



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL EMPUJE DE SUELO SOBRE REVESTIMIENTOS EN PIQUES CIRCULARES CONSIDERANDO EL EFECTO DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

HÉCTOR RODRIGO NAVARRO ÁLVAREZ

PROFESOR GUÍA:
ROBERTO GESCHE SCHÜLER

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR PASTÉN PUCHI
EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA

SANTIAGO DE CHILE
2015

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil mención
Estructuras, Construcción y Geotecnia.
POR: Héctor Rodrigo Navarro Álvarez
FECHA: 09/11/2015
PROFESOR GUÍA: Roberto Gesche Schüler

EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL EMPUJE DE SUELO SOBRE REVESTIMIENTOS EN PIQUES CIRCULARES CONSIDERANDO EL EFECTO DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO

El uso de piques circulares como estructura de contención en suelos urbanos se ha vuelto común, entre otras cosas, debido al desarrollo de infraestructura subterránea. El diseño de este tipo de estructura es comúnmente realizado en base a teorías desarrolladas para muros de contención rígidos, planos e infinitamente largos, lo que corresponde a una simplificación que no se condice con la realidad de su comportamiento. Numerosos autores han estudiado de forma teórica la distribución del empuje sobre el sostenimiento de piques circulares, existiendo acuerdo en que las metodologías tradicionales de diseño sobreestiman su empuje activo. Sin embargo, dichas metodologías no hacen referencia a las deformaciones que se requieren para alcanzar dicha condición activa, ni consideran el método constructivo a utilizar. Según lo descrito, en este trabajo de título se estudia la influencia del método constructivo en la distribución del empuje del suelo sobre el sostenimiento de piques circulares.

La metodología adoptada consiste en modelar numéricamente los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo de la nueva Línea 3 de Metro de Santiago, considerando que para su construcción se utilizan los métodos constructivos Excavación secuencial (SEM) y Muro pantalla (MP). Esto permite observar las diferencias que generan en la magnitud y distribución del empuje al usar secuencias constructivas diferentes, en adición a las deformaciones que conllevan. Adicionalmente, los resultados obtenidos de los casos modelados se comparan con distintas teorías disponibles en la literatura, permitiendo analizar su validez en relación a las condiciones geométricas y geotécnicas consideradas en los modelos.

Según lo anterior, al usar el método constructivo SEM se obtienen magnitudes de empuje menor a las que se alcanza con el método constructivo MP. Las diferencias son de un 20% para el pique Plaza Chacabuco y un 35% para El Cortijo, aproximadamente. De forma complementaria se tiene que las deformaciones radiales son mayores al usar el método constructivo SEM, lo que resulta consistente con las diferencias de empuje observadas. Sin embargo, las deformaciones observadas en los modelos numéricos no son suficientes para que se alcance la condición activa, lo que explica que las teorías desarrolladas para obtener el empuje activo en piques circulares no sean aplicables a los casos estudiados, observándose que el empuje obtenido numéricamente sea de un 10 a un 75% mayor al que se calculado de forma teórica.

Finalmente, es importante mencionar que tanto la distribución del empuje como las deformaciones radiales reflejan los hitos constructivos que se producen durante la construcción, en especial aquellos que afectan de forma brusca las condiciones de confinamiento del suelo, por lo que se concluye que el método constructivo tiene un efecto apreciable tanto en la magnitud y distribución del empuje como en las deformaciones del suelo, de modo que considerar este factor en el proceso de diseño resulta favorable para la obtención de resultados más representativos, y diseños más eficientes.

“No conoceré el miedo. El miedo mata la mente. El miedo es el pequeño mal que conduce a la destrucción total. Afrontaré mi miedo. Permitiré que pase sobre mí y a través de mí. Y cuando haya pasado, giraré mi ojo interior para escrutar su camino. Allí por donde mi miedo haya pasado, ya no quedará nada, sólo estaré yo.”

Frank Herbert

A mis padres y hermano

AGRADECIMIENTOS

La realización de este trabajo conlleva la culminación de una etapa importante en mi vida, que pude llevar a buen término gracias al apoyo de mi familia y amigos. Según esto, en primer lugar quisiera agradecer a mis padres y hermano por su ayuda y apoyo incondicional a lo largo de todos estos años. Les doy gracias por acompañarme y darme las fuerzas necesarias para no flaquear y superar todas las dificultades que se me han presentado.

También agradezco a los compañeros que formaron parte de esta etapa universitaria, especialmente a Cristian Opitz, Alejandro Cárdenas y Juan Fernando Albornoz: como olvidar esas jornadas maratónicas de estudio, donde a veces resultamos victoriosos, otras no tanto, pero logrando de igual forma llegar a la meta.

También quiero agradecer a los profesores que formaron parte de mi comisión, por su ayuda, interés y disposición. Específicamente, a mi profesor guía Roberto Gesche por el gran tiempo dedicado a contestarme dudas y resolver las dificultades que surgieron durante el desarrollo de este trabajo de título, ayudándome incluso con cosas ajenas a la realización misma de la memoria, como fue la obtención de mi primer trabajo, haciendo por todo lo anterior un agrado la realización de este trabajo de título. De igual forma quiero agradecer al profesor César Pastén, por sus comentarios y correcciones que semana a semana me realizaba durante los horarios de clases, y por la facilitación de la licencia de Plaxis, cuyo uso sin dudas me será provechoso en el futuro laboral. Por último, agradecer al profesor Edgardo González y Metro de Santiago por facilitarme la información técnica sobre la construcción de piques circulares para la red de Metro, sin la cual este trabajo no sería lo que es.

Finalmente agradecer a todos aquellos que aportaron de una forma u otra a la realización de este trabajo de título (Edgar Bard, David Solans, Ignacio Álvarez, entre otros).

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos Generales	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	3
1.3. Desarrollo de la memoria	3
2. EMPUJE EN MUROS PLANOS Y PIQUES CIRCULARES	4
2.1. Introducción.....	4
2.2. Empuje en muros planos	4
2.2.1. Empuje en reposo.....	4
2.2.2. Empuje activo en muros planos.....	6
2.2.3. Terzaghi y Peck (1948).....	9
2.3. Empuje en piques circulares	11
2.3.1. Terzaghi (1943).....	11
2.3.2. Berezantzev (1958).....	14
2.3.3. Prater (1977).....	16
2.3.4. Proctor y White (1977)	20
2.3.5. Wong y Kaiser (1988)	21
2.3.6. Cheng y Hu (2005).....	24
2.3.7. Manual de diseño NAVFAC	26
2.3.8. Recomendaciones sobre excavaciones (EAB)	27
2.4. Piques de Línea 3 de Metro de Santiago	28
2.5. Comparación de distribuciones de empuje teóricas.....	31
3. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN EXCAVACIONES CIRCULARES	32
3.1. Introducción.....	32
3.2. Métodos Constructivos.....	32
3.2.1. Muro Berlínés.....	32
3.2.2. Excavación secuencial.....	34
3.2.3. Muro de Dovelas de Hormigón Prefabricado	36
3.2.4. Shaft Sinking.....	37
3.2.5. Muro de Tablestacas	38

3.2.6. Muro Pantalla.....	40
3.2.7. Pantalla de Pilotes	41
4. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE SUELOS DE SANTIAGO	45
4.1. Introducción.....	45
4.2. Descripción de Unidades Geotécnicas	45
4.2.1. Gravas del río Mapocho.....	45
4.2.2. Finos del norte	46
4.2.3. Conos de deyección	46
4.2.4. Otros suelos.....	47
4.3. Propiedades Geomecánicas de Unidades Geotécnicas	47
4.5. Modelos Constitutivos	49
4.5.1. Mohr Coulomb	49
4.5.2. Hardening Soil	50
4.5.3. Calibración y validación de modelos constitutivos para su uso en gravas de Santiago.....	52
5. ANÁLISIS NUMÉRICO DE CASOS DE ESTUDIO, PIQUES PLAZA CHACABUCO Y EL CORTIJO	56
5.1. Introducción.....	56
5.2. Pique Plaza Chacabuco	56
5.2.1. Métodos constructivos	56
5.2.2. Descripción suelo de fundación	58
5.2.3. Deformaciones de masa de suelo.....	59
5.2.4. Esfuerzos en masa de suelo.....	63
5.3. Pique El Cortijo	69
5.3.1. Métodos constructivos	69
5.3.2. Descripción suelo de fundación	70
5.3.3. Deformaciones de masa de suelo.....	70
5.3.4. Esfuerzos en masa de suelo.....	73
6. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL COMPORTAMIENTO DE PIQUES	76
6.1. Introducción.....	76
6.2. Coeficiente de empuje en reposo (K_0)	76
6.3. Ángulo de fricción (ϕ)	78
6.4. Cohesión (c).....	79

7. COMPARACIÓN, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	81
7.1. Introducción.....	81
7.2. Resultados numéricos.....	81
7.2.1. Método constructivo Excavación secuencial.....	81
7.2.2. Método constructivo Muro pantalla	82
7.2.3. Deformaciones necesarias para alcanzar la condición activa de esfuerzos ..	83
7.3. Comparación de las distribuciones de empuje calculadas teóricamente con las obtenidas de la modelación numérica.....	84
7.3.1. Pique Plaza Chacabuco.....	85
7.3.2. Pique El Cortijo	89
7.4. Instrumentación y monitoreo de piques Plaza Chacabuco y El Cortijo – Celdas de presión	93
7.4.1. Mediciones celdas de presión.....	94
7.5. Propuestas y recomendaciones.....	97
7.5.1. Distribución de empuje	97
7.5.1. Instrumentación	99
8. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	100
8.1. Resultados de Modelamiento Numérico	100
8.2. Empujes teóricos sobre el sostenimiento de piques circulares	101
8.3. Investigaciones futuras	102
BIBLIOGRAFÍA	104
ANEXOS	109
A. MAPA SUELO DE FUNDACIÓN DEL GRAN SANTIAGO.....	109
B. INSTALACIÓN CELDAS DE PRESIÓN.....	110
C. DESCRIPCIÓN ENSAYOS TRIAXIALES IN-SITU KORT ET AL. (1978).....	111
D. PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES DE METRO PLAZA CHACABUCO Y EL CORTIJO	112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Límites superior e inferior del empuje sobre el sostenimiento, según rigidez de este.	28
Tabla 2: Resumen de parámetros geotécnicos de las gravas fluviales de Santiago. Petrus (2011).....	48
Tabla 3: Resumen de parámetros geotécnicos de Finos del norte y conos de deyección. Petrus (2011).....	48
Tabla 4: Parámetros modelo Hardening soil para las gravas fluviales del Río Mapocho.	53
Tabla 5: Parámetros modelo Mohr Coulomb para las gravas fluviales del Río Mapocho.	53
Tabla 6: Parámetros modelo Hardening soil para las gravas fluviales del Río Mapocho 1° y 2° depositación.....	58
Tabla 7: Empuje total sobre el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco construido por excavación secuencial y muro pantalla.	66
Tabla 8: Parámetros modelo Hardening soil para finos del norte y conos de deyección.	70
Tabla 9: Empuje total sobre el sostenimiento del pique El Cortijo construido por excavación secuencial y muro pantalla.	74
Tabla 10: Rangos de variación de las propiedades del suelo a evaluar.....	76
Tabla 11: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico del coeficiente de empuje en reposo (K_0).	78
Tabla 12: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico del ángulo de fricción (ϕ).....	79
Tabla 13: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico de la cohesión (c).....	80
Tabla 14: Desplazamiento lateral requerido para alcanzar la condición activa para muros de contención planos según su altura (H). A partir de Bowles (1997).....	83
Tabla 15: Tipo de suelo considerado por los autores de distribuciones de empuje en piques circulares.	84
Tabla 16: Resumen de parámetros geométricos y geotécnicos considerados en las distribuciones de empuje teóricas de pique Plaza Chacabuco. Se considera comportamiento puramente friccional ($c=0$).	85
Tabla 17: Empuje total sobre el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco obtenido teórica y numéricamente. $\phi=45^\circ$; $c=0$	87
Tabla 18: Resumen de parámetros geométricos y geotécnicos considerados en las distribuciones de empuje teóricas de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo. Se considera comportamiento puramente friccional ($c=0$).....	90
Tabla 19: Empuje total sobre el sostenimiento del pique El Cortijo obtenido teórica y numéricamente. $\phi=31^\circ$; $c=0$	91

Tabla 20: Medidas de celdas de presión de pique Plaza Chacabuco cuando el sello de fundación se encuentra a 20,9 m de profundidad.	95
Tabla 21: Medidas de celdas de presión de pique El Cortijo cuando el sello de fundación se encuentra a 24,4 m de profundidad.	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Coeficiente de empuje lateral en función de la deformación del muro. Canadian Geotechnical Society (2006).	2
Figura 2: Distribución empuje en reposo. Caso suelo seco. Braja (1999).	6
Figura 3: Presión activa de Rankine. a) Esquema del problema. b) Diagrama Mohr-Coulomb. Evolución de esfuerzos al pasar de la condición en reposo a la activa. c) Distribución de esfuerzos en la profundidad. Braja (1999)	7
Figura 4: Teoría de Coulomb. Caso activo con $c=0$. Craig (2004).	8
Figura 5: Distribución del empuje aparente de cortes abiertos en arenas. a) Distribución medida. b) Distribución propuesta. Terzaghi et al. (1948).	9
Figura 6: Distribución aparente de esfuerzos. a) Arcillas blandas. b) Arcillas duras fisuradas. Terzaghi et al. (1948).	10
Figura 7: a y b) Esfuerzos que actúan en los lados de un pequeño bloque de suelo ubicado a una distancia r del centro del eje central del pique. c y d) Diagramas ilustrando los supuestos usados en el cálculo de la distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento. Terzaghi et al. (1948).	12
Figura 8: Distribución del empuje normalizado. A partir de Terzaghi (1943).	14
Figura 9: Distribución de empujes sobre el sostenimiento para ángulo de fricción variable. A partir de Berezantzev (1958).	15
Figura 10: Superficie de falla asumida para suelos sin cohesión, y detalle de fuerzas actuando sobre la cuña deslizante. Prater (1977).	16
Figura 11: Distribución de empujes para suelo granular sin cohesión, considerando coeficiente de esfuerzo tangencial 1 y K_0 . A partir de Prater (1977).	18
Figura 12: Superficie de falla asumida para suelos cohesivos, y detalle de fuerzas actuando sobre la cuña deslizante. Prater (1977).	19
Figura 13: Efecto arco cerca del pique. a) Sección horizontal 1-1. b) Sección vertical a través del pique. Wong y Kaiser (1988).	21
Figura 14: Modos de falla. (a) Modo A: $\sigma_t - \sigma_r = \max$. (b) Modo B: $\sigma_v - \sigma_r = \max$. (c) Modo C: $\sigma_t - \sigma_v = \max$. Wong y Kaiser (1988).	22
Figura 15: a) Relación entre la presión sobre el sostenimiento, la extensión del radio de plasticidad, y el desplazamiento del sostenimiento, sin considerar efectos de gravedad. b) Distribución del empuje, y extensión del radio de plasticidad sin considerar efectos de gravedad. c) Distribución del empuje considerando efectos de gravedad. Wong y Kaiser (1988).	23
Figura 16: Fuerzas involucradas en efecto arco vertical. Wong y Kaiser (1988).	23
Figura 17: Distribución de esfuerzos en profundidad de un pique circular. A partir de Cheng y Hu (2005).	25
Figura 18: Coeficientes de empuje activo y pasivo en arenas. NAVFAC (1986).	27
Figura 19: Distribución de empuje estático propuesta por consorcio AWWA. Metro (2012a).	29

Figura 20: Curvas de empuje estático propuesta por PETRUS para suelos granulares y finos. Petrus (2011).	30
Figura 21: Comparación de curvas de distribución del empuje sobre el sostenimiento de un pique circular. Se considera $\phi=45$, $c=0$	31
Figura 22: Esquema muro Berlínés. Errázuriz (2009).	33
Figura 23: Esquema Pique El Cortijo. López (2014).	34
Figura 24: División de área de excavación de piques circulares de Metro de Santiago. Metro (2012a).	35
Figura 25: Esquema de estructura de muro de hormigón proyectado (vista en planta).	35
Figura 26: Secuencia de instalación. a) Excavación inicial, primeros anillos construidos. b) Construcción collar de hormigón. c) Excavación sección siguiente. d) Instalación de dovelas de hormigón prefabricado en área excavada. Humes (2012).	36
Figura 27: Sostenimiento de pique usando dovelas de hormigón prefabricado. Humes (2012).	36
Figura 28: Pique construido con el método constructivo <i>shaft sinking</i> en Londres. Newman y Wong (2011).	37
Figura 29: Segmental Shaft Sinking. a) Excavación inicial y construcción de anillo superior y borde cortante. b) Construcción de collar de hormigón e instalación de pistones hidráulicos. c) Construcción de nuevo anillo. d) Excavación y hundimiento del sostenimiento. e) Repetición de pasos “c” y “d” hasta alcanzar profundidad deseada. Macrete (2014).	38
Figura 30: Pique de acceso a túnel de desagüe en proyecto “Rosedale outfall”, en Auckland, Nueva Zelanda. 14m de diámetro y 12m de hincado de tablestacas. Wallis (2009).	39
Figura 31: a) Martillo Vibrador. b) Vibrador colgado. c) Vibrador sobre equipo auto-transportable. d) Martillo de Percusión o Golpeo. Ischebeck (2014).	39
Figura 32: Método constructivo para la construcción de muros diafragmas. Bachy Soletanche (2015).	40
Figura 33: a) Cuchara bivalva montada en grúa oruga. b) Hidrofresa montada en grúa oruga.	41
Figura 34: Pique con muro pantalla en planta de procesamiento de acero inoxidable en Alabama, Estados Unidos. a) Muro pantalla. b) Construcción muro guía. Bauer (2014).	41
Figura 35: Alternativas de refuerzo en pilas secundarias, vista en planta. a) Armadura convencional. b) Perfil de acero. Lindquist y Jameson (2011).	42
Figura 36: Muro guía para construcción de pilotes secantes. Lindquist y Jameson (2011).	42
Figura 37: Pilotera. Lindquist y Jameson (2011).	43
Figura 38: Secuencia de construcción de pilas (primarias y secundarias). Wharmby (2010).	43
Figura 39: Pique de acceso de túnel New Irvington. Lindquist y Jameson (2011).	44
Figura 40: Granulometría de gravas fluviales de Santiago. Ortigosa (2005).	46

Figura 41: Ejemplo de perfil estratigráfico de un cono de deyección. Poblete (2004). ...	47
Figura 42: Coeficiente de empuje en reposo de gravas fluviales del sector Tobalaba a 17.7m de profundidad. Verdugo et al. (2007)	49
Figura 43: Curva esfuerzo-deformación de criterio Mohr Coulomb.	50
Figura 44: Relación hiperbólica de esfuerzo-deformación en un triaxial drenado estándar. Plaxis (2015)	51
Figura 45: Curvas de tensión deformación a partir de triaxial in-situ en sector cercano a Estación de metro Los Leones, a 10m de profundidad. Kort et al. (1978).....	52
Figura 46: Envolvente de falla para desviador máximo en gravas de Santiago. Ortigosa (2005).....	53
Figura 47: Comparación ensayos triaxiales in-situ con resultados de modelación numérica en Plaxis usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.	54
Figura 48: Comparación ensayos triaxiales in-situ con resultados de modelación numérica en Plaxis usando el modelo constitutivo Hardening soil.	55
Figura 49: Secuencia tipo del método constructivo Excavación secuencial. Topa Gomes (2008).....	57
Figura 50: Corte vertical de sección central de Pique Plaza Chacabuco. Metro (2014a).	57
Figura 51: Variación de coeficiente de empuje en reposo según la profundidad	59
Figura 52: Desplazamientos radiales en masa de suelo en etapa final de la construcción del pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.	59
Figura 53: Detalle de etapa de excavación tipo, momento en que el suelo se encuentra sin confinamiento en el método constructivo Excavación secuencial.....	60
Figura 54: Desplazamiento radial de suelo en contacto con el sostenimiento de pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.....	61
Figura 55: Evolución del desplazamiento radial del suelo entre 23,45 m y 25,35 m de pique Plaza Chacabuco.	61
Figura 56: Desplazamiento vertical del suelo en contacto con el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.....	62
Figura 57: Asentamientos superficiales de pique Plaza Chacabuco. a) Totales. b) Diferenciales.....	63
Figura 58: Esfuerzos radiales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.	64
Figura 59: Evolución de esfuerzos radiales durante la etapa de excavación del anillo entre 23,45 m - 25,35 m de profundidad del pique Plaza Chacabuco.....	65
Figura 60: Esfuerzos verticales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.	66
Figura 61: Esfuerzos tangenciales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.....	67
Figura 62: Esfuerzos radiales según distancia al soporte de pique Plaza Chacabuco. Método constructivo Excavación secuencial.	68

Figura 63: Esfuerzos radiales según distancia al soporte de pique Plaza Chacabuco. Método constructivo Muro pantalla.....	68
Figura 64: Pique El Cortijo. Espesor de etapas de excavación. Metro (2014b).	69
Figura 65 Desplazamiento radial de suelo en contacto con el sostenimiento de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.	71
Figura 66: Desplazamiento vertical de suelo en contacto con el sostenimiento de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.	72
Figura 67: Asentamientos superficiales de pique El Cortijo. a) Totales. b) Diferenciales.	73
Figura 68: Esfuerzos radiales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.	74
Figura 69: Esfuerzos verticales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.	75
Figura 70: Esfuerzos tangenciales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.	75
Figura 71: Análisis paramétrico del coeficiente de empuje en reposo (K_0). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).	77
Figura 72: Análisis paramétrico del ángulo de fricción (ϕ). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).	79
Figura 73: Análisis paramétrico de la cohesión (c). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).	80
Figura 74: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para piques circulares, con aquella obtenida numéricamente para el método Excavación secuencial. ($c=0$).....	86
Figura 75: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para piques circulares, con aquella obtenida numéricamente para el método Muro pantalla. ($c=0$)	86
Figura 76: Pique Plaza Chacabuco. Distribución de empuje, criterios de Berezantzev (1958) y Cheng y Hu (2005). Profundidad < 7m: $\phi=45^\circ$; $c=20$. Profundidad > 7m: $\phi=45^\circ$; $c=35$	88
Figura 77: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros planos, con aquellas obtenidas numéricamente para pique Plaza Chacabuco.	89
Figura 78: Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros circulares, con aquellas obtenidas numéricamente para el pique Plaza Chacabuco. Profundidad < 12m: $\phi=31^\circ$; $c=30$. Profundidad > 12m: $\phi=31^\circ$; $c=50$	90
Figura 79; Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros circulares, con aquellas obtenidas numéricamente para el pique Plaza Chacabuco. ($\phi=31$).	91
Figura 80: Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros planos, con aquellas obtenidas numéricamente.....	93

Figura 81: Celdas de presión hidráulica. a) Pique Plaza Chacabuco (Grava de Santiago). b) Pique El Cortijo (Finos del Norte).....	94
Figura 82: Comparación de mediciones de celdas de presión con resultados de modelación numérica en pique Plaza Chacabuco. Avance correspondiente a 21,65 m de profundidad.	96
Figura 83: Comparación de mediciones de celdas de presión con resultados de modelación numérica en pique El Cortijo. Avance correspondiente a 24,4 m de profundidad.	97
Figura 84: Propuesta de distribución del empuje para piques circulares de grandes dimensiones, excavados en Grava de Santiago y construido por el método constructivo Muro pantalla.....	98
Figura 85: Distribución del empuje en pique circular de grandes dimensiones, excavado en suelo Finos del Norte y construido por el método constructivo Excavación secuencial.	98
Figura 86: Distribución de unidades geotécnicas en el trazado de la Línea 3 de Metro de Santiago. A partir de Valenzuela (1978)	109
Figura 87: Proceso de instalación de celdas de presión. Gesche (2013).....	110
Figura 88: Ensayos triaxiales in-situ en sector Los Leones. Kort et al (1978).	111

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El uso de piques circulares como estructura de contención en suelos urbanos, se ha vuelto común, entre otras cosas, debido al desarrollo de infraestructura subterránea. El diseño de este tipo de estructura es comúnmente realizado en base a las teorías desarrolladas por Coulomb (1776) y Rankine (1856) para muros de contención rígidos infinitamente largos, sin embargo esto corresponde a una simplificación que no se condice con la realidad del comportamiento de los piques circulares contemporáneos.

Numerosos autores han estudiado de forma teórica la distribución de esfuerzos en piques circulares. Terzaghi (1943) y Prater (1977) se basaron en la teoría del equilibrio límite y propusieron una distribución de esfuerzos para la condición activa. Berezantsev (1958), Liu y Wang (2007) y Liu et al. (2008), hicieron lo propio extendiendo el uso del “slip line method”. Wong y Kayser (1988) adaptaron el método de convergencia confinada (CCM) utilizado originalmente en túneles, obteniendo una relación para obtener la distribución de esfuerzos en función de las deformaciones del sostenimiento. Kong et al. (2009), basándose en el mismo principio, se centró en el comportamiento de muros pantallas.

Paralelamente a los trabajos teóricos se han desarrollado numerosos estudios experimentales en laboratorio. Entre las técnicas usadas para modelar la excavación de piques circulares en los ensayos están: la implementación de sostenimientos mecánicamente ajustables, usada por Fujii et al. (1994) y Tobar (2009), la estabilización temporal del pique mediante algún fluido a presión, aplicada por Lade et al. (1981), y el método “shaft sinking” usado por Müller-Kirchenbauer et al. (1980).

Otro enfoque consiste en llevar a cabo un programa de instrumentación y monitoreo para obtener mediciones de esfuerzos y deformaciones en casos reales, como lo realizado en los piques de la nueva Línea 3 de Metro de Santiago, cuyos resultados se muestran en los informes Metro (2014a), Metro (2014b), y en el trabajo de título de López (2014).

Entre los diversos estudios existe acuerdo en que las metodologías tradicionales de diseño sobreestiman el empuje activo en piques circulares, no obstante, en la mayoría de los trabajos teóricos no se evalúa el nivel de deformaciones necesarias para alcanzar la condición activa. Lo anterior se ha intentado abarcar en estudios experimentales a escala, pero aún así, no se ha relacionado la magnitud de las deformaciones con el método constructivo usado.

En el caso de muros planos, la Figura 1 muestra cómo varía el coeficiente de empuje lateral en función de las deformaciones. Esto, deja de manifiesto la importancia de las deformaciones que ocurren durante y después de la construcción, las que además podrían depender del método constructivo usado.

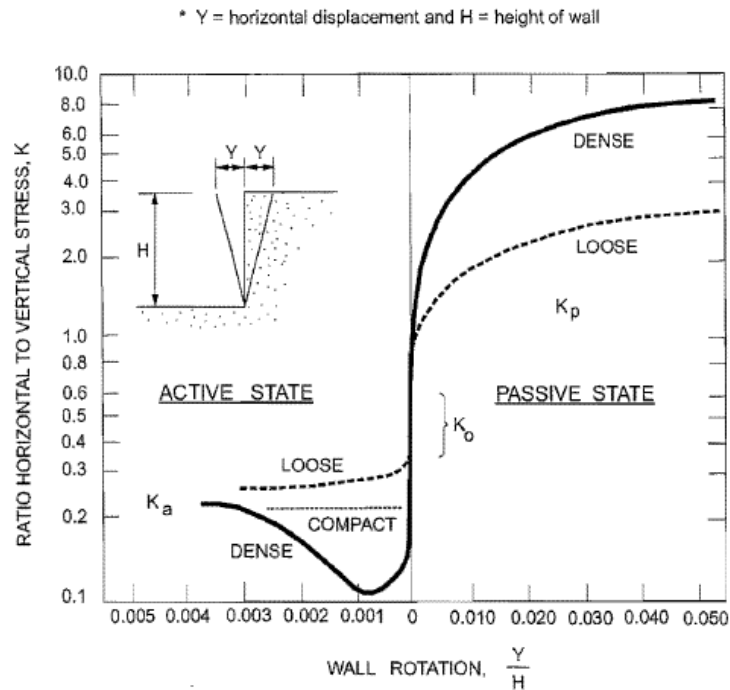


Figura 1: Coeficiente de empuje lateral en función de la deformación del muro. Canadian Geotechnical Society (2006).

Terzaghi (1943) menciona que el método constructivo tiene un impacto en la magnitud y distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento de piques circulares, a pesar de no considerarlo en su análisis. De considerarse el método constructivo para obtener la magnitud y distribución del empuje resultante, el diseño del sostenimiento podría ser más eficiente. En la actualidad, el avance tecnológico permite evaluar numéricamente los efectos de las diversas etapas constructivas en el suelo (esfuerzos y deformaciones), tal como se hace en el trabajo de Arai et al. (2008) para el caso específico de la instalación de un muro pantalla en un pique circular en la Bahía de Tokio. Para el caso de métodos constructivos como el implementado en los piques de Metro de Santiago la literatura es escasa, por lo que existe una motivación para realizar el estudio que se plantea en el presente trabajo.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Estudiar la influencia del método constructivo en la distribución del empuje del suelo sobre el sostenimiento en piques circulares.

1.2.2. Objetivos Específicos

1. Realizar revisión bibliográfica sobre:
 - Métodos teóricos para calcular el empuje activo en muros planos.
 - Métodos teóricos para calcular el empuje activo en piques circulares.
 - Datos de mediciones de campo de esfuerzos y deformaciones en piques circulares disponibles.
 - Efecto de la deformación del suelo en la distribución y magnitud de los empujes del suelo sobre el sostenimiento en piques circulares.
2. Confeccionar modelos numéricos con el programa de elementos finitos PLAXIS 3D para estudiar el efecto del método constructivo en el empuje del suelo sobre el sostenimiento y en las deformaciones del suelo. Se considera los métodos constructivos Excavación secuencial, como el usado en los piques de Metro de Santiago, y Muro pantalla.
3. Comparar resultados obtenidos del modelamiento numérico con los calculados a partir de las metodologías teóricas y/o mediciones de campo disponibles.
4. Proponer una forma alternativa de distribución de esfuerzos para los métodos constructivos modelados, considerando las condiciones existentes en los piques de Metro de Santiago.

1.3. Desarrollo de la memoria

El presente trabajo de título en primera instancia, en el Capítulo 2, se presenta una revisión bibliográfica de los métodos teóricos existentes para obtener la distribución del empuje sobre el sostenimiento de piques circulares. Luego, durante el Capítulo 3, se describen los diversos métodos constructivos que se usan en la práctica para la construcción de piques circulares. Posteriormente, en el Capítulo 4, se revisan los parámetros geotécnicos de los suelos de Santiago, y los modelos constitutivos que podrían representarlos. En el Capítulo 5, se presentan y comentan los resultados obtenidos del modelamiento numérico de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, a través de lo cual, se estima la influencia del método constructivo en el empuje en los esfuerzos y deformaciones del suelo, dando especial énfasis, a la variación del empuje del suelo sobre el sostenimiento. Este análisis numérico se profundiza en el Capítulo 6, a través un análisis paramétrico de las propiedades del suelo. A continuación, en el Capítulo 7, se discute los resultados de los capítulos previos, y se realiza una comparación entre el empuje obtenido numéricamente, y los que se obtendrían, a partir de la teoría descrita en el Capítulo 2. Para finalmente, en el Capítulo 8, mencionar los comentarios finales y conclusiones.

2. EMPUJE EN MUROS PLANOS Y PIQUES CIRCULARES

2.1. Introducción

El empuje sobre estructuras de contención depende del grado de deformación que ocurra en el suelo. Las deformaciones a su vez, dependen del método constructivo usado, rigidez del sostenimiento, tipo de suelo, mano de obra, entre otros factores. Adicionalmente, en excavaciones circulares, se da el fenómeno “efecto arco”, que tiende a disminuir los esfuerzos en la dirección radial. De acuerdo a lo anterior, los criterios usados para predecir el empuje del suelo sobre una estructura de contención, deberían considerar la deformación del suelo y los factores que influyen en esta, como es el método constructivo. Pese a lo descrito, en general, la distribución del empuje del suelo sobre el sostenimiento, se obtiene usando criterios propuestos para estructuras de contención planas y para una condición activa. En casos más conservadores se suele asumir una condición de empuje en reposo.

En un afán de obtener soluciones más rigurosas, diversos autores han deducido distribuciones de empuje alternativas a las usadas en condiciones de deformación planas, para lo cual se ha usado la teoría del equilibrio límite, la metodología numérica de Sokolovsky, y el método de la convergencia confinada, usado originalmente en túneles.

En las secciones siguientes se realiza una revisión bibliográfica sobre la práctica actual, y sobre las diversas metodologías que varios autores han propuesto. Cabe mencionar, que en las relaciones presentadas a lo largo de este capítulo, no se considerará la presencia de napa freática ni sobrecargas superficiales.

2.2. Empuje en muros planos

Como primera aproximación se describen los enfoques típicos usados para obtener el empuje sobre estructuras de contención planas y su distribución.

2.2.1. Empuje en reposo

La relación entre los esfuerzos horizontales y verticales al interior de una masa de suelo, se denomina, coeficiente de esfuerzo lateral. En caso de no ocurrir deformaciones laterales se habla de coeficiente de presión lateral en reposo (K_0).

En el caso de un muro de contención que no permita la deformación lateral del terreno, para el caso de un suelo seco y sin sobrecarga, Figura 2, el estado tensional queda descrito según las ecuaciones (1) y (2).

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1)$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (2)$$

Donde,

- γ : Densidad del suelo [KN/m³]
 z : Profundidad [m]
 K_0 : Coeficiente de presión lateral [-]

El coeficiente de presión lateral, K_0 , se puede determinar de forma teórica o experimental, varios autores en base a ensayos han propuesto relaciones para su estimación. Jaky (1994) propuso para suelos normalmente consolidados que K_0 sea,

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (3)$$

Donde,

- ϕ : Ángulo de fricción [°]

Brooker y Ireland (1965), para arcillas normalmente consolidadas, propusieron la relación de la ecuación (4).

$$K_0 = 0,95 - \text{sen}(\phi) \quad (4)$$

De acuerdo a la ecuación (2), la distribución del empuje crece linealmente con la profundidad, esto se muestra en la Figura 2, y el valor total del empuje en reposo corresponde al de la ecuación (5).

$$P_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0 \quad (5)$$

Donde,

- H : Altura del muro [m]

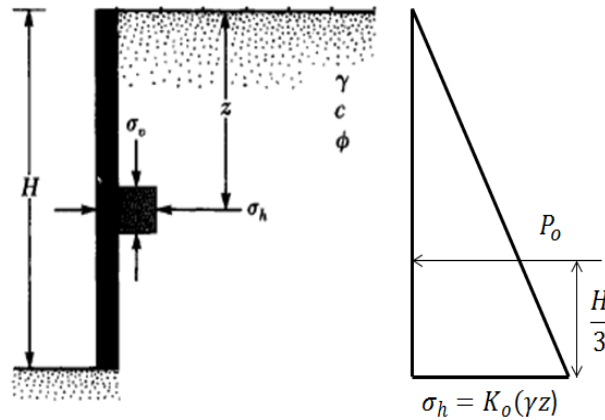


Figura 2: Distribución empuje en reposo. Caso suelo seco. Braja (1999).

2.2.2. Empuje activo en muros planos

A medida que el suelo se deforma, ya sea por desplazamiento o rotación del muro de contención, durante o posterior a la construcción, la presión horizontal disminuye. La condición activa, corresponde a la condición en que no es posible seguir reduciendo los esfuerzos laterales, y el suelo se encuentra en un estado de equilibrio límite, en que la masa de suelo se encuentra al borde de la falla.

En la Figura 1, se muestra como varía el coeficiente de presión lateral con la deformación. El coeficiente de empuje asociado a la disminución máxima de los esfuerzos horizontales, se denomina coeficiente de empuje activo (K_a). La variación de la presión activa con la profundidad, se obtiene a partir de la ecuación (6).

$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (6)$$

Donde,

σ_v : Esfuerzo vertical [kPa]

c : Cohesión [kPa]

Rankine (1856), se basó en la teoría de equilibrio límite, usando un criterio de falla Mohr-Coulomb, para obtener coeficiente de empuje activo, ecuación (7) para el caso de la Figura 2 (suelo granular y terraplén horizontal).

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

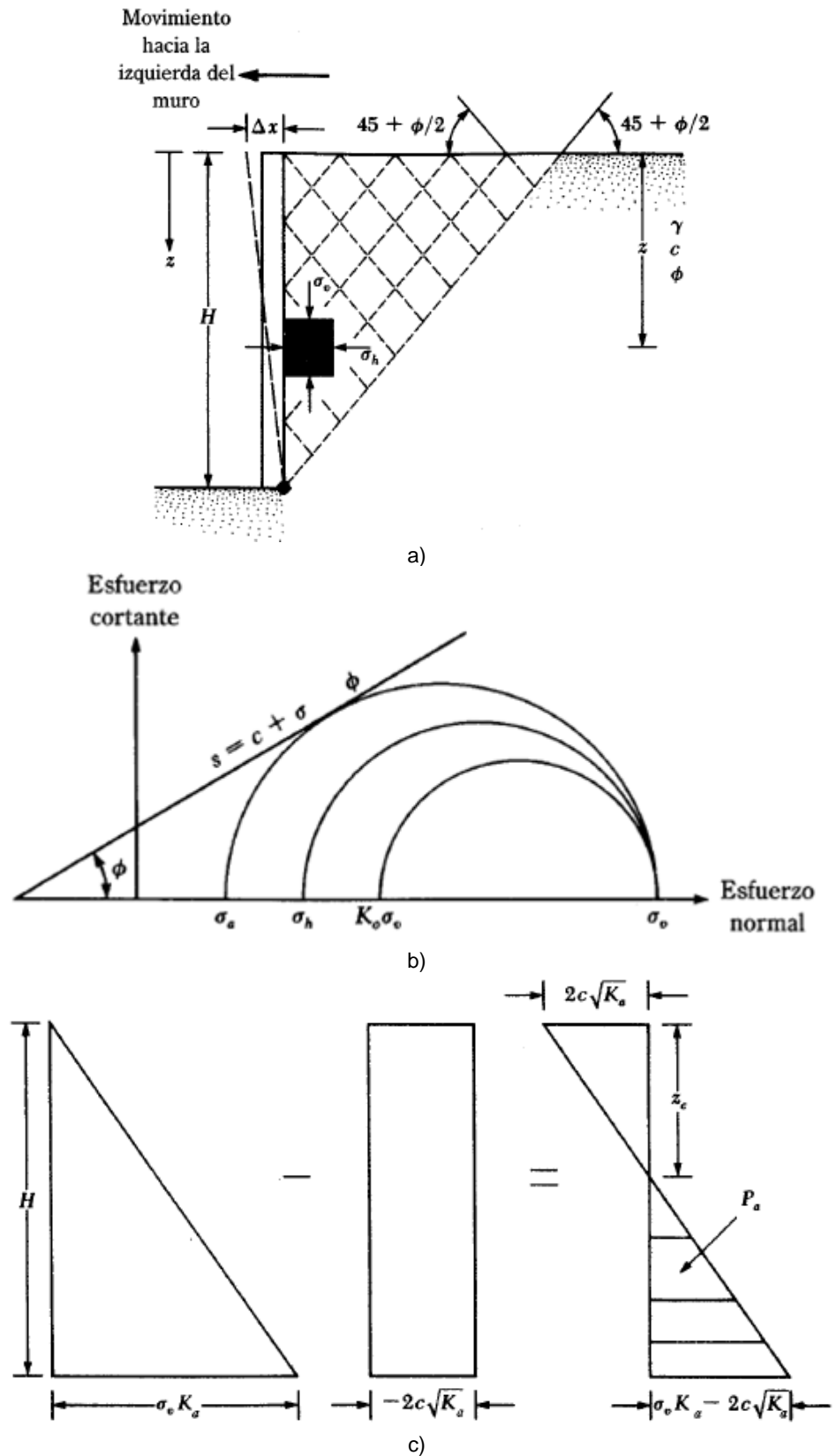


Figura 3: Presión activa de Rankine. a) Esquema del problema. b) Diagrama Mohr-Coulomb. Evolución de esfuerzos al pasar de la condición en reposo a la activa. c) Distribución de esfuerzos en la profundidad. Braja (1999)

Coulomb (1776), propone una relación más general, en donde se considera la fricción entre el suelo y el muro. La teoría de Coulomb, considera la estabilidad de la masa de suelo entre el muro y la superficie de falla como un todo, y obtiene la fuerza total entre el muro y el suelo para una condición al borde de la falla, y no como se distribuye dicha fuerza.

En la ecuación (8) y Figura 4, se muestra la relación de Coulomb y las fuerzas involucradas en el equilibrio.

$$K_a = \left[\frac{\frac{\text{sen}(\alpha - \phi)}{\text{sen}(\alpha)}}{\sqrt{\text{sen}(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad (8)$$

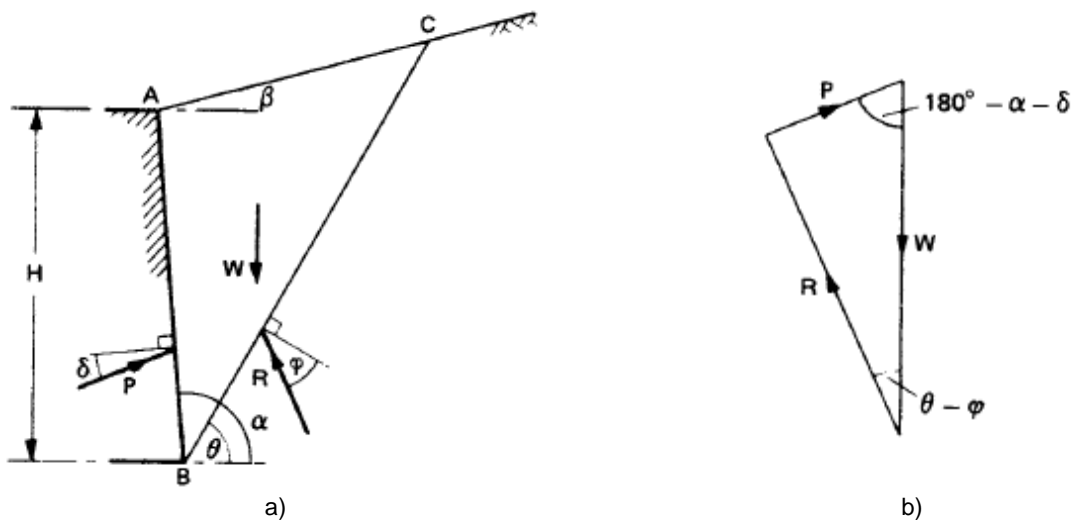


Figura 4: Teoría de Coulomb. Caso activo con $c=0$. Craig (2004).

Finalmente, el empuje activo viene dado por la ecuación 9, donde el coeficiente de empuje activo se puede obtener a partir de Rankine (1856) o Coulomb (1776).

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (9)$$

2.2.3. Terzaghi y Peck (1948)

Terzaghi y Peck (1948) midieron las fuerzas en los puntales de un gran número de cortes verticales, a partir de los que se propuso distribuciones de esfuerzos para arenas, arcillas blandas y duras. El método constructivo usado en la contención de las excavaciones estudiadas, fue el método Berlínés, detallado en el capítulo 3.

Arenas

En el caso de las arenas, las mediciones se realizaron en las excavaciones realizadas durante la construcción de los metros de Berlín, Munich y Nueva York a finales de la década de 1930 y comienzos de la de 1940. La distribución de empujes propuesta para este tipo de suelo se muestra en la Figura 5.

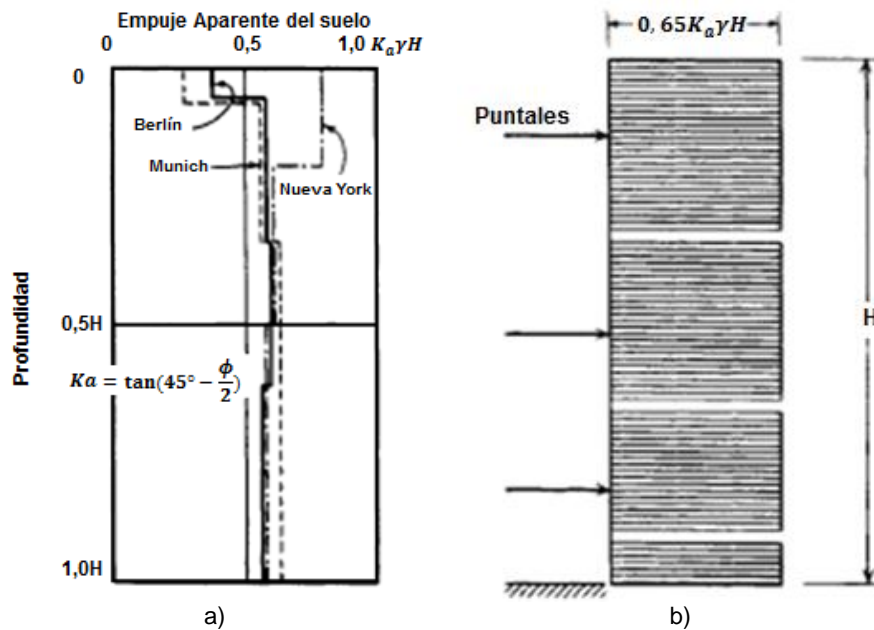


Figura 5: Distribución del empuje aparente de cortes abiertos en arenas. a) Distribución medida. b) Distribución propuesta. Terzaghi et al. (1948).

El valor de K_a , es el típico obtenido por Coulomb (1776) y Rankine (1856), que se obtiene de las ecuaciones (7) y (8). Según esto, el empuje total propuesto por Terzaghi y Peck (1948), corresponde al empuje activo propuesto por Coulomb (1776) y Rankine (1856), aumentado un 30%.

$$P = 1,3 P_a = 0,65 K_a \gamma H^2 \quad (10)$$

Donde,

- Pa : Empuje activo [-]
- H : Profundidad excavación [m]

Arcillas blandas y duras

En base a mediciones realizadas en Chicago, Tokyo, Osaka e Inglaterra, se obtuvieron los diagramas de empuje aparente de la Figura 6.

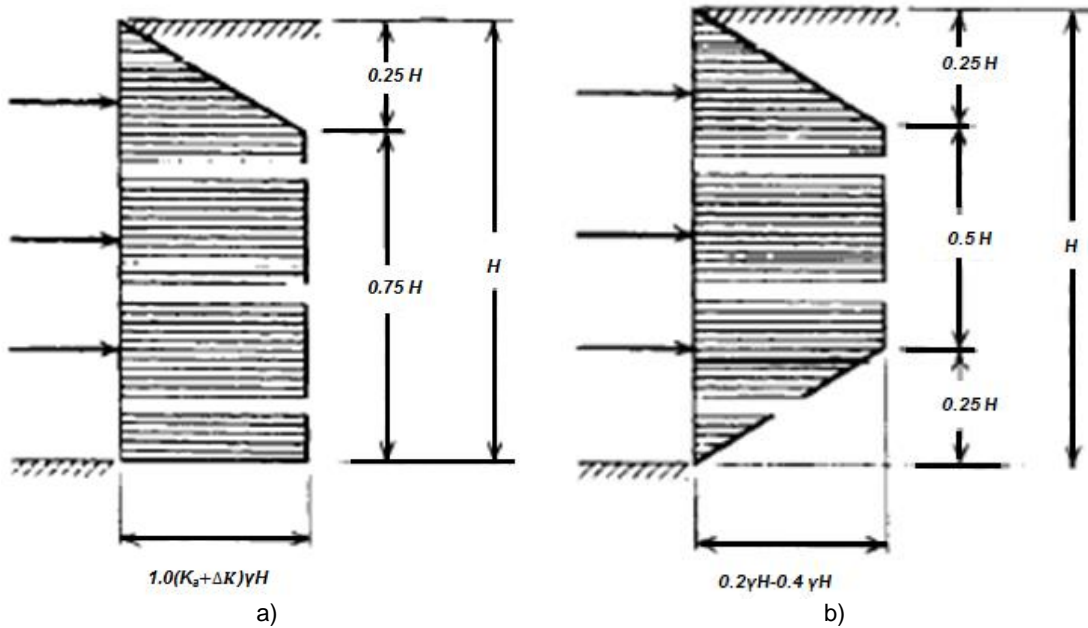


Figura 6: Distribución aparente de esfuerzos. a) Arcillas blandas. b) Arcillas duras fisuradas. Terzaghi et al. (1948).

Donde K_a , que se obtiene de la ecuación (11), es el coeficiente de empuje activo de Rankine para arcillas, y el coeficiente ΔK se deduce de la ecuación (12).

$$K_a = 1 - \frac{4s_u}{\gamma H} \quad (11)$$

$$\Delta K = \frac{2\sqrt{2}d}{H} \left(1 - \frac{(2 + \pi)s_u}{\gamma H} \right) \quad (12)$$

$$d \leq B\sqrt{2} \quad (13)$$

Donde,

- s_u : Resistencia al corte no drenada [kPa]
- B : Ancho de excavación [m]
- d : Distancia bajo sello de fundación en que existe una base firme [m]
- H : Profundidad excavación [kPa]
- γ : Peso unitario [KN/m^3]

2.3. Empuje en piques circulares

La práctica actual referente a la obtención de empujes sobre el sostenimiento de piques circulares, en la mayoría de los casos, adopta enfoques simplificados, usándose distribuciones de esfuerzos obtenidas para condiciones planas, que se describieron en la sección anterior. No obstante esto, en un afán de describir con mayor rigurosidad la distribución de esfuerzos en un pique circular, diversos autores han desarrollado soluciones analíticas que intentan abarcar los aspectos singulares presentes en este tipo de estructuras, asociados principalmente a la geometría circular y al efecto arco.

En los puntos siguientes se describen las teorías y criterios usados para obtener la distribución y magnitud del empuje en piques circulares.

2.3.1. Terzaghi (1943)

La teoría de Terzaghi (1943), permite obtener la distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento de un pique circular en suelos granulares sin cohesión en una condición activa.

Dentro de su desarrollo, Terzaghi asume que el esfuerzo tangencial, correspondiente al esfuerzo principal mayor, es equivalente en magnitud al esfuerzo principal intermedio, Figura 7 (a y b).

$$\sigma_I = \sigma_\theta = \sigma_{II} \quad (14)$$

Considerando la igualdad entre el esfuerzo principal mayor e intermedio, se tiene que en una condición falla, el esfuerzo principal menor vendrá dado por las ecuaciones (15), (16) y (17).

$$\sigma_{II} = \sigma_\theta = \sigma_{III} N_\phi \quad (15)$$

$$\frac{\sigma_{II}}{\sigma_{III}} = N_\phi \quad (16)$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (17)$$

Donde,

$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$: Esfuerzos principales mayor, intermedio y menor
 σ_θ : Esfuerzo tangencial
 ϕ : Ángulo de fricción

En la Figura 7b, se puede ver que a causa de los esfuerzos de corte, los esfuerzos radial y vertical no corresponden a esfuerzos principales, por esto, la razón entre el esfuerzo vertical y radial está dada por la ecuación (18)

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_r} = a = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right) \quad (18)$$

En que el ángulo ϕ_1 , depende del ángulo δ y tiene un valor inferior al ángulo de fricción ϕ . Terzaghi recomienda usar $\phi_1 = \phi - 5^\circ$.

En la Figura 7d, se puede ver que la razón σ_θ/σ_r es mayor que σ_z/σ_r , por tanto al considerar que σ_z es igual a σ_θ , Terzaghi (1943) introduce un error conservador.

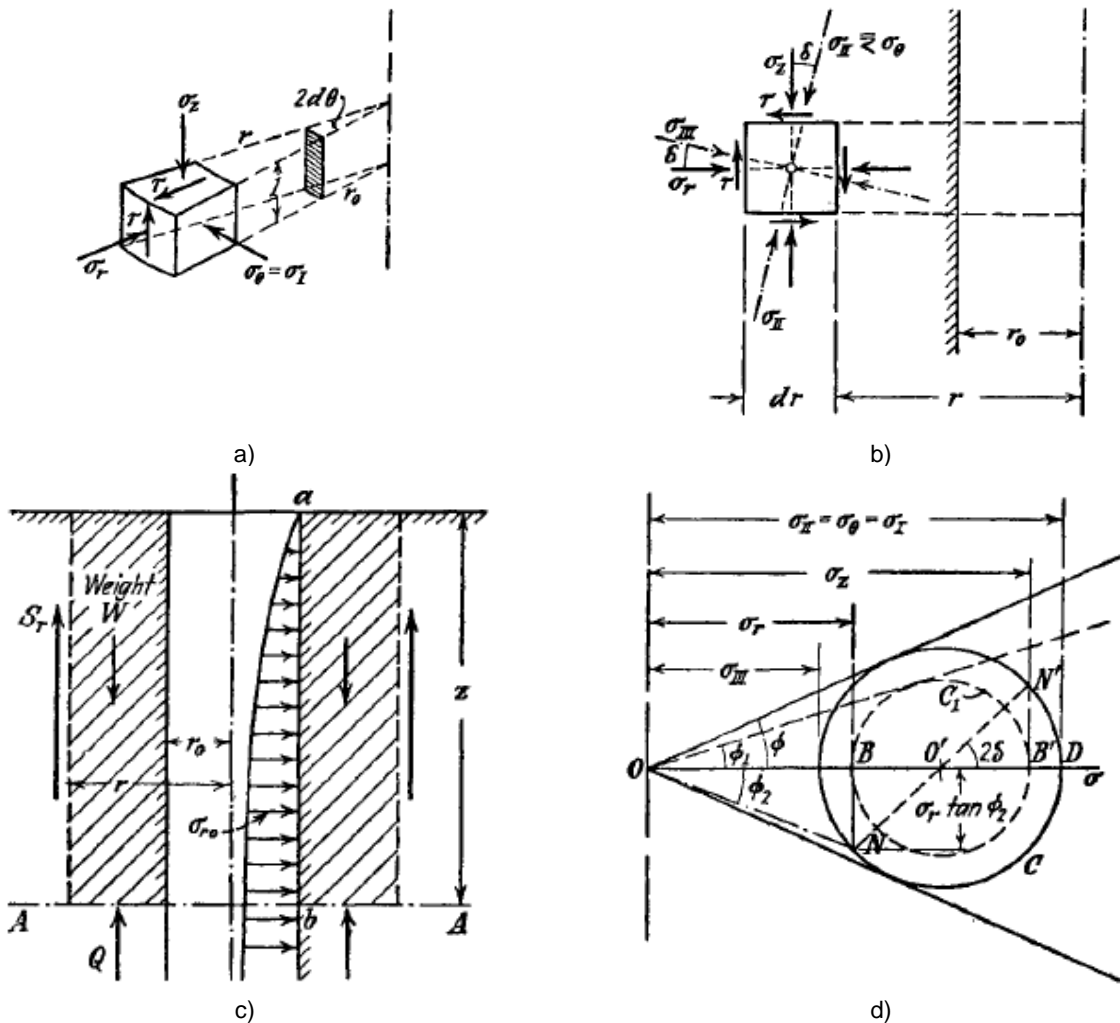


Figura 7: a y b) Esfuerzos que actúan en los lados de un pequeño bloque de suelo ubicado a una distancia r del centro del eje central del pique. c y d) Diagramas ilustrando los supuestos usados en el cálculo de la distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento. Terzaghi et al. (1948).

Por medio de la teoría del equilibrio límite, y de las consideraciones antes descritas, Terzaghi (1943), obtiene que los esfuerzos radiales, tangenciales y verticales, a una distancia r del eje del pique, vienen dados por:

$$\sigma_r = \sigma_{r0} \left(\frac{r}{r_0} \right)^{a-1} \quad (19)$$

$$\sigma_\theta = a\sigma_{r0} \left(\frac{r}{r_0} \right)^{a-1} \quad (20)$$

$$\sigma_z = a\sigma_r = a\sigma_{r0} \left(\frac{r}{r_0} \right)^{a-1} \quad (21)$$

Finalmente, el empuje sobre el sostenimiento se define en función del factor m_σ de la ecuación (22)

$$m_\sigma = \frac{\sigma_{r0}}{\gamma r_0} \quad (22)$$

El factor m_σ , se obtiene resolviendo simultáneamente las ecuaciones (23) y (24), para un determinado ángulo de fricción (ϕ).

$$m_\sigma = \frac{z}{r_0} \frac{a+1}{2a} \frac{a - (a-2)n_1^2}{a + n_1^{a+1}} \quad (23)$$

$$\tan(\phi_2) = \frac{n_1^2 - 1}{m_\sigma n_1^a} - \frac{2a}{a+1} \frac{r_0}{z} \frac{n_1^{a+1} - 1}{n_1^a} \quad (24)$$

Donde,

m_σ : Empuje de suelo normalizado.

ϕ_2 : Mayor diferencia posible entre esfuerzo resultante sobre una sección cilíndrica y esfuerzo radial σ_r . $\phi_2 = \phi - 5^\circ$.

n : Radio normalizado. $n = r/r_0$

n_1 : Radio normalizado de la zona de equilibrio plástico.

En la Figura 8, se puede ver la distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento de un pique circular para un ángulo de fricción variable.

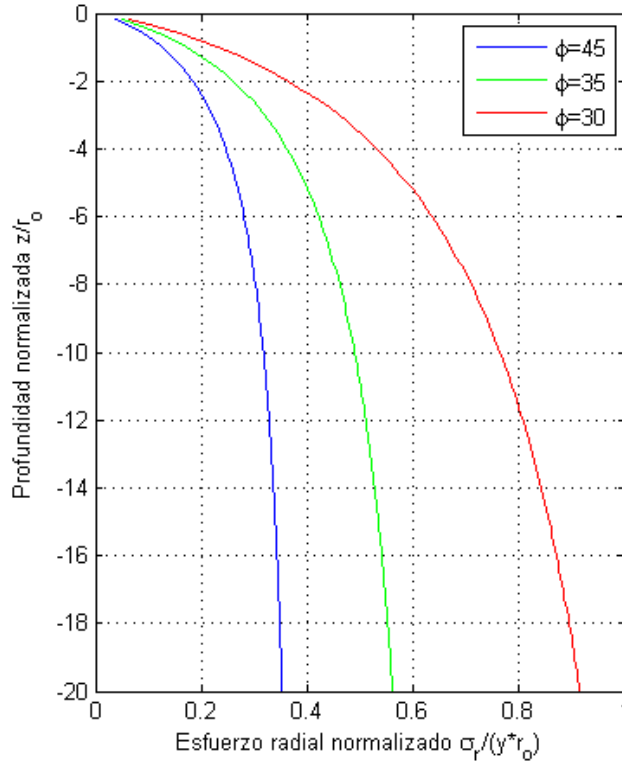


Figura 8: Distribución del empuje normalizado. A partir de Terzaghi (1943).

2.3.2. Berezantzev (1958)

Berezantzev (1958), determina el empuje activo sobre el sostenimiento de un pique circular, usando la metodología numérica propuesta por Sokolovski. En su análisis Berezantzev usa el criterio de falla Mohr-Coulomb como condición para el equilibrio límite, la hipótesis de Haar-Von Karman, que implica la igualdad de esfuerzos principales, ecuación (25), y que la falla tiene forma rectilínea.

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{II} = \sigma_I = \sigma_z \quad (25)$$

$$\sigma_r = \sigma_{III} \quad (26)$$

La ecuación (27) corresponde a la expresión obtenida por Berezantzev para el cálculo del esfuerzo sobre el sostenimiento en función de la profundidad

$$p_a = \gamma r_o \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}}\right) + q_o \frac{1}{R_b^{\eta}} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - c \left[1 - \frac{1}{R_b^{\eta}} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\right] \cot(\phi) \quad (27)$$

$$R_b = \frac{r_o + z \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{r_o} \quad (28)$$

Donde,

- r_o : Radio del pique [m]
 p_a : Esfuerzo radial a una profundidad z [kPa]

En caso de no considerar sobrecarga ni cohesión, la ecuación (27) se reduce a la expresión siguiente.

$$p_a = \gamma r_o \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}}\right) \quad (29)$$

En la Figura 9 se muestra la distribución del empuje en función de la profundidad normalizada por la altura, para un rango variable de valores del ángulo de fricción (ϕ). A partir de esto se puede ver de forma clara la tendencia asintótica de la distribución de esfuerzos radiales.

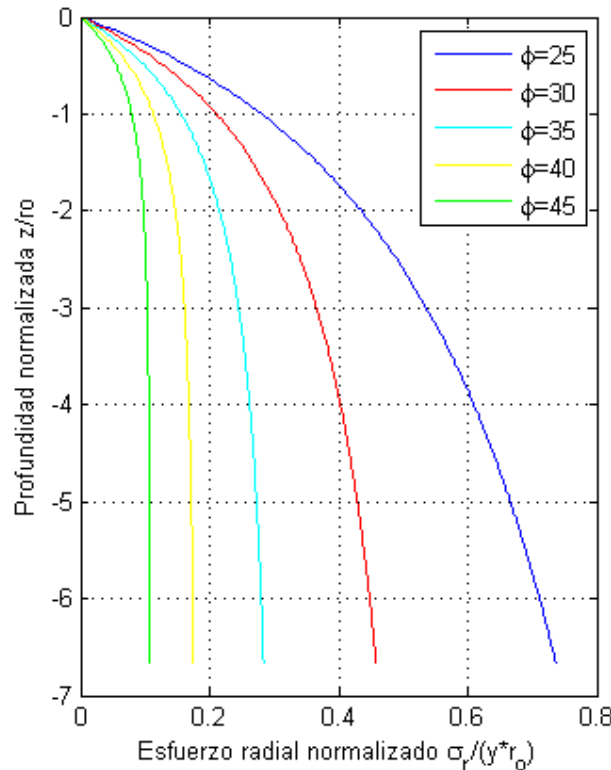


Figura 9: Distribución de empujes sobre el sostenimiento para ángulo de fricción variable. A partir de Berezantzev (1958).

2.3.3. Prater (1977)

Prater (1977), para obtener el empuje sobre el sostenimiento de un pique circular, aplica la teoría de equilibrio límite en una masa de suelo de forma cónica, como se muestra en la Figura 10 y Figura 12.

Suelos no cohesivos

En el caso de suelos granulares (cohesión nula), Prater (1977) considera que dentro de la masa de suelo deslizante, el esfuerzo tangencial no necesariamente cumple con la hipótesis Haar - Von Karman, por lo que adoptó dos posibles coeficientes de esfuerzo tangencial,

$$\lambda = \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_v} = 1 \quad (30)$$

$$\lambda = K_o = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (31)$$

El desarrollo de Prater es similar al realizado por Coulomb. Las fuerzas involucradas en la estabilidad de la cuña cónica se muestran en la Figura 10.

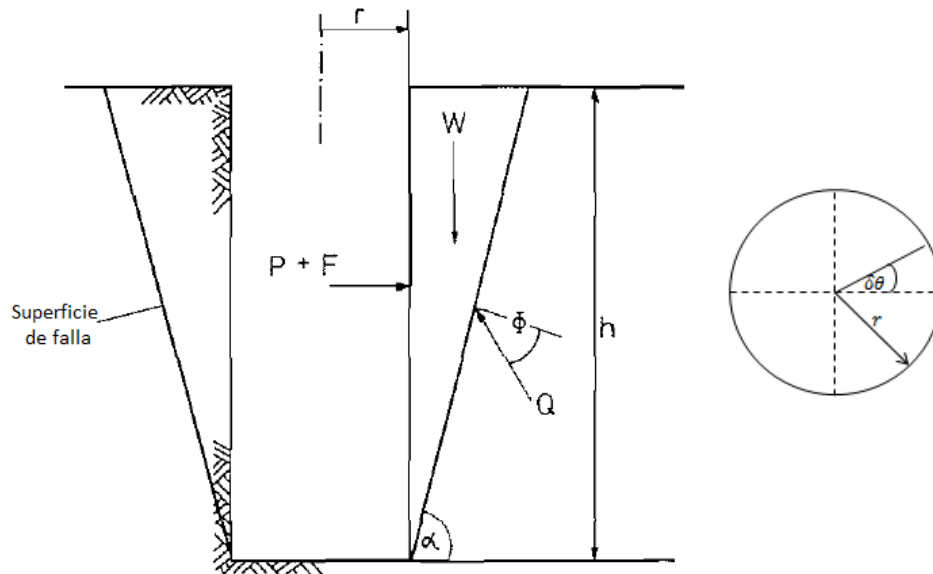


Figura 10: Superficie de falla asumida para suelos sin cohesión, y detalle de fuerzas actuando sobre la cuña deslizante. Prater (1977).

Luego, el equilibrio horizontal de la cuña viene dado por la ecuación (32).

$$P + F = W \tan(\alpha - \phi) \quad (32)$$

Para un sector de ángulo $\delta\theta$, el peso de la cuña, la fuerza tangencial, y su componente hacia afuera, quedan determinados por las ecuaciones (33), (34) y (35). La fuerza tangencial se obtiene a partir de λ , e integrando en la profundidad.

$$W = \gamma\delta\theta \left(\frac{h^3}{6 \tan(\alpha)} + \frac{h^2 r}{2 \tan(\alpha)} \right) \quad (33)$$

$$T = \frac{\lambda \gamma h^3}{6 \tan(\alpha)} \quad (34)$$

$$F = 2T \text{sen}\left(\frac{\delta\theta}{2}\right) \approx T\delta\theta \quad (35)$$

Donde,

α : Inclinación de la superficie de falla.

T : Fuerza tangencial

Reemplazando las ecuaciones (33), y (35), en la ecuación (32), e integrando en la circunferencia, se obtiene el empuje total sobre el sostenimiento del pique, ecuación (36).

$$P_t = \frac{\pi \gamma h^3}{\tan(\alpha)} \left[\tan(\alpha + \beta) \left(\frac{1}{3 \tan(\alpha)} + n \right) - \frac{\lambda}{3} \right] \quad (36)$$

Donde,

β : Fracción del ángulo de fricción. En el caso activo $\beta = -\phi$.

El ángulo de falla α , en el equilibrio límite se obtiene para la condición,

$$\frac{\delta P_t}{\delta \alpha} \quad (37)$$

El empuje, por unidad de largo de circunferencia del pique, se puede expresar en función de un coeficiente de empuje activo, de forma análoga a la situación plana.

$$P = \frac{k_r \gamma h^2}{2} \quad (38)$$

En que el coeficiente de empuje activo, se obtiene de la ecuación (39).

$$k_r = \frac{1}{n \tan(\alpha)} \left[\tan(\alpha + \beta) \left(\frac{1}{3 \tan(\alpha)} + n \right) - \frac{\lambda}{3} \right] \quad (39)$$

Al igual que Coulomb, Prater, a través de la ecuación (38) y (39), encuentra el valor del empuje total (por unidad de largo de circunferencia), no la distribución de este en profundidad. Para encontrar dicha distribución, Prater calcula el empuje total para diferentes profundidades, y luego, a través de la diferencia de estos empujes encuentra la distribución en profundidad.

En la Figura 11, se señala un ejemplo de las diferencias que se producen al variar el coeficiente de esfuerzo tangencial (λ).

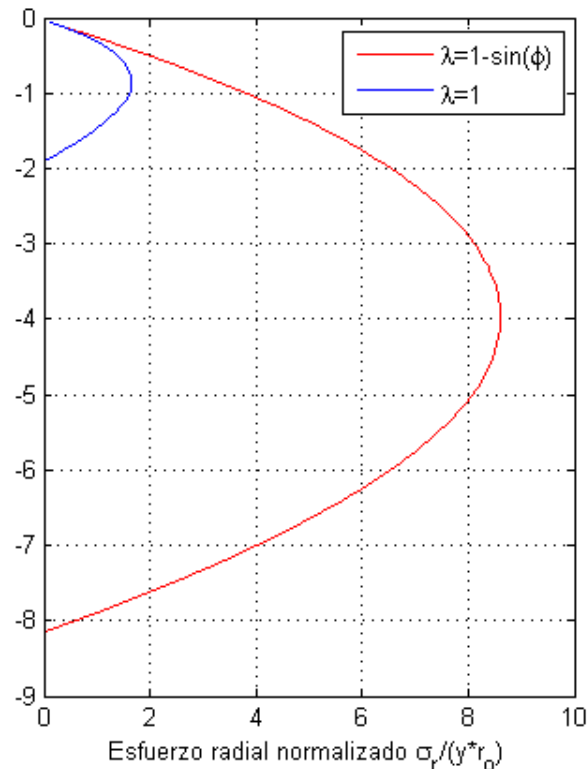


Figura 11: Distribución de empujes para suelo granular sin cohesión, considerando coeficiente de esfuerzo tangencial 1 y K_0 . A partir de Prater (1977).

Suelos cohesivos

En el caso de suelos cohesivos, se sigue la misma metodología de análisis descrita que para suelos no cohesivos, con la salvedad de que existe cohesión y el ángulo de fricción es nulo (condición no drenada). La forma de la superficie de falla y las fuerzas involucradas en el equilibrio se muestran en la ecuación (11).

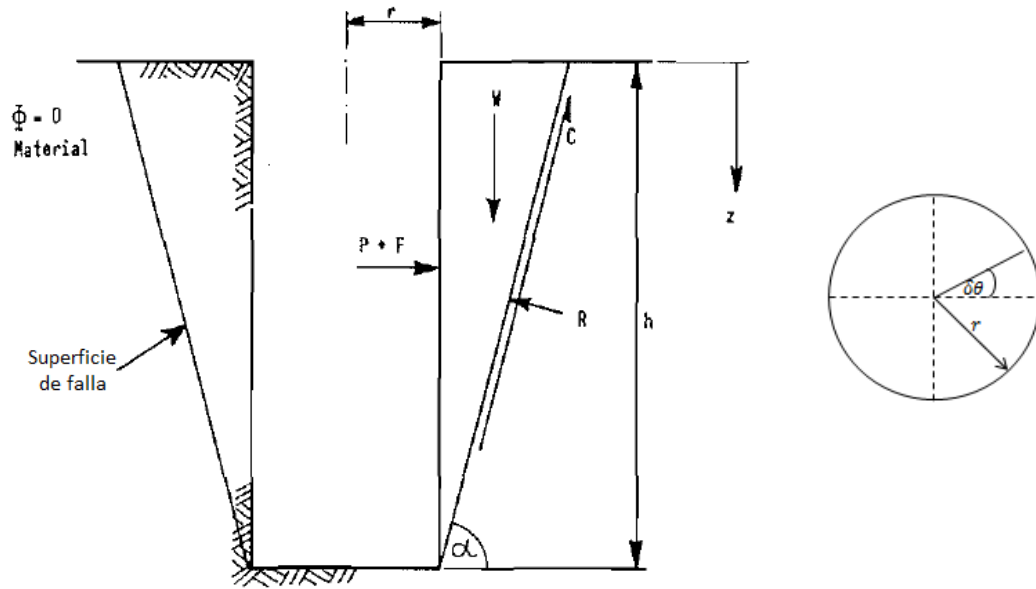


Figura 12: Superficie de falla asumida para suelos cohesivos, y detalle de fuerzas actuando sobre la cuña deslizante. Prater (1977).

El peso de la cuña, la fuerza de cohesión y la componente hacia afuera de la fuerza tangencial (para un sector $\delta\theta$), se calculan según las ecuaciones (40), (41) y (35).

$$W = \gamma\pi \left(\frac{h^3}{3 \tan(\alpha)} + \frac{h^2 r}{\tan(\alpha)} \right) \quad (40)$$

$$C = \frac{c\pi}{\cos(\alpha)} \left(\frac{2rh}{\tan(\alpha)} + \frac{h^2}{\tan^2(\alpha)} \right) \quad (41)$$

La ecuación de equilibrio de la cuña, viene dada por:

$$C + \cos(\alpha) \left(P + \int_0^{2\pi} T \delta\theta \right) - W \sin(\alpha) = 0 \quad (42)$$

Luego, del mismo modo que para el caso de suelos sin cohesión, se busca la superficie de falla que cumpla con $\delta P / \delta \alpha = 0$, y se expresa el empuje por unidad de largo de circunferencia, en función de un coeficiente de empuje activo, que se detalla en la ecuación (43).

En el caso de suelo cohesivo, el coeficiente de empuje está dado por la ecuación siguiente.

$$k_r = 1 - \frac{N}{\sin(\alpha) \cos^3(\alpha)} \quad (43)$$

Donde,

N : Número de estabilidad, $c/\gamma h$

2.3.4. Proctor y White (1977)

Suelos no cohesivos

Durante la excavación de piques circulares, el suelo tiende a deformarse hacia el interior del pique, generando un efecto arco similar a lo que ocurre en túneles, pero en planos horizontales, convergiendo a un cilindro de suelo que rodea al pique.

A causa del efecto arco, la presión sobre las paredes del pique, no se sigue incrementando para profundidades mayores a cinco o seis veces su diámetro.

Proctor y White (1977) proponen una distribución de esfuerzos uniforme, para arenas de densidad alta, media y baja, en piques de profundidad mayor a 5 veces su diámetro. Dichas presiones uniformes se obtienen de forma teórica para una profundidad infinita con la teoría propuesta por Tezagui (1943).

$$\text{Arena densa:} \quad \sigma_{r_0} = 0,2 \gamma r_0 \quad (44)$$

$$\text{Arena media:} \quad \sigma_{r_0} = 0,4 \gamma r_0 \quad (45)$$

$$\text{Arena suelta:} \quad \sigma_{r_0} = 0,6 \gamma r_0 \quad (46)$$

Donde,

r_0 : Radio del pique [m]

Arcillas blandas

La experiencia ha indicado que este tipo de suelo se comporta como si su ángulo de fricción fuera nulo y el esfuerzo vertical es aproximadamente igual al esfuerzo horizontal.

$$\sigma_v = \gamma z \quad (47)$$

Si el suelo se deforma hacia el interior de una excavación abierta (en condiciones planas), el esfuerzo horizontal disminuye y se vuelve igual a:

$$\sigma_{hr} = \gamma z - 2s_u \quad (48)$$

Teóricamente, hasta una profundidad crítica, z_c , no se necesitaría sostenimiento, ya que la presión es negativa.

La experiencia en piques circulares construidos en arcillas blandas, ha mostrado que la presión sobre el sostenimiento aumenta en el tiempo a una velocidad decreciente. La intensidad de la presión última no es claramente conocida y podría ser mayor que la obtenida por la ecuación (48). Una aproximación de la presión última se puede lograr reemplazando s_u por $s_u/2$ en dicha ecuación, quedando la ecuación (49).

$$\sigma_{hr} = \gamma Z - s_u \quad (49)$$

En el caso de arcillas duras, los esfuerzos laterales en una etapa inicial son despreciables. La estimación de la presión última y la tasa a la que se produce dicho aumento, solo puede realizarse en base a experiencias previas en un suelo similar, o por medio de la observación de un pique de prueba, esto último no siempre es factible de realizar.

2.3.5. Wong y Kaiser (1988)

De acuerdo a Wong y Kaiser, el diseño de piques circulares consiste en 2 fases principales, (1) diseño del sostenimiento, para prevenir inestabilidades, (2) estimación del movimiento del suelo asociado a la construcción del pique. En base a lo anterior, los autores adaptaron el método de convergencia confinada (CCM), considerando el efecto de la gravedad y las condiciones tridimensionales cerca del pique. Con esta metodología es posible obtener los esfuerzos radiales sobre el sostenimiento en función de los desplazamientos esperados, superando las limitaciones de los enfoques previos, que determinaban el empuje para una condición activa.

En la metodología propuesta se evalúa el efecto arco horizontal y vertical de forma separada, Figura 13.

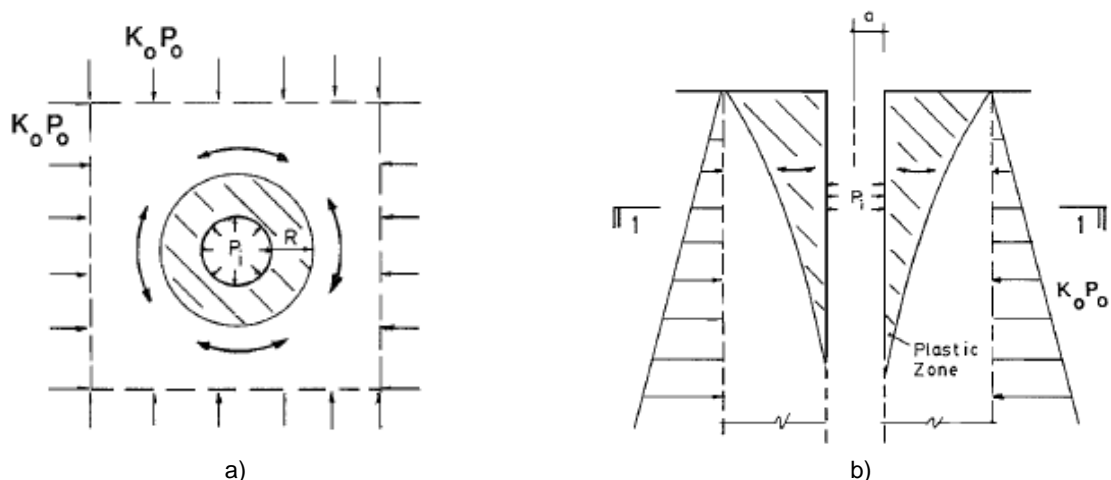


Figura 13: Efecto arco cerca del pique. a) Sección horizontal 1-1. b) Sección vertical a través del pique. Wong y Kaiser (1988).

Efecto arco horizontal

En primer lugar Wong y Kaiser, determinan el modo en que se desliza el suelo, que depende del coeficiente K_0 . En la Figura 14, se muestran los modos de falla posibles. En su análisis solo consideran los modos A y B, dado que es improbable la ocurrencia del modo C.

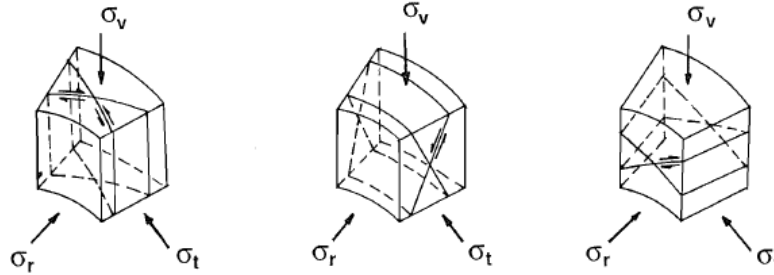


Figura 14: Modos de falla. (a) Modo A: $\sigma_t - \sigma_r = \max$. (b) Modo B: $\sigma_v - \sigma_r = \max$. (c) Modo C: $\sigma_t - \sigma_v = \max$. Wong y Kaiser (1988).

Para obtener si el modo de falla predominante será el modo A o B, se define un coeficiente crítico, dado por:

$$K_{cr} = \frac{N + 1}{2N} \quad (50)$$

$$N = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (51)$$

Luego, si $K_0 > K_{cr}$ predomina el modo A, en caso contrario predomina el modo B. Conociendo el modo de falla, Wong y Kaiser (1988), proponen una relación para la obtención del radio de la zona de plasticidad y el esfuerzo sobre el sostenimiento en relación al desplazamiento, que se define según criterios de serviciabilidad. Lo anterior se representa gráficamente en la Figura 15(a, b).

Si las deformaciones se mantienen en el rango elástico, la relación esfuerzo deformación se puede obtener de la ecuación de Lamé, indicada a continuación.

$$u_i = a \frac{[(K_0 p_o - p_i)(1 + \nu)]}{E} \quad (52)$$

Si se está en el rango plástico, la relación esfuerzo deformación depende del modelo constitutivo usado. Wong y Kaiser, para mayor simplicidad, proponen usar la solución propuesta por Ladanyi (1974).

$$u_i = a \left[1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A_v} \right)^{1/2} \right] \quad (53)$$

Donde,

e_{av} : Dilatación plástica.

A_v : Parámetro para el cálculo de la deformación plástica.

u_i : Desplazamiento radial.

a : Radio.

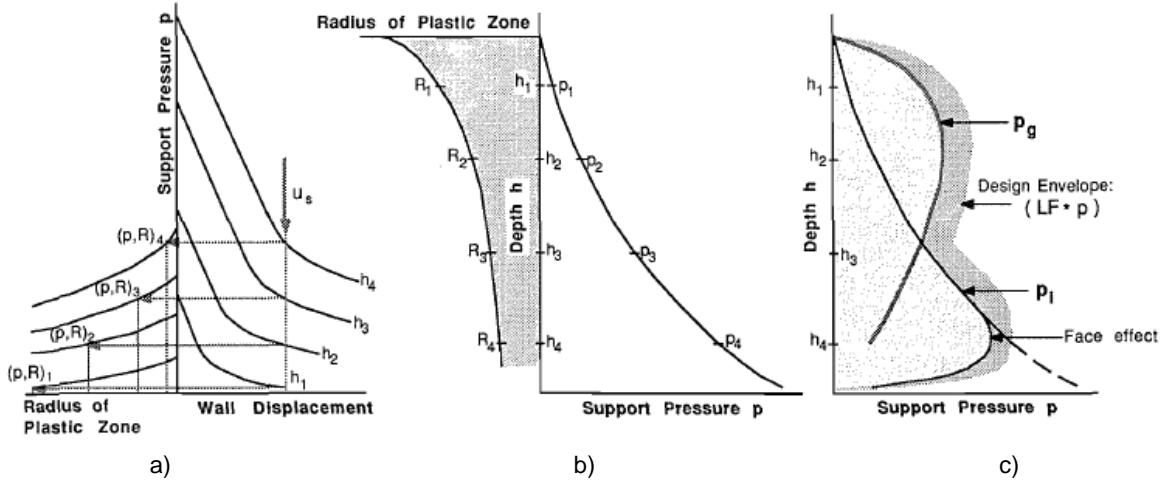


Figura 15: a) Relación entre la presión sobre el sostenimiento, la extensión del radio de plasticidad, y el desplazamiento del sostenimiento, sin considerar efectos de gravedad. b) Distribución del empuje, y extensión del radio de plasticidad sin considerar efectos de gravedad. c) Distribución del empuje considerando efectos de gravedad. Wong y Kaiser (1988).

Efecto arco vertical

En la Figura 16, se muestra las fuerzas en un elemento de suelo horizontal al interior de la zona plástica. Wong y Kaiser (1988), en primer lugar despejaron el esfuerzo vertical diferencial. Luego, integrando en la altura, obtienen el valor del esfuerzo vertical. Finalmente el esfuerzo horizontal debido al efecto arco vertical, está dado por la ecuación (54).

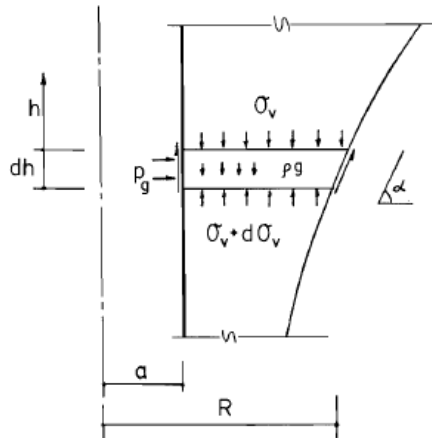


Figura 16: Fuerzas involucradas en efecto arco vertical. Wong y Kaiser (1988).

$$p_g = K_a \sigma_v \quad (54)$$

2.3.6. Cheng y Hu (2005)

Basándose en el desarrollo de Berezantzev (1958), y con la intención de ampliar su alcance, Cheng y Hu (2005) propusieron una metodología en que se deja de lado la hipótesis de Haar-Von Karman, indicando en cambio que la razón entre el esfuerzo tangencial y vertical es variable, y puede oscilar entre 1 y K_o . Dentro de su desarrollo, Cheng y Hu, al igual que Berezantzev, consideran que la falla ocurría de forma recta.

El empuje sobre el sostenimiento se obtiene a partir de la ecuaciones (55) a (58).

$$p_a = \gamma r_o \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}}\right) + q_o \frac{1}{R_b^\eta} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - c \left[\frac{1 - \lambda - \eta}{\eta} - \frac{\xi}{R_b^\eta} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\right] \cot(\phi) \quad (55)$$

$$R_b = \frac{r_o + z \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{r_o} \quad (56)$$

$$\eta = \lambda \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 1 \quad (57)$$

$$\xi = \frac{1 - \lambda}{\eta} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + 1 \quad (58)$$

Donde,

r_o : Radio del pique.

λ : Coeficiente de tensión tangencial. (σ_v/σ_θ)

Cabe mencionar, que en el caso que λ sea 1, la ecuación (55), se reduce a la expresión obtenida por Berezantzev (1958).

Agrupando términos, la ecuación (55) se puede expresar en función de los coeficientes de empuje $K_{a\gamma}$, K_{aq} , K_{ac} .

$$p_a = K_{a\gamma} \gamma z + K_{aq} q_o - K_{ac} c \quad (59)$$

$$K_{a\gamma} = \frac{r_o}{z} \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \left(1 - \frac{1}{R_b^{\eta-1}}\right) \quad (60)$$

$$K_{aq} = \frac{1}{R_b^\eta} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (61)$$

$$K_{ac} = \left[\frac{1 - \lambda - \eta}{\eta} - \frac{\xi}{R_b^\eta} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right] \cot(\phi) \quad (62)$$

Cheng y Hu (2005), proponen que para aplicaciones ingenieriles es adecuado usar un coeficiente de esfuerzo tangencial igual a K_0 . Además indican que la distribución propuesta por Berezantzev, en que se usa la hipótesis de Haar-Von Karman, corresponde a una condición de esfuerzos mínimos y su uso en aplicaciones ingenieriles podría ser riesgoso.

$$\lambda = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (63)$$

En la Figura 17 se muestra la distribución de esfuerzos en profundidad para suelos con ángulo de fricción 30° y 40° .

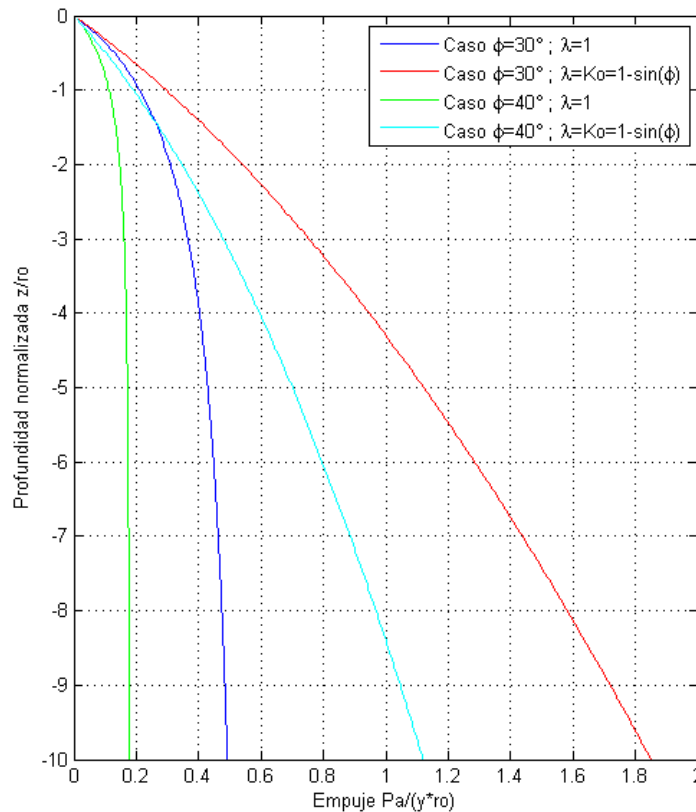


Figura 17: Distribución de esfuerzos en profundidad de un pique circular. A partir de Cheng y Hu (2005).

Cheng y Hu (2007), apuntan a generalizar más su análisis, considerando la pendiente del terreno, el ángulo de fricción entre el muro y el suelo, y líneas de falla no rectilíneas.

2.3.7. Manual de diseño NAVFAC

El comando de ingenieros de las instalaciones navales (NAVFAC), propone distribuciones de esfuerzo para arenas. Los criterios propuestos para arcillas son los propuestos por Proctor y White (1977).

Las distribuciones de esfuerzos propuestas corresponderían a una condición activa, sin embargo, no se indica las deformaciones requeridas para alcanzar dicha condición, ni para que método constructivo fueron deducidas.

Arenas

A partir de la Figura 18, se puede obtener el coeficiente de empuje activo o pasivos en función de la profundidad, permitiendo obtener la distribución de empujes en un pique circular en toda su altura.

En el caso de piques relativamente superficiales, es decir, de una profundidad menor a 2 veces el diámetro, la colocación de anillos rígidos en la superficie puede prevenir el desarrollo de la condición activa, en cuyos casos, el empuje puede corresponder al de la condición de reposo.

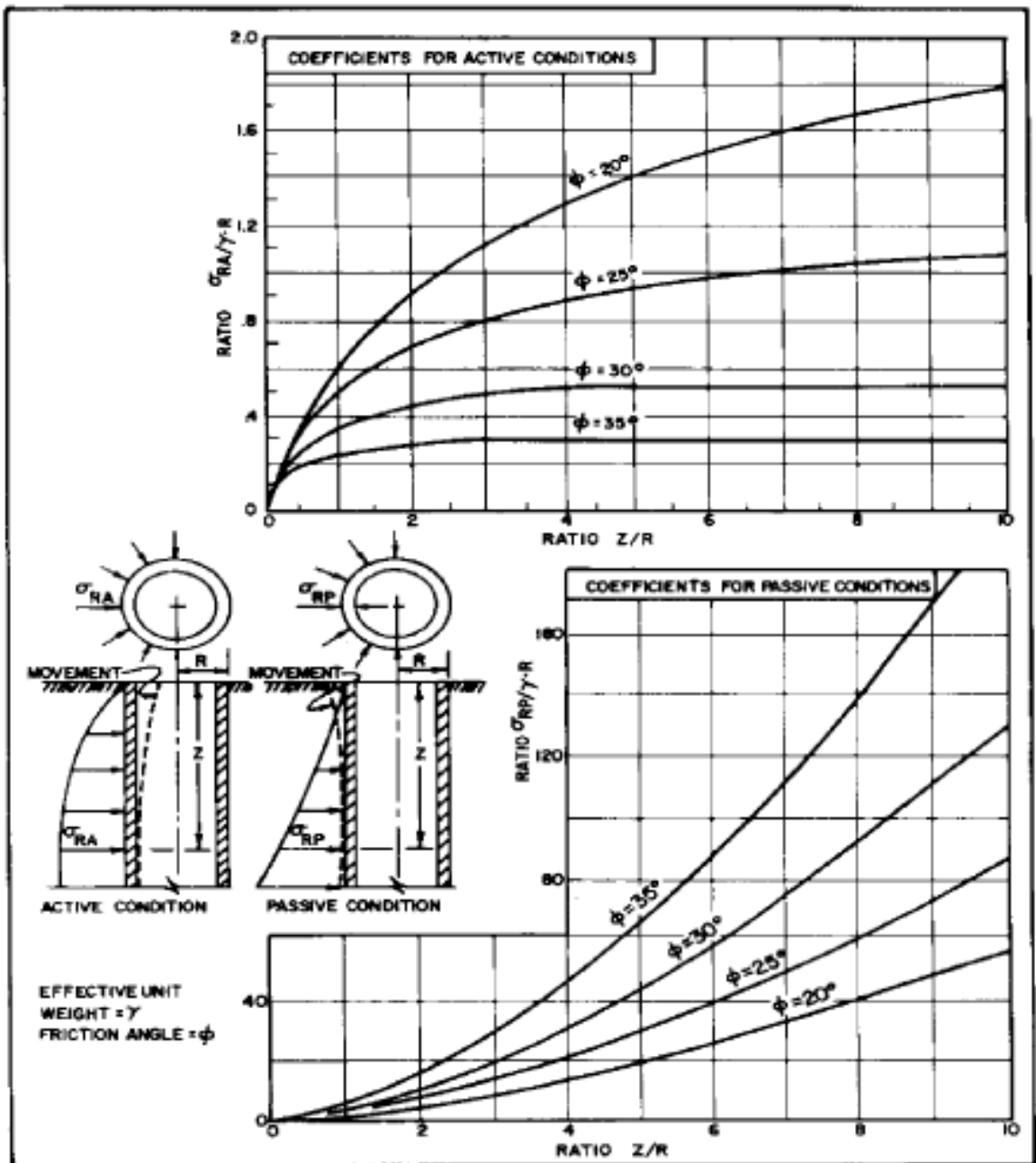


Figura 18: Coeficientes de empuje activo y pasivo en arenas. NAVFAC (1986)

2.3.8. Recomendaciones sobre excavaciones (EAB)

En el libro "Recommendations on Excavations", la sociedad alemana de geotecnia indica criterios para el diseño de piques circulares que consideran el método constructivo usado. En primer lugar se clasifican los métodos constructivos para la construcción de piques circulares de acuerdo a su rigidez.

- a) Los muros pantalla y las pantallas de pilotes se pueden ver como estructuras relativamente inflexibles. Como precondition, se requiere que el suelo se encuentre confinado durante la excavación.
- b) Los muros de tablestacas arriostrados, mediante anillos de concreto, acero, u otro soporte clasifican como estructuras medianamente inflexible. Esto también aplica para el muro berlinés.
- c) Las estructuras en que el manto de la excavación se encuentra expuesto antes de la construcción del sostenimiento y que además posean anillos de refuerzo se pueden ver como ligeramente flexible.
- d) Finalmente, los casos en que los muros dependen solo de su estabilidad, sin colocación de arriostramientos adicionales, como tablestacas o pilas de entibación, se pueden considerar como altamente flexible.

De acuerdo a la sociedad alemana de geotecnia, los muro de hormigón proyectado y prefabricado, se pueden clasificar como ligeramente flexibles o medianamente inflexibles, dependiendo de la profundidad de la excavación y estabilidad del suelo.

Luego, se definen criterios para la obtención del empuje según la rigidez de la estructura de contención.

Tabla 1: Límites superior e inferior del empuje sobre el sostenimiento, según rigidez de este.

Rigidez	Límite superior	Límite inferior
Inflexible	E_0	$1/2(E_0+E_{ar})$
Medianamente inflexible	$1/2(E_0+E_{ar})$	E_{ar}
Ligeramente flexible	E_{ar}	Empuje de Berezantzev (1958)
Altamente flexible	Berezantzev (1958)	-
Notas		
<ul style="list-style-type: none"> • E_0 : Empuje en reposo • E_{ar}: Empuje activo tridimensional según teoría del elemento de disco modificada. Después de Walz y Hock (1987) • El empuje propuesto por Berezantzev se describe en la sección 2.3.2 		

2.4. Piques de Línea 3 de Metro de Santiago

En el contexto de la construcción de la nueva Línea 3 de Metro de Santiago, se contempla la construcción de numerosos piques. El suelo en que se construyen estos, corresponde a gravas de primera y segunda depositación, y finos del noreste.

En la construcción de estos piques se usó un método constructivo Excavación secuencial. La excavación se realiza en cuartos y en profundidades aproximadas de 2 metros. El sostenimiento se construye en base a hormigón proyectado y mallas electrosoldadas, además, a ciertas profundidades se construye tramos de mayor espesor denominados anillos. Una descripción más detallada del método constructivo se puede ver en el capítulo siguiente (3.2.2. Muro de hormigón proyectado).

El consorcio ARA Worley Parsons-Arcadis (AWPA) y la consultora Petrus han propuesto distintas distribuciones de esfuerzos sobre el sostenimiento del pique para este problema

Distribución de empuje propuesta por AWPA

El consorcio AWPA, propone, el uso de la distribución de Terzaghi y Peck (1967) mostrada en la Figura 5. Alternativamente, en base a los resultados de una modelación numérica con FLAC 3D, propone una optimización de la distribución propuesta por Terzaghi y Peck, Figura 19. Ambas alternativas aplican solo en suelos granulares.

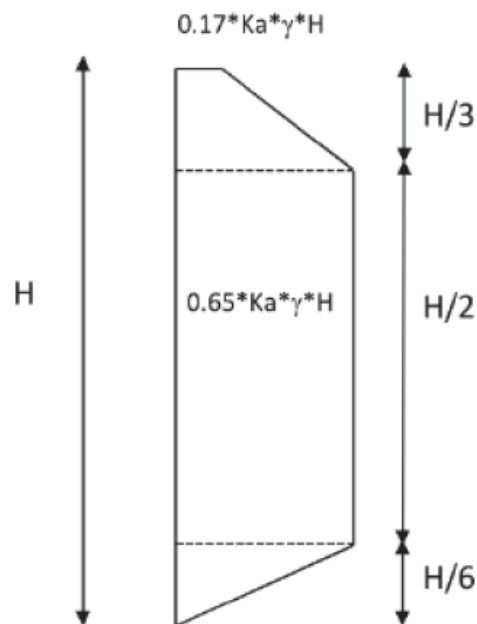


Figura 19: Distribución de empuje estático propuesta por consorcio AWPA. Metro (2012a)

Distribución de empuje propuesta por Petrus

PETRUS propone una distribución de esfuerzos para el caso en que el suelo es solo granular o solo fino, Figura 20. En la misma figura, se muestra cómo usar las curvas en estratos con varios tipos de suelo. Como se indica en la Figura 20, esta distribución es válida para piques de radio de 8 a 10 metros.

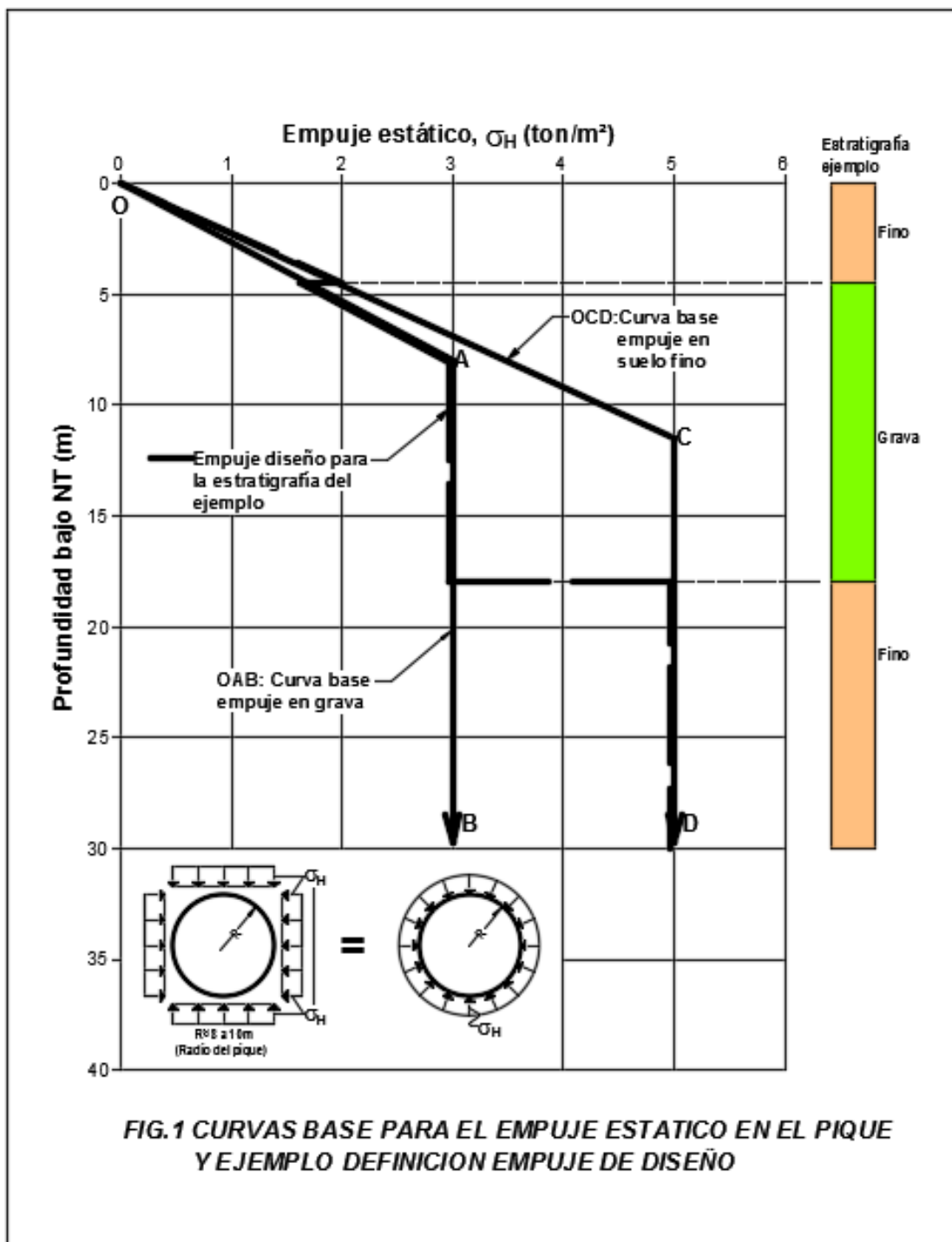


FIG.1 CURVAS BASE PARA EL EMPUJE ESTÁTICO EN EL PIQUE Y EJEMPLO DEFINICIÓN EMPUJE DE DISEÑO

Figura 20: Curvas de empuje estático propuesta por PETRUS para suelos granulares y finos. Petrus (2011).

2.5. Comparación de distribuciones de empuje teóricas

En las secciones previas se pudo ver la variedad de autores que intentaron explicar de forma teórica la manera en que se distribuyen los esfuerzos sobre el sostenimiento de una excavación circular, no llegando siempre a los mismos resultados. En la Figura 21 se pueden ver de forma gráfica tales diferencias.

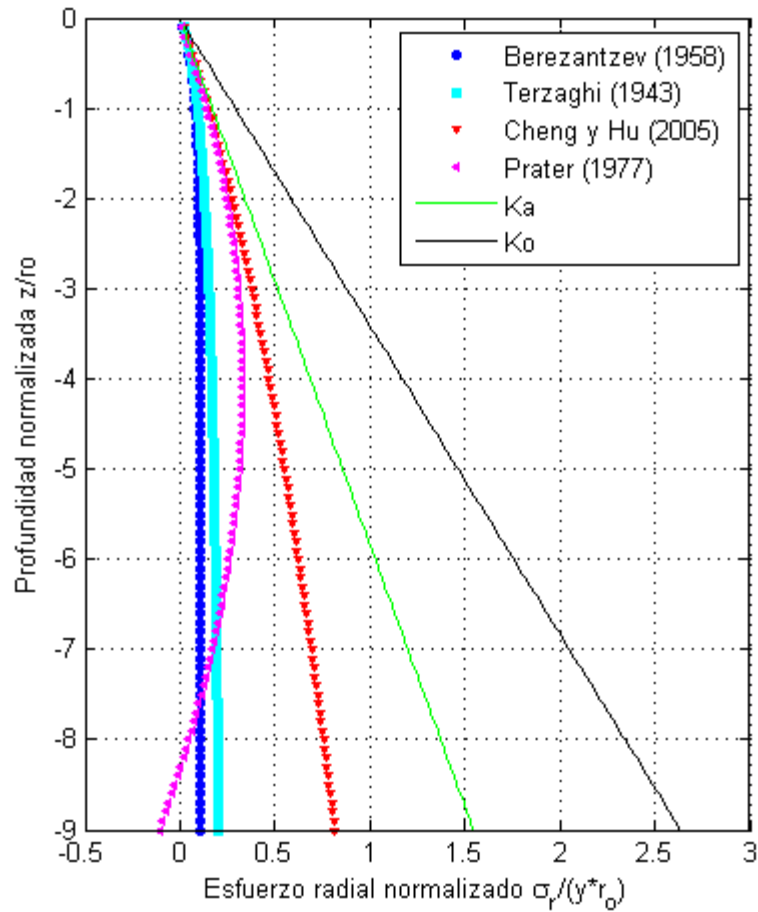


Figura 21: Comparación de curvas de distribución del empuje sobre el sostenimiento de un pique circular. Se considera $\phi=45$, $c=0$.

3. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN EXCAVACIONES CIRCULARES

3.1. Introducción

Los piques circulares como estructura de contención tienen un creciente uso en sectores urbanos. Una de las principales causas son los proyectos de túneles para trenes subterráneos. En este tipo de proyectos, los piques construidos, pueden ser usados como vía de acceso al túnel, en la etapa de construcción para ingresar maquinaria (retroexcavadoras, tuneladoras, mano de obra), y en la etapa de operación como acceso a usuarios, o como ventilación.

En excavaciones planas, además del uso de muros de soporte, es comúnmente requerido el uso de apuntalamiento o anclajes, a diferencia de las excavaciones circulares, en que es menos común. Se cree que una de las principales razones de la estabilidad de las excavaciones circulares está asociada a su geometría, en que debido a su forma circular la estructura de contención trabaja principalmente a compresión en la dirección tangencial, por lo que los momentos flectores y el desplazamiento horizontal se ven reducidos.

A lo largo de las secciones siguientes, se realiza una revisión de los métodos constructivos usados para la construcción del sostenimiento en piques circulares.

3.2. Métodos Constructivos

Para la construcción de piques circulares es posible usar distintos métodos constructivos, cada uno con sus peculiaridades, que se cree tendrán un impacto en el comportamiento de la estructura. Dado lo anterior, dependiendo de los requerimientos del proyecto, una u otra alternativa puede resultar más favorable.

A continuación se explican los métodos constructivos que se usan en la actualidad.

3.2.1. Muro Berlínés

Corresponde a un sistema de entibación formado a partir del hincado de perfiles metálicos, y tablonés de madera que se instalan a medida que avanza el frente de excavación.

En la Figura 22 se muestra un esquema con la configuración estándar de un muro Berlínés.

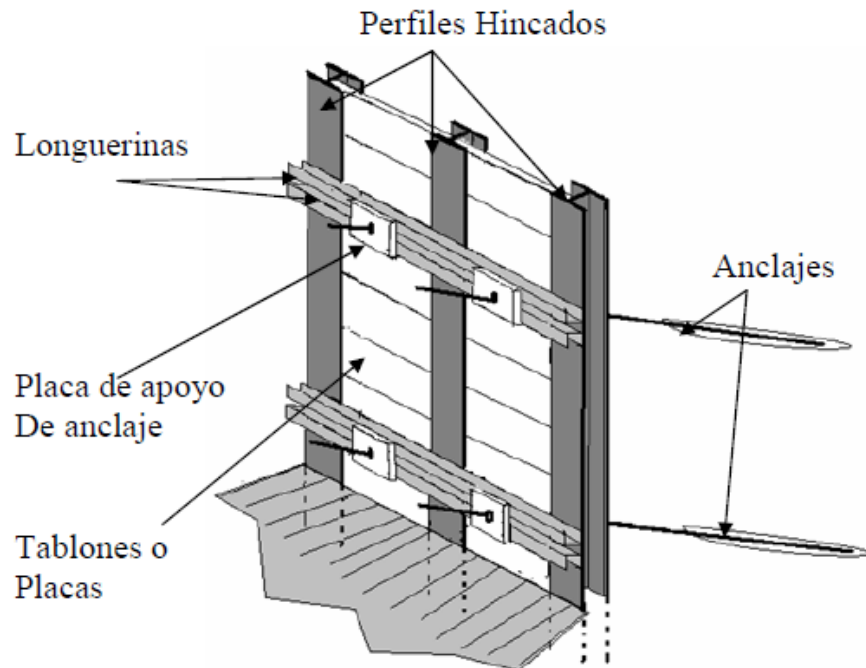


Figura 22: Esquema muro Berlín. Errázuriz (2009).

El proceso constructivo comienza con el trazado de los puntos de hincado, espaciados generalmente a 1,5m. Luego se procede con el hincado de los perfiles de acero, para lo cual existe variedad de equipos especializados, que funcionan por vibración o, cuando el suelo presenta mayor resistencia al hincado, por percusión. Ejemplos de ambos tipos de equipo se muestran en la Figura 31. Cabe mencionar que la misma maquinaria se puede utilizar en el hincado de tablestacas.

Completado el proceso de hincado se comienza la excavación, donde a medida que se avanza, se instalan tablones o placas metálicas entre las alas de los perfiles para sostener las paredes descubiertas. Adicional a la instalación de tablones, se colocan anclajes en dichos tablones y placas.

El proceso descrito en los párrafos anteriores continúa hasta alcanzar la profundidad deseada en el proyecto.

Esta metodología constructiva es útil en suelos arenosos, o suelos con baja cohesión, que no tengan presencia de bolones. Por otro lado, si se compara con el resto de métodos constructivos, que se describen en las secciones siguientes, el costo de construcción es menor, sin embargo, dada la simplicidad del método, las restricciones para su aplicación son mayores.

3.2.2. Excavación secuencial

Este método constructivo consiste en un proceso iterativo de excavación y colocación de sostenimiento. La metodología presenta similitudes al “Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles”, en el sentido que la excavación y posterior construcción del sostenimiento se realiza de forma secuencial, en profundidades de aproximadamente 2m. En la Figura 23 se muestra un esquema de los elementos presentes en un pique construido con esta metodología.

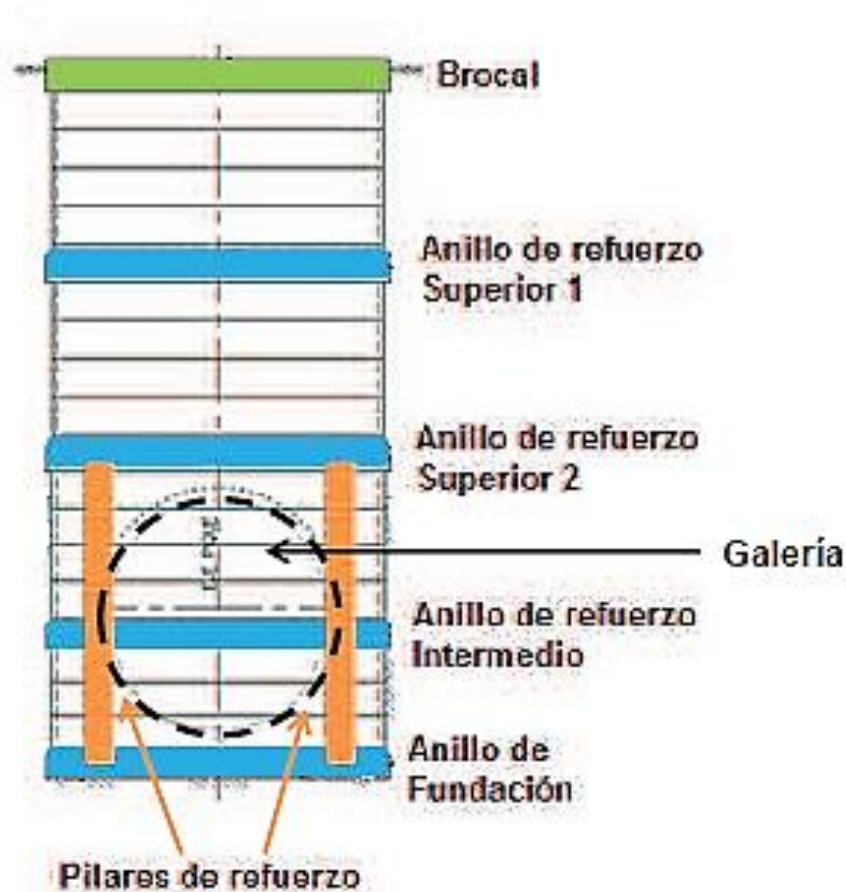


Figura 23: Esquema Pique El Cortijo. López (2014).

El proceso constructivo comienza con la construcción del brocal, que corresponde a un anillo de refuerzo de hormigón armado en la superficie del pique, cuya altura varía entre 1 y 1,5 m, que tiene por función el evitar el desmoronamiento del terreno superior, evitar la caída de elementos externos al interior del pique, y controlar la geometría de excavación.

El área de excavación, de acuerdo a los principios del NATM, es dividida en subsectores, generalmente cuartos. En la Figura 24 se ve un esquema de esto, en que

primero se excavan los sectores A, B, y luego, después de construir el sostenimiento de dichos sectores, se excavan C, D.

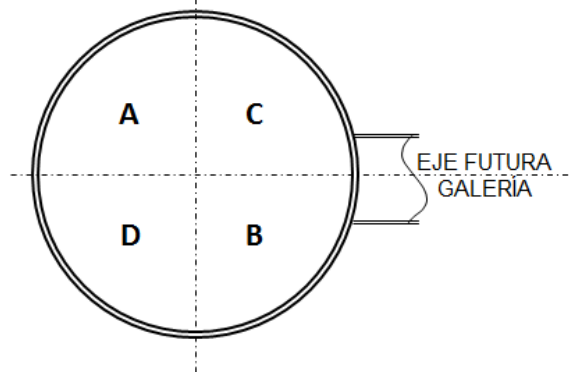


Figura 24: División de área de excavación de piques circulares de Metro de Santiago. Metro (2012a).

La construcción del sostenimiento correspondiente a cada sector, se concreta a través de la aplicación alternada de 3 capas de hormigón proyectado y 2 capas de malla electro-soldada, alcanzándose una disposición similar a un muro de hormigón armado con doble malla, tal como se muestra en la Figura 25.

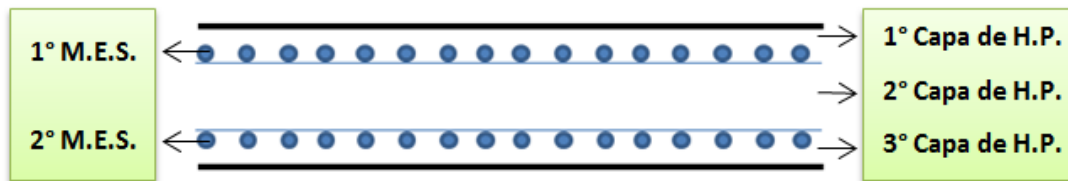


Figura 25: Esquema de estructura de muro de hormigón proyectado (vista en planta).

De forma adicional al sostenimiento descrito previamente, a ciertas profundidades, se suele aumentar el espesor del soporte, además, en caso de haber alguna apertura al interior del pique, como en el caso de galerías de acceso a túneles inter-estación, se instalan pilares y anillos de refuerzo en el borde de la apertura, con el fin de asegurar la estabilidad, esto se puede ver en la Figura 23.

La metodología descrita se utiliza cuando el suelo tiene cualidades auto-soportantes, que permiten la estabilidad del banco de excavación durante el período que este se encuentra sin sostenimiento. Es importante señalar, que en el caso de potenciales infiltraciones de agua se deberá disponer de un sistema de drenaje, que decaiga la napa a la profundidad del frente de excavación, con el fin de garantizar una correcta aplicación del hormigón proyectado.

3.2.3. Muro de Dovelas de Hormigón Prefabricado

Este método constructivo, es similar al Excavación secuencial, descrito previamente, requiere que se realice la excavación de forma previa a la instalación del sostenimiento y para construir el sostenimiento, se utilizan dovelas de hormigón prefabricado, que se instalan progresivamente en la base del frente de excavación, formando un anillo. La excavación y posterior construcción del sostenimiento se puede realizar en cuartos.

Específicamente, en este método constructivo se ejecuta una excavación de diámetro suficiente para construir un anillo completo y un collar de hormigón, que sirve para fijar los primeros anillos y como base para la instalación de grúas. Terminado esto, se excava el área correspondiente al anillo siguiente, donde luego se instalan las dovelas que correspondan a dicho anillo. Finalmente se repiten los pasos previos, hasta alcanzar la profundidad requerida por el proyecto. En la Figura 26 y Figura 27 se señala lo descrito previamente.

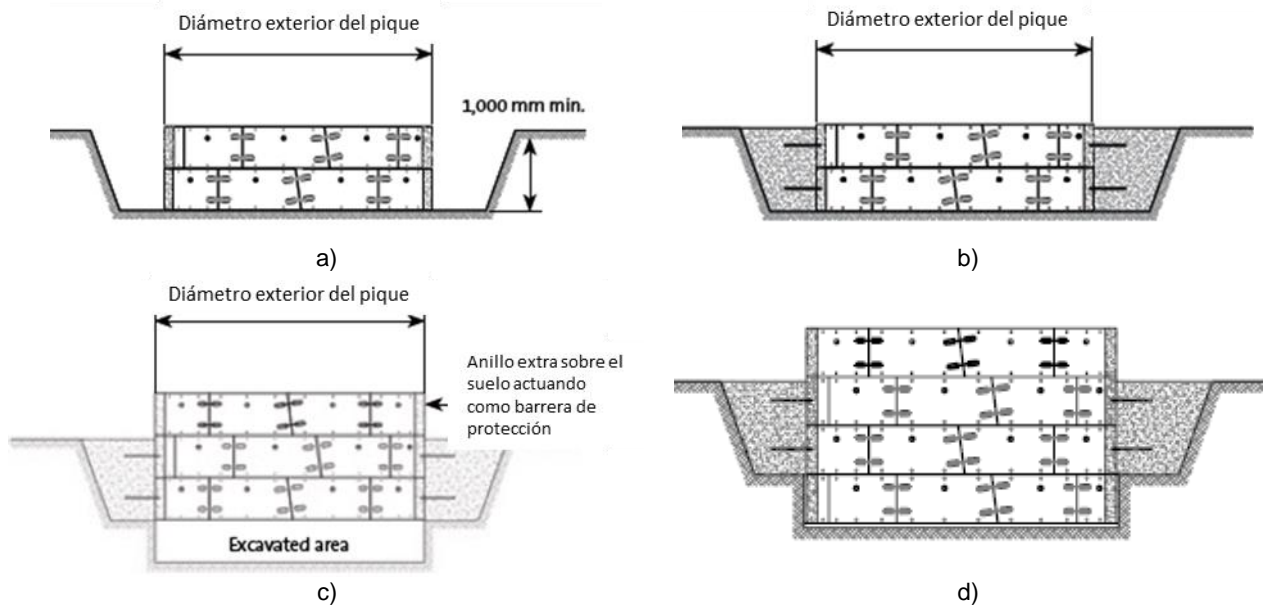


Figura 26: Secuencia de instalación. a) Excavación inicial, primeros anillos construidos. b) Construcción collar de hormigón. c) Excavación sección siguiente. d) Instalación de dovelas de hormigón prefabricado en área excavada. Humes (2012).



Figura 27: Sostenimiento de pique usando dovelas de hormigón prefabricado. Humes (2012).

3.2.4. Shaft Sinking

Consiste en el uso de anillos formados a partir de dovelas de hormigón prefabricado que se hunden a medida que avanza el frente de excavación. El anillo inferior contará con un borde cortante que facilitará el hincado. Adicionalmente, se aplicará un lubricante en la parte posterior del muro, usualmente bentonita, para facilitar el hundimiento del muro.

En primer lugar, se realiza una excavación de diámetro suficiente para construir el anillo superior, el borde cortante y el collar de hormigón. Con la construcción del collar de hormigón se puede instalar los pistones hidráulicos que aplicarán la fuerza necesaria para hundir el sostenimiento.

Completados los pasos anteriores, en la cima del muro, se construye un nuevo anillo, luego, a medida que avanza la excavación, los pistones hidráulicos aplican una fuerza vertical hacia abajo sobre el muro para hundirlo. Este proceso se repite hasta alcanzar la profundidad estipulada por proyecto. Este método constructivo, de acuerdo a Newman y Wong (2011), fue aplicado en Londres, en un proyecto de extensión de túneles.



Figura 28: Pique construido con el método constructivo *shaft sinking* en Londres. Newman y Wong (2011).

En la Figura 29, se detalla esquemáticamente el método constructivo descrito anteriormente.

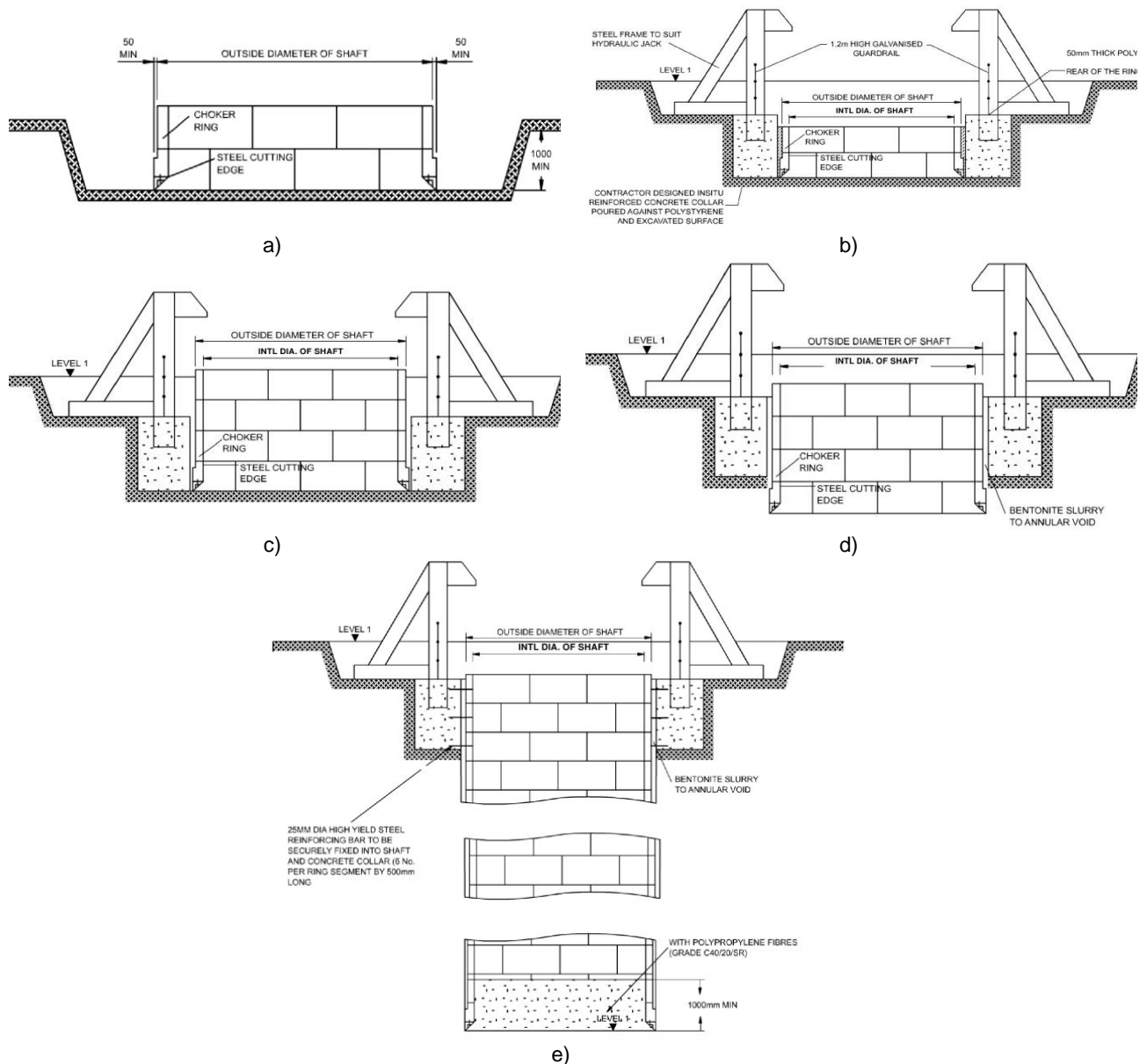


Figura 29: Segmental Shaft Sinking. a) Excavación inicial y construcción de anillo superior y borde cortante. b) Construcción de collar de hormigón e instalación de pistones hidráulicos. c) Construcción de nuevo anillo. d) Excavación y hundimiento del sostenimiento. e) Repetición de pasos “c” y “d” hasta alcanzar profundidad deseada. Macrete (2014).

3.2.5. Muro de Tablestacas

Consiste en el hincado de tablestacas, generalmente metálicas. El hincado se realiza de forma secuencial, teniendo especial cuidado en que las tablestacas queden enganchadas unas con otras. Para ejecutar el hincado se utiliza la maquinaria que aparece en la Figura 31.

Luego, al avanzar con la excavación se instalan soportes adicionales, estos pueden ser puntales, anclajes o anillos de hormigón o acero, que entregan rigidez adicional a la estructura. En el caso de piques circulares lo más común es usar anillos

de hormigón o acero. En Nueva Zelanda, en el proyecto “Rosedale outfall” se construyó el pique de acceso de la Figura 30 por este método constructivo.

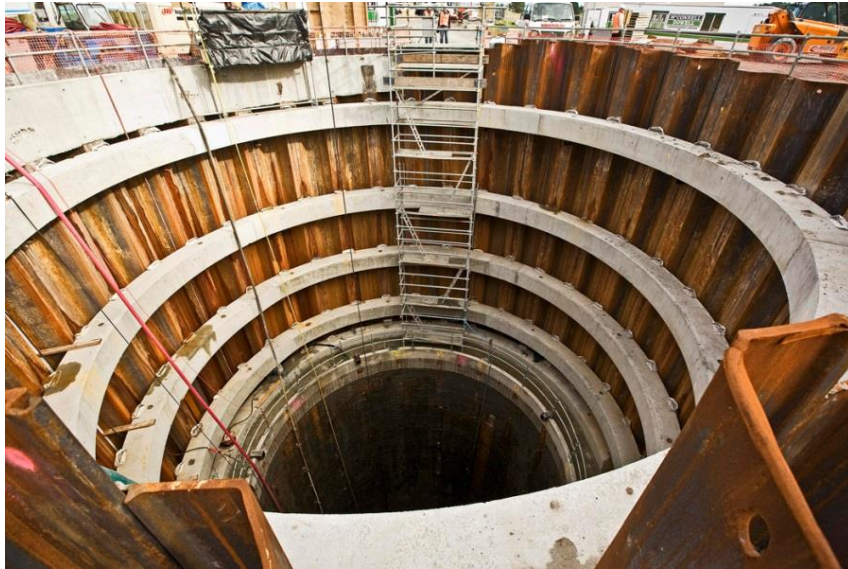


Figura 30: Pique de acceso a túnel de desagüe en proyecto “Rosedale outfall”, en Auckland, Nueva Zelanda. 14m de diámetro y 12m de hincado de tablestacas. Wallis (2009).



a)



b)



c)



d)

Figura 31: a) Martillo Vibrador. b) Vibrador colgado. c) Vibrador sobre equipo auto-transportable. d) Martillo de Percusión o Golpeo. Ischebeck (2014).

3.2.6. Muro Pantalla

Es un muro de hormigón armado, se construye de forma previa a la excavación. Puede tener espesores de 30 a 120 cm y alcanzar profundidades mayores a 50m. La construcción se realiza de forma segmentada, a partir de paneles, como se muestra en la Figura 32.

En concordancia con la Figura 32, el primer paso consiste en la construcción de un muro guía, que define la disposición en planta del muro. Esta estructura, además sirve para evitar la caída de material desde la zona superior y como apoyo para la futura colocación de la armadura. En la Figura 34b se muestra un muro guía en fase de construcción.

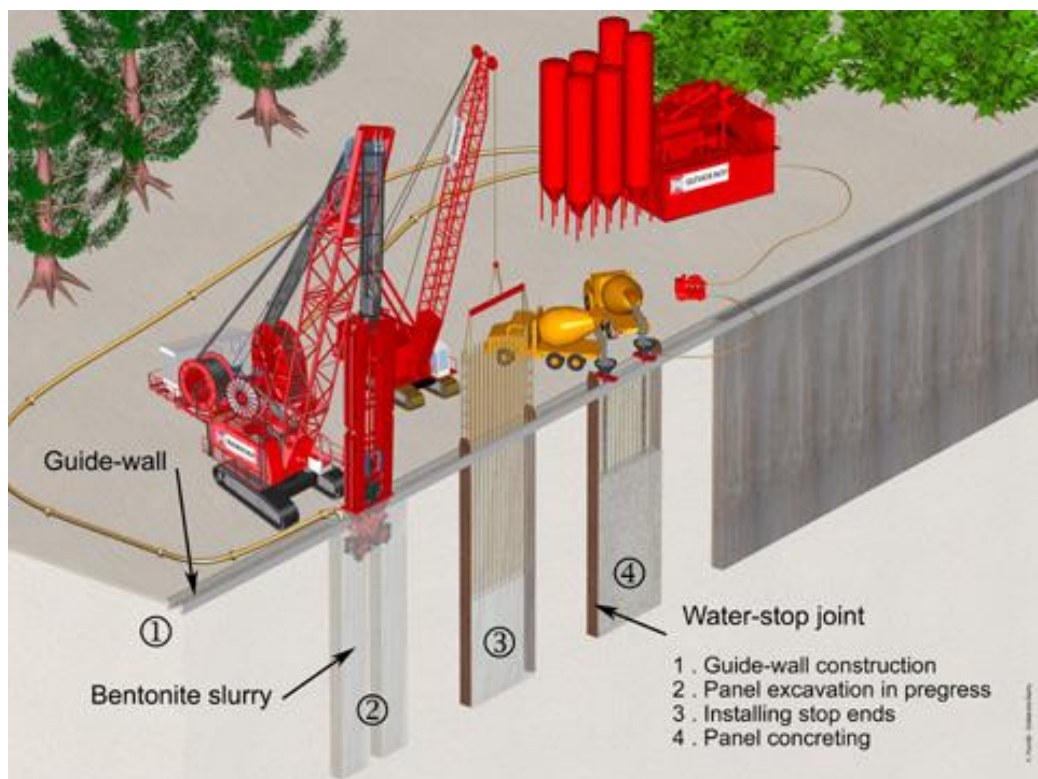


Figura 32: Método constructivo para la construcción de muros diafragmas. Bachy Soletanche (2015).

La excavación, del área asociada a cada panel, corresponde al paso siguiente a la construcción del muro guía. Para dicha excavación, dependiendo de la dureza del suelo, se utilizará una cuchara bivalva o una hidrofresa montada sobre una grúa, como se muestra en la Figura 33. Paralelamente, el volumen excavado se puede mantener lleno de algún fluido, usualmente bentonita, para garantizar la estabilidad de la zanja y limitar los desplazamientos del suelo. Terminada la excavación de un panel, se coloca la armadura, que es montada de forma externa. Es importante mencionar que la armadura de refuerzo no puede tocar el fondo de la excavación, para así evitar su flexión, por lo que suele quedar temporalmente colgada al muro guía. Además de la

armadura, en esta etapa se instalan juntas o encofrados laterales, que tienen por función delimitar el espacio de cada panel, para así evitar complicaciones al excavar los paneles contiguos. Finalmente, se vierte el hormigón en el área delimitada por las juntas laterales, que se retiran después del fraguado. Cabe mencionar que solo los paneles primarios requieren juntas laterales, los paneles secundarios son delimitados por los paneles contiguos.

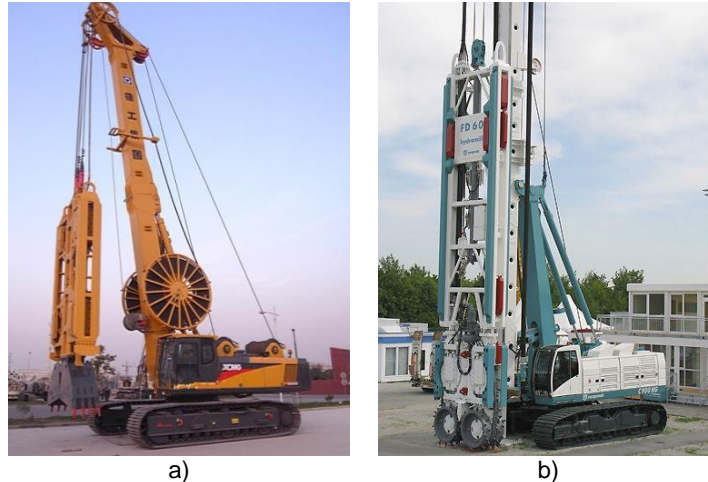


Figura 33: a) Cuchara bivalva montada en grúa oruga. b) Hidrofresa montada en grúa oruga.

Este método constructivo es ampliamente usado, un ejemplo de su aplicación es la construcción del pique de la Figura 34, perteneciente a una planta de acero inoxidable en Alabama, Estados Unidos



Figura 34: Pique con muro pantalla en planta de procesamiento de acero inoxidable en Alabama, Estados Unidos. a) Muro pantalla. b) Construcción muro guía. Bauer (2014).

3.2.7. Pantalla de Pilotes

Estos muros se construyen a partir de una serie de pilas, primarias y secundarias, parcialmente superpuestas. El traslape necesario entre las pilas es función de los requisitos estructurales y de la precisión de instalación que puede ser lograda.

Los muros secantes se pueden usar como muros de contención y/o como barrera impermeable. A pesar de que suele ser un método más costoso, puede ser empleado en condiciones que excluyen la aplicación de otros sistemas de sostenimiento.

El éxito de esta solución constructiva requiere que las pilas sean estructuralmente sanas en toda su longitud y que el traslapeo entre pilas primarias y secundarias sea razonable. Las pilas secundarias se construyen con refuerzo, que puede ser una armadura típica o un perfil de acero, y las pilas primarias se dejan sin reforzar. Con esta configuración del refuerzo se tiene que las pilas primarias funcionan como un manto y las pilas secundarias se diseñan para tener suficiente resistencia a la flexión y al corte. El punto anterior se muestra en la Figura 35.

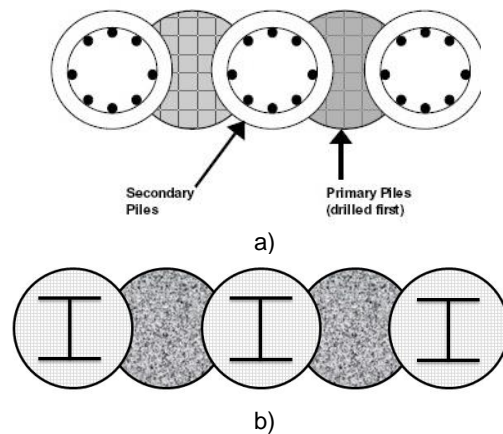


Figura 35: Alternativas de refuerzo en pilas secundarias, vista en planta. a) Armadura convencional. b) Perfil de acero. Lindquist y Jameson (2011).

El proceso constructivo parte por la construcción de un muro guía, Figura 36. Aunque su uso es opcional, de acuerdo a Lindquist y Jameson (2011), al usar muro guía, el número de pilotes total se puede reducir entre un 8% y 10 %, ya que mejora la distribución en planta de las pilas. En base a lo anterior, resulta recomendable su utilización.



Figura 36: Muro guía para construcción de pilotes secantes. Lindquist y Jameson (2011).

Luego de la construcción del muro guía, se procede con la perforación de las pilas primarias y la instalación de una entubación temporal (para delimitar el área de las pilas). La perforación e instalación de la entubación temporal, se realiza con el apoyo de una pilotera, Figura 37. Las pilas primarias no requieren refuerzo, por tanto, después de la entubación, prosigue el hormigonado.



Figura 37: Pilotera. Lindquist y Jameson (2011).

Cuando se termina la construcción de las pilas primarias se comienza con las secundarias, que a diferencia de las anteriores, poseen armadura.

Una secuencia típica de construcción de las pilas primarias y secundarias se indica en la Figura 38.

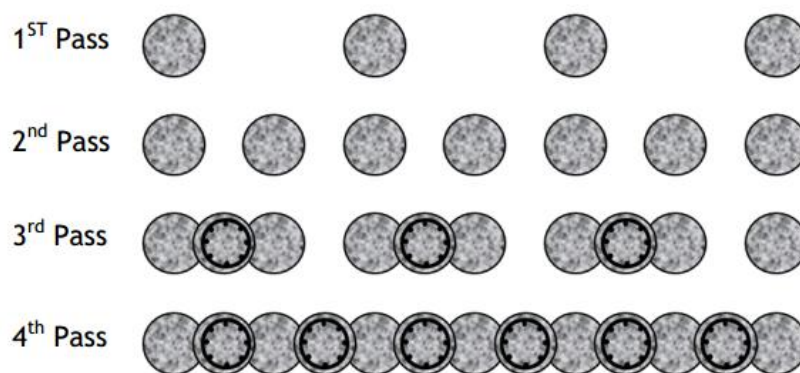


Figura 38: Secuencia de construcción de pilas (primarias y secundarias). Wharmby (2010).

Al concluir la construcción del muro perimetral se ejecuta la excavación hasta el nivel especificado en el proyecto.

Resulta importante mencionar, que la principal dificultad en la aplicación de este método constructivo consiste en mantener la verticalidad de los pilotes, situación que se vuelve más compleja a medida que aumenta la profundidad.

El método constructivo descrito se usó en la construcción de un pique de acceso al túnel New Irvington, en la ciudad de San Francisco en Estados Unidos, Figura 39.



Figura 39: Pique de acceso de túnel New Irvington. Lindquist y Jameson (2011).

4. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE SUELOS DE SANTIAGO

4.1. Introducción

Un factor relevante en el diseño de cualquier tipo de estructura, superficial o subterránea, es el terreno en que se construye. En el caso de los piques circulares, los parámetros de resistencia del suelo tienen gran relevancia en el valor del empuje que el suelo ejerce sobre el sostenimiento.

El proyecto Línea 3 del Metro de Santiago, abarca la construcción de un trazado de 22 Km de longitud, cruzando por diversos tipos de suelos, como gravas fluviales, finos del norte, conos de deyección, entre otros.

De acuerdo a los puntos anteriores, en el presente capítulo se caracterizarán los suelos presentes en la cuenca de Santiago, dando especial énfasis a las zonas que cruza el trazado de la Línea 3 del Metro de Santiago. Esta información será posteriormente utilizada para modelar numéricamente los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, construidos en Grava de Santiago y Finos del Norte, respectivamente.

4.2. Descripción de Unidades Geotécnicas

A causa de la experiencia de la construcción túneles para Metro de Santiago, los suelos de Santiago, en especial las gravas del río Mapocho, han sido caracterizados por varios autores. La distribución de los diferentes tipos de suelos existentes en la cuenca de Santiago se puede ver en el mapa de la cuenca de Santiago desarrollado por Valenzuela (1978), del que se puede observar un extracto en la Figura 86 (Anexo A). La descripción de los distintos suelos involucrados se detalla a continuación.

4.2.1. Gravas del río Mapocho

La grava del río Mapocho corresponde a un material compacto, compuesto por gravas arenosas, bien graduadas, provenientes de la depositación fluvial del río Mapocho. Los clastos presentes tienen formas sub-redondeadas a redondeadas, son sanos y presentan buena trabazón mecánica, producto de la alta compacidad, buena gradación y gran tamaño de los clastos. En la Figura 40 se observa la granulometría de las gravas fluviales de Santiago, teniéndose desde finos a clastos de entre 8" y 12".

De forma adicional a lo descrito previamente, las gravas del río Mapocho se dividen en de primera y de segunda depositación. Las gravas de primera depositación tienen un origen fluvio glacial, en las que se observa presencia de finos arcillosos de plasticidad media a alta. Las gravas de segunda depositación poseen un origen fluvial,

en ellas se observa escasa presencia de finos (no plásticos). Este estrato se ubica bajo la capa superficial de suelo, y se extiende hasta una profundidad entre los 6 y 8 metros.

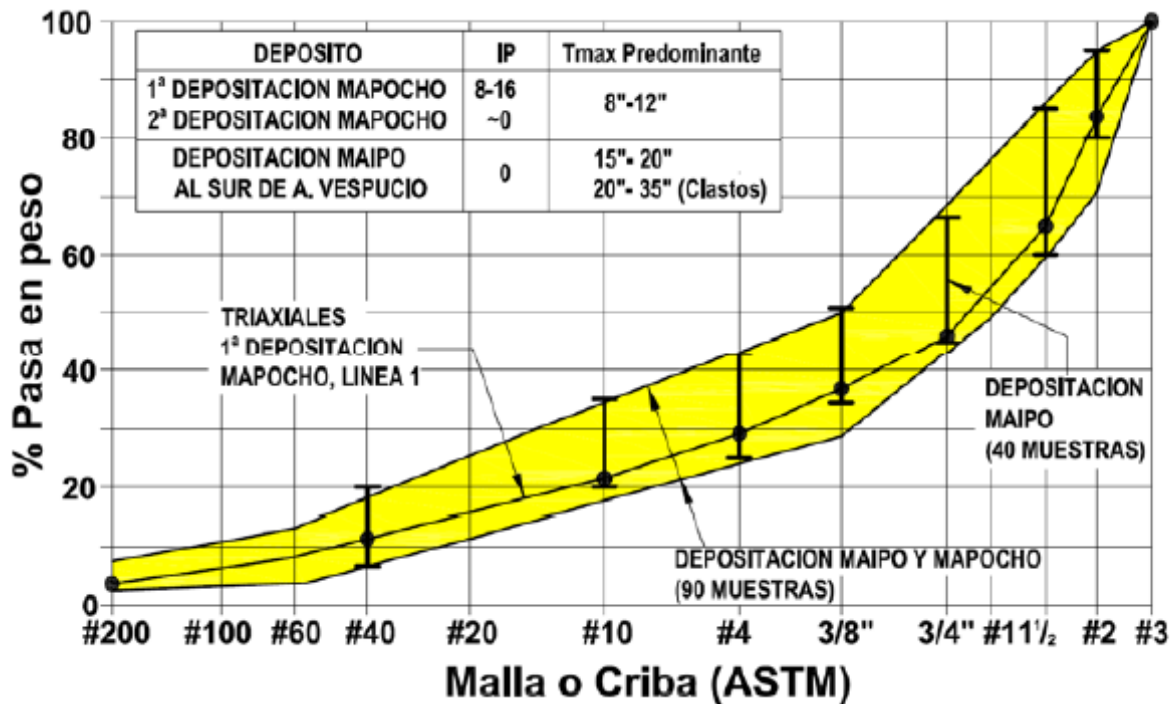


Figura 40: Granulometría de gravas fluviales de Santiago. Ortigosa (2005).

4.2.2. Finos del norte

Como su nombre lo indica, se ubican en el sector norte de la ciudad de Santiago. De acuerdo a Metro (2012.B), esta unidad geotécnica está constituida principalmente de limos y arcillas, con presencia aislada de lentes, de poco espesor, de arenas finas limosas, gravas, y cenizas volcánicas. Según el sistema unificado de clasificación de suelos (USCS), este suelo se clasifica generalmente como arcilla de baja plasticidad (CL) o limo de baja plasticidad (ML).

4.2.3. Conos de deyección

Este suelo se origina de la acumulación sucesiva de material aluvional proveniente de la precordillera andina, correspondiente al sector oriente de Santiago. Dichos aluviones se producen a causa de grandes lluvias o derretimientos rápidos de nieve. Debido al modo de depositación, estos suelos carecen de estratificación continua, aumentando su espesor en el centro del cono, donde, de acuerdo a Valenzuela (1978), se tendrían profundidades de hasta 100 m, y la napa de freática estaría por debajo de los 30 m. Durante la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, fue posible estudiar este suelo en mayor profundidad. Según calicatas realizadas durante dicho proyecto se observa presencia de bolsones de arena y grava distribuidos irregularmente como se aprecia en la Figura 41, Poblete (2004).

Tabla 2: Resumen de parámetros geotécnicos de las gravas fluviales de Santiago. Petrus (2011).

Parámetro	Simbología	Unidades	Profundidad Z [m]	Valor
Peso Unitario	γ	kN/m ³		22,50
Módulo de deformación	E	kPa	Z ≤ 6,5	46.000 Z ^{0,55} z en metros
			Z > 6,5	66.000 Z ^{0,55} z en metros
Módulo de deformación en descarga y recarga	E ₀	kPa	todo Z	2E
Módulo de Poisson	ν	[-]	todo Z	0,25
Coeficiente empuje en reposo	K ₀	[-]	Z ≤ 6	0,9
			6 < Z ≤ 24	0,9 – 0,0356 (Z - 6) con Z en metros
			Z > 24	0,26
Ángulo de Fricción	ϕ	[°]	Z ≤ 6,5	53 – 45
			Z > 6,5	53 – 45
Cohesión	c	kPa	Z ≤ 6,5	12,5 – 20
			Z > 6,5	21,5 – 35
Ángulo de dilatación	ψ	[°]	todo Z	12

(*) Para parámetros de resistencia al corte, se deben considerar los pares cohesión – ángulo de fricción indicados en las tablas.

Tabla 3: Resumen de parámetros geotécnicos de Finos del norte y conos de deyección. Petrus (2011).

Parámetro	Simbología	Unidades	Profundidad [m]	Valor
Peso Unitario	γ	kN/m ³		18,50
Módulo de deformación	E	kPa	todo Z	20.000 + 2.750 Z z en metros
Módulo de deformación en descarga y recarga	E ₀	kPa	todo Z	2E
Módulo de Poisson	ν	[-]	todo Z	0,30
Coeficiente empuje en reposo	K ₀	[-]	Z ≤ 12	0,65
			Z > 12	0,45
Ángulo de Fricción	ϕ	[°]	todo Z	31
Cohesión	c	kPa	Z ≤ 10	30
			Z > 10	55
Ángulo de dilatación	ψ	[°]	todo Z	0

Posteriormente, el consorcio Ara-Arcadis, según lo mencionado en Metro (2012.B), realiza una revisión/validación de los parámetros propuestos por Petrus (2011). En general, los parámetros propuestos son similares, la mayor diferencia se observa en el coeficiente de empuje en reposo (K₀) propuesto para las gravas fluviales, donde el consorcio Ara-Arcadis propone un valor homogéneo de 0.8, y Petrus un valor variable, partiendo de 0.9 en superficie y descender hasta 0,26 a 24 m de profundidad. Respecto al empuje en reposo, otro antecedente se indica en Verdugo et al. (2007), donde, a partir ensayos realizados en un equipo triaxial de altas presiones construido por IDIEM, sobre muestras inalteradas de Grava de Santiago del sector Tobalaba (10 m de profundidad), obtiene que el valor del coeficiente de empuje en reposo de dicha grava es 0.385, Figura 42.

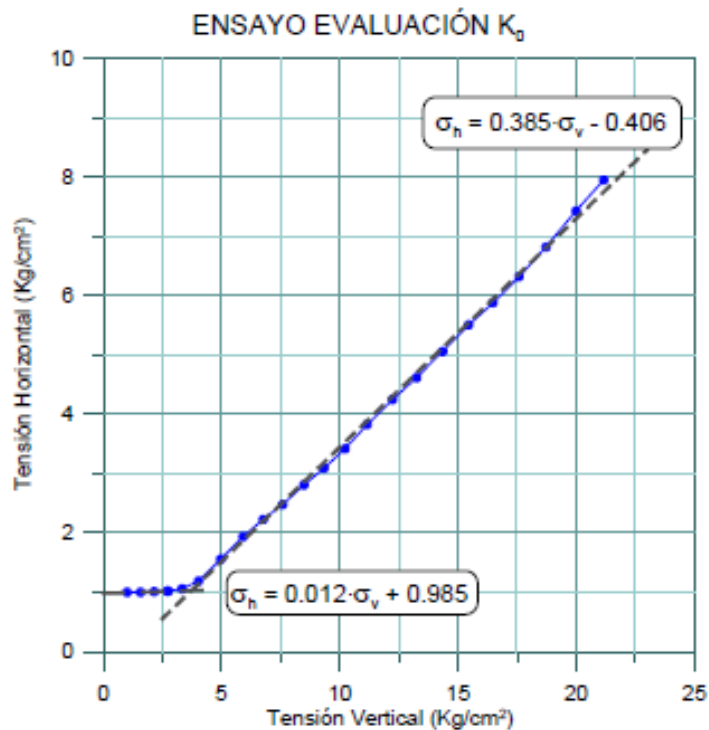


Figura 42: Coeficiente de empuje en reposo de gravas fluviales del sector Tobalaba a 17.7m de profundidad. Verdugo et al. (2007)

4.5. Modelos Constitutivos

Un aspecto relevante en la modelación numérica por el método de elementos finitos en geotecnia es la elección de un modelo constitutivo, este debe representar de la forma más ajustada posible el comportamiento real del suelo para obtener resultados fidedignos.

Dentro de la elección del modelo constitutivo se debe considerar el material que se desea representar, pero también el fenómeno que se desea modelar. Por ejemplo, no es lo mismo estudiar un proceso que involucre solo carga, que estudiar uno que involucre ciclos de carga y descarga, en el primer caso podría bastar con el uso de modelos constitutivos simples para representar el fenómeno (elástico, Mohr Coulomb), en cambio en el caso del fenómeno cíclico, lo ideal sería un modelo constitutivo que considere posibles cambios de rigidez de los materiales involucrado ante ciclos de carga y descarga, como puede ser el modelo constitutivo Hardening Soil (HS).

4.5.1. Mohr Coulomb

El modelo Mohr Coulomb es un modelo elástico-perfectamente plástico, usado comúnmente en geotecnia para modelar el comportamiento de un suelo. En la zona elástica de la curva esfuerzo-deformación, el modelo se comporta de forma lineal y sus deformaciones quedan definidas en base a los módulos de Young y Poisson. El criterio

de falla queda definido según el ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c) del suelo, según la ecuación (64).

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (64)$$

Donde,

- τ : Esfuerzo de corte. [kPa]
- σ_n : Esfuerzo normal. [kPa]
- ϕ : Ángulo de fricción. [kPa]
- c : Cohesión. [kPa]

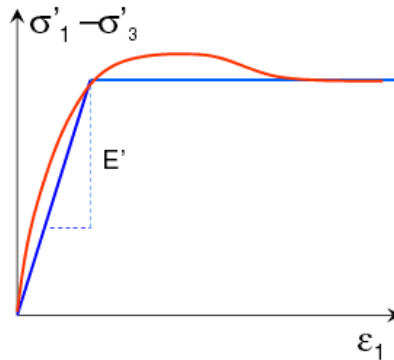


Figura 43: Curva esfuerzo-deformación de criterio Mohr Coulomb.

4.5.2. Hardening Soil

Este modelo constitutivo fue desarrollado inicialmente por Schanz et al. (1998). Se define a partir de dos parámetros de rigidez, E_{50} y E_{ur} , que corresponden a la rigidez para un 50% de la resistencia máxima y a la rigidez en descarga respectivamente, (Figura 44). A partir de dichos parámetros se relacionan las deformaciones axiales que ocurren un ensayo triaxial consolidado drenado con el esfuerzo desviador aplicado mediante la relación hiperbólica de la ecuación (65).

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2 E_{50}} * \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} ; \text{ para } q < q_f \quad (65)$$

Donde,

- ε_a : Deformación axial de triaxial consolidado drenado [%]
- q : Esfuerzo desviador [kPa]
- q_a : Esfuerzo desviador último [kPa]
- q_f : Tensión de rotura [kPa]
- E_{50} : Rigidez secante [kPa]

La tensión de rotura queda definida por el criterio Mohr Coulomb, a través de la ecuación (66).

$$q_f = (p + c' \cotan(\phi')) \frac{6 \operatorname{sen}(\phi')}{3 - \operatorname{sen}(\phi')} \quad (66)$$

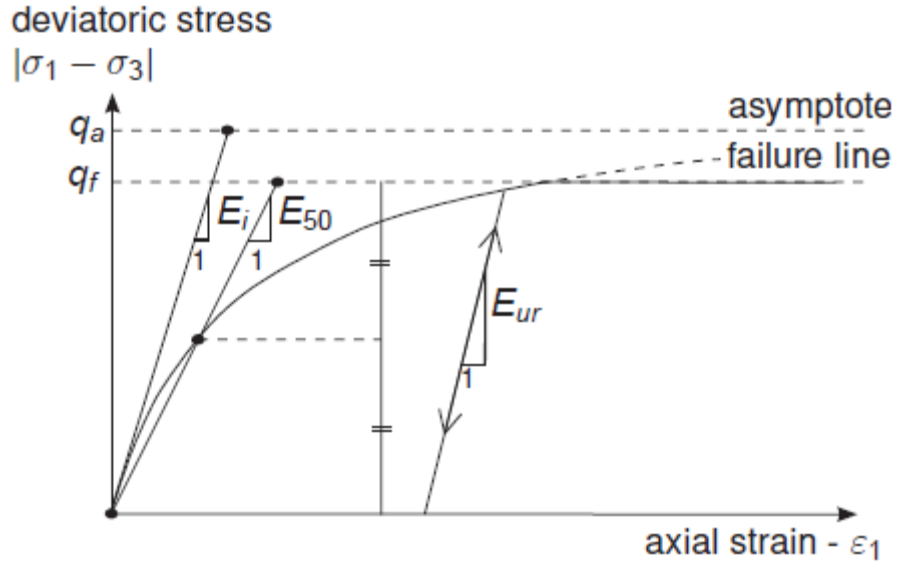


Figura 44: Relación hiperbólica de esfuerzo-deformación en un triaxial drenado estándar. Plaxis (2015)

Otros puntos relevantes dentro de este modelo constitutivo se asocian a la dependencia de la rigidez secante del confinamiento, y al cambio de rigidez que ocurre durante los ciclos de carga-descarga. Los comportamientos mencionados previamente se describen a partir de las ecuaciones (67) y (68).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cotan(\phi)}{\sigma'_{ref} + c' \cotan(\phi)} \right)^m \quad (67)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cotan(\phi)}{\sigma'_{ref} + c' \cotan(\phi)} \right)^m \quad (68)$$

Donde,

- E_{50}^{ref} : Rigidez secante para confinamiento referencial [kPa]
- E_{ur}^{ref} : Rigidez en ciclos carga-descarga para confinamiento referencial [kPa]
- σ'_{ref} : Presión de confinamiento referencial [kPa]
- m : Parámetro numérico del modelo constitutivo hardening soil [-]

4.5.3. Calibración y validación de modelos constitutivos para su uso en gravas de Santiago

En Kort et al. (1978) se presentan los resultados de una serie de ensayos triaxiales in situ realizados durante la construcción de la Línea 1 de Metro de Santiago, en un sector cercano a estación Los Leones, a 10m de profundidad. A partir de estos, se obtuvo el comportamiento tensión deformación a distintos confinamientos, Figura 45. En la Figura 46 se muestra la envolvente de falla del material ensayado en el espacio p-q, de la que se deduce que la grava ensayada posee un ángulo de fricción de 53° y una cohesión de 2.3 t/m^2 .

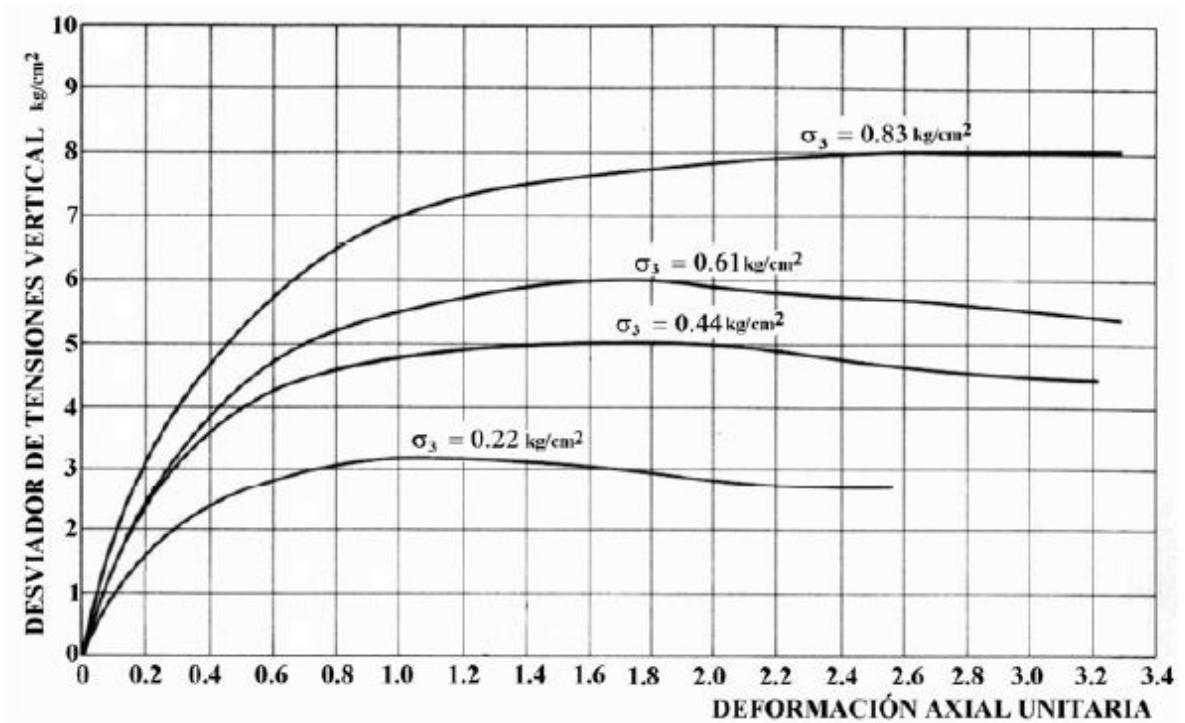


Figura 45: Curvas de tensión deformación a partir de triaxial in-situ en sector cercano a Estación de metro Los Leones, a 10m de profundidad. Kort et al. (1978).

La calibración de los modelos constitutivos se realiza por medio de comparación directa entre los resultados de ensayos in-situ y resultados numéricos. La comparación se hace para los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Hardening soil. Los parámetros usados en la modelación numérica de los ensayos triaxiales se muestran en la Tabla 4 y Tabla 5.

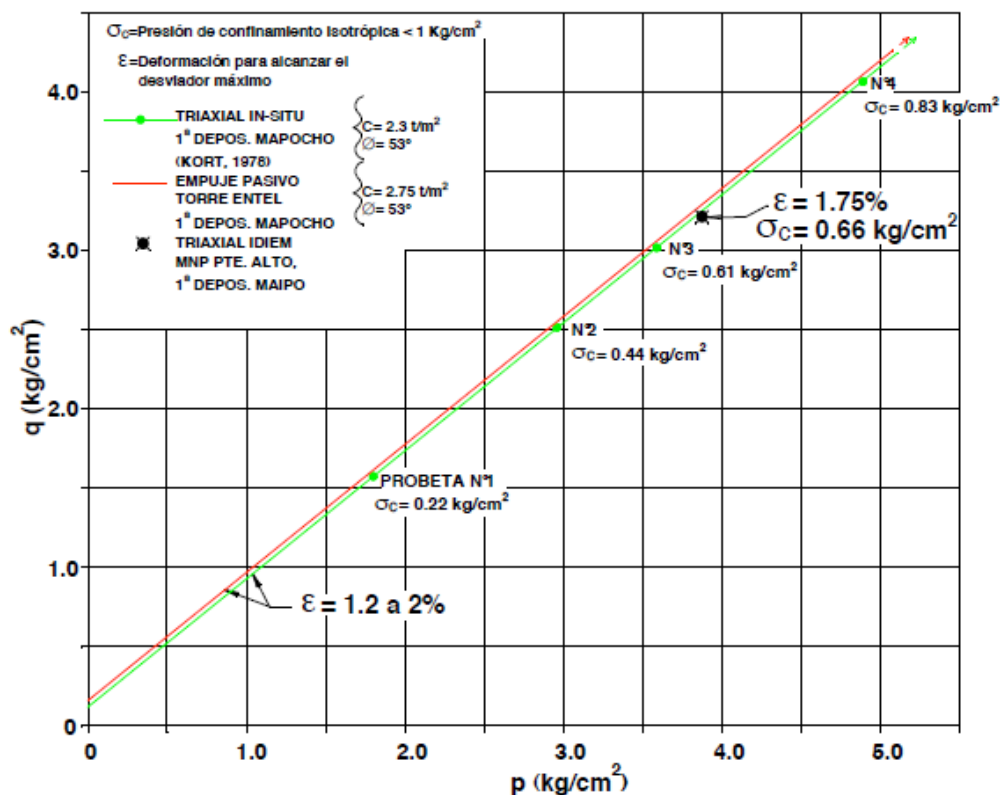


Figura 46: Envolvente de falla para desviador máximo en gravas de Santiago. Ortigosa (2005).

Tabla 4: Parámetros modelo Hardening soil para las gravas fluviales del Río Mapocho.

Parámetro	Unidad	Gravas fluviales del Río Mapocho
Peso Unitario	[KN/m ³]	23
Ángulo de fricción	[°]	53
Cohesión	[kPa]	22,5
Módulo de deformación al 50% de la tensión de falla	[MPa]	100
Módulo de deformación descarga-recarga	[MPa]	450
Parámetro numérico del modelo constitutivo	[-]	0,57
Módulo de Poisson	[-]	0,2
Presión de referencia	[kPa]	100
Razón de falla	[-]	0,9

Tabla 5: Parámetros modelo Mohr Coulomb para las gravas fluviales del Río Mapocho.

Parámetro	Unidad	Gravas fluviales del Río Mapocho
Peso Unitario	[KN/m ³]	23
Ángulo de fricción	[°]	53
Cohesión	[kPa]	22,54
Módulo de Poisson	[-]	0,2

Los gráficos comparativos corresponden a los de la Figura 47 y Figura 48. De esto resulta claro que el modelo constitutivo Hardening soil es el que mejor se ajusta al comportamiento de las gravas fluviales de Santiago, al menos para el rango de confinamiento en que se realizaron los triaxiales in-situ mencionados.

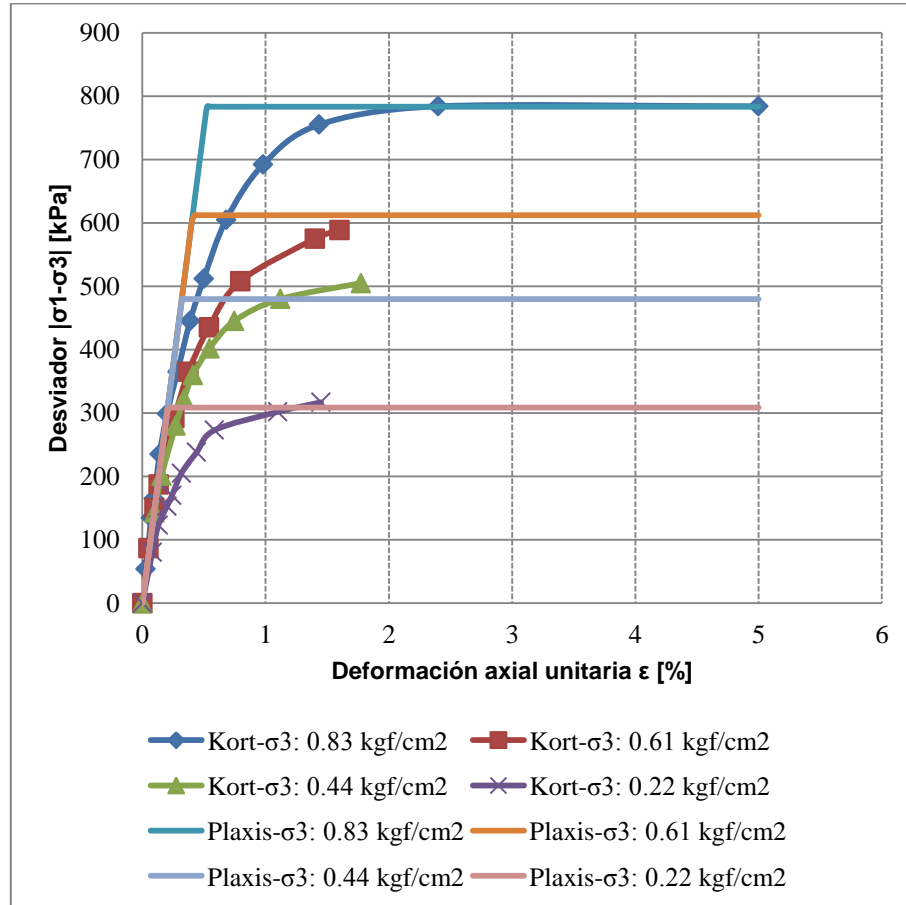


Figura 47: Comparación ensayos triaxiales in-situ con resultados de modelación numérica en Plaxis usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

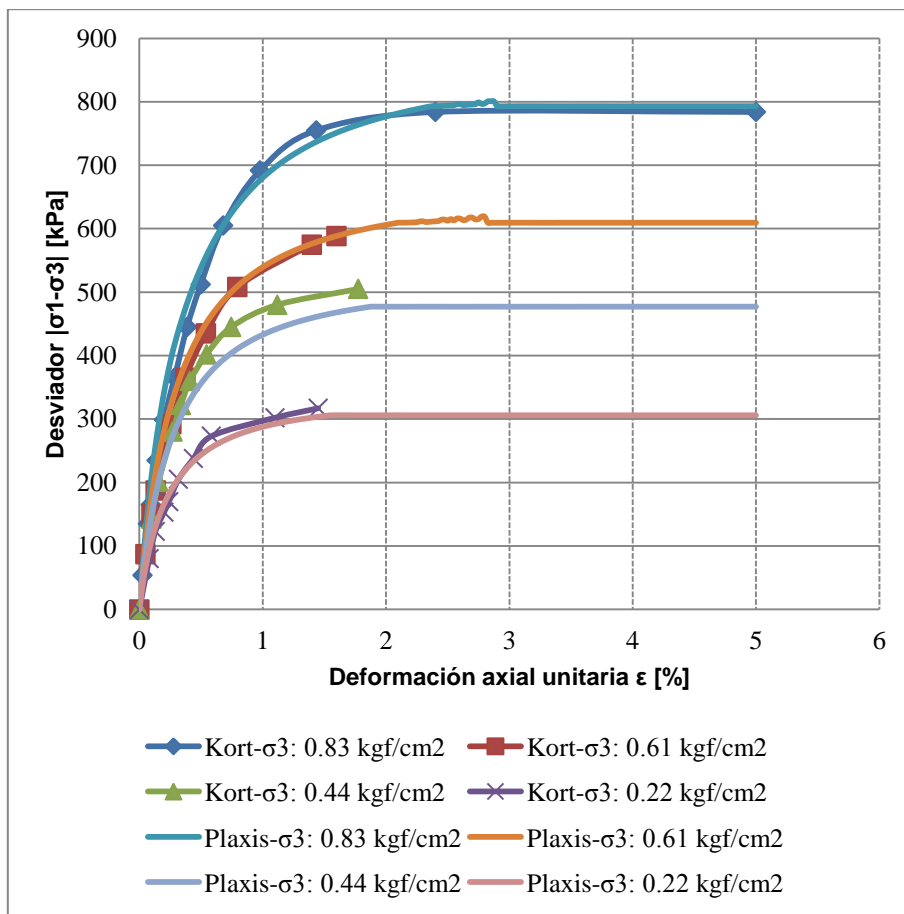


Figura 48: Comparación ensayos triaxiales in-situ con resultados de modelación numérica en Plaxis usando el modelo constitutivo Hardening soil.

5. ANÁLISIS NUMÉRICO DE CASOS DE ESTUDIO, PIQUES PLAZA CHACABUCO Y EL CORTIJO

5.1. Introducción

Con el fin de estudiar la influencia del método constructivo en la distribución del empuje sobre el sostenimiento de un pique circular, se modela numéricamente los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, pertenecientes a la nueva Línea 3 del Metro de Santiago, usando dos métodos constructivos distintos. En primer lugar, se considera el método constructivo Excavación secuencial, correspondiente al que fue efectivamente usada durante la construcción. Luego, a modo de comparación hipotética, se modela utilizando el método constructivo Muro pantalla, manteniendo la geometría y propiedades de los materiales involucrados.

En este capítulo, se indica los parámetros geométricos, estructurales y geotécnicos que se usan durante la modelación, y los resultados obtenidos, referidos a esfuerzos y deformaciones, haciendo énfasis en la distribución del empuje sobre el sostenimiento, y las deformaciones que involucran.

5.2. Pique Plaza Chacabuco

5.2.1. Métodos constructivos

El pique Plaza Chacabuco tiene 27,25 m de profundidad, 25 m de diámetro, y 40 cm de espesor del sostenimiento. Los métodos constructivos a considerar son Excavación secuencial y Muro pantalla.

Excavación secuencial

En la Figura 50 se muestra un corte vertical a través del eje central del pique Plaza Chacabuco que fue construido por Metro de Santiago. Dado que se intenta estudiar solo el comportamiento del pique, durante la modelación numérica no se considera la presencia de galerías de conexión ni pilares de refuerzo (cuya función es reforzar el área de apertura de la galería) La excavación y posterior construcción del sostenimiento, se realiza de forma secuencial, como se ejemplifica en la Figura 49, según las profundidades que se indican en la Figura 50. Cabe mencionar que para poder comparar con el método constructivo Muro Pantalla, se utiliza un espesor constante, sin considerar que el brocal o algún anillo tiene espesor mayor. Una descripción detallada del método constructivo se indica en el capítulo 3.2.2.

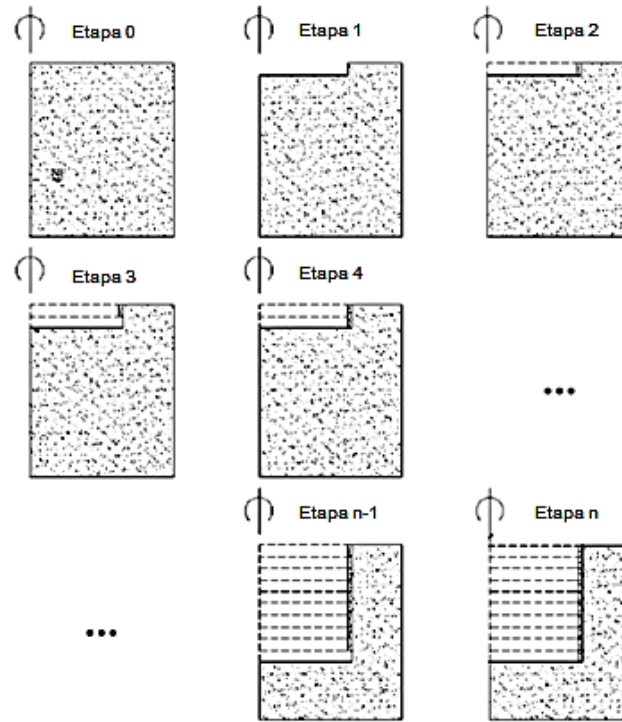


Figura 49: Secuencia tipo del método constructivo Excavación secuencial. Topa Gomes (2008).

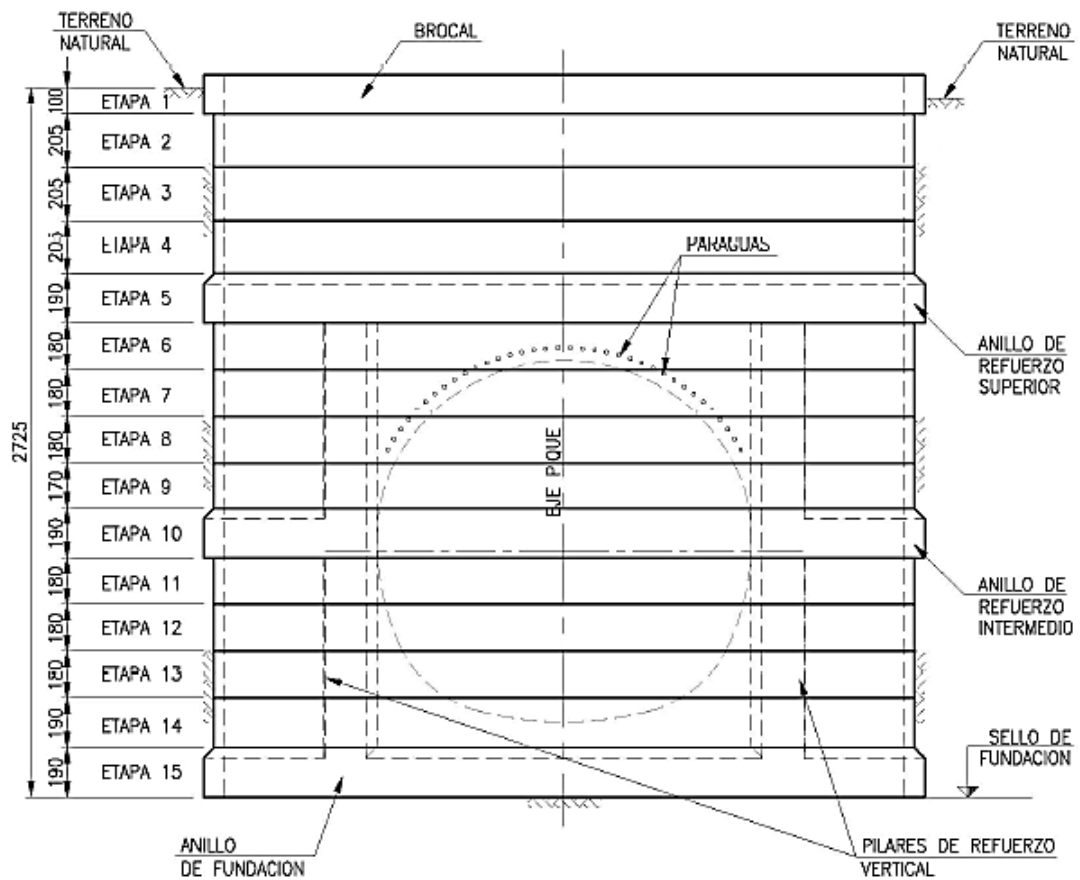


Figura 50: Corte vertical de sección central de Pique Plaza Chacabuco. Metro (2014a).

Muro Pantalla

Con el fin de comparar con el método constructivo descrito previamente, se considera un pique de geometría (40m de profundidad, 25m de diámetro, y 40cm de espesor) y material equivalente. La secuencia constructiva considera la construcción de todo el sostenimiento de forma previa a la excavación, y luego, procede con la excavación hasta alcanzar la cota requerida, Figura 50. En el Capítulo 3.2.6 se entrega una descripción más detallada del método constructivo.

5.2.2. Descripción suelo de fundación

El suelo del sector de Plaza Chacabuco, tal como se muestra en el mapa de distribución de las unidades geotécnicas de Santiago, Figura 86 (Anexo A), está formado por gravas fluviales del río Mapocho de primera y segunda depositación. En vista de los resultados de la comparación entre ensayos triaxiales in-situ realizados por Kort (1978), y ensayos triaxiales modelados numéricamente en Plaxis 3D, Figura 47 y Figura 48, se concluye que el modelo constitutivo Hardening soil, es adecuado para reproducir el comportamiento de dichas gravas. Los valores de resistencia y rigidez utilizados se señalan en la Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros modelo Hardening soil para las gravas fluviales del Río Mapocho 1° y 2° depositación

Parámetro	Unidad	1° Depositación	2° Depositación
Peso Unitario	[KN/m ³]	23	23
Ángulo de fricción	[°]	45	45
Cohesión	[kPa]	35	20
Módulo de deformación al 50% de la tensión de falla	[kPa]	150.000	100.000
Módulo de deformación descarga-recarga	[kPa]	600.000	400.000
Parámetro numérico del modelo constitutivo	[-]	0,57	0,57
Módulo de Poisson	[-]	0,2	0,2
Presión de referencia	[kPa]	100	100
Razón de falla	[-]	0,9	0,9

Para el coeficiente de empuje en reposo, se opta por seguir la recomendación de Ortigosa (2004), que considera que el parámetro varía en profundidad, teniendo un valor de 0,8 en un estrato superficial, que luego disminuye en la profundidad, hasta un valor cercano al que se obtendría utilizando la fórmula de Jaky ($K_0=1-\text{sen } \phi$) para un suelo normalmente consolidado. En la Figura 51 se muestra el detalle de esta variación.

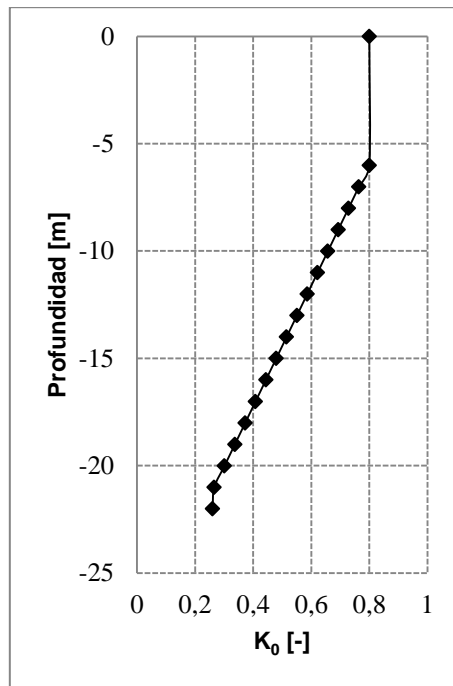


Figura 51: Variación de coeficiente de empuje en reposo según la profundidad

5.2.3. Deformaciones de masa de suelo

En la Figura 52 se muestran las deformaciones que ocurren en la masa de suelo que rodea al pique. De estas figuras, se puede apreciar preliminarmente el impacto que tiene la secuencia constructiva en las deformaciones, y por tanto en los esfuerzos y empuje.

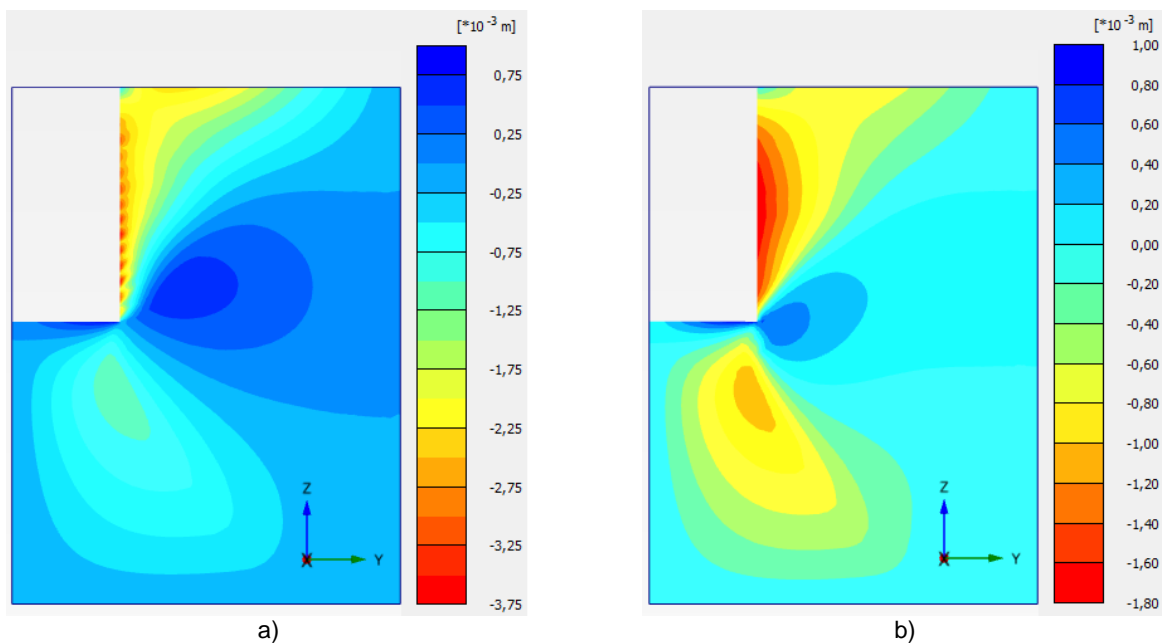


Figura 52: Desplazamientos radiales en masa de suelo en etapa final de la construcción del pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.

Desplazamiento radial

Observando el desplazamiento radial de la zona de contacto suelo-estructura, Figura 54, al emplear el método constructivo Excavación secuencial, se observa que los sectores correspondientes a cada tramo de construcción, Figura 50, se comportan de forma similar, desplazamientos mayores en el centro de cada tramo, y desplazamientos menores en sus extremos superior e inferior. Este comportamiento se explica con que buena parte de las deformaciones se produce durante la etapa excavación de cada tramo, momento en que el suelo no se encuentra sostenido (un esquema tipo de dicha etapa se señala en la Figura 53).

En la etapa de excavación, los desplazamientos radiales de los extremos superior e inferior, del tramo sin sostener, se encuentran restringidos por el sostenimiento superior ya construido y el suelo bajo la base del pique respectivamente. En comparación, el sector central del tramo, que tiene mayor libertad para deformarse radialmente. Esto se detalla en la Figura 55, donde se muestra el desplazamiento radial existente antes y después de excavar el tramo entre las cotas 23,45 m y 25,35 m, en adición a la etapa correspondiente al término de la construcción del pique. Según esta figura, se puede ver que:

- El extremo superior y central del tramo considerado, sufren más del 70% de los desplazamientos radiales finales en la etapa de excavación de dicho tramo, pasando de tener valores casi nulos, a los señalados por los puntos "A" y "B" de la Figura 55, que a su vez son bastante cercanos a los desplazamientos finales, indicados por "C" y "D".
- Debido a la alta rigidez de las Gravas de Santiago, el desplazamiento radial de la base del pique es casi nulo. Posteriormente, en el caso del pique El Cortijo, se verá que en suelos blandos el comportamiento tiende a mostrar mayor flexibilidad.

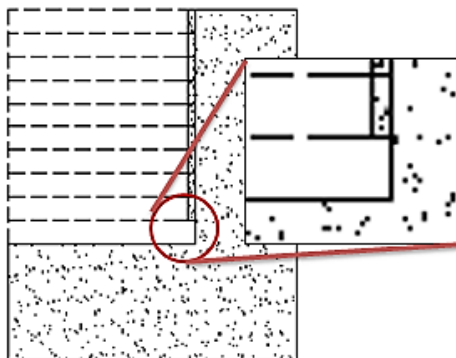


Figura 53: Detalle de etapa de excavación tipo, momento en que el suelo se encuentra sin confinamiento en el método constructivo Excavación secuencial.

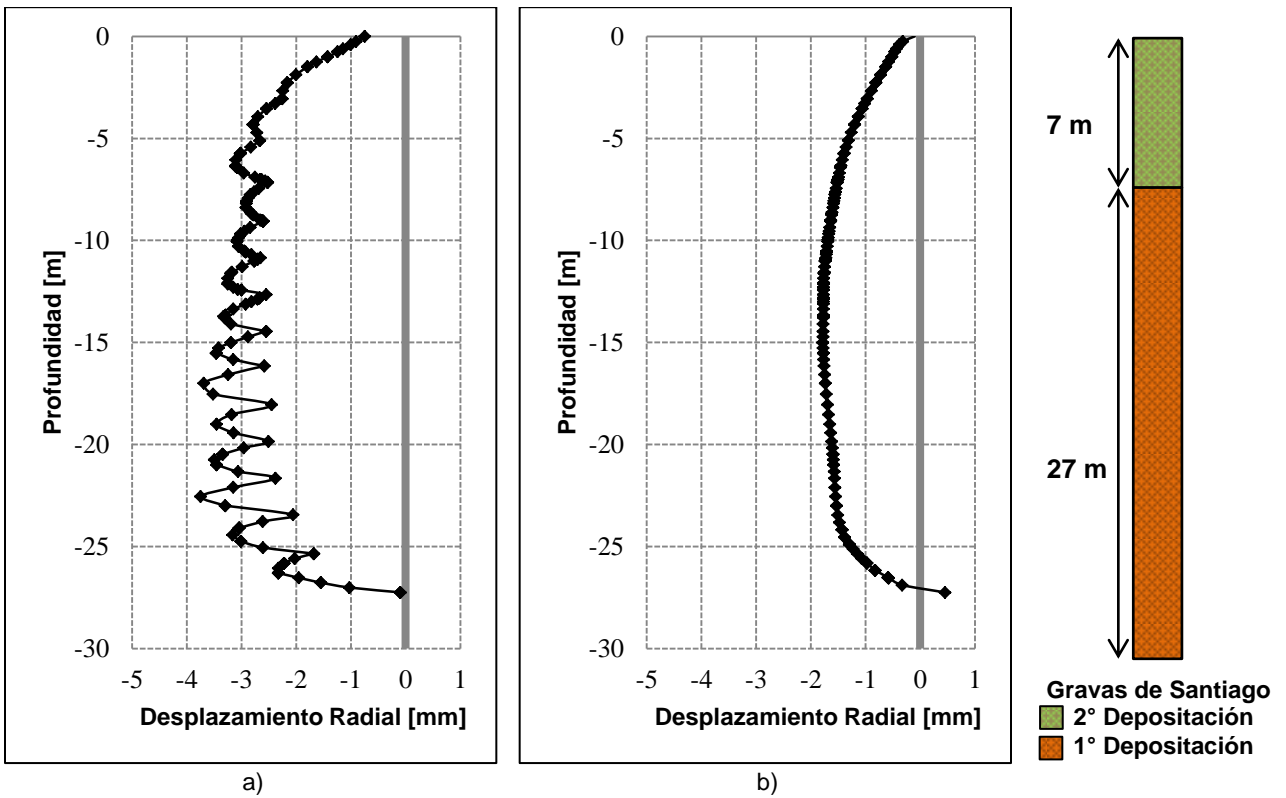
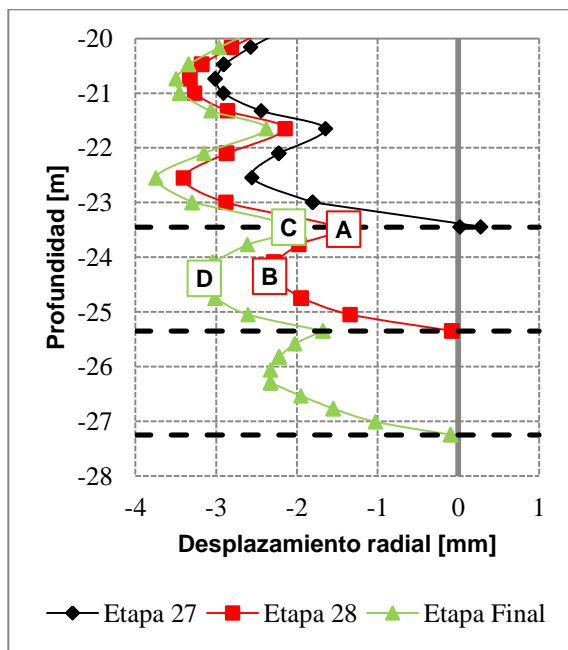


Figura 54: Desplazamiento radial de suelo en contacto con el sostenimiento de pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.



Etapa	Profundidad de avance [m]	
	Excavación	Soporte
27	-23,45	-23,45
28	-25,35	-23,45
Final	-27,25	-27,25

Figura 55: Evolución del desplazamiento radial del suelo entre 23,45 m y 25,35 m de pique Plaza Chacabuco.

Cuando el sostenimiento se construye mediante el método constructivo Muro pantalla, los desplazamientos radiales aumentan gradualmente en la profundidad, sin mostrar oscilaciones, hasta alcanzar un valor relativamente constante, diferenciándose

del comportamiento que tiene el método constructivo Excavación secuencial. En el sector cercano al fondo del pique, a causa de la alta rigidez del suelo bajo el sello de fundación, las deformaciones radiales se vuelven casi nulas, lo que representa el único símil en el comportamiento de ambos métodos constructivos, en lo referente a los desplazamientos radiales.

Desplazamiento vertical

Al estudiar los desplazamientos verticales, nuevamente se hacen patentes las diferencias que genera el uso de métodos constructivos diferentes. Acotando el análisis a la zona en contacto con el soporte, Figura 56, se observa que al construir el sostenimiento con mediante el método constructivo Excavación secuencial, el suelo sufre un asentamiento positivo (suelo se hunde), que decrece de forma aproximadamente lineal a medida que aumenta la profundidad, observándose que a partir de los 17 m de profundidad, el suelo comienza a evidenciar asentamientos negativos (suelo se levanta). Esto puede explicarse por el hecho de que a medida que aumenta la profundidad de la excavación, el levantamiento de la base del pique es mayor, influenciando la zona contigua al soporte del pique. En caso de usar el método constructivo Muro pantalla, el suelo siempre se encuentra siempre confinado, por lo que los desplazamientos son casi nulos, con excepción del sector cercano a la base del pique, donde se observa un leve levantamiento.

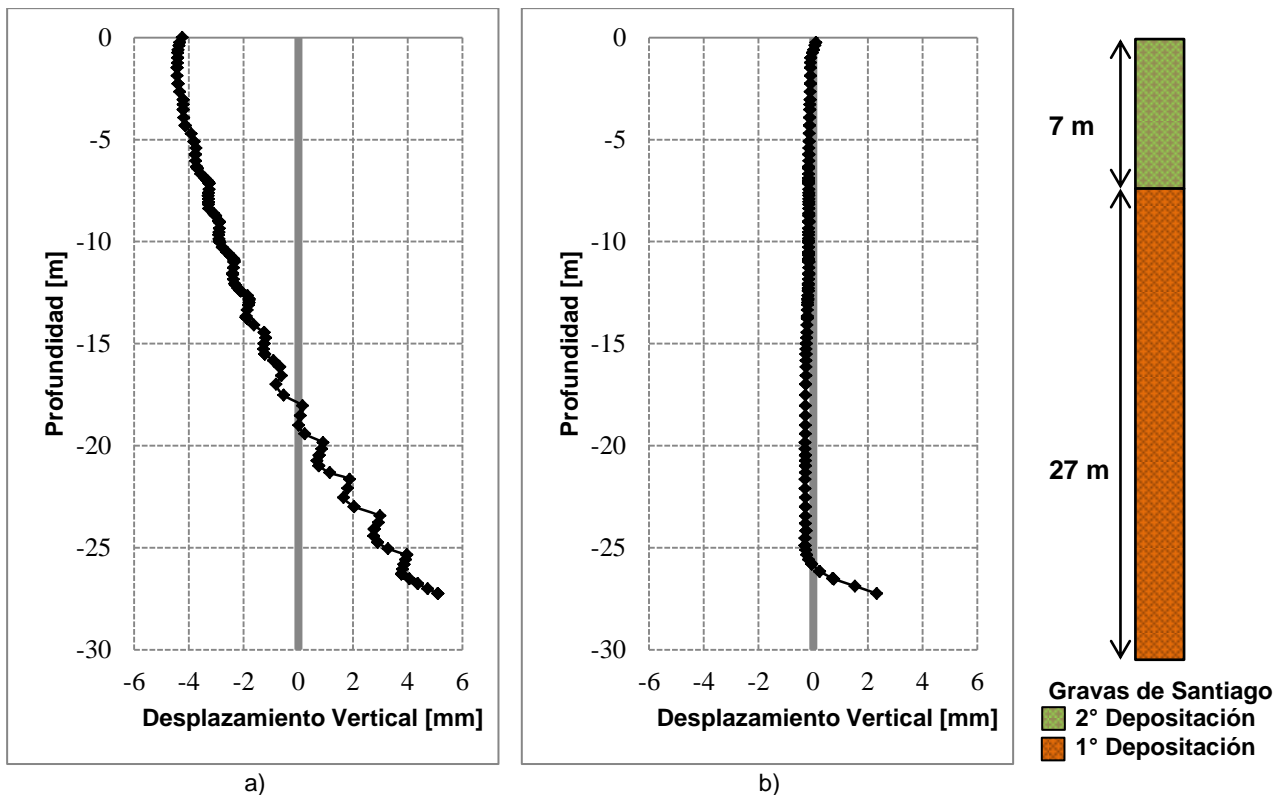


Figura 56: Desplazamiento vertical del suelo en contacto con el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.

Asentamientos

Otro punto importante al estudiar excavaciones en sectores urbanos, es el impacto en construcciones vecinas, para esto resulta relevante conocer los asentamientos que se generan en las proximidades a causa de la excavación analizada. Los asentamientos generados por el pique Plaza Chacabuco se indican en la Figura 57, de la que se ve que a 15 m del pique, el asentamiento total, para en ambos métodos constructivos, es menor a 2 mm. No obstante esto, el parámetro más relevante, en relación a la sanidad estructural de las construcciones cercanas al pique, es el asentamiento diferencial, que a 5 m del soporte del pique, posee un valor despreciable.

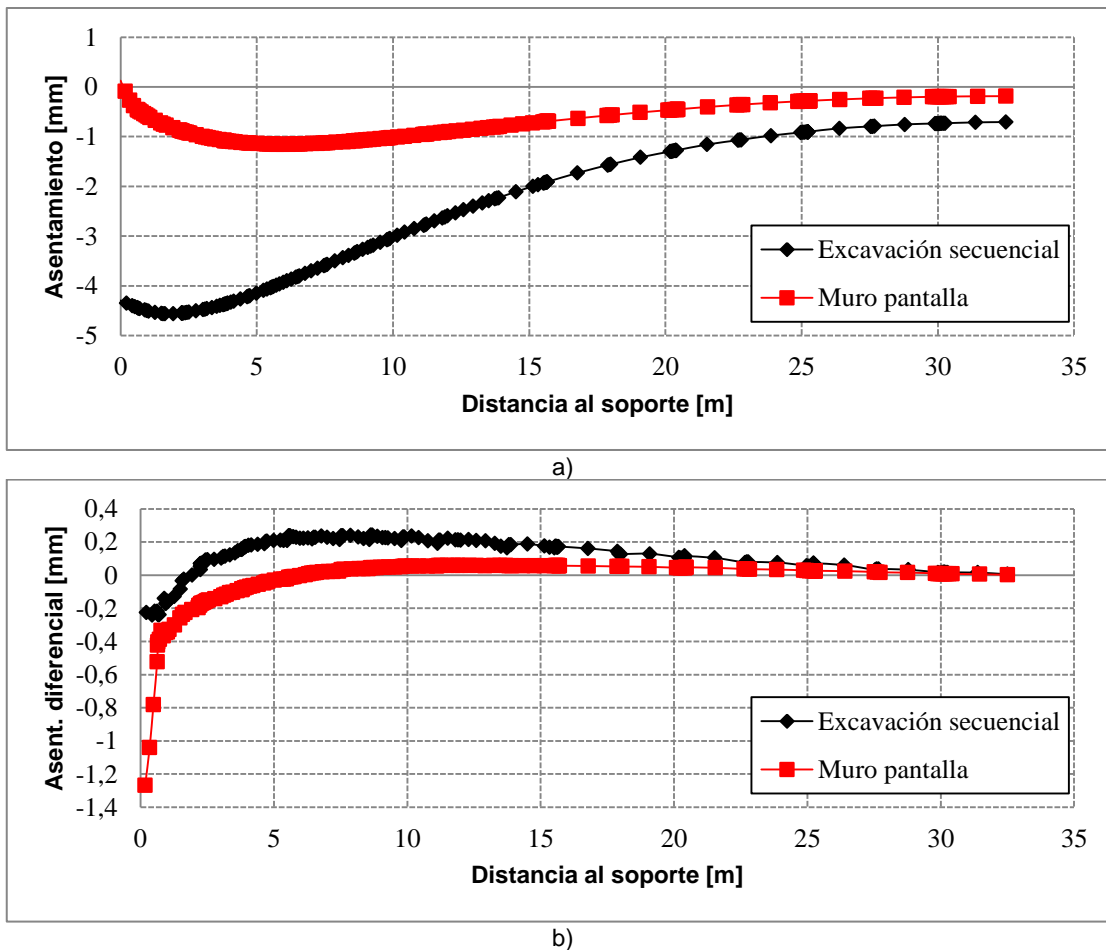


Figura 57: Asentamientos superficiales de pique Plaza Chacabuco. a) Totales. b) Diferenciales.

5.2.4. Esfuerzos en masa de suelo

En la Figura 58, se muestra la distribución del empuje que actúa sobre el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco para los dos métodos constructivos que se está analizando. Cuando se utiliza el método constructivo Muro pantalla, Figura 58b, la distribución del empuje en el sector superficial, posee una forma similar a la existente

en la etapa inicial (condición de reposo). A medida que la profundidad aumenta, la distribución del empuje se distancia progresivamente de la condición en reposo, los esfuerzos radiales alcanzan un valor máximo, manteniéndose relativamente constante, disminuyendo sólo al acercarse al sello de fundación, alcanzando un valor casi nulo en la base del pique. Esto coincide con que al aumentar la profundidad, las deformaciones radiales crecen, Figura 54b, permitiendo una relajación gradual del suelo, razón por la cual, el estado tensional se aleja de la condición en reposo, además, a causa del efecto arco y geometría circular del pique, el suelo alrededor del pique actúa como un anillo trabajando a compresión, disminuyendo las sollicitaciones radiales sobre el sostenimiento.

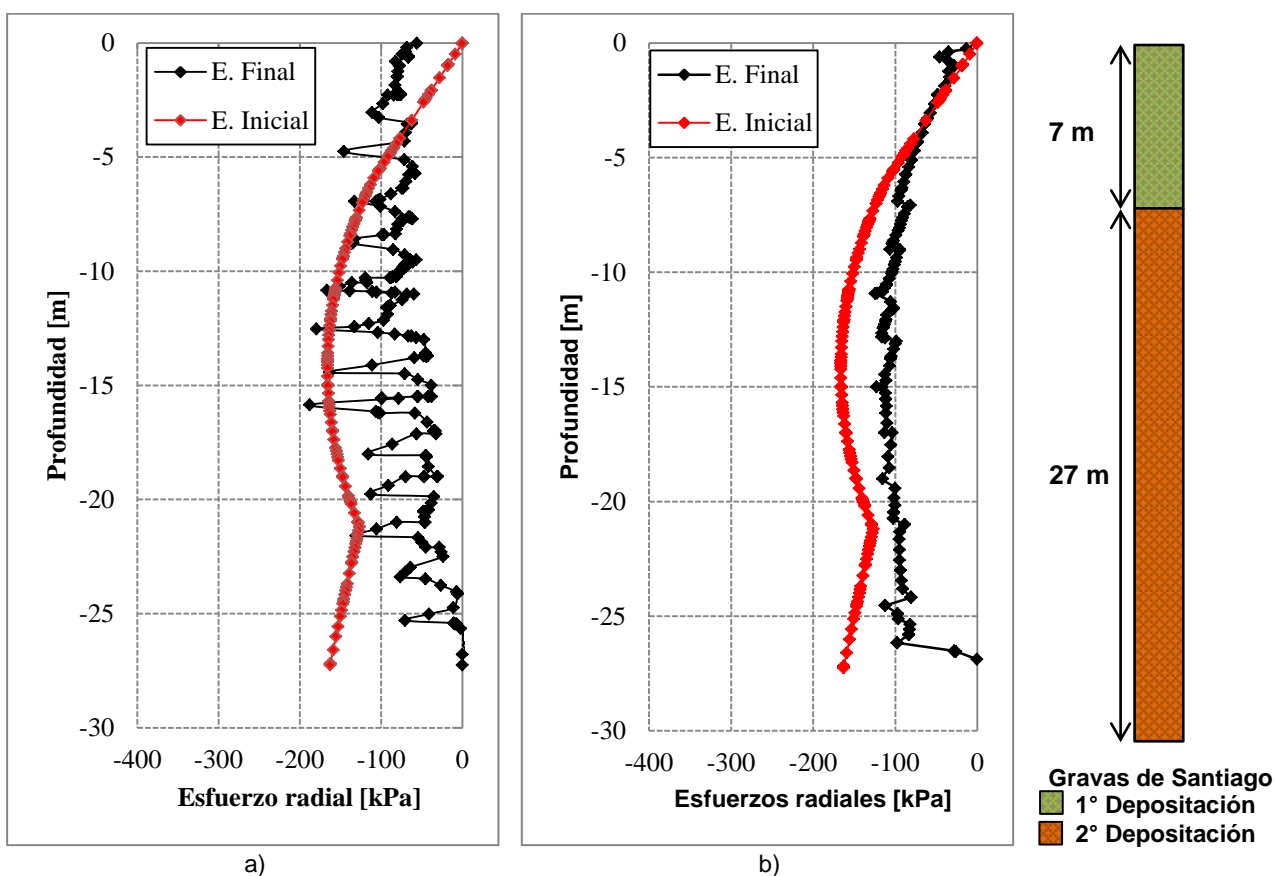
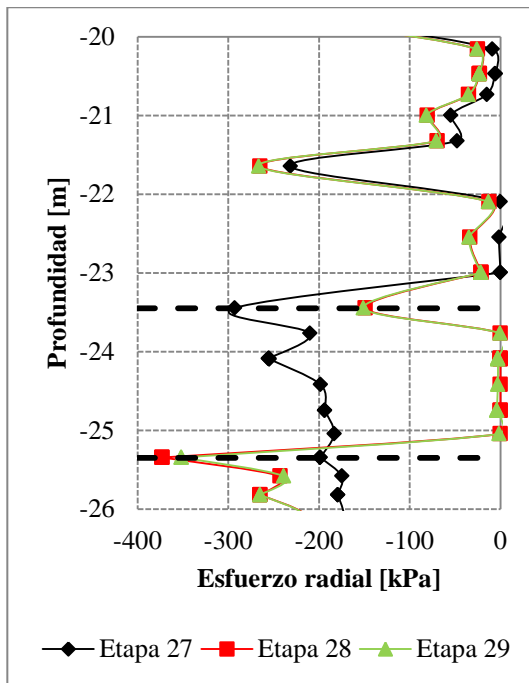


Figura 58: Esfuerzos radiales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

En caso del método constructivo Excavación secuencial, la distribución de esfuerzos radiales sobre el sostenimiento muestra concentraciones de esfuerzos en la zona que une cada tramo, Figura 58a, reflejando el proceso de descarga y carga que se produce durante la excavación y construcción del soporte correspondiente a cada tramo. La concentración de esfuerzos mencionada, se debe principalmente a la redistribución de esfuerzos que se genera en las etapas de excavación, durante las cuales el empuje sufre una redistribución a los sectores de mayor rigidez, correspondientes al sostenimiento ya construido y al suelo bajo el sello de fundación. Lo

anterior, se corresponde con las deformaciones radiales, Figura 54a, viéndose que los puntos con menor deformación presentan los mayores esfuerzos. En los sectores con mayor deformación se observa la situación contraria. Lo anterior se muestra en mayor detalle en la Figura 59, a partir de la que se pueden rescatar lo siguiente:

- El empuje en la superficie expuesta es nulo. En la figura esto se puede ver entre -21,65 m y -23,45 m para la etapa 27, o entre -23,45 m y -25,35 m, para la etapa 28.
- La etapa de construcción del soporte de la zona expuesta no influye en la distribución de esfuerzos. Esto se verifica al comparar la curva de la etapa 27 (excavación), con la de la etapa 28 (construcción del sostenimiento del tramo recién excavado). Solo al excavar el tramo que sigue, el sostenimiento recién construido comienza a resistir carga.



Etapa	Profundidad de avance [m]	
	Excavación	Soporte
27	-23,45	-23,45
28	-25,45	-23,45
29	-25,45	-25,35

a)

b)

Figura 59: Evolución de esfuerzos radiales durante la etapa de excavación del anillo entre 23,45 m - 25,35 m de profundidad del pique Plaza Chacabuco.

En la Tabla 7, se indican los empujes totales sobre el sostenimiento, que se obtienen por integración directa de las curvas indicadas en la Figura 58 a y b. En esta se puede ver que el empuje total sobre el sostenimiento construido con el método constructivo Muro pantalla es un 27% mayor al que se obtiene usando la secuencia constructiva Excavación secuencial, verificándose que al existir mayores deformaciones radiales en el suelo, el empuje resultante disminuye.

Tabla 7: Empuje total sobre el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco construido por excavación secuencial y muro pantalla.

Método Constructivo	Empuje Total [KN]
Muro pantalla	2407
Excavación secuencial	1889
Reposo (K_0)	3485

Con el fin de conocer el escenario completo referente al suelo en contacto con el sostenimiento, en la Figura 60 y Figura 61 se muestra la distribución de esfuerzos verticales y tangenciales del suelo contiguo al sostenimiento para los métodos constructivos Muro pantalla y Excavación secuencial. A partir de estas figuras, en conjunto con la Figura 58, se puede corroborar, para ambos métodos constructivos, que el suelo rodeando al muro se comporta como un anillo trabajando en compresión, es decir, los esfuerzos radiales y verticales disminuyen y los esfuerzos tangenciales aumentan, resultando que el efecto arco actúa tanto radial como verticalmente.

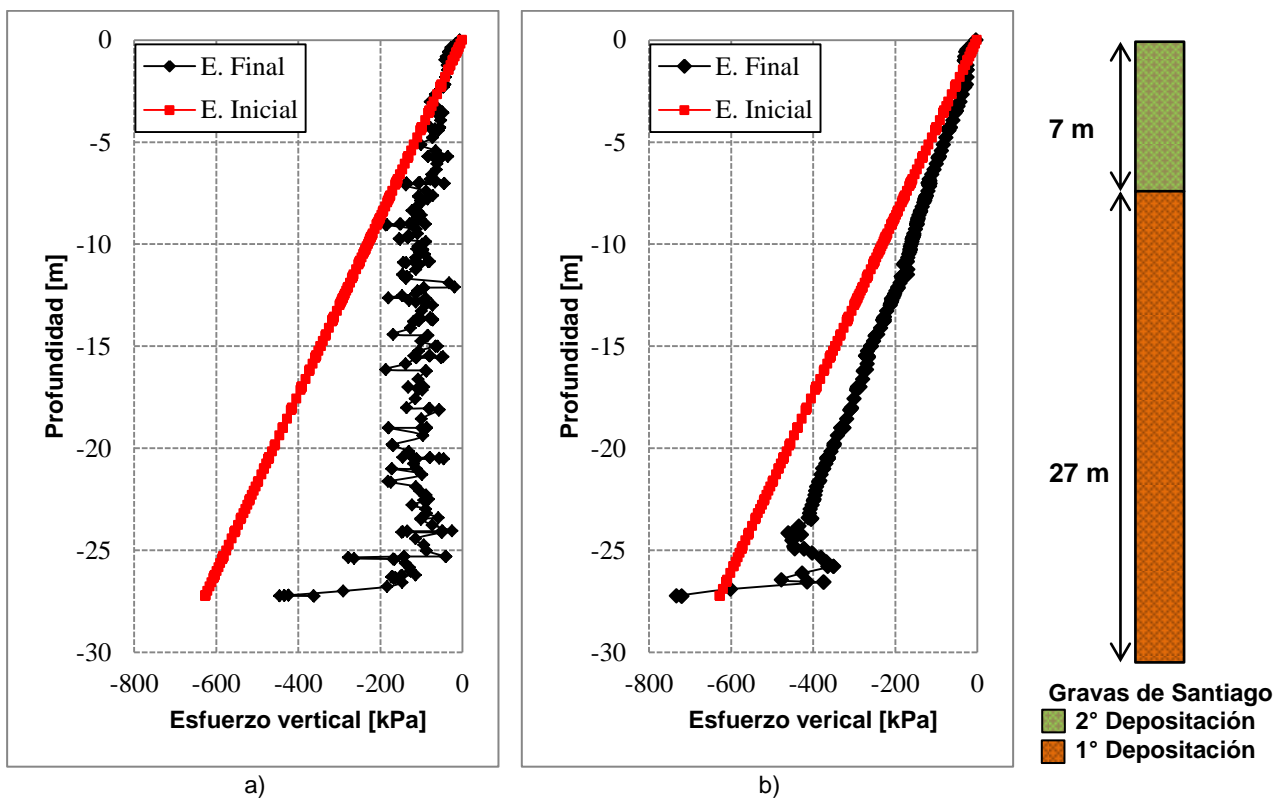


Figura 60: Esfuerzos verticales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

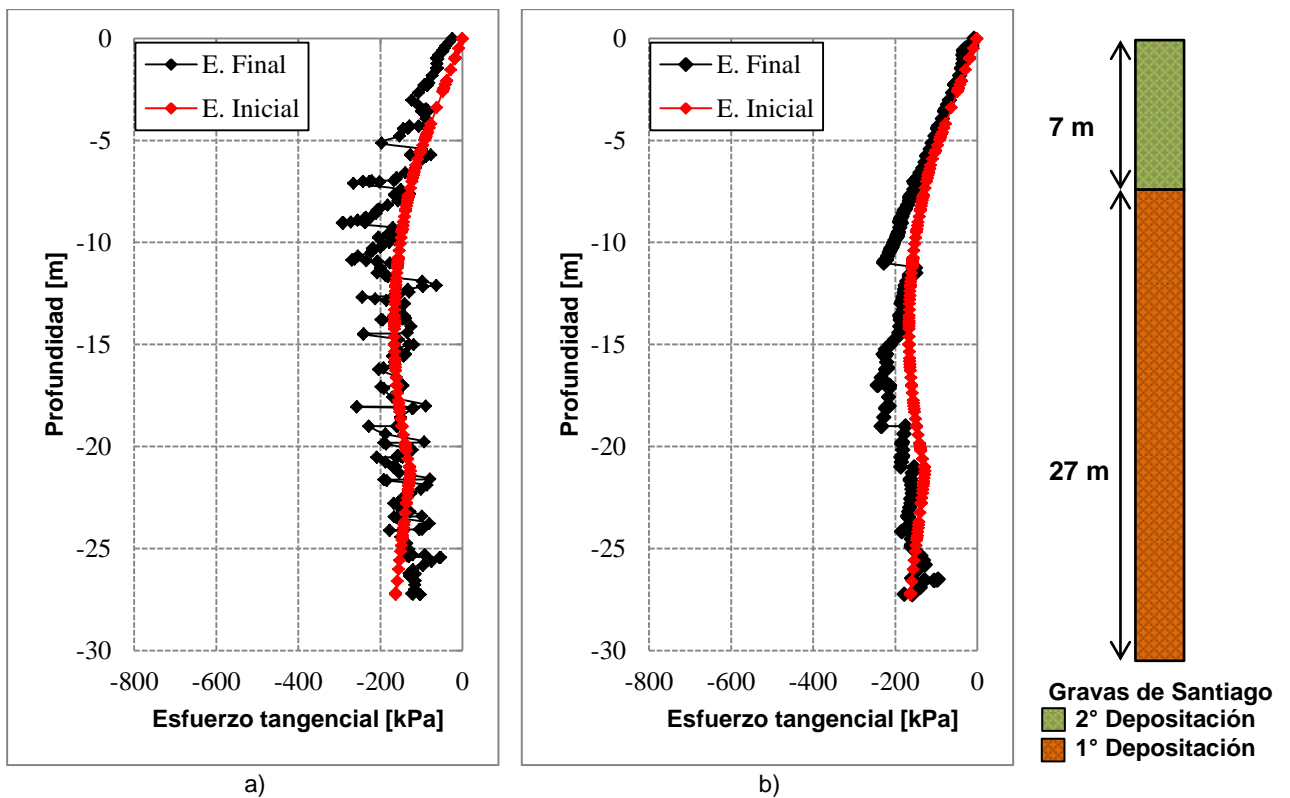


Figura 61: Esfuerzos tangenciales en suelo contiguo al muro de pique Plaza Chacabuco, en las etapas inicial (reposo), y final. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

Otro aspecto relevante a analizar, es el radio de influencia del pique. Previamente, se hizo referencia a esto a partir de los asentamientos superficiales, sin embargo, para estructuras subterráneas pre-existentes, como subterráneos de edificios, o túneles, puede ser relevante, conocer la influencia en profundidad. Según lo anterior, en la Figura 62 se muestra la evolución de los esfuerzos radiales según la distancia al sostenimiento del pique, para el caso correspondiente al método constructivo Excavación secuencial. De dicha figura se puede ver que, alejándose 2,5 m del sostenimiento, el comportamiento oscilante es fuertemente atenuado, y a 10 m se está en una condición similar a la de reposo. En caso de usar el método constructivo Muro pantalla, Figura 63, la condición inicial (reposo) se alcanza a una distancia menor. Es importante mencionar, que el radio de influencia, puede depender, entre otros factores, de la rigidez del suelo, que en el caso de la Grava de Santiago es alta, acotando aún más el efecto de la construcción del pique en el entorno.

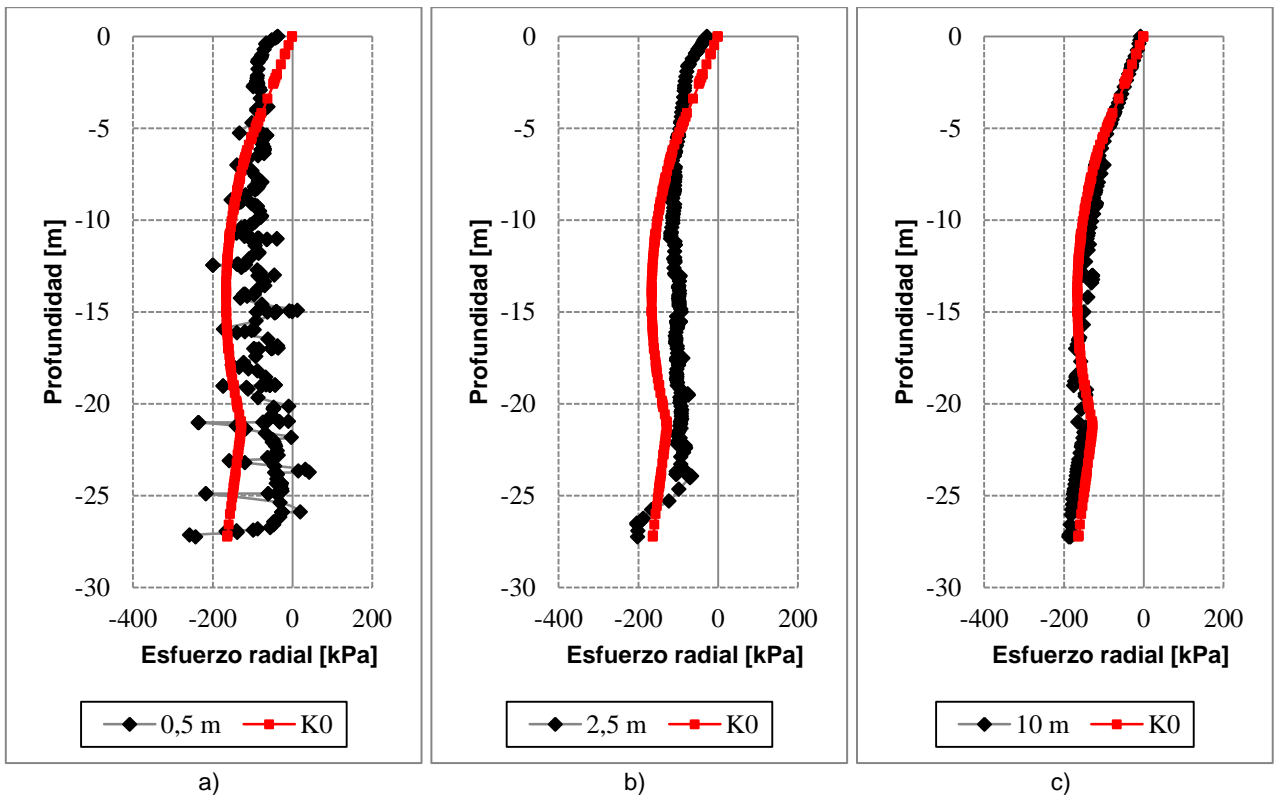


Figura 62: Esfuerzos radiales según distancia al soporte de pique Plaza Chacabuco. Método constructivo Excavación secuencial.

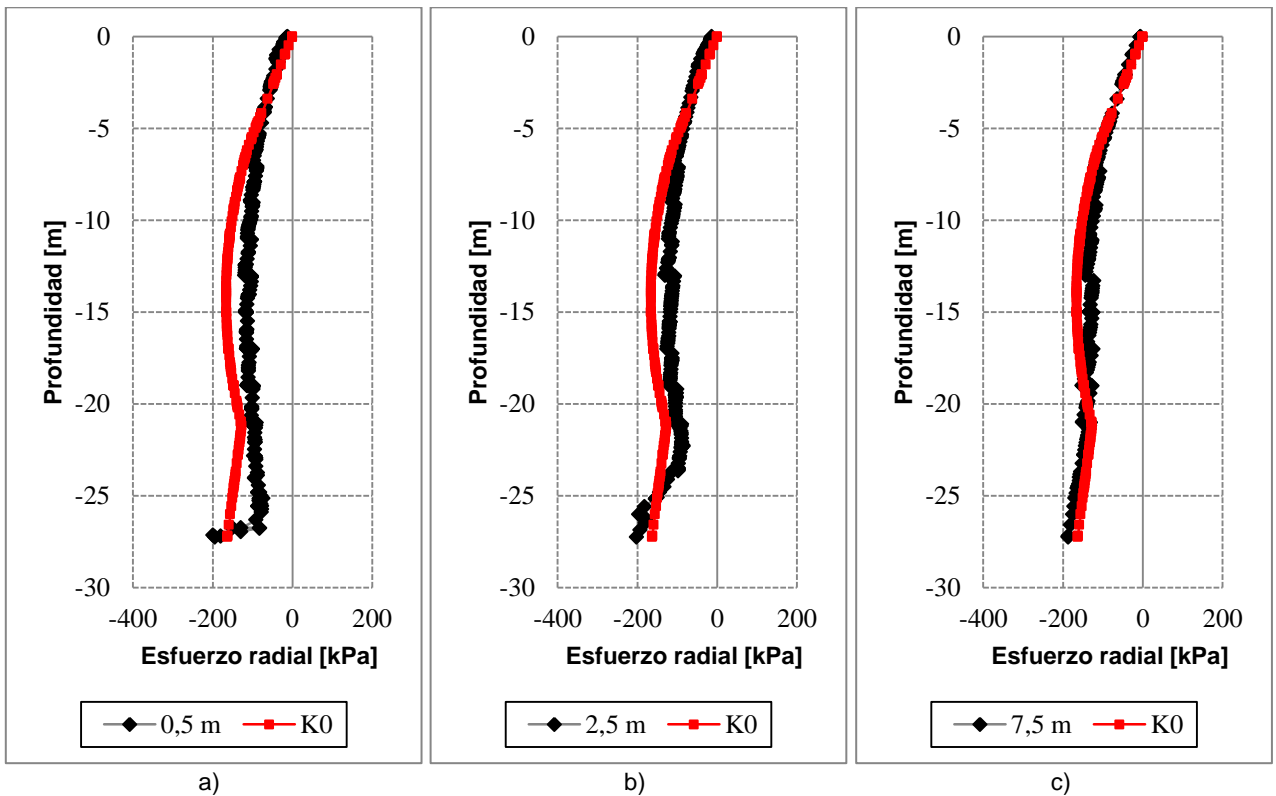


Figura 63: Esfuerzos radiales según distancia al soporte de pique Plaza Chacabuco. Método constructivo Muro pantalla.

5.3. Pique El Cortijo

Durante la modelación numérica del pique El Cortijo se tienen las mismas consideraciones mencionadas para el pique Plaza Chacabuco. El comportamiento (esfuerzos y deformaciones), en general es similar al pique anteriormente analizado, las diferencias se observan en que el suelo que rodea al pique corresponde en este caso a “Finos del norte”, y a que la geometría del pique es diferente, poseyendo menor diámetro (15m) y mayor profundidad (33,1m).

5.3.1. Métodos constructivos

Excavación secuencial

La descripción detallada de este método constructivo se puede ver en la sección 3.2.2. En la Figura 64 se indica las profundidades en que se realiza la excavación y posterior construcción del sostenimiento de cada tramo. De forma similar al pique Plaza Chacabuco, no se considera aperturas de galería, presencia de pilares, ni tramos de espesor adicional, de modo que al comparar con el método constructivo Muro pantalla, la estructura se equivalente.

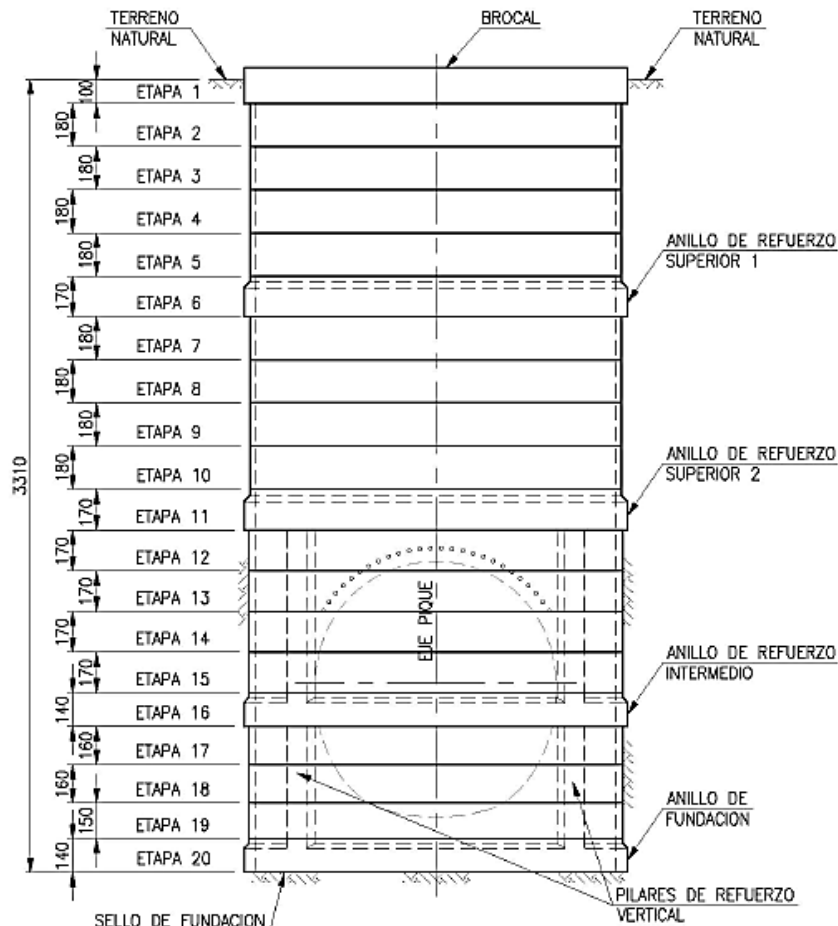


Figura 64: Pique El Cortijo. Espesor de etapas de excavación. Metro (2014b).

Muro Pantalla

De igual forma que en el pique Plaza Chacabuco, la estructura a utilizar en este método constructivo, es equivalente a la usada en el método constructivo Excavación secuencial, cambiando sólo la secuencia constructiva. En primer lugar se procede a la construcción del sostenimiento (33,1 m de profundidad, y 40 cm de espesor), para luego realizar la excavación hasta la cota especificada en la Figura 64. Una descripción detallada del método constructivo se indica en la sección 3.2.6.

5.3.2. Descripción suelo de fundación

El suelo en que se construye este pique, de acuerdo al mapa de distribución de las unidades geotécnicas en Santiago, Figura 86, corresponde a “Finos del Norte”. Las propiedades de este suelo, según lo propuesto por el consorcio Ara-Arcadis, Metro (2012.B), corresponden a los valores señalados en la Tabla 8.

Tabla 8: Parámetros modelo Hardening soil para finos del norte y conos de deyección.

Parámetro	Unidad	Finos del Norte	
		Z≤12	Z>12
Peso Unitario	[KN/m ³]	18,5	18,5
Ángulo de fricción	[°]	31	31
Cohesión	[kPa]	30	50
Módulo de deformación al 50% de la tensión de falla	[kPa]	42.500	55.000
Módulo de deformación descarga-recarga	[kPa]	170.000	220.000
Potencia	[-]	0,7	1,0
Módulo de Poisson	[-]	0,3	0,3
Presión de referencia	[kPa]	100	100
Razón de falla	[-]	-	-

5.3.3. Deformaciones de masa de suelo

En las Figura 65 y Figura 66 se muestran las deformaciones radiales y verticales de la zona contigua al muro del pique. Tal como se menciona previamente, el comportamiento es similar a lo visto para el pique Plaza Chacabuco, las diferencias pueden asociarse a la menor rigidez y capacidad resistente del suelo.

Desplazamiento radial

Respecto a los desplazamientos radiales, se observa, que a diferencia de lo que visto en los resultados de las modelaciones del pique Plaza Chacabuco, la base del

pique El Cortijo, no representa un punto rígido (desplazamiento radial nulo), viéndose desplazamientos en dirección al centro del pique. Esto es especialmente notorio para el método constructivo Excavación secuencial.

Por otro lado, como conclusión preliminar, se puede ver, para los dos piques estudiados, a partir de la curva de deformaciones radiales, las singularidades de las secuencias constructivas, principalmente debido a que capturan los procesos de descarga y/o carga que se producen. En el método constructivo Excavación secuencial, los desplazamientos radiales son mayores en el centro de cada tramo y menores en los extremos. Este comportamiento se acentúa con mayor claridad en el pique El Cortijo, en comparación al pique Plaza Chacabuco, a causa de la menor rigidez que posee el suelo Finos del Norte, en relación a las Gravas de Santiago.

Adicionalmente, se puede ver que para ambos métodos constructivos, las deformaciones radiales son crecientes en profundidad, salvo en el sector cercano a la base del pique, donde a causa del suelo bajo el sello de fundación se restringe parcialmente el desplazamiento radial.

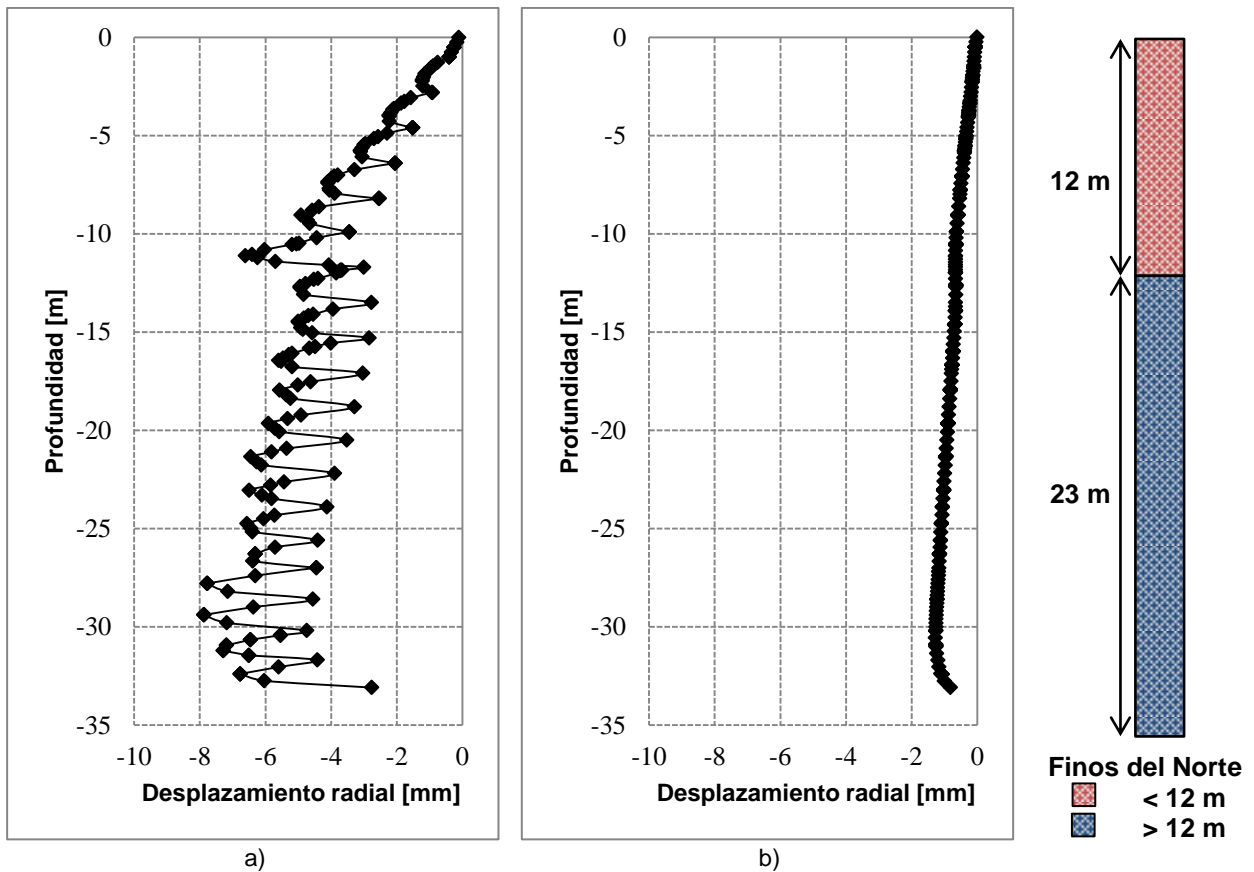


Figura 65 Desplazamiento radial de suelo en contacto con el sostenimiento de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.

Desplazamiento vertical

Los desplazamientos verticales del pique El Cortijo, Figura 66, muestran el mismo comportamiento de los de Plaza Chacabuco, es decir, asentamientos casi nulos en caso de modelar el método constructivo Muro pantalla, y asentamientos decrecientes para el método constructivo Excavación secuencial, al punto de hacerse negativos (levantamiento) pasado los 20 m de profundidad.

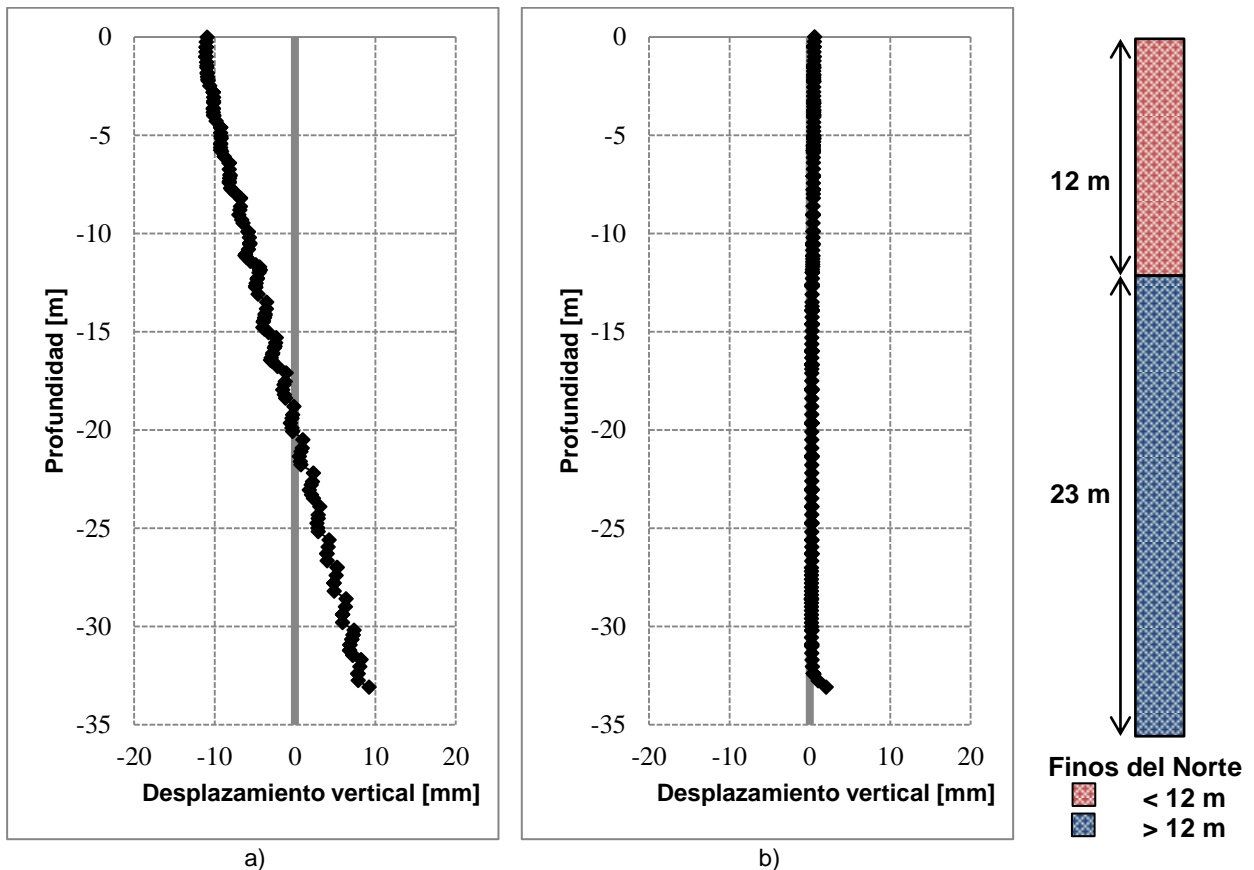
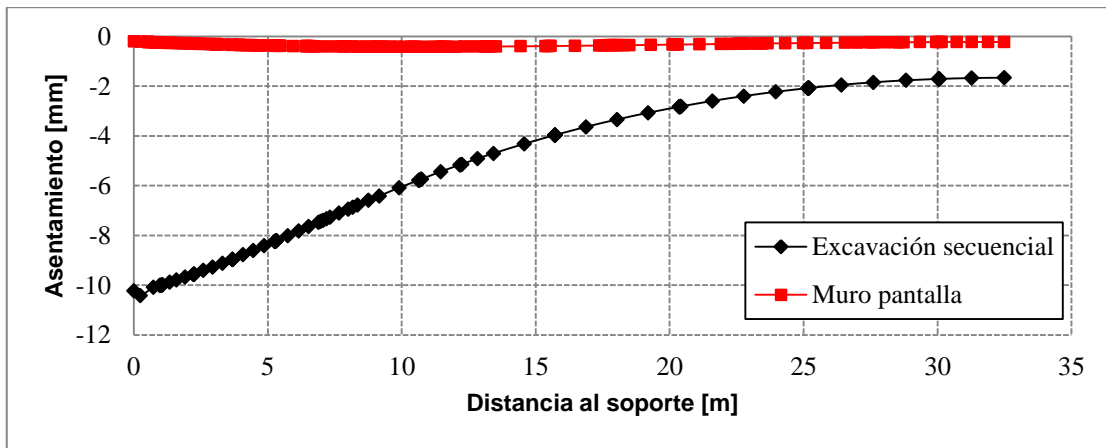


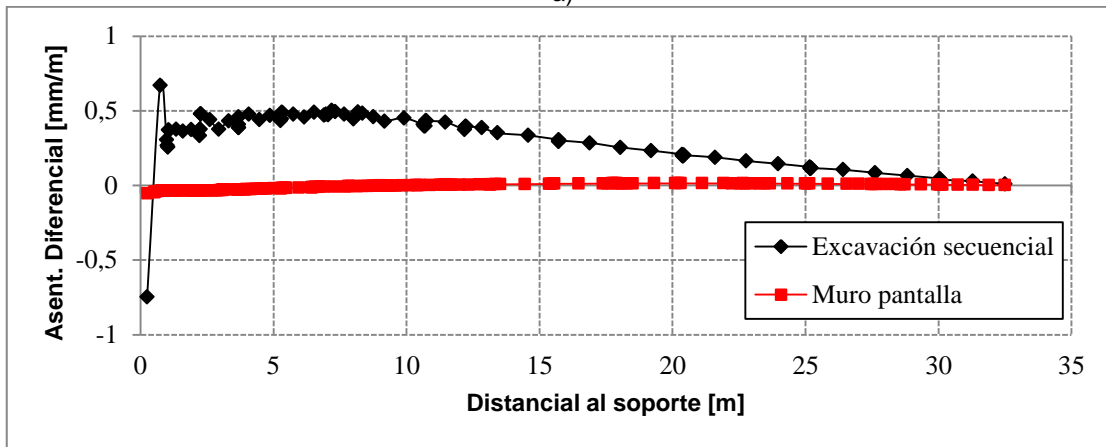
Figura 66: Desplazamiento vertical de suelo en contacto con el sostenimiento de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro Pantalla.

Asentamientos

Al estudiar los asentamientos que genera el pique El Cortijo en su entorno, se puede ver que al modelar el método constructivo Muro pantalla las magnitudes de los asentamientos totales y diferenciales son ínfimos. Al usar el método constructivo Excavación secuencial, los asentamientos totales y diferenciales tienen una magnitud máxima de 1 cm y de 0,7 mm respectivamente, por lo que a pesar de que se tiene valores mayores a los que se ven para el método constructivo Muro pantalla, se puede decir que la construcción del pique El Cortijo con el método constructivo Excavación secuencial no genera asentamientos considerables en su entorno.



a)



b)

Figura 67: Asentamientos superficiales de pique El Cortijo. a) Totales. b) Diferenciales.

5.3.4. Esfuerzos en masa de suelo

En la Figura 68 se muestra la distribución del empuje sobre el sostenimiento para ambos sistemas constructivos. En el caso del método constructivo Excavación secuencial, Figura 68a, de forma similar a lo visto para el pique Plaza Chacabuco, se observa una concentración de esfuerzos en los extremos, superior e inferior, de cada tramo. En relación al empuje total resultante, se ve una disminución de un 40 % en relación a la condición inicial de reposo.

Al usar el método constructivo Muro pantalla, Figura 68b, los desplazamientos son de baja magnitud, y por tanto el suelo no tiene posibilidad de relajarse, provocando que el empuje se mantenga en una condición cercana al reposo, observándose solo en la base del pique cierta disminución del empuje en relación a la condición inicial.

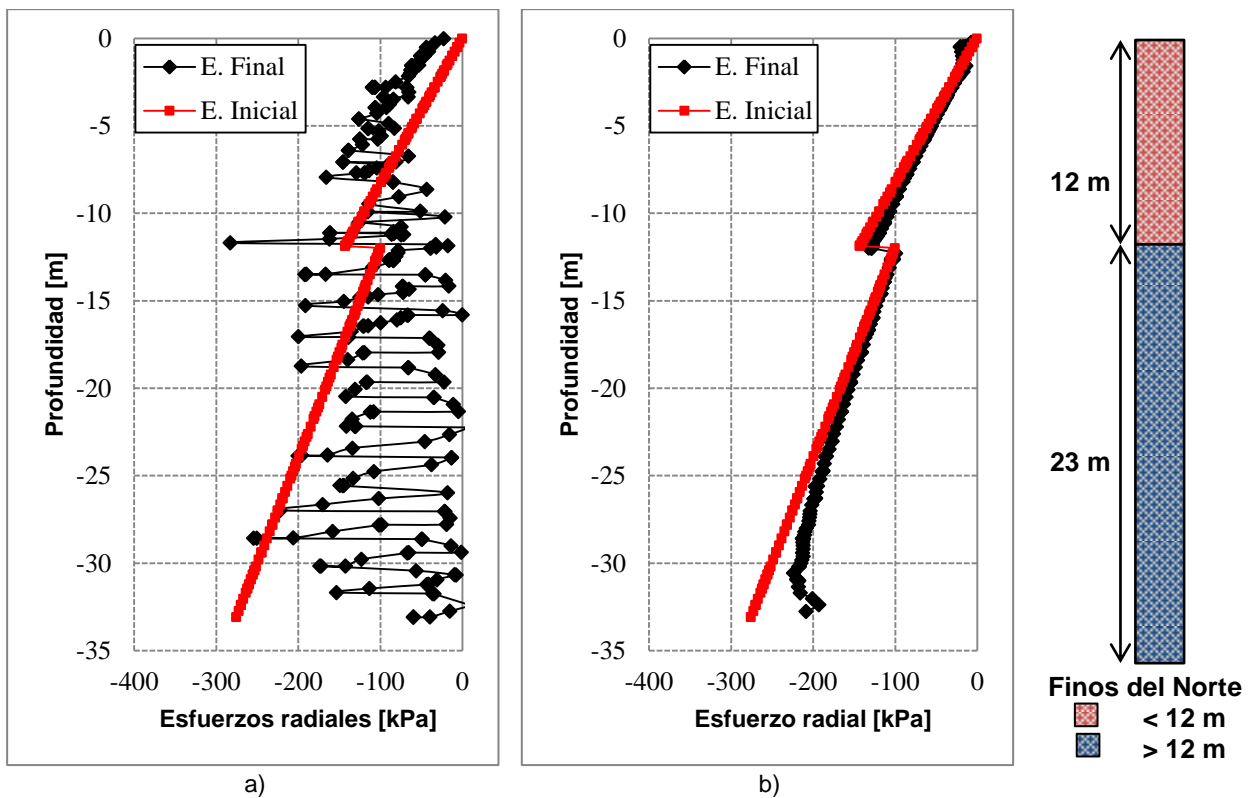


Figura 68: Esfuerzos radiales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

En la Tabla 9 se indica el empuje total de cada método constructivo, además del empuje en reposo. De esta tabla resulta evidente la influencia de la secuencia constructiva en las solicitaciones, obteniéndose que el empuje total al usar el método constructivo Excavación secuencial es un 37% menor al que se obtiene de usar el método constructivo Muro pantalla.

Tabla 9: Empuje total sobre el sostenimiento del pique El Cortijo construido por excavación secuencial y muro pantalla.

Método Constructivo	Empuje Total [kN]
Muro pantalla	4176
Excavación secuencial	2770
Reposo (K0)	4821

En la Figura 69 y Figura 70, se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales y tangenciales del suelo en contacto con el sostenimiento. En este aspecto el pique El Cortijo se comporta de forma similar al pique Plaza Chacabuco. Los esfuerzos verticales disminuyen en comparación de la situación inicial, y los esfuerzos tangenciales aumentan por sobre el esfuerzo en reposo.

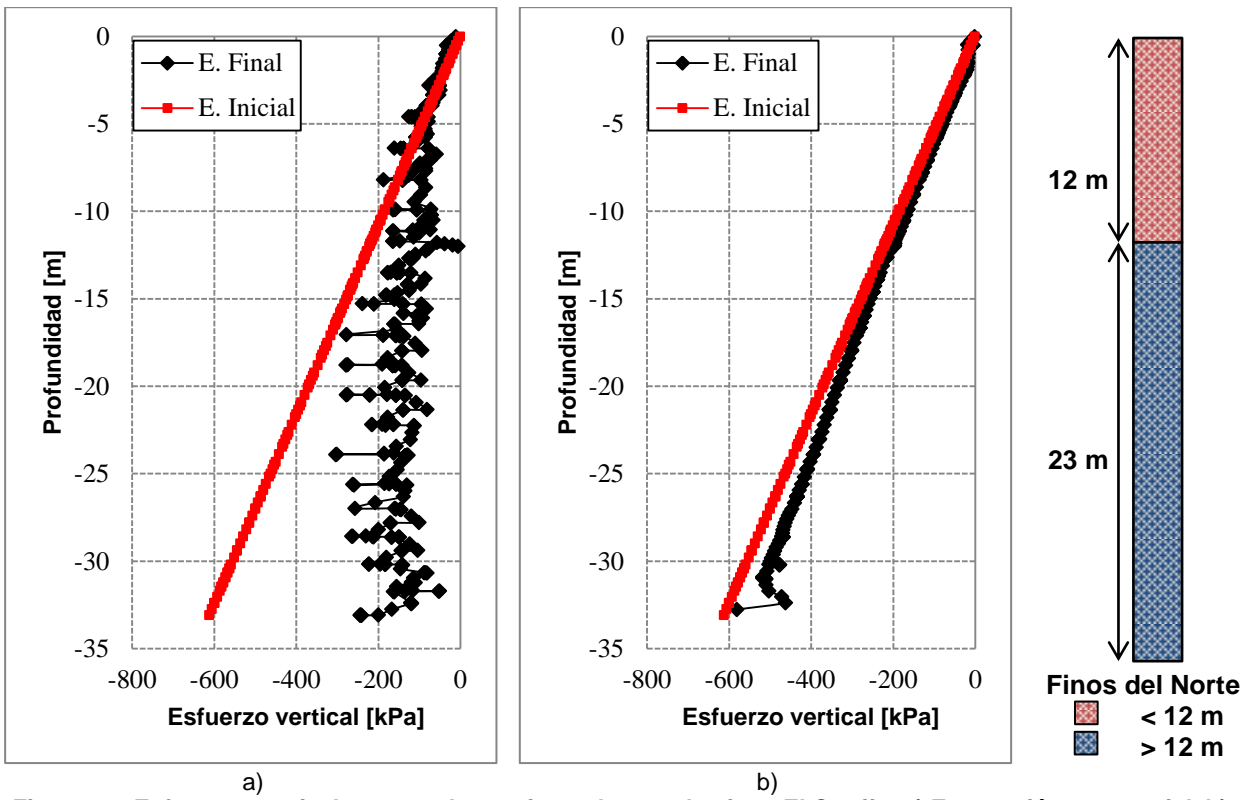


Figura 69: Esfuerzos verticales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

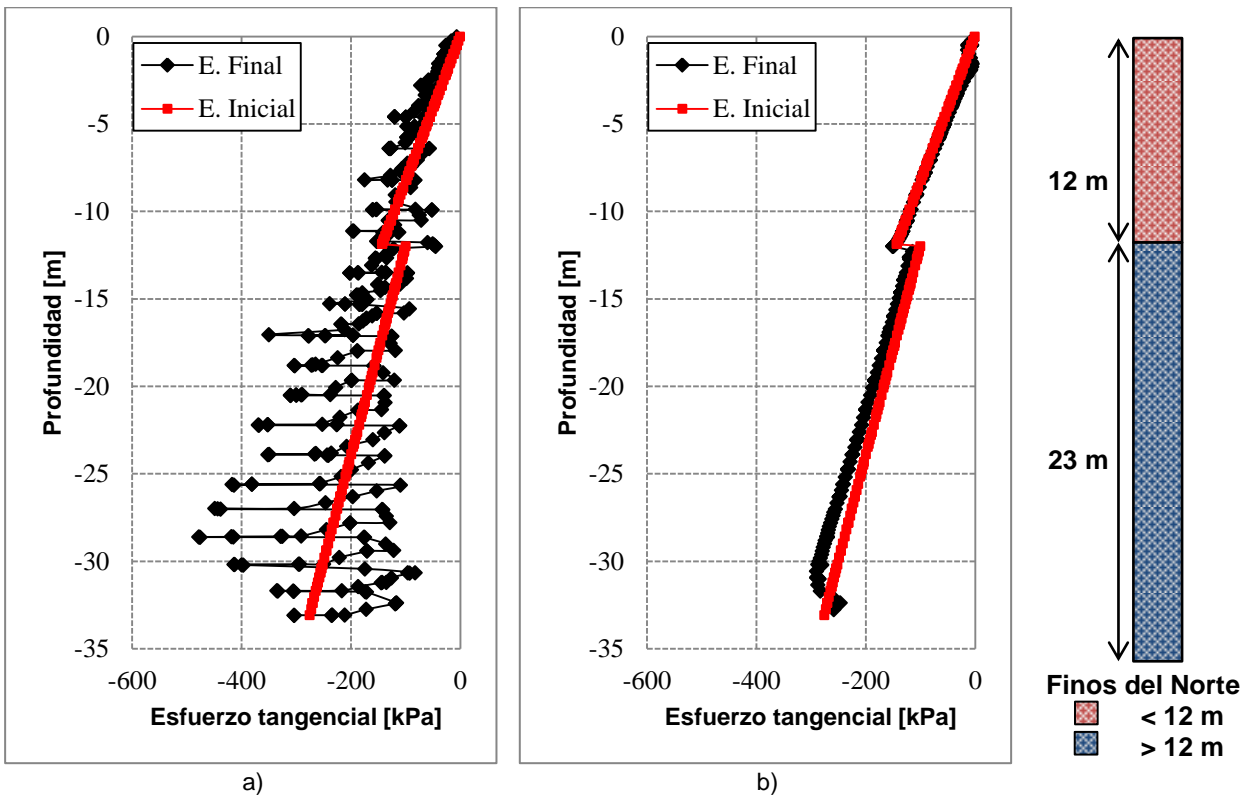


Figura 70: Esfuerzos tangenciales en suelo contiguo al muro de pique El Cortijo. a) Excavación secuencial. b) Muro pantalla.

6. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL COMPORTAMIENTO DE PIQUES

6.1. Introducción

Numerosos son los factores que influyen en el desempeño de un pique circular. Estos pueden clasificarse en parámetros geotécnicos (de resistencia y deformación del suelo), estructurales, geométricos, y constructivos.

Dado que el suelo es un material discontinuo, no homogéneo, anisótropo, no lineal e inelástico, los parámetros geomecánicos son especialmente variables, por lo que definir valores precisos para sus propiedades en toda la profundidad del pique resulta difícil y costoso. De acuerdo a esto, en el presente capítulo se evalúa el impacto que tiene la variación de estos parámetros en la distribución del empuje sobre el pique.

Tabla 10: Rangos de variación de las propiedades del suelo a evaluar.

Tipo de Parámetro	Parámetro	Unidad	Rango de Variación
Parámetros de resistencia del suelo	Ángulo de fricción [ϕ]	[°]	40 - 54
	Cohesión [c]	[kPa]	20-35
	Coefficiente de empuje en reposo [K_0]	[-]	0.29-0.8

La condición basal de análisis, es la adoptada para la modelación del pique Plaza Chacabuco, especificada en el capítulo 5.2.

6.2. Coeficiente de empuje en reposo (K_0)

En el capítulo 4, se indican algunos de los valores mencionados en la literatura para el coeficiente de empuje en reposo de los suelos “Grava de Santiago” y “Finos del Norte”.

Para el caso de la grava de Santiago, en la literatura se encuentran diferentes recomendaciones relativas al valor que posee coeficiente de empuje en reposo. Un primer enfoque consiste en usar el valor correspondiente a un suelo normalmente consolidado (NC), que para un ángulo de fricción (ϕ) de 45°, corresponde a 0,293. Por otro lado, mediciones in-situ y análisis retrospectivos de secciones de túneles instrumentadas, Ortigosa (2004), evidencian que en sectores superficiales el coeficiente K_0 posee un valor superior al que se obtiene con la fórmula de Jaky para suelos NC, según esto, Ortigosa (2004) propone el uso de un valor variable en profundidad (opción utilizada en la modelación inicial del pique Plaza Chacabuco), tal como se muestra en la Figura 51. Finalmente, una alternativa más conservadora, consiste en el uso de un valor elevado constante en la profundidad ($K_0=0,8$), que aseguraría que los esfuerzos

laterales no se subestimen, pero al costo de robustecer el diseño de las estructuras de contención.

En el caso del suelo “Finos del norte”, de acuerdo a Ortigosa (2004), en los primeros 10 m el coeficiente K_0 exhibe valores que varían típicamente entre 0,6 y 0,8. A mayores profundidades el valor de K_0 disminuye gradualmente hasta obtenerse valores propios de suelos NC. En general, existe un relativo consenso respecto a los valores a utilizar en el diseño. Para el pique El Cortijo el suelo se subdivide en dos estratos, el correspondiente a los primeros 12 m tiene un coeficiente K_0 de 0,65 y el estrato más profundo un coeficiente K_0 de 0,45.

Según los párrafos previos, es justificable realizar el análisis paramétrico del coeficiente de empuje en reposo para el suelo “Grava de Santiago” (para la geometría del pique Plaza Chacabuco que se define como condición basal). Cabe mencionar que el valor de empuje en reposo se relaciona con el ángulo de fricción, sin embargo, para poder estudiar sólo la influencia de K_0 , el ángulo de fricción se mantiene invariable en los distintos casos de análisis considerados en esta sección.

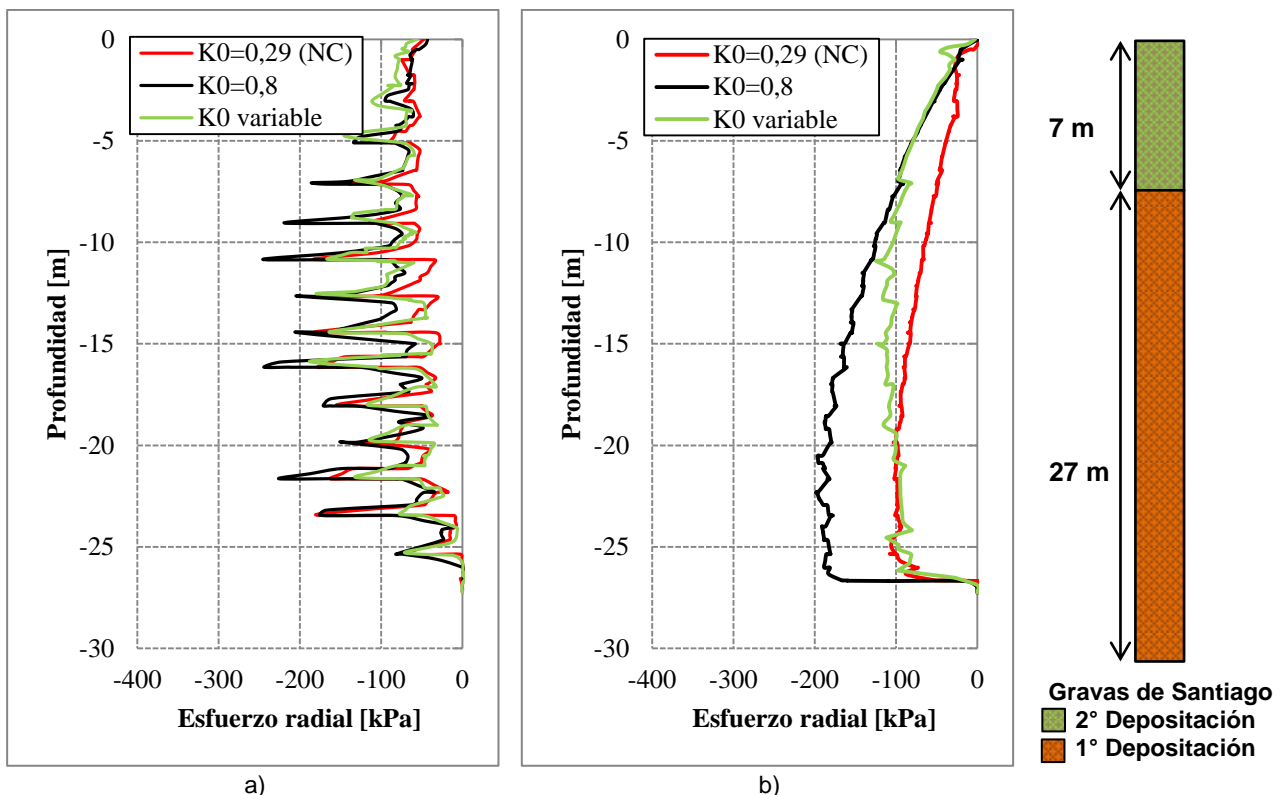


Figura 71: Análisis paramétrico del coeficiente de empuje en reposo (K_0). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).

Dado que los esfuerzos iniciales dependen directamente de este parámetro, el empuje final sobre el sostenimiento, como resultado de la modelación numérica del pique, se ve influenciado por sus variaciones. En la Figura 71, se puede ver las

diferencias generadas por la variación de este parámetro, tanto para el método constructivo Excavación secuencial (Figura 71a), como para el método constructivo Muro pantalla (Figura 71b). Adicionalmente, en la Tabla 11, se indica el empuje total de cada una de las alternativas modeladas, a partir de la que se puede apreciar de forma más precisa dichas diferencias, además de la importancia que tiene el definir correctamente este parámetro. Empleando el método constructivo Excavación secuencial, al usar un coeficiente K_0 de 0,29 se obtiene un empuje resultante un 30% menor al que se obtendría usando un coeficiente K_0 de 0,8. Homológamente, para el método constructivo Muro pantalla, la diferencia vista es de un 48%.

Tabla 11: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico del coeficiente de empuje en reposo (K_0).

Método Constructivo	Empuje Total [kPa]		
	$K_0 = 0,29$ (NC)	$K_0 = 0,8$	K_0 variable
Excavación secuencial (SEM)	1626,43	2311,97	1888,73
Muro pantalla (MP)	1852,15	3578,77	2407,04

6.3. Ángulo de fricción (ϕ)

El ángulo de fricción, dada su directa relación con la resistencia del suelo, es otro parámetro importante dentro del diseño, por lo que conocer cómo su variación afecta la magnitud y distribución del empuje en piques circulares se hace relevante.

A pesar de que el ángulo de fricción de los suelos de Santiago es relativamente bien conocido, resulta difícil definir valores que sean válidos en todos los casos, o que se mantengan constantes en el rango de profundidad que posee un pique (+/- 30m). Por ejemplo, en las gravas de Santiago se suele usar un ángulo de fricción de 45° , pero se puede encontrar valores que difieren bastante de esta magnitud, tal como se indica en la Figura 46, donde se ve que para la grava de Santiago del sector Los Leones, a 10 m de profundidad, se obtiene un valor de 54° . En los suelos finos se puede ver situaciones similares, con lo que se justifica este análisis.

En la Figura 72, se muestran las curvas de distribución de los casos analizados. De estas se puede ver que a mayor ángulo de fricción, menor es el empuje, sin embargo, las diferencias son bajas. Esto último, se puede apreciar con mayor claridad en la Tabla 12, de la que se obtiene que la diferencia producida al variar el ángulo de fricción de 40° a 54° , es de 19% para el método constructivo Excavación secuencial, y de 10% para el método constructivo Muro pantalla.

Tabla 12: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico del ángulo de fricción (ϕ).

Método Constructivo	Empuje Total [kPa]		
	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 54^\circ$
Excavación secuencial (SEM)	2198,41	1888,73	1780,71
Muro pantalla (MP)	2538,16	2407,04	2276,66

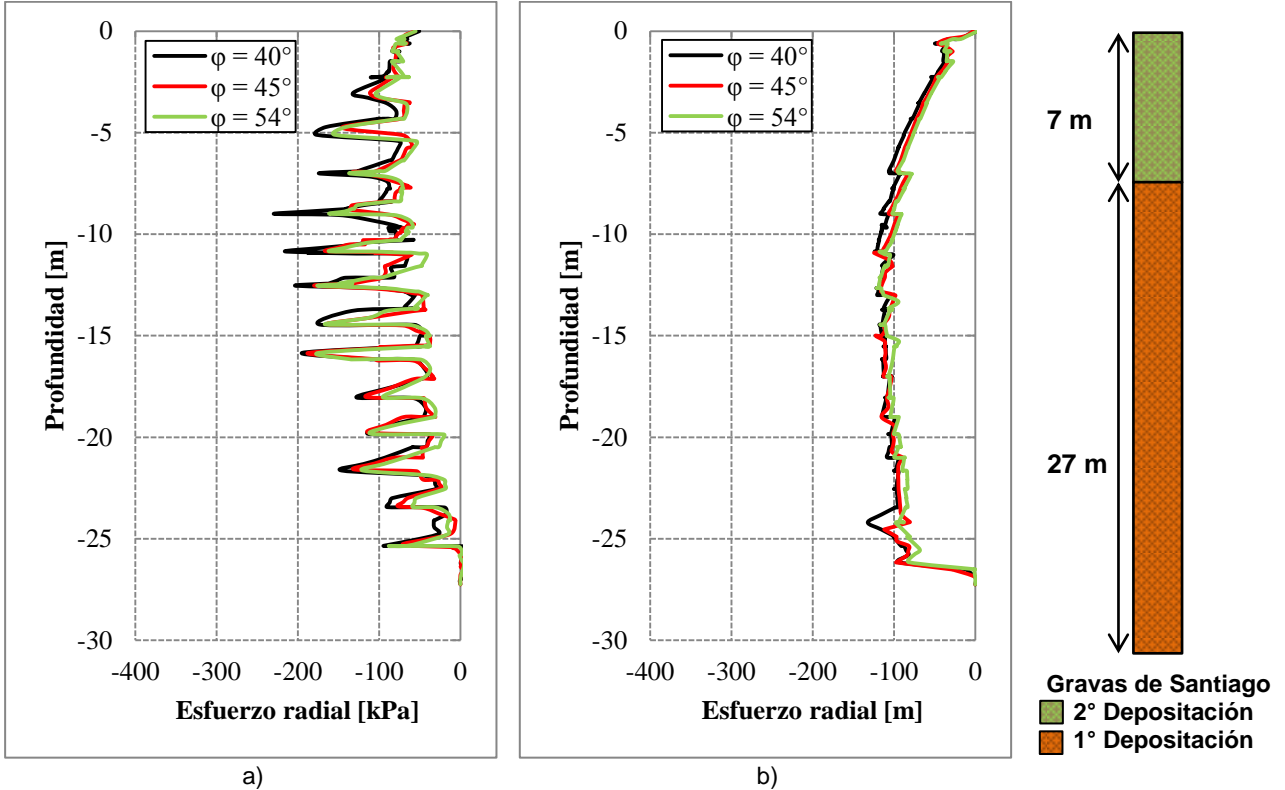


Figura 72: Análisis paramétrico del ángulo de fricción (ϕ). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).

6.4. Cohesión (c)

Otro parámetro que tiene directa relación con la capacidad resistente del suelo es la cohesión. Este parámetro es especialmente relevante para el método constructivo Excavación secuencial, ya que el suelo requiere cierta capacidad auto-soportante durante las fases de excavación para mantener su estabilidad.

En la Figura 73 se indica las curvas de distribución sólo para dos valores de cohesión diferentes (20 y 35 kPa), que corresponden a un rango de variación posible para las gravas de Santiago. Complementariamente, en la Tabla 13 se muestran empujes resultantes de cada alternativa. Luego, a partir de estos resultados, se puede ver que el empuje total y su distribución es menos sensibles a la variación de la cohesión, en comparación con su sensibilidad al coeficiente de empuje en reposo, y en menor grado al ángulo de fricción. Usando el método constructivo Excavación secuencial, la diferencia generada en el empuje resultante al variar la cohesión de 20 a

35 kPa, es menor al 4%. Para el método constructivo Muro pantalla, esta diferencia es ínfima.

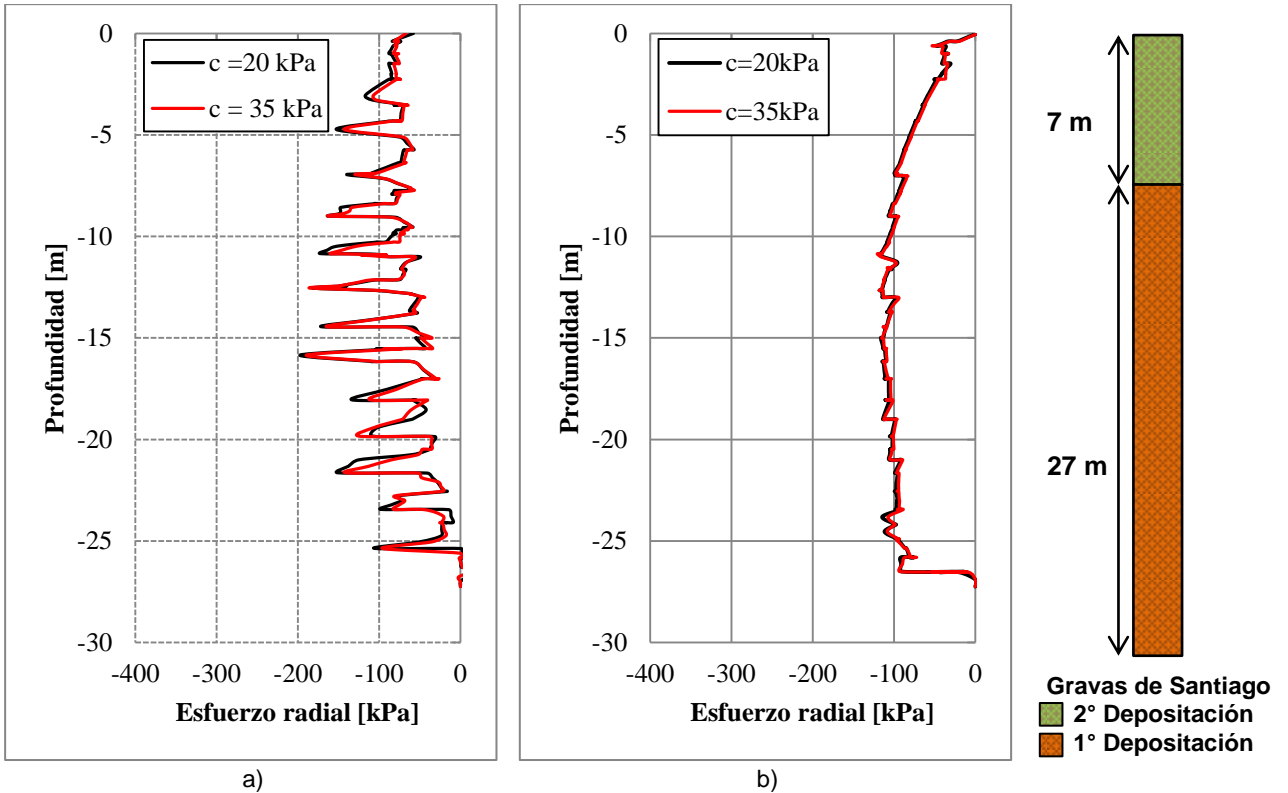


Figura 73: Análisis paramétrico de la cohesión (c). a) Método constructivo Excavación secuencial (SEM). b) Método constructivo Muro pantalla (MP).

Tabla 13: Empuje total de los casos analizados en el análisis paramétrico de la cohesión (c).

Método Constructivo	Empuje Total [kPa]	
	c = 20 kPa	c = 35 kPa
Excavación secuencial (SEM)	2004,79	1931,45
Muro pantalla (MP)	2449,95	2402,96

7. COMPARACIÓN, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1. Introducción

En el presente capítulo se procede a profundizar el análisis hecho en los capítulos 5 y 6, dando especial énfasis al empuje total sobre el sostenimiento de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, y como se distribuye este en la profundidad del pique. Para lograr lo anterior, se revisan los resultados de los capítulos 5 y 6, se comparan las distribuciones de empuje obtenidas numéricamente con aquellas resultantes de las propuestas teóricas descritas en la revisión bibliográfica (capítulo 2), y finalmente, se discuten las mediciones obtenidas de las celdas de presión con que se instrumentó los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo.

7.2. Resultados numéricos

7.2.1. Método constructivo Excavación secuencial

Para comprender los resultados numéricos obtenidos a partir de la utilización de este método constructivo, se debe entender que este consiste en la repetición de los procesos de excavación del suelo al interior del pique, y construcción del sostenimiento, para cada tramo. Esto involucra que el suelo se vea sometido a un proceso de descarga (excavación) y carga (presión contra el sostenimiento).

Durante la etapa de excavación, el suelo correspondiente al tramo excavado queda sin soporte, Figura 53, momento en el cual, por el efecto arco, el empuje sobre dicho tramo se redistribuye a los elementos de mayor rigidez, correspondientes al sostenimiento ya construido de los tramos superiores, y al suelo bajo el sello de excavación del pique. Esta redistribución se repite para cada tramo construido, provocando que la distribución del empuje en un pique circular, construido con el método constructivo Excavación secuencial, posea una forma oscilante en la profundidad, concentrando esfuerzos en la zona que une cada tramo, Figura 58 y Figura 68.

Dejando de lado lo oscilante de la distribución de esfuerzos, se ve que el soporte toma carga desde la zona superficial, manteniendo una tendencia relativamente constante hasta la zona cercana al sello de excavación, donde el empuje decrece significativamente a causa de que el suelo bajo el sello de excavación concentra buena parte de los esfuerzos correspondientes al sector inferior (último tramo excavado).

Desde un punto de vista de las deformaciones, Figura 54 y Figura 65, el comportamiento es compatible con la distribución del empuje, viéndose que aquellos

puntos con menor desplazamiento radial, corresponden a aquellos con mayor concentración de esfuerzos radiales.

Adicionalmente, se puede ver que tanto en el pique Plaza Chacabuco como en El Cortijo, el empuje resultante en la etapa final disminuye aproximadamente un 45% en comparación a la condición de reposo. En base a esto, usar el empuje en reposo como criterio de diseño, cuando se construye usando el método constructivo Excavación secuencial, constituye un enfoque conservador. En la sección 7.3, se discute con mayor detalle la aplicabilidad de las distintas distribuciones de empuje existentes en la literatura.

7.2.2. Método constructivo Muro pantalla

Este método constructivo es ideológicamente diferente al método constructivo Excavación secuencial, enfocado principalmente en suelos que no tienen capacidad auto-soportante. El método constructivo consiste, en primer lugar, en la construcción del sostenimiento por todo el perímetro del pique, para realizar luego la excavación del sector interior. Según lo descrito, no se observaría un comportamiento de descarga-carga, como en el caso del método constructivo Excavación secuencial, razón por la cual la distribución del empuje, obtenida numéricamente, Figura 58 y Figura 68, no muestra oscilaciones notorias.

Particularmente, en el caso del pique Plaza Chacabuco, Figura 58, la distribución del empuje, en el sector cercano a la superficie, coincide en alto grado con la condición inicial de esfuerzos (reposo), luego, a medida que se aumenta la profundidad del pique, los esfuerzos radiales disminuyen en relación a los esfuerzos en reposo, hasta alcanzar un valor aproximadamente constante. Finalmente, en el sector cercano a la base del pique, el esfuerzo radial tiende a cero, esto a causa del suelo bajo el sello de fundación, que debido a su alta rigidez actúa como un apoyo rígido, concentrando el empuje correspondiente a dicho sector inferior.

Las deformaciones radiales, Figura 54, aumentan en magnitud a medida que crece la profundidad, alcanzando un valor constante, para finalmente, anularse en la base del pique, a causa de la rigidez del suelo bajo el sello de fundación. Si se considera que a menores deformaciones radiales, más cercano a la condición en reposo se encuentra el empuje, los esfuerzos y deformaciones coinciden directamente.

En el pique El Cortijo se observa un comportamiento similar, con la salvedad de que el empuje crece en la profundidad, sin alcanzar un valor constante, lo cual se explica por el hecho de que el coeficiente de empuje en reposo es constante, en cambio, en el pique Plaza Chacabuco, decrecía hasta alcanzar el valor correspondiente a un suelo normalmente consolidado. Además de lo anterior, dado que el suelo Finos

de Norte posee menor rigidez que las Gravas de Santiago, la base del pique permite en parte la deformación radial, por lo que lo que el empuje del sector inferior no se redistribuye completamente al suelo bajo el sello de fundación.

Finalmente, es posible mencionar, que en los pique Plaza Chacabuco y El Cortijo, el empuje total en la etapa final, Tabla 17 y Tabla 19, es aproximadamente un 31% y un 14% menor al existente en la condición de reposo, respectivamente. Según esto, se puede comprobar que el empuje total, en ambos piques, al usar el método constructivo Excavación secuencial, es menor al que se obtiene utilizando el coeficiente de empuje en reposo.

7.2.3. Deformaciones necesarias para alcanzar la condición activa de esfuerzos

Al estudiar los resultados de las modelaciones numéricas de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, para los métodos constructivos Excavación secuencial y Muro pantalla, se tiene que los empujes totales son menores a los de la condición en reposo, pero, no se sabe que tan cerca se encuentran de la condición activa.

En la literatura dedicada a piques circulares, no se indican estimaciones de las deformaciones requeridas por el suelo soportado para alcanzar la condición activa, por esta razón, a modo referencial, se usa las estimaciones desarrolladas para muros de contención planos.

En muros de contención planos, es relativamente conocida la deformación lateral que requiere el suelo para alcanzar el estado activo de esfuerzos, Bowles (1997) indica los desplazamientos requeridos en la Tabla 14.

Tabla 14: Desplazamiento lateral requerido para alcanzar la condición activa para muros de contención planos según su altura (H). A partir de Bowles (1997).

Tipo de suelo y compacidad	Desplazamiento lateral, δ_H
No cohesivo, denso	0,001 a 0,002H
No cohesivo, suelto	0,002 a 0,004H
Cohesivo, duro	0,01 a 0,02H
Cohesivo, blando	0,02 a 0,05H

En el pique Plaza Chacabuco, el suelo puede clasificar como no cohesivo-denso. Según las referencias desarrolladas en base a muros de contención planos, para que se alcance la condición activa, debe tener un desplazamiento lateral mayor a 2,7 cm. En el método constructivo Excavación secuencial, el desplazamiento lateral máximo del suelo es menor a 4 mm y en el método constructivo Muro pantalla, es menor a 2 mm. Según estos valores, obtenidos del modelamiento numérico, resulta claro que en el pique Plaza Chacabuco, no se alcanza la condición activa.

En el pique El Cortijo, el suelo se clasifica como cohesivo. Según la Tabla 14, para alcanzar la condición activa, el suelo debe tener un desplazamiento lateral mayor a 33 cm. Los desplazamientos máximos para los métodos constructivos Excavación secuencial y Muro pantalla son 7,8 y 1,25 mm respectivamente, por lo que al igual que en el pique Plaza Chacabuco, no se alcanza la condición activa.

7.3. Comparación de las distribuciones de empuje calculadas teóricamente con las obtenidas de la modelación numérica

En el Capítulo 2 se describe en detalle diversas teorías existentes para obtener la distribución del empuje sobre el sostenimiento de piques circulares. Casi la totalidad de las propuestas descritas no considera el efecto del método constructivo, centrándose sólo en la obtención del empuje activo, ya sea en suelos puramente granulares ($c=0$), suelos finos ($\phi=0^\circ$), o suelos mixtos ($\phi \neq 0^\circ$; $c \neq 0$). Las Grava de Santiago y Finos del Norte corresponde a suelos con un tipo de resistencia dual.

En la Tabla 15 se muestra, de forma resumida, el tipo de suelo en que se enfocan las principales distribuciones de empuje propuestas en la literatura específicamente para piques circulares. En esta se ve que solo las distribuciones propuestas por Berezantzev (1958), y Cheng y Hu (2005) consideran la fricción y cohesión simultáneamente. Existen otras alternativas, por ejemplo, Wong y Kaiser (1988) proponen la obtención del empuje en función del desplazamiento radial del pique. Si bien tomar en cuenta el desplazamiento puede ser considerado una mejora respecto a las teorías que solo obtienen el empuje activo, conocer dicho desplazamiento de forma precisa puede resultar complicado. No obstante lo anterior, lo más común es el uso de distribuciones propuestas para condiciones plana, como son las distribuciones de empuje activo desarrolladas por Coulomb y Rankine, o la distribución propuesta por Terzaghi y Peck (1948) para excavaciones apuntaladas, Figura 5 y Figura 6.

Tabla 15: Tipo de suelo considerado por los autores de distribuciones de empuje en piques circulares.

Autor	Empuje	Tipo de suelo		
		Suelo granular ($c=0$)	Suelo cohesivo ($\phi=0$)	Combinación fricción - cohesión
Terzaghi (1943)	Activo	✓		
Berezantzev (1958)		✓		✓
Prater (1977)		✓	✓	
Proctor y White (1977)		✓	✓	
NAVFAC		✓	✓	
Cheng y Hu (2005)		✓		✓

Algunos métodos tienen requisitos geométricos para poder ser aplicados, entre estos se encuentran los criterios de Proctor y White (1977), cuya aplicabilidad se restringe a piques cuya altura sea mayor 5 veces el diámetro. Según lo anterior, este criterio no sería aplicable a los piques de grandes dimensiones que se usa en las construcciones de Metro de Santiago, en particular en los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo.

7.3.1. Pique Plaza Chacabuco

Criterios desarrollados para piques circulares

El resumen de los parámetros geométricos y geotécnicos considerados se detalla en la Tabla 16. Es importante notar, que como la mayoría de los métodos no consideran fricción y cohesión al mismo tiempo, y que el material corresponde a gravas, para este análisis se considera en una primera instancia cohesión nula, y luego, para los criterios que lo permiten, se considera fricción y cohesión a la vez.

En la Figura 74 y Figura 75, se compara gráficamente la distribución del empuje obtenida numéricamente, para los métodos constructivos excavación secuencial y muro pantalla, con las distribuciones de empuje propuestas por los autores de la Tabla 15, con excepción de los criterios de Proctor y White (1977) y NAVFAC.

Tabla 16: Resumen de parámetros geométricos y geotécnicos considerados en las distribuciones de empuje teóricas de pique Plaza Chacabuco. Se considera comportamiento puramente friccional ($c=0$).

Parámetro	Unidad	Plaza Chacabuco
Ángulo de fricción (ϕ)	[°]	45
Cohesión (c)	[kPa]	-
Radio	[m]	12,5
Altura	[m]	27,25

De las figuras, se puede apreciar que las distribuciones teóricas desarrolladas para piques circulares, no resultan apropiadas para las condiciones del pique Plaza Chacabuco en ninguno de los dos métodos constructivos considerados. En general, estas parten de un valor nulo, crecen en profundidad, y tienden hacia un valor asintótico, comportamiento que difiere a lo visto para los métodos constructivos Excavación secuencial y Muro pantalla. En la Tabla 17 se puede observar que además de diferir en la distribución, las magnitudes resultantes tampoco son coincidentes.

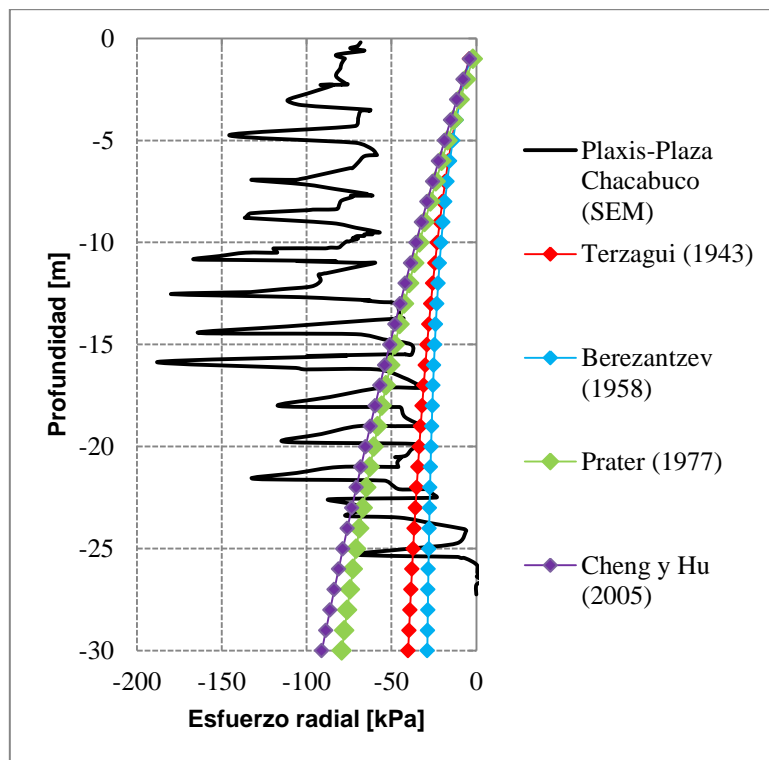


Figura 74: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para piques circulares, con aquella obtenida numéricamente para el método Excavación secuencial. (c=0)

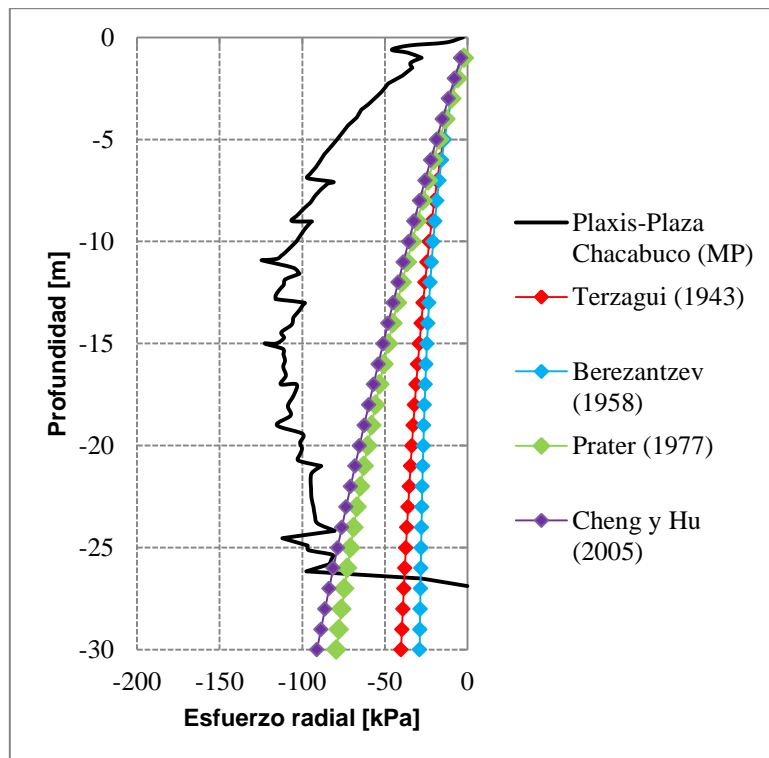


Figura 75: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para piques circulares, con aquella obtenida numéricamente para el método Muro pantalla. (c=0)

Como complemento a la información provista por las curvas de distribución de las Figura 74 y Figura 75, en la Tabla 17, se indica el empuje total que resulta de cada distribución de empuje, teórica (criterios para sostenimiento circular y plano), y numérica (métodos constructivos Excavación secuencial y Muro pantalla), para las condiciones del Pique Plaza Chacabuco.

Tabla 17: Empuje total sobre el sostenimiento del pique Plaza Chacabuco obtenido teórica y numéricamente. $\phi=45^\circ$; $c=0$.

Criterio		Empuje total [kPa]
Muros circulares	Terzaghi (1943)	736,66
	Berezantzev (1958)	606,58
	Prater (1977)	1229,13
	Cheng y Hu (2005)	1343,86
Muros planos	Terzaghi y Peck (1948)	1904,68
	AWPA	1511,67
	Empuje en reposo (K0)	3485
	Empuje activo (Ka)	1465,14
Modelación numérica	Excavación Secuencial (SEM)	1902,21
	Muro Pantalla (MP)	2407,04

En relación a los resultados obtenidos al modelar con el método Excavación secuencial, el empuje total sería entre un 29% y 68% mayor a los empujes activos teóricos. En caso de modelar con el método Muro pantalla, las diferencias se acrecientan, variando entre 44% y 74%. Estas diferencias, se pueden asociar, en primer lugar, a que las distribuciones teóricas trabajan bajo el supuesto de que las deformaciones son suficientes para alcanzar la condición activa. En el capítulo 6, Figura 54 y Figura 65, se puede ver, a causa de la alta rigidez del suelo, que las deformaciones son relativamente pequeñas en ambos métodos constructivos, por lo que el estado de esfuerzos es más cercano a la condición de reposo, en especial al usar el método Muro pantalla.

Finalmente, en la Figura 76 se pueden ver las distribuciones de empuje que se obtendría de considerar fricción y cohesión simultáneamente. Sólo los criterios de Berezantzev y Cheng y Hu permiten esto, sin embargo, dado que la cohesión tiene un efecto positivo, disminuyendo el empuje activo, las diferencias con los resultados numéricos, se hacen más notorios. Particularmente llamativa resulta la curva de distribución propuesta por Berezantzev, donde teóricamente, no se requeriría sostenimiento.

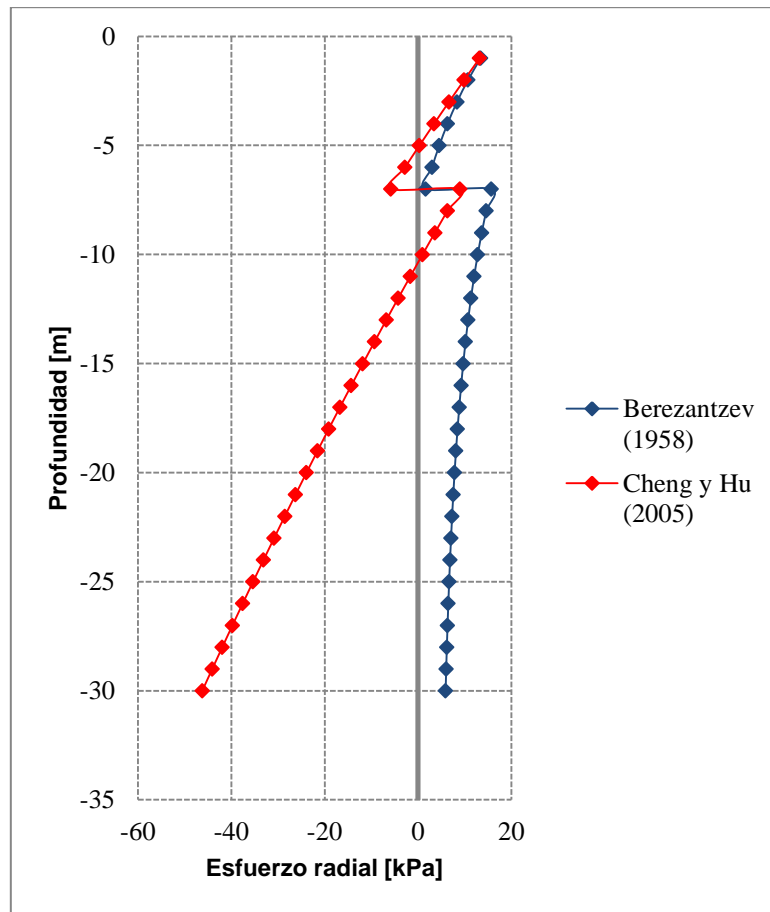


Figura 76: Pique Plaza Chacabuco. Distribución de empuje, criterios de Berezantzev (1958) y Cheng y Hu (2005). Profundidad < 7m: $\phi=45^\circ$; $c=20$. Profundidad > 7m: $\phi=45^\circ$; $c=35$

Crterios desarrollados para muros planos

En general, para obtener el empuje sobre el sostenimiento de piques circulares, se suele usar criterios desarrollados para condiciones planas. Lo más común, es el uso de la formulación estándar del empuje activo (K_a), empuje en condición de reposo (K_0), la distribución propuesta por Terzaghi y Peck (1948), Figura 5 y Figura 6, o modificaciones de esta última.

En la Figura 77, se comparan las curvas de distribución numéricas (métodos constructivos Excavación secuencial y Muro pantalla) y las distribuciones teóricas desarrolladas para muros planos. El empuje total de cada distribución se indica en la Tabla 17.

Como ya se ha comentado, una distribución de esfuerzos radiales crecientes en profundidad, como las del empuje activo (K_a) y en reposo (K_0), no resultan adecuadas para el método constructivo Excavación secuencial, siendo la distribución propuesta por Terzaghi y peck (1948), con un valor de empuje constante, la alternativa más cercana a los resultados numéricos de este método constructivo. Lo anterior se verifica al

comparar los empujes totales, viéndose diferencias inferiores al 1% entre el empuje obtenido numéricamente para el método constructivo Excavación secuencial, y el empuje propuesto por Terzaghi y Peck (1948).

Al emplear el método constructivo Muro pantalla, todas las distribuciones basadas en la condición activa, entregan empujes totales menores al que se obtiene numéricamente. Por otro lado, al comparar la distribución de empuje numérica con la condición en reposo (K_0 variable en profundidad), se ve que el primero corresponde al 70% del segundo. Según esto, el empuje total obtenido a partir de este método constructivo, poseería un valor intermedio entre el empuje activo (K_a) y el empuje en reposo (K_0).

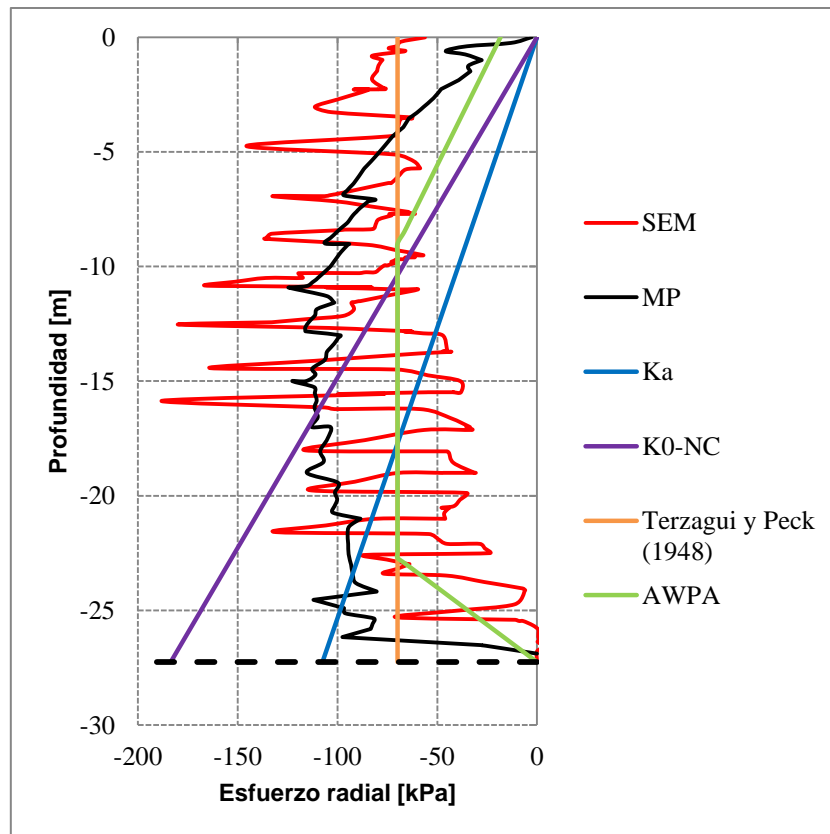


Figura 77: Pique Plaza Chacabuco. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros planos, con aquellas obtenidas numéricamente para pique Plaza Chacabuco.

7.3.2. Pique El Cortijo

Criterios desarrollados para piques circulares

En el caso del pique El Cortijo, el suelo corresponde a Finos del norte, y la razón entre su radio y profundidad es mayor a la del pique Plaza Chacabuco. No obstante lo anterior, a pesar de que el suelo de fundación es fino, su comportamiento no es puramente cohesivo. Al usar los criterios de Berezantzev (1958), y Cheng y Hu

(2005), con los parámetros de la Tabla 18, se obtiene que en el primero no se necesita soporte, y en el segundo sólo en una pequeña fracción de la altura del pique, Figura 78.

Tabla 18: Resumen de parámetros geométricos y geotécnicos considerados en las distribuciones de empuje teóricas de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo. Se considera comportamiento puramente friccional ($c=0$).

Parámetro	Unidad	El Cortijo <12m	El Cortijo >12m
Ángulo de fricción (ϕ)	[°]	31	31
Cohesión (c)	[kPa]	30	50
Radio	[m]	7,5	7,5
Altura	[m]	33,1	33,1

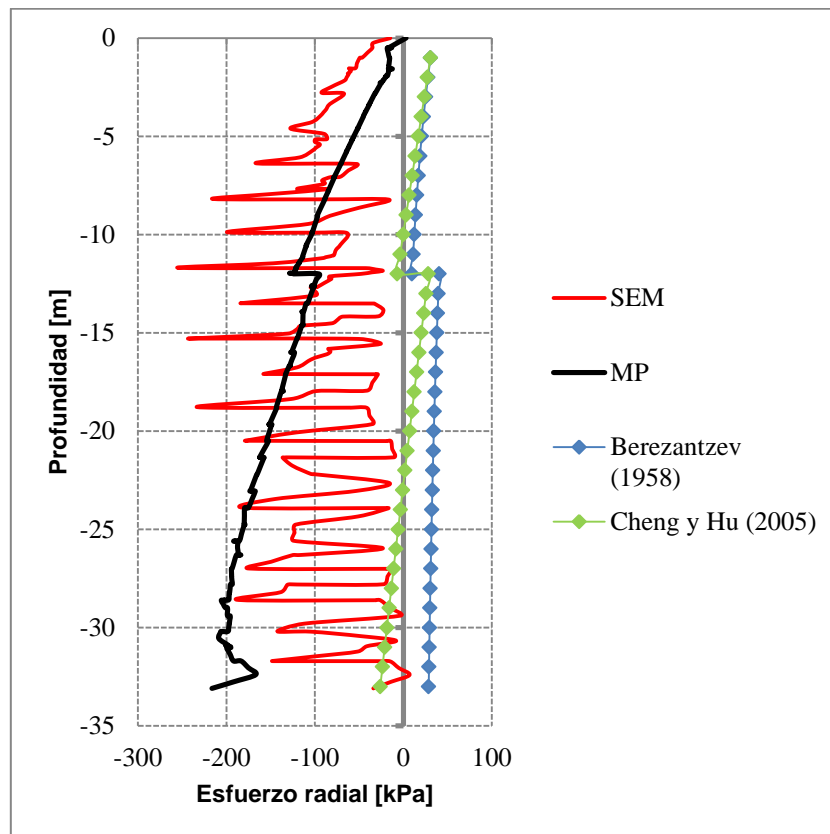


Figura 78: Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros circulares, con aquellas obtenidas numéricamente para el pique Plaza Chacabuco. Profundidad < 12m: $\phi=31^\circ$; $c=30$. Profundidad > 12m: $\phi=31^\circ$; $c=50$.

Si no se considera la cohesión al momento de obtener las curvas de distribución teóricas, Figura 79, el empuje de los criterios Berezantzev (1958) y Cheng y Hu (2005) aumenta, además se puede incluir otros criterios que no consideran la cohesión, sin embargo, se siguen observando diferencias considerables en el empuje total, Tabla 19. Según lo anterior, se ve que las distribuciones teóricas para piques circulares, que asumen que se alcanza la condición activa, no son apropiadas, sólo el criterio de Cheng y Hu (2005), tiene un empuje total cercano al caso del método constructivo Excavación

secuencial en el pique El Cortijo, siendo aproximadamente un 10% menor a lo que se obtiene de la modelación numérica.

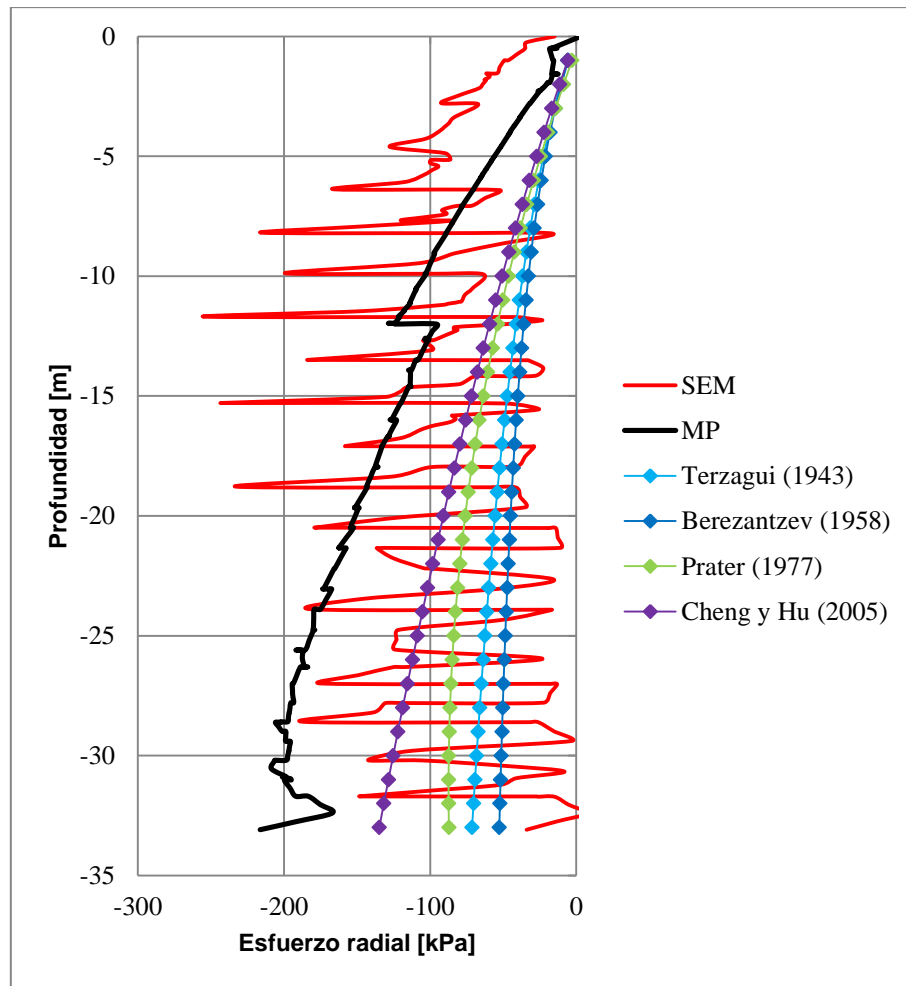


Figura 79; Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros circulares, con aquellas obtenidas numéricamente para el pique Plaza Chacabuco. ($\phi=31^\circ$).

Tabla 19: Empuje total sobre el sostenimiento del pique El Cortijo obtenido teórica y numéricamente. $\phi=31^\circ$; $c=0$.

Criterio		Empuje total [kPa]
Muros circulares	Terzaghi (1943)	1515,08
	Berezantzev (1958)	1234,63
	Prater (1977)	1958,37
	Cheng y Hu (2005)	2458,33
Muros planos	Terzaghi y Peck (1948)	4103,23
	AWPA	3256,28
	Empuje en reposo (K_0)	4821,00
	Empuje activo (K_a)	3156,33
Modelación numérica	Excavación Secuencial (SEM)	2690,60
	Muro Pantalla (MP)	4176,71

Criterios desarrollados para muros planos

Al comparar las curvas de empujes desarrolladas para condiciones planas, con los resultados obtenidos de la modelación numérica del pique El Cortijo, Tabla 19, se ve que usando la formulación del empuje activo (K_a), y las basadas en este (Terzaghi y Peck (1948), AWWA), se obtiene un empuje total mayor al que resulta de modelar numéricamente el método constructivo Excavación secuencial, pero, menor al que se obtiene de modelar el método constructivo Muro pantalla.

En relación a la distribución de empuje obtenida al modelar el método constructivo Excavación secuencial, la curva de distribución de empuje teórica que presenta mayor semejanza, es la propuesta por AWWA. Comparando el empuje total, el criterio AWWA, tiene una diferencia aproximada del 20% con el resultante de la modelación numérica, sin embargo, si no se considera la forma de la distribución, el empuje activo (K_a) es el criterio que tiene menor diferencia con el resultado numérico del pique El Cortijo construido con el método constructivo Excavación secuencial (15% de diferencia).

Referente al método constructivo Muro pantalla, para las condiciones del pique El Cortijo (suelo y geometría), la distribución de empujes obtenida numéricamente, es similar a la distribución existente en la condición de reposo. La diferencia entre los empujes totales es alrededor de un 15%. No obstante esto, de centrarse sólo en la magnitud total del empuje, sin considerar la distribución, el criterio que menos diferencia tiene con el empuje obtenido numéricamente, es el de Terzaghi y Peck (1948), viéndose una diferencia de magnitudes menor al 2%.

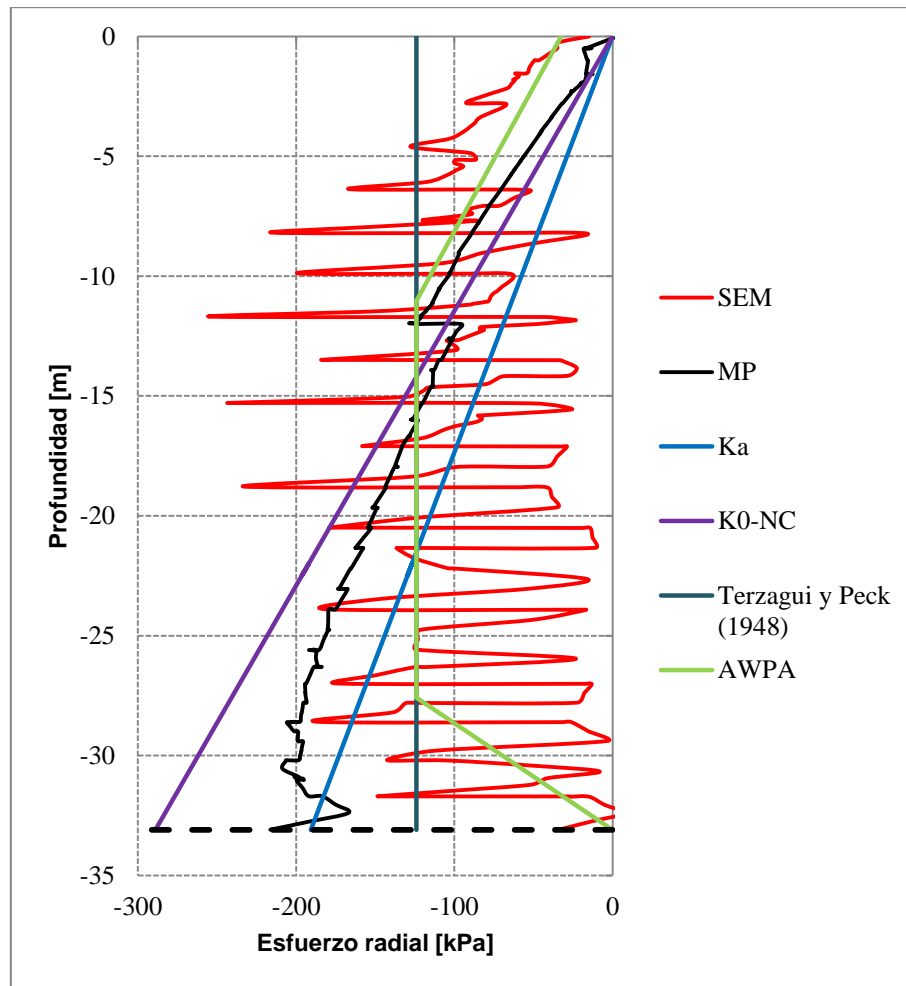


Figura 80: Pique El Cortijo. Comparación de las distribuciones de empuje desarrolladas para muros planos, con aquellas obtenidas numéricamente.

7.4. Instrumentación y monitoreo de piques Plaza Chacabuco y El Cortijo – Celdas de presión

Durante la construcción de los piques El Cortijo y Plaza Chacabuco, con el fin de monitorear deformaciones y esfuerzos que ocurren en la estructura y suelo a su alrededor, se realizó la instrumentación de estos. La instrumentación incluye, monitoreo óptico topográfico de convergencia, strain meters, y celdas de presión. Dado que se desea estudiar el empuje del suelo sobre el sostenimiento de los piques, en este trabajo, sólo se considera las mediciones obtenidas a partir de las celdas de presión. El análisis completo de la instrumentación y sus resultados se puede ver en López (2014).

La celda de presión, es un dispositivo que permite medir presión, ya sea al interior de una masa de suelo, o en el contacto entre dos superficies (ej. contacto suelo hormigón). Las celdas de presión instaladas en los piques instrumentados están formadas por dos placas de forma rectangular, de 100x200 mm de área, que son separadas por una cavidad sellada al vacío, repleta de algún líquido (comúnmente

aceite desairado). En la Figura 81 se muestra el equipo descrito, instalado en los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo. El proceso de instalación se especifica en el Anexo B.



Figura 81: Celdas de presión hidráulica. a) Pique Plaza Chacabuco (Grava de Santiago). b) Pique El Cortijo (Finos del Norte).

En el pique Plaza Chacabuco se instalaron 10 celdas de presión en las profundidades y orientaciones que se indica en la Tabla 20. Cabe destacar que la apertura de la galería de conexión se realiza por el sector poniente del pique. De forma similar, en el pique El Cortijo se instala 8 celdas de presión en las profundidades y orientaciones que se indican en la Tabla 21. La apertura de la galería de conexión se realiza por el sector oriente del pique.

Las celdas de presión, funcionan midiendo diferencias de presión con respecto a una condición inicial, dicho punto inicial, para el caso de los piques estudiados, corresponde al momento de fraguado del hormigón proyectado. Luego, dado que las celdas de presión miden presiones relativas, los valores medidos con este instrumento deben utilizarse con discreción, ya que no son directamente comparables con los resultados que se obtiene de modelar numéricamente. No obstante lo anterior, las mediciones de las celdas de presión bien pueden ser usadas como valores referenciales de la presión del suelo sobre el sostenimiento en una ubicación determinada.

7.4.1. Mediciones celdas de presión

En la Tabla 20 y Tabla 21, en conjunto con la ubicación las celdas de presión, se indican las mediciones hechas por estas, en el momento en que el sello de fundación de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo se encuentra a 20,9 m y 24,4 m de profundidad respectivamente.

Tabla 20: Medidas de celdas de presión de pique Plaza Chacabuco cuando el sello de fundación se encuentra a 20,9 m de profundidad.

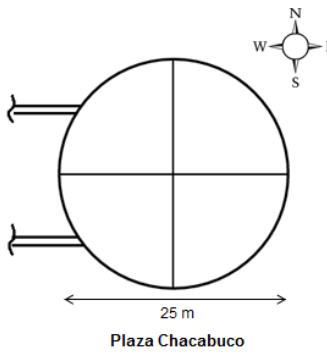
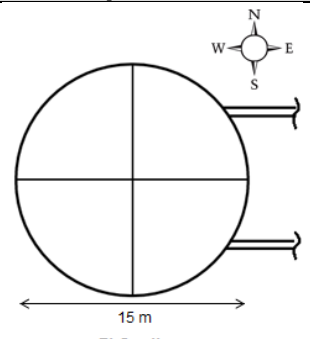
Celda de Presión	Profundidad [m]	Orientación	Presión [kPa]	Orientación vista en planta
CP 07	5	Sur	38,4	
CP 05	5	Poniente	63,5	
CP 01	5	Oriente	21,6	
CP 08	8,85	Sur	15,7	
CP 06	8,85	Poniente	11,7	
CP 02	8,85	Oriente	322	
CP 03	14,6	Oriente	8,22	
CP 09	14,6	Sur	60,1	
CP 10	20,5	Sur	0	
CP 04	20,5	Oriente	0	

Tabla 21: Medidas de celdas de presión de pique El Cortijo cuando el sello de fundación se encuentra a 24,4 m de profundidad.

Celda de Presión	Profundidad [m]	Orientación	Presión [kPa]	Orientación vista en planta
CP 01	9,8	Norte	81,1	
CP 04	9,8	Poniente	19,4	
CP 07	9,8	Oriente	29,01	
CP 02	18,7	Norte	5,41	
CP 05	18,7	Poniente	5,41	
CP 08	18,7	Oriente	18,7	
CP 03	27	Sur	-	
CP 06	27	Poniente	-	

De acuerdo al análisis hecho en López (2014), las mediciones con mayor precisión serían aquellas hechas con las celdas de presión instaladas con menor diferencia de tiempo respecto al cierre y fraguado del tramo donde se instala la celda de presión. Según lo anterior, en el pique Plaza Chacabuco las mediciones de mayor precisión corresponden a las de las celdas CP1 y CP2, y en el pique El Cortijo a las celdas CP7 y CP8. Finalmente, la medición de la celda CP2 del pique Plaza Chacabuco se descarta por estar fuera del rango de medidas esperables.

En la Figura 82 y Figura 83, se grafican las mediciones de las celdas de presión indicadas en las tablas previas (descartando la medición de la celda CP2 del pique Plaza Chacabuco). En conjunto a las mediciones, se incluye la distribución de esfuerzos sobre el sostenimiento obtenida de la modelación numérica de ambos piques, considerando el método constructivo Excavación secuencial. Cabe destacar, que para que la comparación con las mediciones instrumentales sea válida, se hace con respecto a la distribución de empujes existente a la fecha de la última medición, no para la etapa

final, es decir, para cuando el sello de fundación del pique Plaza Chacabuco se encuentra a 20,9 m de profundidad y el de El Cortijo a 24,4 m.

Los gráficos y tablas muestran que existe disparidad entre las mediciones hechas por distintas celdas de presión a una misma altura, lo que tal como ya se ha comentado, puede ser a causa de la diferencia de tiempo existente entre la instalación de la celda y el cierre del anillo respectivo. Otros factores que pueden influenciar las mediciones son las posibles separaciones del suelo con la celda (por fraguado del hormigón proyectado) y la presión con que se represurizan las celdas. Por otro lado, en comparación con los resultados numéricos, las mediciones de las celdas de presión son menores o iguales, pero de similar orden de magnitud, tanto para el pique Plaza Chacabuco como El Cortijo.

Finalmente, resulta claro que el uso de celdas de presión no constituye una instrumentación adecuada para el método constructivo Excavación secuencial, ya que a partir de mediciones en alturas aisladas es imposible verificar o rechazar que existe una concentración de esfuerzos en la zona que divide cada tramo de sostenimiento, como se ve en los resultados de la modelación numérica.

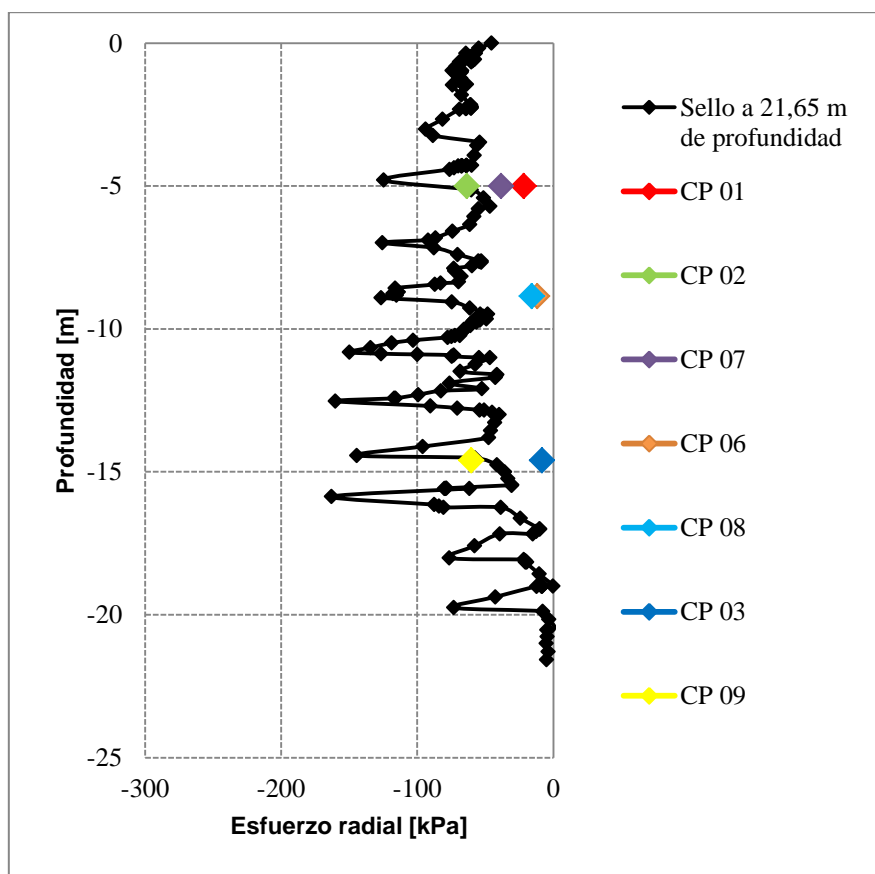


Figura 82: Comparación de mediciones de celdas de presión con resultados de modelación numérica en pique Plaza Chacabuco. Avance correspondiente a 21,65 m de profundidad.

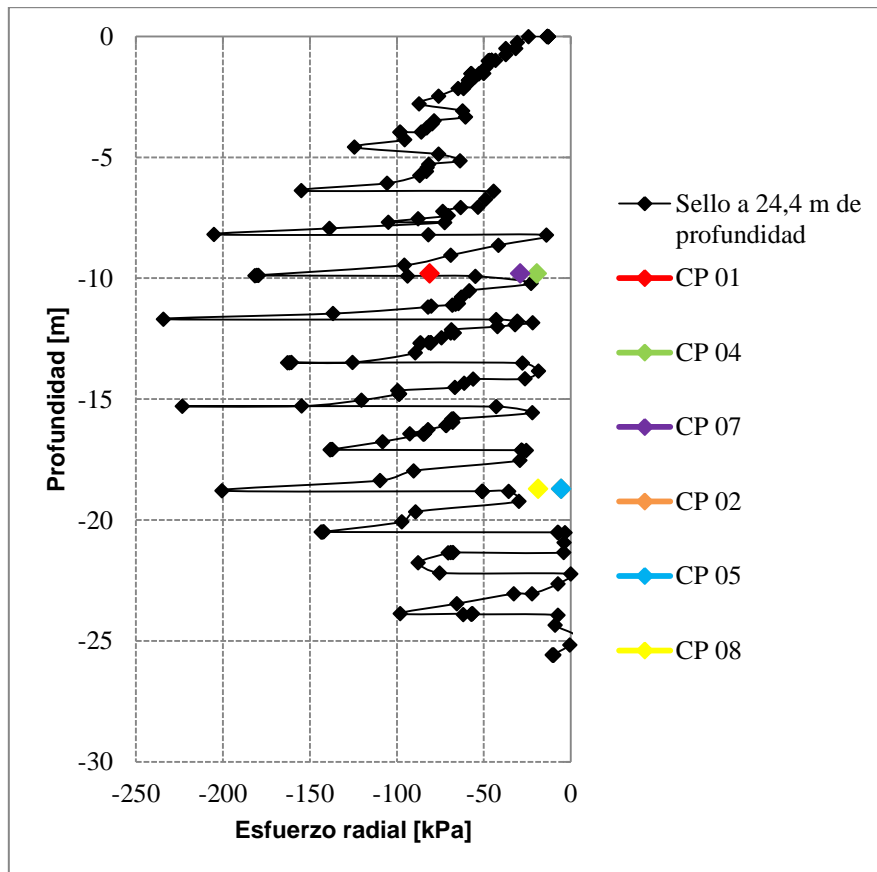


Figura 83: Comparación de mediciones de celdas de presión con resultados de modelación numérica en pique El Cortijo. Avance correspondiente a 24,4 m de profundidad.

7.5. Propuestas y recomendaciones

7.5.1. Distribución de empuje

A partir de los resultados numéricos, y de la comparación realizada con las metodologías teóricas, se propone usar las siguientes distribuciones para cada caso analizado.

Grava de Santiago (piques de grandes dimensiones)

- En relación a los piques construidos por el método constructivo Excavación secuencial, la distribución del empuje propuesta por Terzaghi y Peck (1948), Figura 5a, como ya se ha mencionado, entrega un empuje total cercano al obtenido de la modelación numérica, por lo que se estima dicha distribución del empuje es adecuada.
- Respecto a los piques construidos por el método constructivo Muro pantalla, el empuje total posee un valor intermedio al obtenido de usar la fórmula de Terzaghi y Peck (1948) y el empuje en reposo. De acuerdo a esto, se propone

usar la distribución de la Figura 84, cuyo empuje total, para el caso del pique Plaza Chacabuco, es de 2584 kPa, relativamente cercano a los 2407 kPa obtenidos numéricamente (7% mayor).

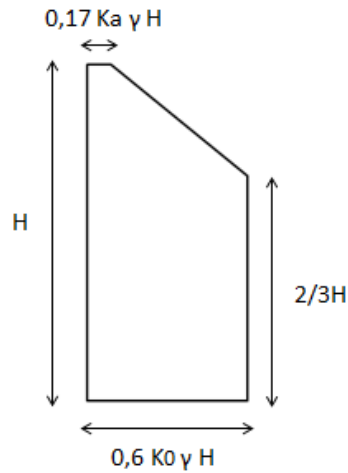


Figura 84: Propuesta de distribución del empuje para piques circulares de grandes dimensiones, excavados en Grava de Santiago y construido por el método constructivo Muro pantalla.

Finos del Norte (piques de grandes dimensiones)

- Al usar el método constructivo Excavación secuencial, a diferencia de lo visto para las Gravas de Santiago, la distribución de Terzaghi y Peck (1948), Figura 5a, sobreestima el empuje aplicado al sostenimiento, a causa de esto, se propone el uso de la distribución de empuje de la Figura 85.
- En caso de usar el método constructivo Muro pantalla, dada la poca relajación de esfuerzos que se registra de los modelos numéricos, se estima razonable utilizar la distribución de empuje en reposo (K_0).

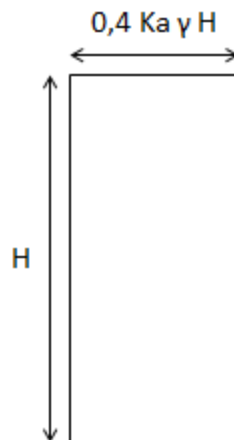


Figura 85: Distribución del empuje en pique circular de grandes dimensiones, excavado en suelo Finos del Norte y construido por el método constructivo Excavación secuencial.

7.5.1. Instrumentación

En el trabajo, “Estudio de instrumentación y monitoreo geotécnico – estructural en piques circulares durante la construcción de la línea 3 del Metro de Santiago”, realizado por Macarena López, se menciona lo recomendable que sería incluir un inclinómetro dentro de la instrumentación de un pique, con el fin de obtener las deformaciones del suelo a partir de la condición inicial.

Del análisis realizado en este trabajo de título, se ve que al utilizar el método constructivo Excavación secuencial, las deformaciones son mayores en el sector central de cada tramo del sostenimiento, y menores en sus extremos superior e inferior. Consecuentemente, la distribución del empuje muestra concentración de esfuerzos en las alturas con menor deformación. Según lo anterior, coincidiendo con la recomendación de Macarena López (2014), se estima conveniente la instalación de un inclinómetro, a través del cual, se podría observar la forma en que se deforma el suelo, con lo que, indirectamente, se podría comprobar la distribución del empuje obtenida numéricamente en este trabajo.

8. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo, se ha estudiado el impacto que tiene un determinado método constructivo, principalmente, en la distribución del empuje sobre el sostenimiento de un pique circular. También se han revisado los esfuerzos en las direcciones tangencial y vertical, las deformaciones del suelo contiguo al muro, y los asentamientos superficiales, con el fin de lograr una visión completa de las diferencias que se generan al usar métodos constructivos diferentes.

8.1. Resultados de Modelamiento Numérico

De los resultados obtenidos del modelamiento numérico de los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, considerando los métodos constructivos Excavación secuencial (SEM), que se utiliza actualmente en las construcciones de Metro de Santiago, y Muro pantalla (MP) para cada pique, se puede realizar las siguientes observaciones.

Relativo a las deformaciones

- El método constructivo MP ofrece mayor rigidez que el método constructivo SEM. En el primero, las deformaciones radiales y verticales son menores a las deformaciones que se obtienen mediante el segundo método constructivo.
- Al emplear el método constructivo SEM, las deformaciones radiales son menores a 4 y 8 mm en los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo respectivamente. Basándose en referencias existentes para muros de contención planos, se concluye que usando dicho método constructivo, no se alcanza la condición activa de esfuerzos en los piques estudiados. En caso de usar el método constructivo MP, las deformaciones son menores a 2 mm, tanto en el pique Plaza Chacabuco, como El Cortijo, por lo que igualmente se estima que al usar este método constructivo, no se alcanza la condición activa. Además, dada la magnitud de las deformaciones radiales, se estaría más cerca de la condición inicial (reposo).
- Para el método constructivo SEM, los asentamientos diferenciales resultan menores a 1,2 y 0,5 mm en los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo. En caso de usar el método constructivo MP, las deformaciones diferenciales (y totales) son casi nulas. Según esto, para las condiciones modeladas se concluye que los piques estudiados no tienen mayor influencia en su entorno, ya que casi no se producen asentamientos diferenciales (los asentamientos totales máximos se mantienen inferiores a 1 cm). Respecto a esto, es importante mencionar que en las modelaciones realizadas en este trabajo, no se considera la sobrecarga asociada a construcciones vecinas. La inclusión de dichas sobrecargas debería

ocasionar un aumento en el empuje sobre el sostenimiento, afectando a su vez a las deformaciones que sufre el elemento de contención y el suelo que lo rodea.

Empuje y su distribución

- El empuje total sobre el sostenimiento de un pique circular es menor al usar el método constructivo SEM que el método constructivo MP. En el pique Plaza Chacabuco es un 21% menor y en El Cortijo un 35% menor. Esto estaría dado por el mayor nivel de deformaciones en el suelo al utilizar el método constructivo SEM.
- El empuje total obtenido de los modelos que consideraban la construcción del pique mediante el método constructivo SEM es un 45% menor al empuje en reposo, para los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo. Según esto, usar en el diseño el empuje en reposo constituiría un enfoque conservador, que llevaría a sobredimensionar la estructura soportante. Usando el método constructivo MP, en comparación al empuje en reposo, el empuje obtenido numéricamente es un 31% menor en el caso del pique Plaza Chacabuco, y un 14% menor en el caso del pique El Cortijo.
- La forma de la curva de distribución del empuje, sobre el sostenimiento de piques circulares, depende de las descargas y cargas que sufre el suelo contiguo al sostenimiento. Al usar el método constructivo SEM, en cada tramo, durante la fase de excavación (descarga), los esfuerzos se redistribuyen a los elementos de mayor rigidez (sostenimiento de tramo superior, y suelo bajo el sello de excavación del pique). Al emplear el método constructivo MP, no se generan descargas en el suelo, ya que el sostenimiento se construye previo a la excavación, razón por la cual no se aprecian concentraciones notorias de esfuerzos en la distribución del empuje.
- En los dos casos analizados (pique Plaza Chacabuco y El Cortijo), el efecto de la construcción de un pique circular en la distribución de esfuerzos del suelo que lo rodea tiene un radio de influencia acotado. Para el método constructivo SEM, a 10 m del sostenimiento del pique, la distribución de esfuerzos es similar a la condición inicial. Una situación similar ocurre al usar el método constructivo MP, sin embargo, la condición de reposo se alcanza a una distancia menor.

8.2. Empujes teóricos sobre el sostenimiento de piques circulares

En el Capítulo 2, se describen, en forma detallada, diversas propuestas teóricas para obtener la distribución del empuje sobre el sostenimiento de piques circulares. Posteriormente, en el Capítulo 7, se procede a comparar dichas teorías con los

resultados obtenidos de la modelación numérica de los piques estudiados. A partir de esto se tiene lo siguiente:

- Las propuestas teóricas para obtener la distribución del empuje sobre el sostenimiento de piques circulares no consideran el efecto del método constructivo, enfocándose puramente en la obtención del empuje activo, sin mencionar cuáles serían las deformaciones requeridas para alcanzar dicha condición activa.
- En los piques Plaza Chacabuco y El Cortijo, al usar el método constructivo SEM o MP, las deformaciones no son suficientes para alcanzar la condición activa. Por lo tanto, las distribuciones de empuje propuestas en la literatura para piques circulares, en primer lugar, subestiman el empuje total, y en segundo lugar, la forma de la curva de distribución del empuje no se ajustan a las obtenidas numéricamente.
- En general, para el método constructivo Excavación secuencial, las distribuciones propuestas por Terzaghi y Peck (1948), muestran mejor ajuste con los resultados numéricos de los casos analizados en este trabajo. Además, como se menciona anteriormente, para el método constructivo Muro pantalla, la distribución de esfuerzos tiende en la condición de reposo.

8.3. Investigaciones futuras

En el presente trabajo de título, no se incluye dentro del análisis realizado, la influencia de las dimensiones del pique. En ese sentido, sería interesante saber si el aumento de la curvatura del sostenimiento (menor radio) podría exacerbar el efecto arco, que actuaría disminuyendo el empuje, y cuál sería el radio (o razón del radio con la altura) para que la diferencia con un sostenimiento plano fuera despreciable.

Otro punto posible de estudiar son las deformaciones requeridas para que el suelo sostenido por un pique circular alcance la condición activa. Este punto, tal como se menciona dentro de este trabajo, es escasamente mencionado en la literatura.

Por otro lado, la caracterización de las unidades geotécnicas se realiza en base a una revisión bibliográfica. De esta revisión, se puede ver que no existe consenso sobre el valor que posee el coeficiente de empuje en reposo (K_0) en las Gravas de Santiago, y su variación en profundidad. Además, del análisis paramétrico se pudo ver que este parámetro tiene una influencia considerable en el empuje total obtenido de un análisis numérico. Según esto, resultaría interesante abordar el estudio de este coeficiente con mayor detalle.

Finalmente, desde el punto de vista de la instrumentación y monitoreo, a partir de la instalación de un inclinómetro en un pique circular construido con el método constructivo Excavación secuencial, se podría obtener de forma más fidedigna la forma real de la curva de desplazamientos radiales, y a partir de esta, verificar indirectamente la presencia de concentraciones de esfuerzos en la zona que une cada tramo del sostenimiento.

BIBLIOGRAFÍA

ARAI, Y., KUSAKABE, O., MURATA, O. y KONISHI, S. 2008. A numerical study on ground displacement and stress during and after the installation of deep circular diaphragm walls and soil excavation. *Computers and Geotechnics*, Vol. 35: 791–807.

BACHY SOLETANCHE. 2015. Diaphragm and cut-off walls. [en línea] <<http://www.bachy-soletanche.com.hk/nindex.php?serial=30>> [consulta: 10 de Julio 2015].

BAUER FOUNDATIONS. 2015. ThyssenKrupp - Hot Strip Mill, Alabama, USA. [en línea] <http://bauerfoundations.com/en/references/diaphragm_cut_off_walls/mobile_AL.html> [consulta: 05 de Junio 2015].

BEREZANTZEV, V. G. 1958. Earth Pressure on the Cylindrical Retaining Walls. *Conference on Earth Pressure Problems, Brussels*, Vol 2: 21-24.

BRAJA, M., D. 1999. *Principles of Foundation Engineering*. Sacramento. 4^a ed. Sacramento, International Thompson Editors. 880p.

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4^a ed. 487p.

CHENG, Y. M. y HU, Y.Y. 2005. Active Earth Pressure on circular shaft lining obtained by simplified slip line solution with general tangential stress coefficient. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 27, No. 1: 110-115.

CHENG, Y. M., HU, Y.Y. y WEI, W. B. 2007. General Axisymmetric Active Earth Pressure by Method of Characteristics—Theory and Numerical Formulation. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 7, No. 1: 1-15.

CRAIG, R., F. 2004. *Craig's Soil Mechanics*. 7^a ed. New York. Spon Press. 458p.

ERRAZURIZ, E. 2009. *Pantallas de contención, métodos de diseño y aplicaciones*. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Santiago. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 145p.

FUJII, T., UENO, K., HAGIWARA, T. y TAGUCHI, A. 1994. Experiment and analysis of earth pressure on an axisymmetric shaft in sand. *Proceedings of the International Conference Centrifuge 94*: 791-796.

HENKEL, D. 1971. The calculation of earth pressure in open cuts in soft clays. Londres. The Arup Journal, Vol. 6, No. 4:13-15.

HUMES. 2012. Segmental and on piece shaft installation guide. Vol 1. 27p.

ISCHEBECK IBÉRICA. 2015. [en línea] <www.ischebeck.es> [consulta: 05 de Junio 2015].

KIM, K. Y., LEE, D. S., CHO, J., JEONG, S. S. y LEE, S. 2013. The effect of arching pressure on a vertical circular shaft. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 37: 10–21.

KONG, J. Y., MOON, K. S. y KIM, H. G. 2009. Earth Pressure Acting on the Diaphragm Wall of a Shaft in Cohesionless Soil.

KORT, I. y MUSANTE, H. 1978. Ensayos triaxiales In-Situ en la grava de Santiago. Informe Técnico para la Dirección del Metro de Santiago.

LADE, P. V., JESSBERGER, H. L., MAKOWSKI, E. y JORDEN, P. 1981. Modelling of Deep Shaft in Centrifuge Tests. Proceedings, 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1: 683-691.

LIU, F. Q. y WANG, J. H. 2008. A generalized slip line solution to the active earth pressure on circular retaining walls. Computers and Geotechnics, Vol. 35: 155-164.

LIU, F. Q., WANG, J. H. y ZHANG, L. L. 2009. Axi-symmetric active earth pressure obtained by the slip line method with a general tangential stress coefficient. Computers and Geotechnics, Vol. 35: 352-358.

LINDQUIST, E. S., JAMESON, R. 2011. Secant pile shoring – Developments in design and construction. Malcolm's Technical Papers

LOPEZ, M. 2013. Estudio de Instrumentación y Monitoreo Geotécnico-Estructural en Piques Circulares Durante la Construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Santiago. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 130p.

MACRETE PRECAST CONCRETE ENGINEERS. 2014. Circular shaft construction, caisson method.

METRO S.A. 2012. A. Criterios de diseño de obras subterráneas. Informe emitido por consorcio Consorcio ARA Worley Parsons – Arcadis. N° L3-ID-02-CRD-000-TU-001-R00.

METRO S.A. 2012. B. Informe de revalidación de antecedentes y validación de mecánica de suelos Línea 3 Metro de Santiago. Informe emitido por consorcio Consorcio ARA Worley Parsons – Arcadis (AWPA). N° L3-ID-00-INF-000-SU-001.

METRO S.A. 2014. A. Informe de monitoreo topográfico y geotécnico de pique estación Plaza Chacabuco. Informe emitido por AWPA n° L3-ID-02-INF-206-TU-801-R0B.

METRO S.A. 2014. B. Informe de monitoreo topográfico y geotécnico de pique de construcción El Cortijo. Informe emitido por AWPA n° L3-ID-02-INF-057-TU-801-R0B.

NAVFAC. 1986. DM-7.01 Soil Mechanics Design Manual. Virginia: 198-202.

NEWMAN, T. G., WONG, H. Y. 2011. Sinking a jacked caisson within the London Basin geological sequence for the Thames Water Ring Main extension. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology. Vol. 44: 221-232.

ORTIGOSA, P. 2004. El coeficiente de empuje en reposo en suelos. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.

ORTIGOSA, P. 2005. Curso nuevas aproximaciones en problemas geotécnicos- Aplicaciones de desacople $c-\Phi-\varepsilon$ en problemas de Ingeniería Geotécnica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

PAIK, K. H. y SALGADO, R. 2003. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. Géotechnique, Vol. 53, No. 7: 643–653.

PASTOR, J. y TURGEMAN, S. 1982. Limit analysis in axisymmetrical problems: numerical determination of complete statical solutions. International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 24, No.2: 95-117.

PAREDES, M. Y VERDUGO, R. 2004. Génesis y estructura de los suelos alofánicos en Chile. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.

PETRUS INGENIEROS S.A. 2011. Geotecnia, piques y galerías, tramos 1, 2 y 3. Proyecto Línea 3 Metro de Santiago.

PLAXIS. 2015. Materials models manual.

POBLETE, M. 2004. Arcilla Arenosa Aluvional del Sector Oriente de Santiago. Propiedades Geomecánicas. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.

PRATER, E. G. 1977. An examination of some theories of earth pressure on shaft linings. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, No.1: 91-106.

PROCTOR, R. Y WHITE, T. 1977. Earth Tunneling With Steel Supports. Youngstown. Commercial Shearing, Inc.

SHIN, Y.W. y SAGONG, M. 2007. Ground Pressure Acting on Cylindrical Retaining Wall of a Shaft in Soft Ground. Chinese Journal of Rock mechanics and Engineering, Vol 26.

STEINFELD, K. 1958. Über den Erddruck auf Schacht- und Brunnenwandungen. Presentation at the Baugrundtagung 1958 in Hamburg. Deutsche Gesellschaft für Erdund Grundbau e. V., Essen.

TERZAGHI, K. 1943. Theoretical Soil Mechanics. New York. John Wiley and Sons Inc. 510p.

TERZAGHI, K. Y PECK, R. B. 1948. Soil Mechanichs in Engineering Practice. New York. John Wiley and Sons Inc.

THE GERMAN SOCIETY FOR GEOTECHNICS. 2003. Recommendations on Excavations. Ernst and Sohn. 214p.

TOBAR, T. 2009. An Experimental Study of the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts. Tesis de Master de Ingeniería Civil. Montreal. McGill University, Department of Civil Engineering & Applied Mechanics. 103p.

VALENZUELA, G. 1978. Suelo de Fundación del Gran Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas. Boletín 33. 84 p.

TUNNELTALK. 2009. Design-build responsibility at Rosedale. [en línea] <<http://tunneltalk.com/MacDow-Feb09-Design-build-responsibility-at-Rosedale.php>> [consulta: 05 de Junio 2015].

VERDUGO, R., PETERS, G. Y BEJARANO, I. 2007. Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos. VI Congreso Chileno de Geotecnia.

WHARMBY, N. 2010. Development of Secant Pile Retaining Wall Construction in Urban New Zealand.

WONG, R. C. K. y KAISER, P. K. 1988. Behaviour of vertical shafts: reevaluation of model test results and evaluation of field measurements. Canadian Geotechnical Journal, Vol 25: 338-352.

WONG, R. C. K. y KAISER, P. K. 1988. Design and performance evaluation of vertical shafts: rational shaft design method and verification of design method. Canadian Geotechnical Journal, Vol 25: 320-337.

ANEXOS

A. MAPA SUELO DE FUNDACIÓN DEL GRAN SANTIAGO

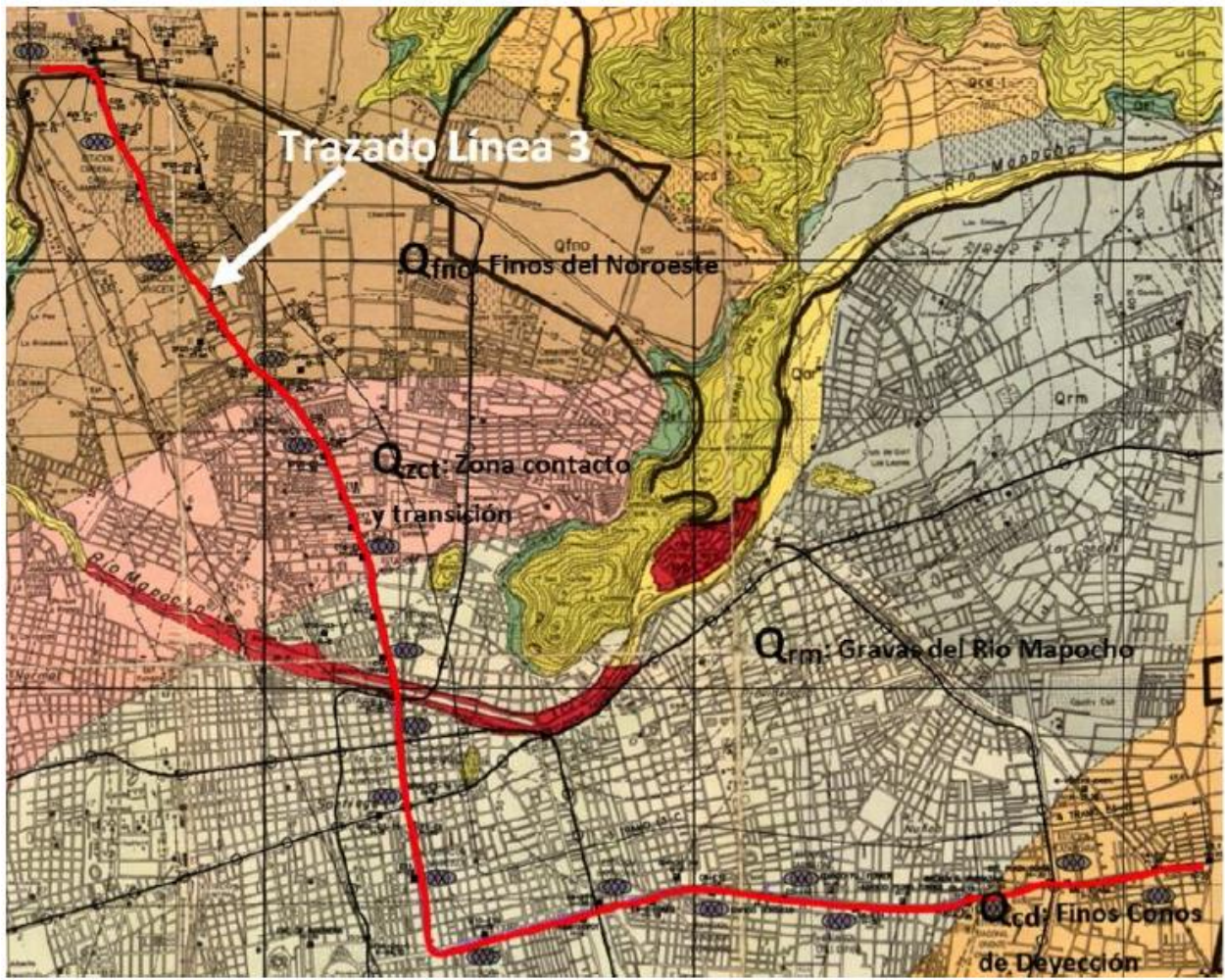


Figura 86: Distribución de unidades geotécnicas en el trazado de la Línea 3 de Metro de Santiago. A partir de Valenzuela (1978)

B. INSTALACIÓN CELDAS DE PRESIÓN

El proceso de instalación de las celdas de presión se indica en la Figura 87. Primero, se prepara la superficie de instalación de la celda de presión, si es necesario, se aplica un mortero de nivelación, de 2,5 a 10 cm de espesor. La aplicación del mortero es especialmente necesaria en el caso de gravas, si el suelo es fino, puede no ser necesaria su aplicación. Luego, se fija la celda de presión a la zona preparada, para posteriormente aplicar, en forma secuencial, una capa de mortero, una malla tipo gallinero, y otra capa de mortero, con el fin de proteger la celda de la futura construcción del sostenimiento. La manguera de represurización, se protege con una planza de 1/2" de diámetro, que va desde la ubicación de la celda, hasta la superficie, donde se leen las mediciones.

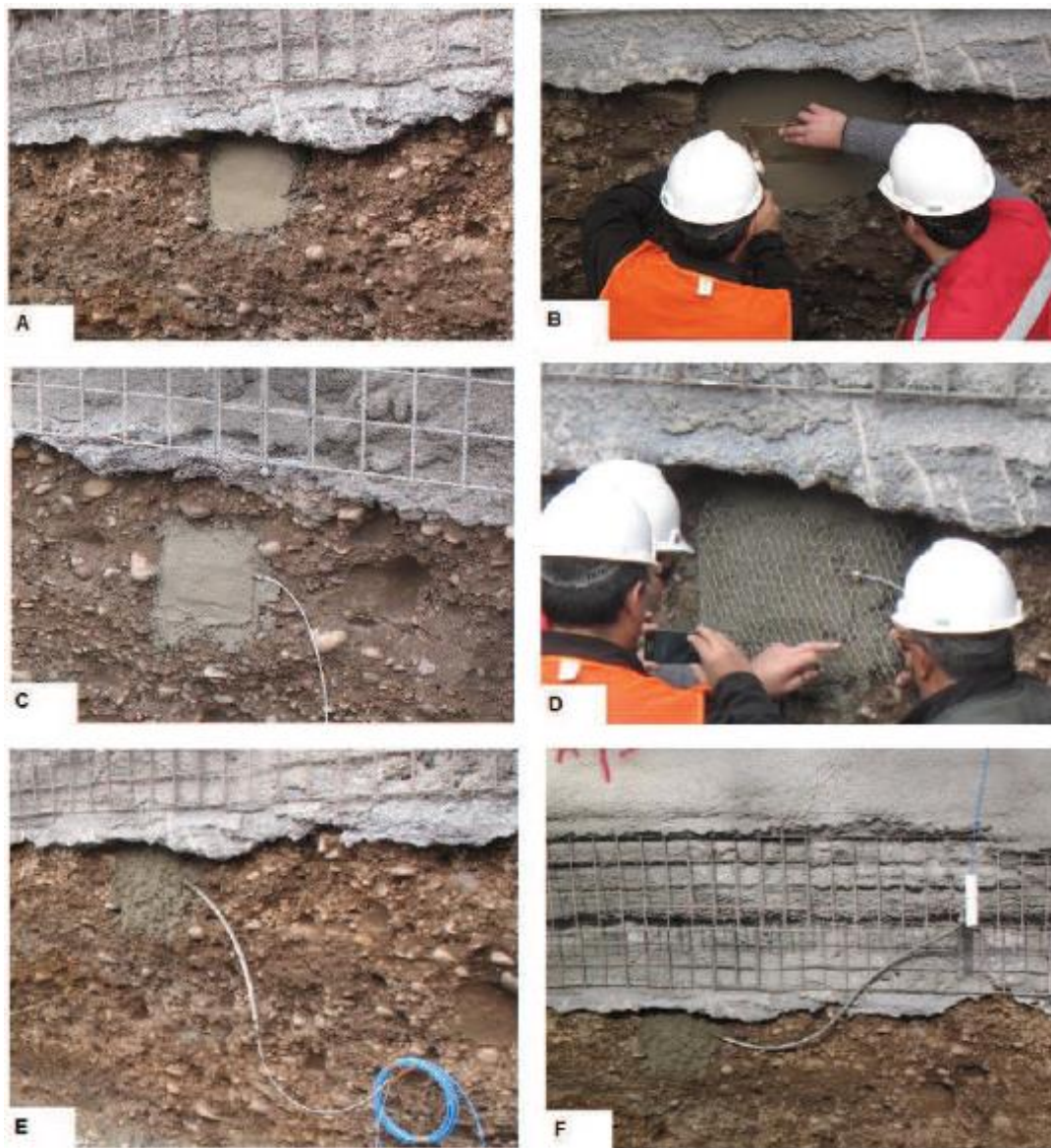
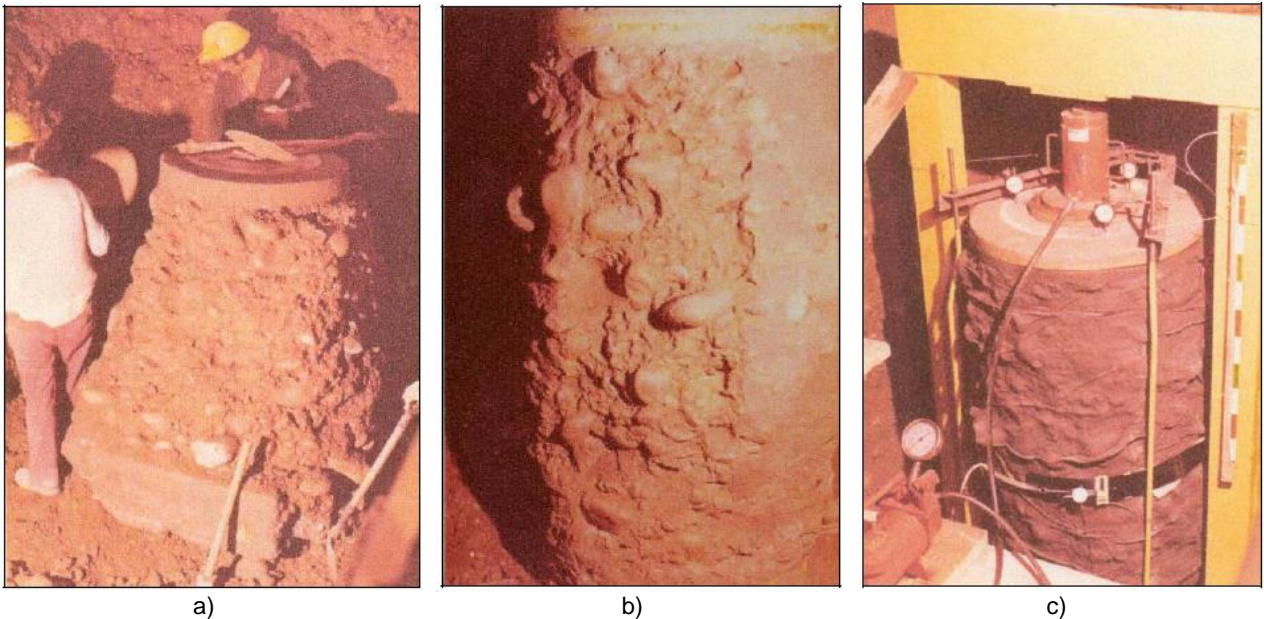


Figura 87: Proceso de instalación de celdas de presión. Gesche (2013).

C. DESCRIPCIÓN ENSAYOS TRIAXIALES IN-SITU KORT ET AL. (1978)

Durante la construcción de la Línea 1 del Metro de Santiago, sector Los Leones, Issa Kort realiza una serie de ensayos triaxiales in-situ sobre la Grava de Santiago de 1° depositación. Para concretar lo anterior, se tallaron in-situ probetas de 85 cm de diámetro, y 170 cm de altura, a una profundidad de 10 m, Figura 88(a, b). Posteriormente, mediante una membrana de caucho, se recubren las probetas. Finalmente, a través de la aplicación de vacío, se generan las presiones de confinamientos de cada probeta, correspondientes a 0.22, 0.44, 0.61, 0.83 Kg/cm².

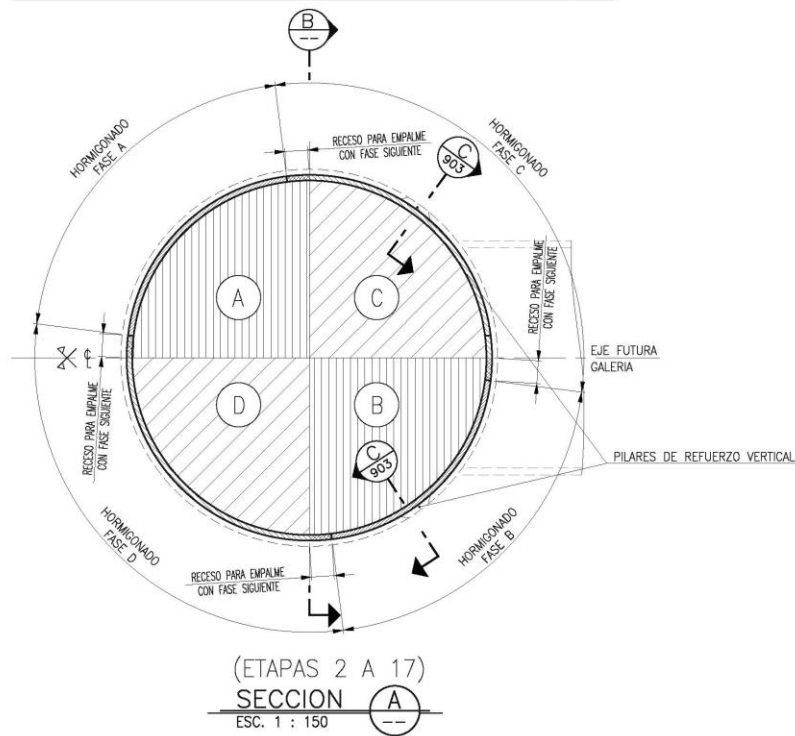


a) b) c)
Figura 88: Ensayos triaxiales in-situ en sector Los Leones. Kort et al (1978).

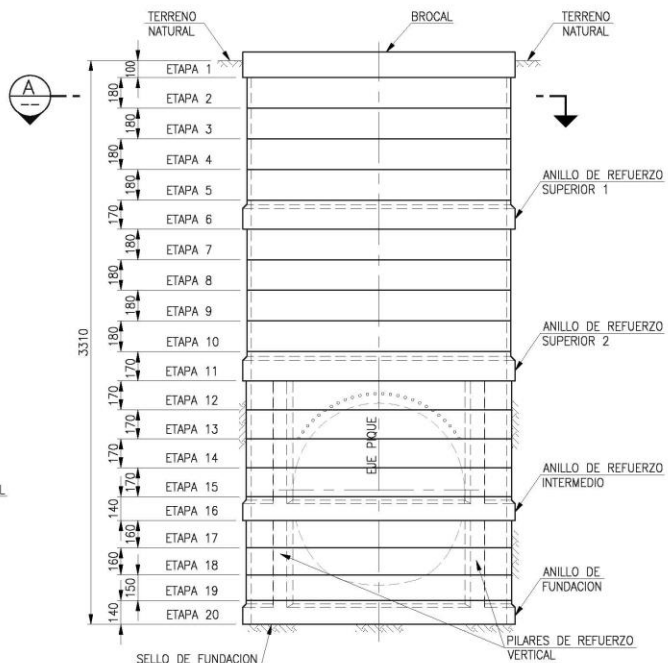
D. PLANOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES DE METRO PLAZA CHACABUCO Y EL CORTIJO

1. Planos de secuencia constructiva de pique El Cortijo
2. Planos de secuencia constructiva de pique Plaza Chacabuco

SECUENCIA DE EXCAVACION Y SOSTENIMIENTO PIQUE



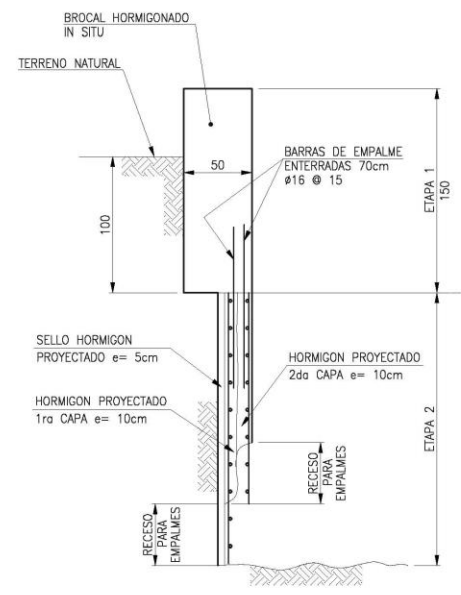
(ETAPAS 2 A 17)
SECCION A
ESC. 1 : 150



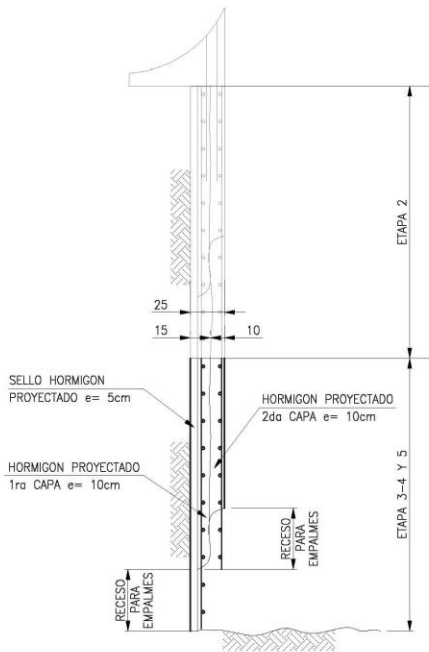
SECCION B
ESC. 1 : 200
NOTA: EN ETAPA 12 Y 13 SE DEBEN INSTALAR LOS PARAGUAS

SECUENCIA DE CONSTRUCCION PIQUE

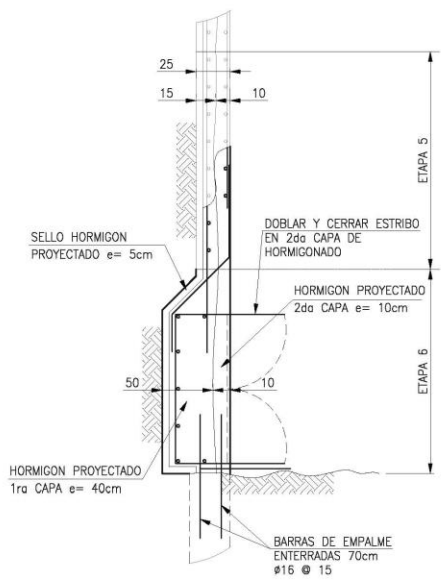
- ETAPA 1 (BROCAL):
- EXCAVAR PRIMER BANCO DE 100 cm DE PROFUNDIDAD EN FORMA MASIVA EN TODO EL AREA DEL PIQUE, COLOCAR ARMADURAS Y HORMIGONAR CONTRA TERRENO, EN CASO QUE EL SUELO SEA INESTABLE O DE MALA CALIDAD, EXCAVAR EN TALUD Y HORMIGONAR CONTRA MOLDAJE. SE DEBERAN DEJAR BARRAS #16 @ 15cm ENTERRADAS EN FORMA MANUAL A 70 cm EN EL SUELO PARA SU POSTERIOR EMPALME CON LA MALLA ELECTROSOLDADA DE LA SIGUIENTE ETAPA.
- ETAPA 2:
- SE PODRA INICIAR ESTA ETAPA SOLO CUANDO EL HORMIGON DEL BROCAL ALCANCE LA RESISTENCIA DE PROYECTO.
 - LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARAN EN CUARTOS Y ALTERNADAMENTE, COMO SE MUESTRA EN LA SECCION A. SE EXCAVARA Y REVESTIRA DE ACUERDO A LA SIGUIENTE SECUENCIA:
- 1° EXCAVAR, BAJO EL NIVEL DE ETAPA 1, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D) SEGUN SE INDICA EN SECCION A Y EN PROFUNDIDAD SEGUN SECCION B.
- 2° COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e = 5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
- 3° COLOCAR 1° MALLA ELECTROSOLDADA Y SUPLES EVENTUALES EMPALMADA CON ARMADURA ENTERRADA EN ETAPA 1 Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO ESPESOR 10 cm, DEJANDO SIN HORMIGONAR Y DESCUBIERTA 1° MALLA EN 45 cm APROXIMADAMENTE, PARA FUTURO EMPALME VERTICAL Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL.
- 4° COLOCAR 2° MALLA ELECTROSOLDADA Y SUPLES EVENTUALES EMPALMADA CON ARMADURA ENTERRADA EN ETAPA 1 Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO ESPESOR 10 cm, DEJANDO SIN HORMIGONAR Y DESCUBIERTA 2° MALLA EN 45 cm APROXIMADAMENTE, PARA FUTURO EMPALME VERTICAL Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL.
- ETAPAS 3-4 y 5 (MANTO):
- LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARA POR CUARTOS Y ALTERNADAMENTE, COMO SE MUESTRA EN SECCION A. SE EXCAVARA Y REVESTIRA DE ACUERDO A LA SIGUIENTE SECUENCIA:
- 1° EXCAVAR BAJO EL NIVEL DE ETAPA 2, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D), SEGUN SE INDICA EN SECCION A Y EN PROFUNDIDAD SEGUN INDICA LA SECCION B.
- 2° COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e=5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
- 3° COLOCAR 1a MALLA ELECTROSOLDADA Y SUPLES EVENTUALES EMPALMADA CON MALLA SUPERIOR Y LATERAL, COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR ESPESOR DE 10 cm DEJANDO SIN HORMIGONAR Y DESCUBIERTA 1a MALLA EN 45 cm APROXIMADAMENTE PARA FUTURO EMPALME VERTICAL Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL.
- 4° COLOCAR 2a MALLA ELECTROSOLDADA Y SUPLES EVENTUALES EMPALMADA CON MALLA SUPERIOR Y LATERAL Y COLOCAR 10 cm HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR 25 cm DE ESPESOR DEJANDO SIN CUBRIR PARTE DE LA MALLA PARA PERMITIR SU FUTURO EMPALME VERTICAL.
- ETAPA 6: (ANILLO SUPERIOR 1)
- LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARAN POR CUARTOS Y ALTERNADAMENTE COMO SE MUESTRA EN SECCION A. DE ACUERDO A LA SIGUIENTE SECUENCIA:
- 1° EXCAVAR BAJO EL NIVEL DE ETAPA 5, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D) SEGUN SE INDICA EN SECCION A Y EN PROFUNDIDAD SEGUN SE INDICA EN SECCION B.
- 2° COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e=5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
- 3° COLOCAR BARRAS # 16 @ 15 ENTERRADAS EN FORMA MANUAL A 70 cm EN EL SUELO, PARA EMPALME VERTICAL.
- 4° COLOCAR ARMADURAS EXTERIORES Y LOS ESTRIBOS ABIERTOS. COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO CON CAPAS DE MAXIMO 15 cm DE ESPESOR HASTA COMPLETAR 50 cm. COLOCAR HORMIGON PROYECTADO CON PITON EN ANGULO Y DISTANCIA APROPIADA, DE MANERA DE MINIMIZAR LA SOMBRA DETRAS DE LAS ARMADURAS.
- 5° COLOCAR ARMADURAS INTERIORES Y BARRAS DOBLADAS PARA LA SIGUIENTE ETAPA, LOS ESTRIBOS SE DOBLAN Y CIERRAN PARA COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR EL 2° CICLO DE ESPESOR 10 cm. COLOCAR HORMIGON PROYECTADO CON PITON EN ANGULO Y DISTANCIA APROPIADA, DE MANERA DE MINIMIZAR LA SOMBRA DETRAS DE LAS ARMADURAS.



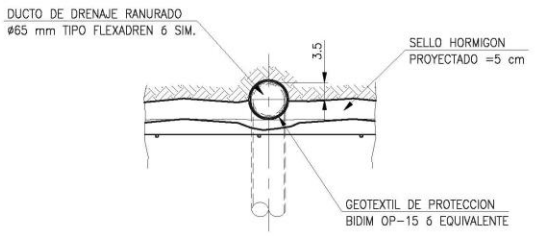
ETAPAS DE EXCAVACION 1 Y 2
ESC. 1 : 25



ETAPAS DE EXCAVACION 3-4 Y 5
ESC. 1 : 25



ETAPA DE EXCAVACION 6
ESC. 1 : 25



DETALLE DE DRENAJE EVENTUAL
ESC. 1 : 5

- NOTAS:
- 1.- DIMENSIONES EN CENTIMETROS (S.I.C.)
 - 2.- VER NOTAS EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-057-TU-901.

REV	FECHA	DESCRIPCION	PROY.	CALC.	REV.	ASE.	APR. J.E.	APR. D.P.
1	11.01.13	MODIFICACION GENERAL POR CAMBIO DE TRAZADO	P.P.G.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
0	05.10.12	EMITIDO PARA CONSTRUCCION	L.P.B.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
B	07.09.12	EMITIDO PARA APROBACION	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
A	31.08.12	EMITIDO PARA COORDINACION INTERNA	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.

METRO S.A. GERENCIA DE PROYECTO LINEA 3		
NOMBRE PROYECTISTA	FECHA	FIRMA
SUBGERENCIA ODCO Y ARQUITECTURA	FECHA	FIRMA
GERENCIA DE ING. Y TECNOLOGIA	FECHA	FIRMA
NOMBRE CONTRATISTA	FECHA	FIRMA

METRO S.A.
INGENIERIA DE DETALLE - OBRAS CIVILES - PIQUES Y GALERIAS - LINEA 3

CONSORCIO ARA WORLEYPARSONS - ARCADIS

ARCADIS **ARA** **WorleyParsons**

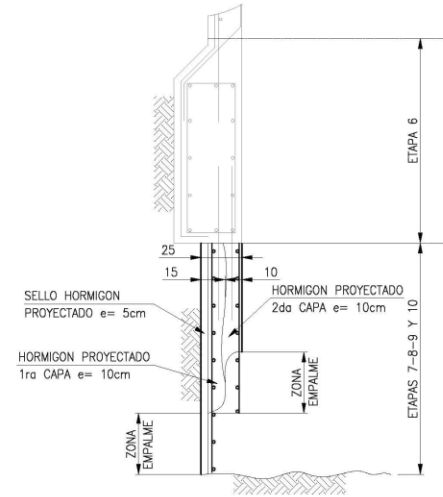
Especialidad: TUNELES | Contrato N°: 112150 | Plano N°: L3-ID-02-PLA-057-TU-902-R01

CONTENIDO: INGENIERIA DE DETALLE DE OBRAS CIVILES
PIQUE DE CONSTRUCCION EL CORTIJO
PIQUE - PLANO 1 DE 2
SECUENCIA CONSTRUCTIVA

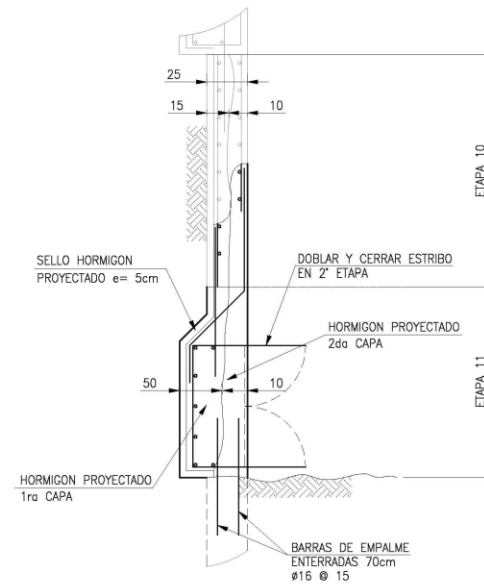
ESCALA	FECHA	REFERENCIA	REEMPLAZA A	REV
INDICADAS	31.08.2012		L3-ID-01-PLA-057-TU-901-ROC	△

SECUENCIA DE CONSTRUCCION PIQUE

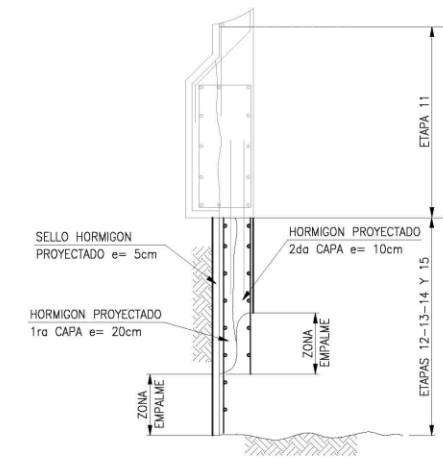
- ETAPAS 7-8-9 Y 10 (MANTO):
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPAS 3-4 Y 5.
 - EN ETAPA 12 Y 13 SE DEBERAN INSTALAR LOS PARAGUAS. VER DETALLE EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-057-TU-004.
- ETAPA 11 (ANILLO SUPERIOR 2):
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPA 6.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO CON CAPAS DE MAXIMO 15 cm DE ESPESOR HASTA COMPLETAR 50 cm.
- ETAPAS 12-13-14 Y 15 (MANTO):
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPAS 3-4 Y 5.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO EN 35 cm, SALVO EN ZONAS DEL OJO DE LA GALERIA QUE QUEDA CON UN ESPESOR DE 20cm.
- ETAPA 16 (ANILLO DE REFUERZO INTERMEDIO):
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN LA ETAPA 6.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO CON CAPAS DE MAXIMO DE 15cm DE ESPESOR HASTA COMPLETAR 50 cm.
- ETAPAS 17-18-19 (MANTO):
- REPETIR LOS PASOS DE REALIZADOS EN LAS ETAPAS 3-4 Y 5.
- ETAPA 20 (ANILLO DE FUNDACION):
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN LA ETAPA 16, SALVO QUE EN ESTE CASO NO SE DEBEN COLOCAR LAS BARRAS ENTERRADAS DE EMPALME PARA LA ETAPA SIGUIENTE.
- NOTA:
- EN LA ETAPA DE EJECUCION DEL ANILLO SUPERIOR, ANTES DE HORMIGONAR LOS PILARES DE REFUERZO VERTICAL, SE DEBERA EXCAVAR LOCAL Y ANTICIPADAMENTE UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 20 cm PARA LA INSTALACION DEL CONECTOR MACANICO.



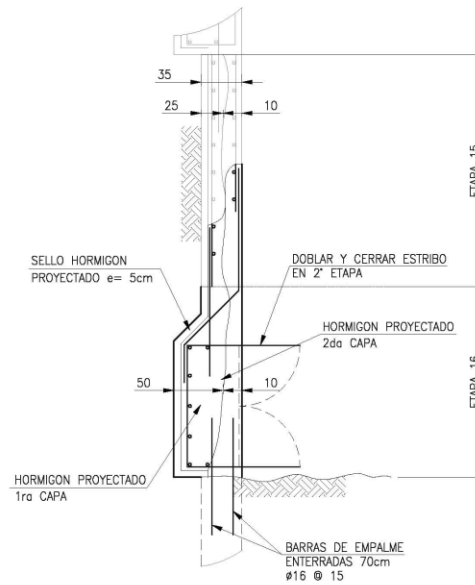
ETAPAS DE EXCAVACION 7-8-9 Y 10
ESC. 1 : 25



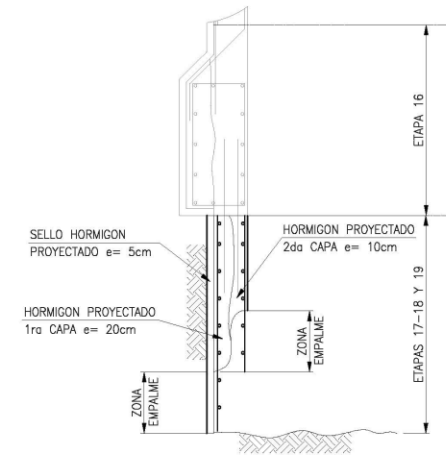
(ANILLO DE REFUERZO SUPERIOR 2)
ETAPA DE EXCAVACION 11
ESC. 1 : 25



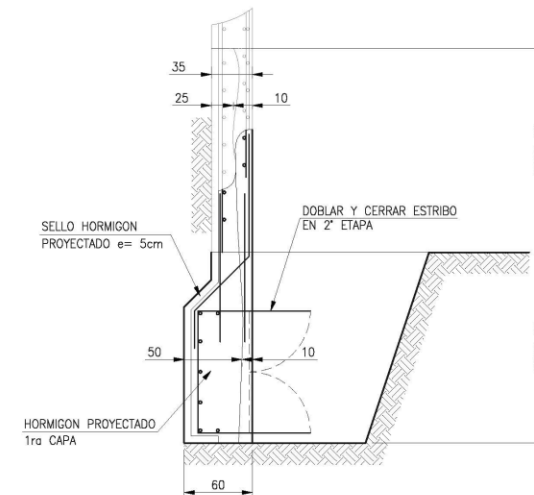
ETAPAS DE EXCAVACION 12-13-14 Y 15
ESC. 1 : 25



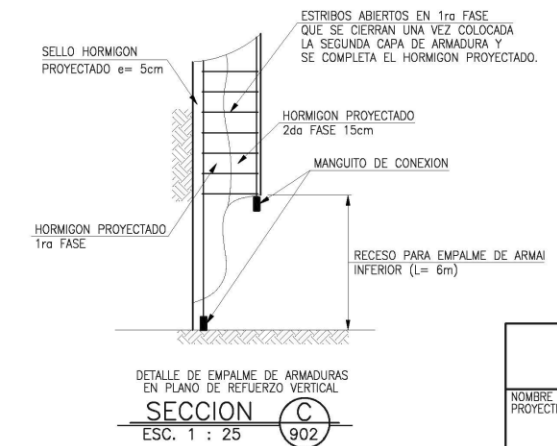
(ANILLO DE REFUERZO INTERMEDIO)
ETAPA DE EXCAVACION 16
ESC. 1 : 25



ETAPAS DE EXCAVACION 17-18 Y 19
ESC. 1 : 25



(ANILLO DE FUNDACION)
ETAPA DE EXCAVACION 20
ESC. 1 : 25



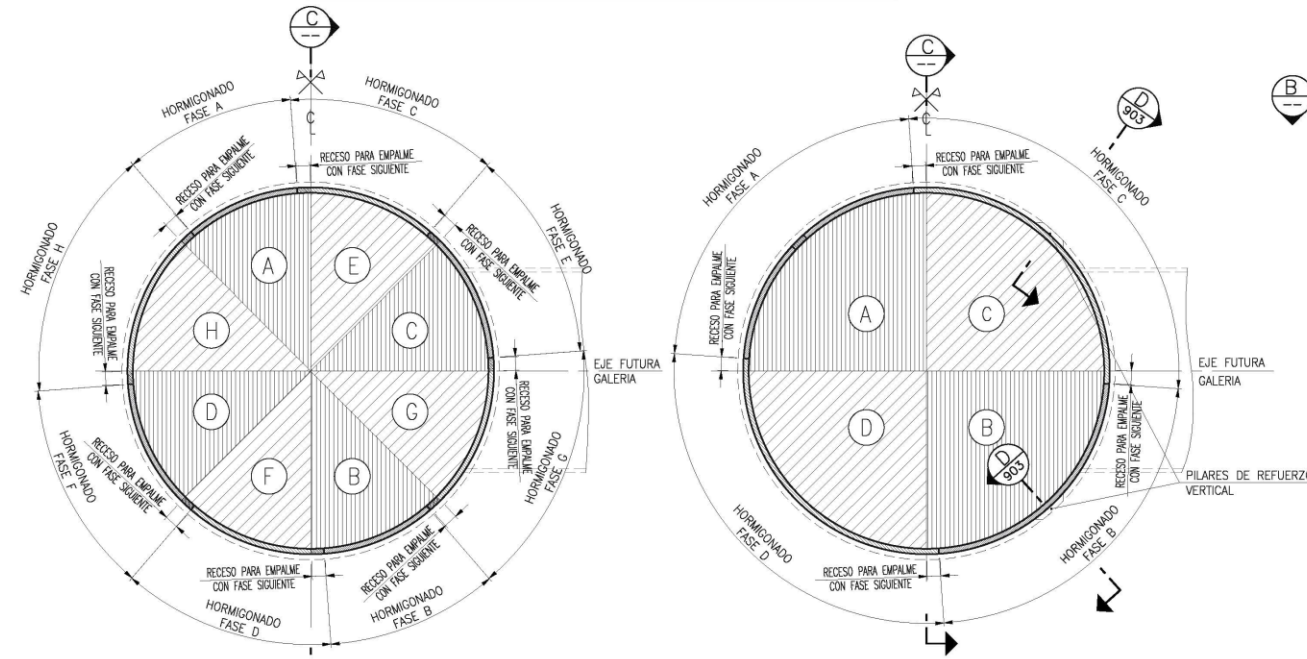
METRO S.A. GERENCIA DE PROYECTO LINEA 3		
NOMBRE PROYECTISTA	FECHA	FIRMA
SUBGERENCIA ODCO Y ARQUITECTURA	FECHA	FIRMA
GERENCIA DE ING. Y TECNOLOGIA	FECHA	FIRMA
NOMBRE CONTRATISTA	FECHA	FIRMA

- NOTAS:
- 1.- DIMENSIONES EN CENTIMETROS (S.I.C.)
 - 2.- VER NOTAS EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-057-TU-901.

REV	FECHA	DESCRIPCION	PROY.	CALC.	REV.	ASE.	APR. J.E.	APR. D.P.
1	11.01.13	MODIFICACION GENERAL POR CAMBIO DE TRAZADO	P.P.G.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
0	05.10.12	EMITIDO PARA CONSTRUCCION	L.P.B.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
B	07.09.12	EMITIDO PARA APROBACION	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
A	31.08.12	EMITIDO PARA COORDINACION INTERNA	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.

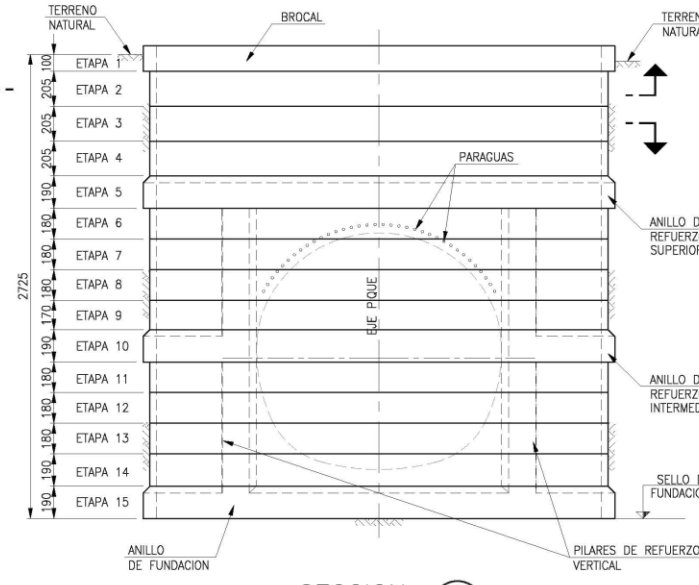
METRO S.A. INGENIERIA DE DETALLE - OBRAS CIVILES - PIQUES Y GALERIAS - LINEA 3			
CONSORCIO ARA WORLEYPARSONS - ARCADIS			
ARCADIS		ARA WorleyParsons	
Especialidad TUNELES	Contrato N° 112150	Plano N° L3-ID-02-PLA-057-TU-903-R01	
INGENIERIA DE DETALLE DE OBRAS CIVILES PIQUE DE CONSTRUCCION EL CORTIJO PIQUE - PLANO 2 DE 2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA			
ESCALA	FECHA	REFERENCIA	REEMPLAZA A
INDICADAS	31.08.2012		L3-ID-01-PLA-057-TU-902-R0C

SECUENCIA DE EXCAVACION Y SOSTENIMIENTO PIQUE



(SOLO ETAPA 2)
SECCION A
ESC. 1 : 250

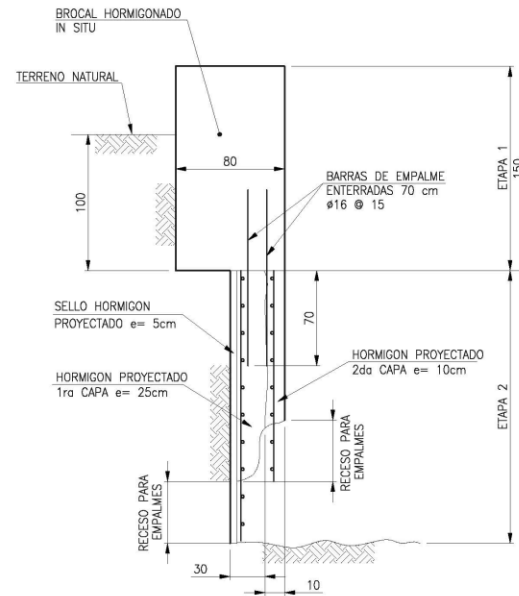
(ETAPAS 3 A 15)
SECCION B
ESC. 1 : 250



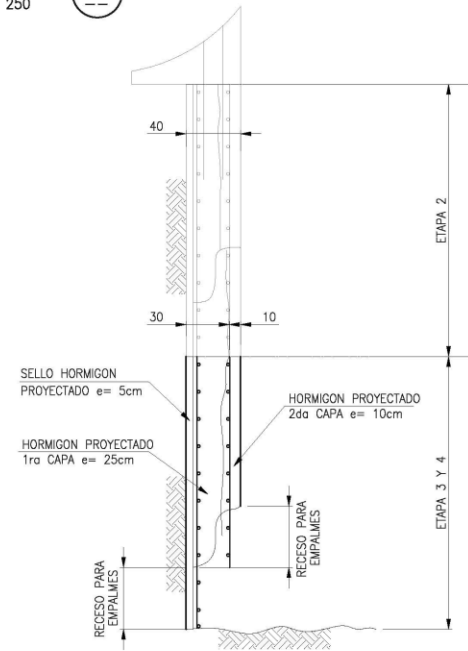
SECCION C
ESC. 1 : 200
NOTA: EN ETAPA 8 Y 9 SE DEBEN INSTALAR LOS PARAGUAS

SECUENCIA DE CONSTRUCCION PIQUE

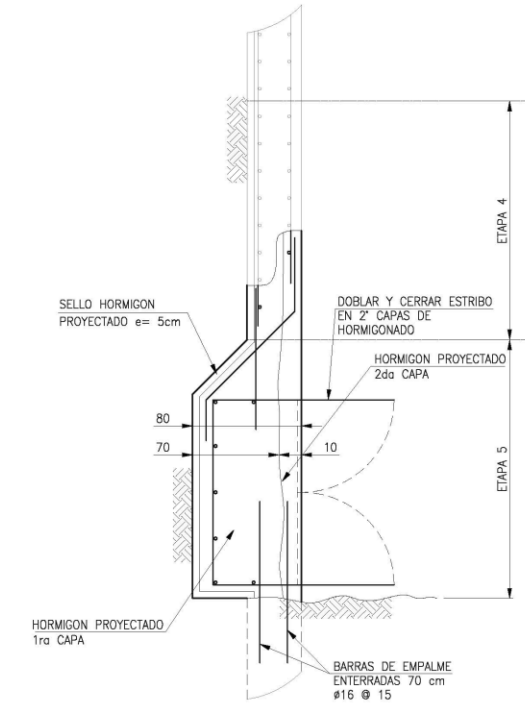
- ETAPA 1: (BROCAL)**
- EXCAVAR PRIMER BANCO DE 100 cm DE PROFUNDIDAD EN FORMA MASNA EN TODA EL AREA DEL PIQUE, COLOCAR ARMADURAS Y HORMIGONAR CONTRA TERRENO, EN CASO QUE EL SUELO SEA INESTABLE O DE MALA CALIDAD EXCAVAR EN TALUD Y HORMIGONAR CONTRA MOLDAJE. SE DEBERAN DEJAR BARRAS 16 @ 15 ENTERRADAS EN FORMA MANUAL A 70 cm EN EL SUELO PARA SU POSTERIOR EMPALME CON LA MALLA ELECTROSOLDADA DE LA ETAPA SIGUIENTE.
- ETAPA 2: (PRIMER ANILLO DEL MANTO)**
- SE PODRA INICIAR ESTA ETAPA SOLO CUANDO EL HORMIGON DEL BROCAL ALCANCE LA RESISTENCIA DE PROYECTO.
 - LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARAN EN OCTAVOS ALTERNADAMENTE, COMO SE MUESTRA EN LA SECCION A.
- 1' EXCAVAR BAJO EL NIVEL DE ETAPA 1, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D-E-F-G-H) SEGUN SE INDICA EN SECCION A Y EN PROFUNDIDAD SEGUN SE INDICA EN SECCION C.
 - 2' COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e=5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
 - 3' COLOCAR 1a MALLA ELECTROSOLDADA EMPALMADA CON ARMADURA ENTERRADA EN 1ra ETAPA Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO ESPESOR 25 cm, DEJANDO SIN HORMIGONAR Y DESCUBIERTA 1a MALLA EN 45 cm APROXIMADAMENTE PARA FUTURO EMPALME VERTICAL Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL.
 - 4' COLOCAR 2a MALLA ELECTROSOLDADA EMPALMADA CON ARMADURA ENTERRADA EN 1ra ETAPA Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR 40 cm DE ESPESOR, DEJANDO SIN CUBRIR PARTE DE LA MALLA PARA PERMITIR SU FUTURO EMPALME VERTICAL Y LATERAL (45 cm PARA MALLA, 90 cm PARA SUPLES Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL).
- ETAPAS 3 Y 4: (MANTO)**
- DESDE LA ETAPA 3 HASTA LA ETAPA 15, LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARAN POR CUARTOS Y ALTERNADAMENTE, COMO SE MUESTRA EN SECCION B. DE ACUERDO A LA SIGUIENTE SECUENCIA:
- 1' EXCAVAR BAJO EL NIVEL DE ETAPA 2, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D) SEGUN SE INDICA EN SECCION B Y EN PROFUNDIDAD SEGUN SE INDICA EN SECCION C.
 - 2' COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e=5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
 - 3' COLOCAR 1a MALLA ELECTROSOLDADA EMPALMADA CON MALLA SUPERIOR Y LATERAL Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR 25 cm DE ESPESOR, DEJANDO SIN HORMIGONAR Y DESCUBIERTA 1a MALLA EN 45 cm APROXIMADAMENTE PARA FUTURO EMPALME VERTICAL Y 30 cm PARA EMPALME LATERAL.
 - 4' COLOCAR 2a MALLA ELECTROSOLDADA EMPALMADA CON MALLA SUPERIOR Y LATERAL Y COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR 40 cm DE ESPESOR DEJANDO SIN CUBRIR PARTE DE LA MALLA PARA PERMITIR SU FUTURO EMPALME VERTICAL Y LATERAL.
- ETAPA 5: (ANILLO SUPERIOR)**
- LA EXCAVACION Y EL SOSTENIMIENTO SE EJECUTARA POR CUARTOS ALTERNADAMENTE, COMO SE MUESTRA EN SECCION B, DE ACUERDO A LA SIGUIENTE SECUENCIA:
- 1' EXCAVAR BAJO EL NIVEL DE ETAPA 4, EN FORMA ALTERNADA (A-B-C-D) SEGUN SE INDICA EN SECCION B Y EN PROFUNDIDAD SEGUN SE INDICA EN SECCION C.
 - 2' COLOCAR SELLO HORMIGON PROYECTADO e=5 cm. EVENTUALMENTE COLOCAR UN SISTEMA DE DRENAJE, CAPTAR Y ENTUBAR FILTRACIONES (VER DETALLE).
 - 3' COLOCAR BARRAS # 16 @ 15 ENTERRADAS EN FORMA MANUAL A 70 cm EN EL SUELO, PARA EMPALME VERTICAL.
 - 4' COLOCAR ARMADURAS EXTERNAS Y LOS ESTRIBOS ABIERTOS, COMPLETAR EL HORMIGON PROYECTADO CON CAPAS DE 15 cm MAXIMO, COMPLETAR 70 cm DE ESPESOR. COLOCAR HORMIGON PROYECTADO CON PITON EN ANGULO Y DISTANCIA APROPIADA DE MANERA DE MINIMIZAR LA SOMBRA DE LAS ARMADURAS.
 - 5' COLOCAR ARMADURAS INTERNAS Y BARRAS DOBLADAS PARA LA SIGUIENTE ETAPA, LOS ESTRIBOS SE DOBLAN Y CIERRAN PARA COLOCAR HORMIGON PROYECTADO HASTA COMPLETAR EL 2do CICLO DE ESPESOR 10 cm. COLOCAR HORMIGON PROYECTADO CON PITON EN ANGULO Y DISTANCIA APROPIADA DE MANERA DE MINIMIZAR LA SOMBRA DE LAS ARMADURAS.



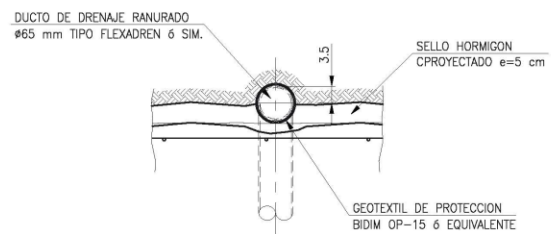
ETAPAS DE EXCAVACION 1 Y 2
ESC. 1 : 25



ETAPAS DE EXCAVACION 3 Y 4
ESC. 1 : 25



(ANILLO DE REFUERZO SUPERIOR)
ETAPA DE EXCAVACION 5
ESC. 1 : 25



DETALLE DE DRENAJE EVENTUAL
ESC. 1 : 5

- NOTAS:**
- 1.- DIMENSIONES EN CENTIMETROS (S.I.C.).
 - 2.- VER NOTAS EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-205-TU-905.

REV	FECHA	DESCRIPCION	PROY.	CALC.	REV.	ASE.	APR. J.E.	APR. D.P.
1	11.01.13	MODIFICACION GENERAL POR CAMBIO DE TRAZADO	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
0	05.10.12	EMITIDO PARA CONSTRUCCION	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
C	07.09.12	EMITIDO PARA APROBACION	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
B	13.07.12	EMITIDO PARA APROBACION	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
A	10.07.12	EMITIDO PARA COORDINACION INTERNA	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.

METRO S.A. GERENCIA DE PROYECTO LINEA 3		
NOMBRE PROYECTISTA	FECHA	FIRMA
SUBGERENCIA ODCO Y ARQUITECTURA	FECHA	FIRMA
GERENCIA DE ING. Y TECNOLOGIA	FECHA	FIRMA
NOMBRE CONTRATISTA	FECHA	FIRMA

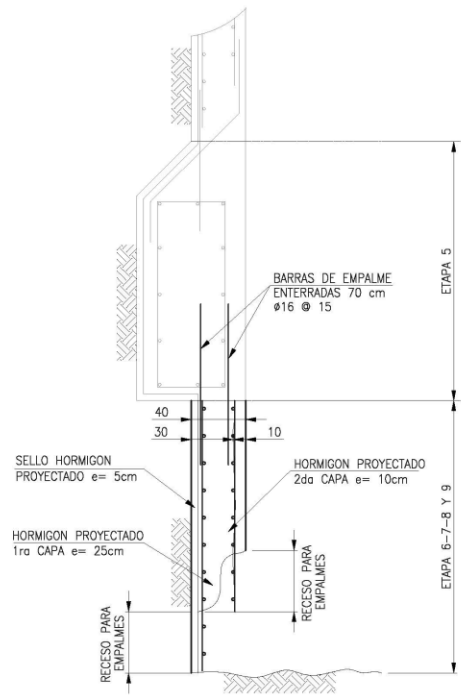
METRO S.A.
INGENIERIA DE DETALLE - OBRAS CIVILES - PIQUES Y GALERIAS - LINEA 3

CONSORCIO ARA WORLEYPARSONS - ARCADIS

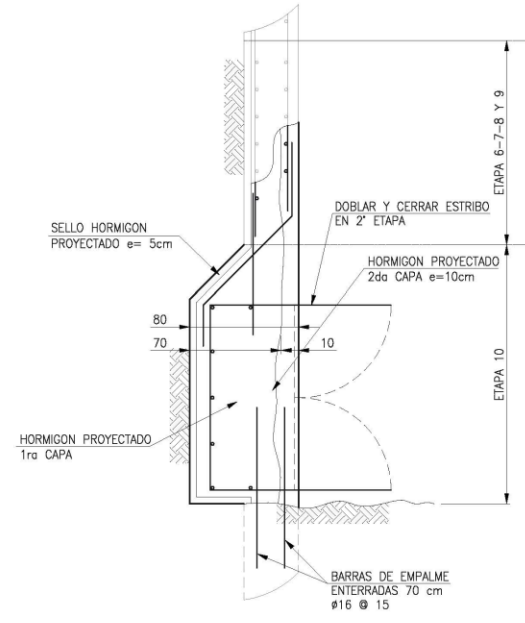
ARCADIS **ARA** **WorleyParsons**

Especialidad	Contrato N°	Plano N°
TUNELES	112150	L3-ID-02-PLA-205-TU-902-R01
CONTENIDO	INGENIERIA DE DETALLE DE OBRAS CIVILES ESTACION CONCHALI PIQUE - PLANTA Y ELEVACION SECUENCIA CONSTRUCTIVA	
ESCALA	FECHA	REFERENCIA
INDICADAS	10.07.2012	
REEMPLAZA A		REV
		△

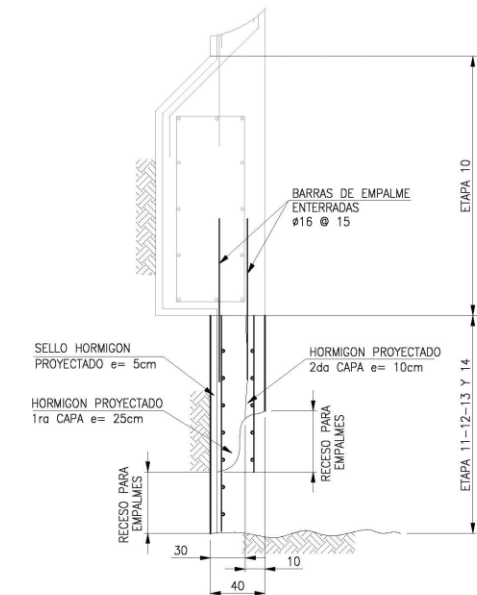
SECUENCIA DE CONSTRUCCION PIQUE (CONTINUACION)



ETAPAS DE EXCAVACION 6-7-8 Y 9
ESC. 1 : 25

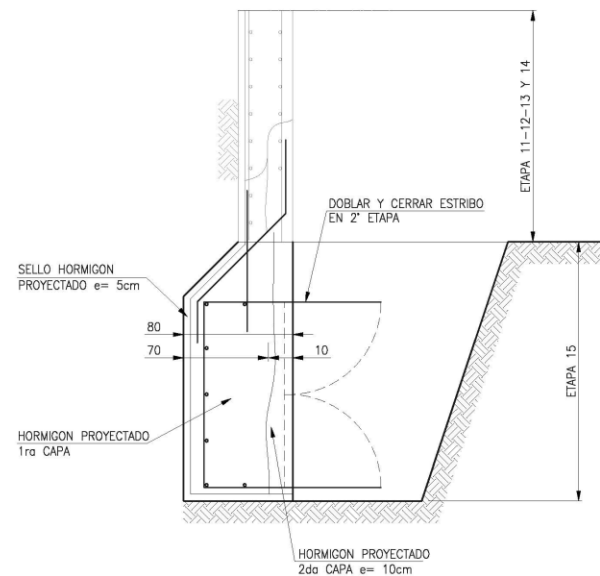


(ANILLO INTERMEDIO)
ETAPA DE EXCAVACION 10
ESC. 1 : 25

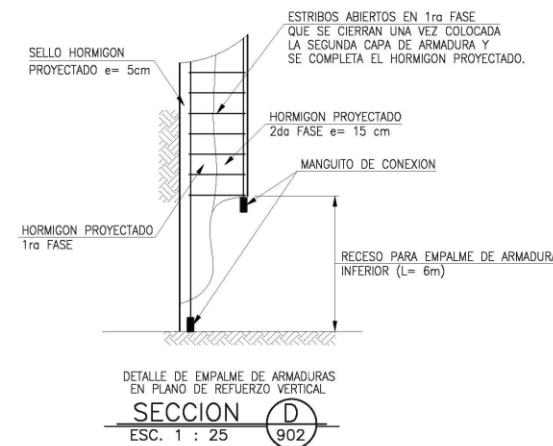


ETAPAS DE EXCAVACION 11-12-13 Y 14
ESC. 1 : 25

- ETAPAS 6-7-8 Y 9: (MANTO)
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPA 3 Y 4.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO EN 40 cm, SALVO EN ZONAS DEL OJO DE LA GALERIA QUE QUEDA CON UN ESPESOR DE 20 cm.
 - EN ETAPA 8 Y 9 SE DEBERAN INSTALAR LOS PARAGUAS, VER DETALLE EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-205-TU-004.
- ETAPA 10: (ANILLO DE REFUERZO INTERMEDIO)
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPA 5.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO CON CAPAS DE MAXIMO 15 cm DE ESPESOR, COMPLETAR 70 cm.
- ETAPAS 11-12-13 Y 14: (MANTO)
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN ETAPA 3 Y 4.
 - COMPLETAR HORMIGON PROYECTADO EN 40 cm, SALVO EN ZONAS DEL OJO DE LA GALERIA QUE QUEDA CON UN ESPESOR DE 20 cm.
- ETAPA 15: (ANILLO DE FUNDACION)
- REPETIR LOS PASOS REALIZADOS EN LA ETAPA 10, SALVO QUE EN ESTE CASO NO SE DEBEN COLOCAR LAS BARRAS ENTERRADAS DE EMPALME PARA LA ETAPA SIGUIENTE.
- NOTA:
- EN LA ETAPA DE EJECUCION DEL ANILLO SUPERIOR, ANTES DE HORMIGONAR LOS PILARES DE REFUERZO VERTICAL, SE DEBERA EXCAVAR LOCALMENTE UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 20 cm PARA LA INSTALACION DEL CONECTOR MECANICO.



(ANILLO DE FUNDACION)
ETAPA DE EXCAVACION 15
ESC. 1 : 25



- NOTAS:
- 1.- DIMENSIONES EN CENTIMETROS (S.I.C.).
 - 2.- VER NOTAS EN PLANO N° L3-ID-02-PLA-205-TU-905.

REV	FECHA	DESCRIPCION	PROY.	CALC.	REV.	ASE.	APR. J.E.	APR. D.P.
1	11.01.13	MODIFICACION GENERAL POR CAMBIO DE TRAZADO	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
0	05.10.12	EMITIDO PARA APROBACION	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
C	07.09.12	EMITIDO PARA APROBACION	J.H.V.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
B	13.07.12	EMITIDO PARA APROBACION	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.
A	10.07.12	EMITIDO PARA COORDINACION INTERNA	E.H.D.	E.G.G.	G.V.C.	N/A	G.R.T.	C.M.C.

METRO S.A. GERENCIA DE PROYECTO LINEA 3		
NOMBRE PROYECTISTA	FECHA	FIRMA
SUBGERENCIA ODOC Y ARQUITECTURA	FECHA	FIRMA
GERENCIA DE ING. Y TECNOLOGIA	FECHA	FIRMA
NOMBRE CONTRATISTA	FECHA	FIRMA

METRO S.A.
INGENIERIA DE DETALLE - OBRAS CIVILES - PIQUES Y GALERIAS - LINEA 3

CONSORCIO ARA WORLEYPARSONS - ARCADIS

ARCADIS **ARA** **WorleyParsons**

Especialidad: TUNELES | Contrato N°: 112150 | Plano N°: L3-ID-02-PLA-205-TU-903-R01

CONTENIDO: INGENIERIA DE DETALLE DE OBRAS CIVILES
ESTACION CONCHALI
PIQUE - DETALLES
SECUENCIA CONSTRUCTIVA

ESCALA	FECHA	REFERENCIA	REEMPLAZA A	REV
INDICADAS	10.07.2012			1