

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE) and was edited by Dr. Norma Patricia López Acosta, Eduardo Martínez Hernández and Alejandra L. Espinosa Santiago. The conference was held in Cancun, Mexico, on November 17-20, 2019.

Análisis de la distribución de empujes de suelos sobre estructuras de contención en excavaciones profundas

Sebastián LÓPEZ^{a,1} y Carola SANHUEZA^b

^a*Ecole des Ponts ParisTech, Paris, Francia and Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Universidad Católica del Maule, Talca, Chile.*

^b*Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.*

Resumen. Las estructuras de contención de suelo son ampliamente utilizadas en las obras de excavación, por lo que el conocimiento del comportamiento de las distribuciones de los empujes generados por el suelo es importante para el diseño y aseguramiento de dichas estructuras. En Chile, los empujes de suelo para el diseño de las estructuras de contención son consideradas de acuerdo con las normas NCh 3206 y NCh 433 además de la consideración de documentos técnicos como FHWA 99. El empleo de las disposiciones de estas normativas ha demostrado ser funcional y segura, sin embargo, resultados de modelaciones numéricas ponen en duda las formas y magnitudes de envolventes de empuje de suelo derivadas de la aplicación de métodos de cálculo de dichos documentos. Se presenta un análisis de las distribuciones de empujes de suelo sobre la estructura de contención de suelo en una excavación de 28 metros de profundidad compuesta de pilas de 1 metro de diámetro y anclada en 3 niveles. Esta tipología estructural, emplazada en los depósitos fluviales del río Mapocho en la ciudad de Santiago, es la más común en este tipo de suelo. Un modelo de elementos finitos fue desarrollado en PLAXIS 2D empleando la relación constitutiva Hardening Soil para capturar el comportamiento esfuerzo-deformación de la grava. Los parámetros del suelo fueron calibrados empleando resultados de ensayos triaxiales de gran escala realizados en la grava de Santiago y perfiles de deformación medidos con inclinómetros. Los resultados de análisis muestran la existencia de una correspondencia entre los resultados obtenidos con el modelo numérico y la aplicación de las disposiciones normativas en las etapas iniciales de construcción, sin embargo, se observan discrepancias al analizar las distribuciones de empujes cuando se profundiza en la excavación.

Palabras Clave. Empuje se suelos, estructuras de contención, pilas ancladas.

1. Introduction

El desarrollo actual a impuesto nuevos desafíos a la ingeniería de suelos en cuanto a la profundidad de las excavaciones asociadas a nuevos proyectos de construcción. En Chile se han observados cambios notorios en el nivel de profundidad alcanzado para nuevos proyectos, donde se pasó de niveles de sellos de excavación de entre 10m y 13m [1], a profundidades de 32 m, como lo es el caso del proyecto Territoria 300, donde se consideraron nueve niveles de subterráneos.

¹ Corresponding author, E-mail: slopezl@uc.cl.

Para la optimización de los espacios en el área de construcción don se requiere excavar, es necesario el empleo de estructuras de contención permanentes o temporales que aseguren la estabilidad de los cortes, sin embargo, el análisis y diseño de estas estructuras puede resultar complejo, debido a los variados factores involucrados en el comportamiento de los empujes generados por el suelo sobre dichas estructuras.

En la actualidad, unos de los sistemas más empleados en la ciudad de Santiago es el pilas ancladas en uno o más niveles [2]. Una de las características de estas estructuras, asociada a su proceso de construcción, es la variabilidad de la configuración estructuras, por lo que es necesario conocer las tensiones y deformaciones del suelo para evaluar la estabilidad global de la excavación. Para el análisis tensión deformación del suelo, es posible realizar mediciones directas in situ, es posible empleo de sistemas de medición como inclinómetros y celdas de presión, o de forma indirecta mediante el uso de análisis basados en métodos numéricos.

Otra forma de evaluar los empujes, es el empleo de modelos simplificados basados en equilibrio límite los cuales son a menudo recomendados por los estándares normativos, sin embargo, no hay suficientes datos empíricos para la validación de estos métodos simplificados en gravas densas como los suelos de Santiago o en excavaciones profundas mayores a 10 metros [3].

En el presente trabajo, se presenta un análisis de distintas teorías y métodos de calculo de empujes de suelo sobre estructuras de contención recomendadas por estándares normativos y se comparan con los resultados modelación numérica, para los suelos gravosos densos de Santiago. Para el caso de Chile se examinan las normas NCh 3206 [4] y NCh 433 [5], además se revisa como documento técnico FHWA-IF-99-015” [6], documento dirigido al diseño de estructuras de contención ancladas.

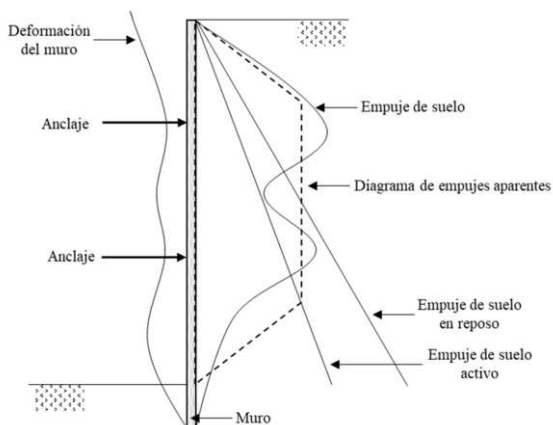


Figura 1. Empujes de suelo y deformaciones en muros anclados.

2. Estado del arte

2.1. Empujes de suelo sobre estructuras ancladas

La magnitud y distribución de los empujes de suelo sobre las estructuras de contención, varía significativamente con distintos métodos y secuencias de excavación y además con los distintos sistemas de refuerzo de estas estructuras. Para el caso de los sistemas de

pilas ancladas en uno o más niveles, la secuencia de excavación no es se realiza por etapas y en la instalación de los sistemas de arriostre se inducen esfuerzos en la masa de suelo al tensar los anclajes inducen comportamientos tensión-deformación en el muro que las teorías de cálculo de equilibrio limite [7-9], no son capaces de reproducir. Estudios respecto han sido presentados en FHWA-IF-99-015 [10].

Para los casos de diseño estático de pilas ancladas, la práctica para la representación de la distribución de empujes de suelos es a través de diagramas de empuje trapezoidal o uniforme, dependiendo del tipo y características del suelo, donde una de las primeras propuestas fue realizada por Terzaghi & Peck [9], asumiendo en sus recomendaciones que el suelo era homogéneo y que los empujes se desarrollaba como un problema de deformación plana. También asumió que los suelos granulares tenían un comportamiento drenado y para el casi de suelos finos, no drenados. Posteriormente se han realizados revisiones y han surgido nuevas recomendaciones [10-13].

La transferencia de carga entre el suelo y las pilas es controlada por el “*efecto arco*”, el cual consiste en una redistribución de las tensiones en el suelo debido a desplazamientos locales del suelo entre puntos estacionarios [14]. Para los suelos de Santiago, se han realizado estudios mediante análisis numéricos [15], considerando una excavación de 12 metros de profundidad. Los autores evaluaron la redistribución de empujes de suelo resultantes de la secuencia de construcción y calibraron un modelo de deformación plana equivalente para estudiar la respuesta dinámica del problema. Al convertir el modelo real a uno bidimensional equivalente. Es posible disminuir significativamente los tiempos de cálculo.

2.2. Documentos normativos y técnicos

Los documentos técnicos y/o normativos, contiene disposiciones dirigidas a la ejecución de las estructuras de contención de suelo y a un ordenamiento en cuanto a procedimientos de diseño, sin embargo, la aplicabilidad de estos documentos puede verse limitada si se consideran los avances técnicos en la práctica de la ingeniería.

NCh 3206 of 2010 [4], presenta bases de diseño para cortes de excavación con y sin estructuras de contención, indicando las directrices mínimas que conducen a diseños que aseguren la estabilidad de los cortes y la integridad de estructuras aledañas. A este respecto, la norma da indicaciones para el dimensionamiento, considerando aspectos como: empuje de suelos y su distribución, métodos de cálculo de estructuras, consideración de sobrecargas estáticas y/o dinámicas, entre otras. Este documento indica el empleo de distribuciones de empujes triangulares y rectangulares, representadas por la teorías clásicas de empujes de suelo [7-9], donde la condición mas desfavorable debe ser empleada para el dimensionamiento de los arriostramientos. Para el caso de dos o mas niveles de arriostramientos, indica el empleo de distribuciones uniformes en profundidad.

NCh 433 [5], es una norma chilena que contiene los criterios para el diseño sismo resistente de estructuras. Para el case de empujes de suelo, el documento entrega las directrices para el cálculo tanto dinámico como estático de estructuras de contención de subterráneos de edificios. Si bien las estructuras de muros de subterráneos presentan características diferentes a las estructuras de contención de suelos en base a pilas y/o pilotes, las disposiciones de este documento se incluyen por ser una referencia al uso de metodologías de cálculo para empujes de suelo sobre estructuras enterradas. Esta norma indica que los empujes sobre muros de subterráneos deben ser calculados para una condición de empujes en reposo.

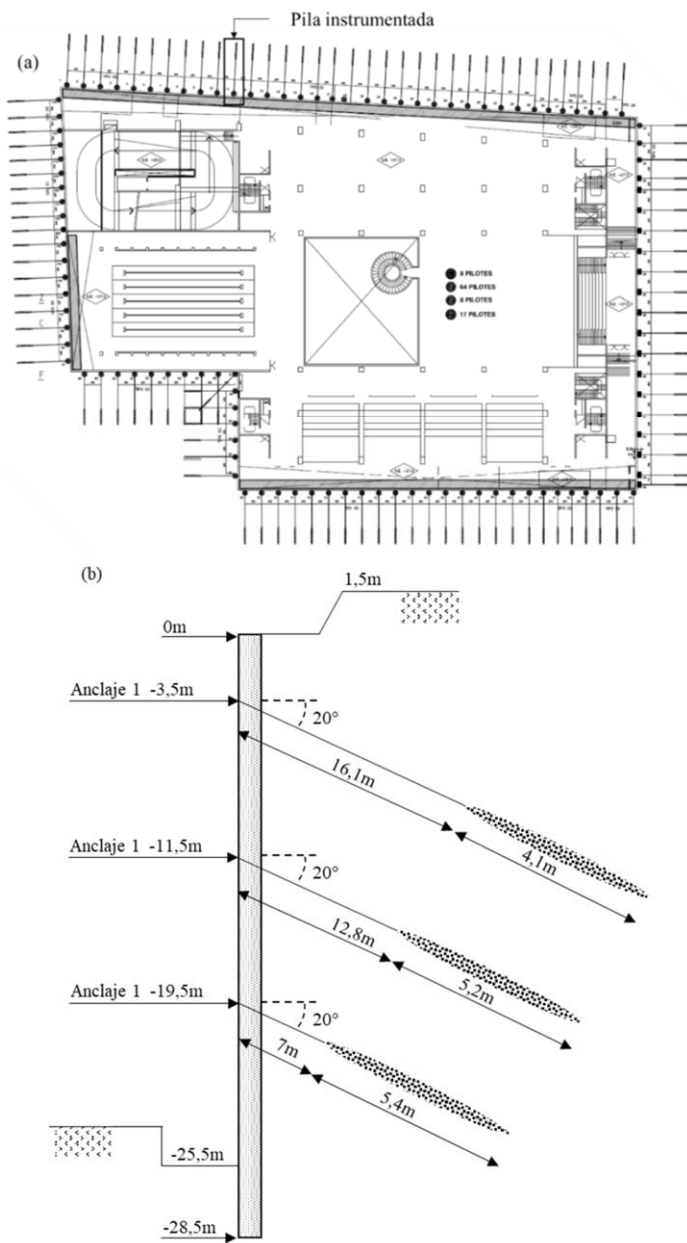


Figura 2. (a) Plano de Proyecto de excavación (b) Detalle de elevación de pila estudiada.

FHWA-IF-99-015 es un documento técnico no prescriptivo de Estados Unidos, cuyo propósito es la entrega de información sobre el estado de la técnica actual referente a anclajes y aplicaciones de estos en estructuras de suelos y otras estructuras que incorporan anclajes de sujeción. Este documento entrega información sobre los principios básicos de diseño y análisis, incluyendo temas como la selección de los empujes de suelo de diseño. En cuanto a empujes de suelo el documento contiene

disposiciones basadas en investigación realizada en terreno, laboratorio y especialmente en las investigaciones de Terzaghi & Peck [9], y las modificaciones realizadas posteriormente por investigadores como Henkel [16].

3. Caso de estudio

El edificio Beauchef Poniente, ubicado en la ciudad de Santiago ($33.458^{\circ}\text{S} - 70.664^{\circ}\text{O}$), es una estructura que fue proyectada con 6 niveles de subterráneos, los cuales alcanzan una profundidad de 28 metros, sumando en total 6200 metros cuadrados en áreas subterráneas. Para el soporte de los cortes de excavación, se emplearon 114 pilas de 1 metro de diámetro distanciadas a 2,95m de eje a eje y se anclaron hasta en tres niveles. El plano general de la superficie de construcción y la pila estudiada se muestra en la Figura 2.

La pila estudiada fue instrumentada con un sistema de inclinómetro para la medición de las deformaciones experimentadas en la etapa de excavación y los datos obtenidos para diferentes etapas fueron corregidos por error de sesgo usando técnicas estándar [17]. Se instrumentó con una inclinómetra MEM digital manufacturado por *RST Instrument*. Las lecturas del inclinómetros fueron recogidas cada 1 metro y hasta una profundidad de 27 metros [18].

El edificio se encuentra situado sobre un sedimento fluvial conocido como “Grava de Santiago”, el cual se encuentra compuesto de dos estratos conocidos como primera y segunda depositación del Mapocho, las cuales presentan un espesor de 22m y 6m respectivamente. La primera depositación es una grava arenosa densa ($\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 53^{\circ}$, $c = 24 \text{ kN/m}^2$, humedad natural de 4% a 6%). El estrato superior o segunda depositación corresponde a una grava densa con contenido de limos de baja plasticidad ($\gamma = 22.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 45^{\circ} - 53^{\circ}$, $c = 20 \text{ kN/m}^2$). El nivel freático está ubicado bajo los 50 metros de profundidad. Estos suelos han sido estudiados numerosas veces y características geotécnicas se encuentran bien documentadas [19-22].

Tabla 1. Secuencia de excavación.

Profundidad de excavación	Descripción de la etapa	
Etapa 1	0 m	Excavación y construcción de la pila.
Etapa 2	-4,5 m	Excavación de 4,5 m
Etapa 3	-4,5 m	Instalación de primera línea de anclajes ($z = -3,5 \text{ m}$, tensado a 1004 kN)
Etapa 4	-12,5 m	Excavación de 8 m
Etapa 5	-12,5 m	Instalación de primera línea de anclajes ($z = -11,5 \text{ m}$, tensado a 1297 kN)
Etapa 6	-20,5 m	Excavación de 8 m
Etapa 7	-20,5 m	Instalación de primera línea de anclajes ($z = -19,5 \text{ m}$, tensado a 1331 kN)
Etapa 8	-26 m	Excavación de 5 m, sello de excavación

3.1. Secuencia de excavación

La secuencia de excavación puede ser descrita en forma general en 8 etapas, en las cuales se consideran desde la construcción de la pila, el avance en las etapas de excavación instalación y tensado de anclajes y hasta el alcance del sello de excavación. Las etapas son descritas a continuación:

4. Modelos numéricos

Para evaluar la distribución de los empujes de suelo estáticos se desarrolló un modelo de elementos finitos de la excavación. La modelación fue realizada en el programa PLAXIS 2D y se incluyó la estratigrafía del suelo, las características estructurales de la pila estudiada, y los tres niveles de anclajes de acuerdo con las especificaciones técnicas del proyecto (Figura 2). La pila fue modelada usando elemento de viga 2D de sección rectangular con un momento de inercia equivalente al conjunto de pilas circulares espaciadas a 2,95 m de eje a eje. Los anclajes fueron modelados como elementos de cable y fueron tensados con cargas de $T01=1004$ kN, $T02=1297$ kN, and $T03=1331$ kN, por orden de ejecución respectivamente. La interacción entre el suelo y la pila fue modelada con elementos de interface del programa PLAXIS. La secuencia de construcción fue modelada de acuerdo con las etapas indicadas en Tabla 1.

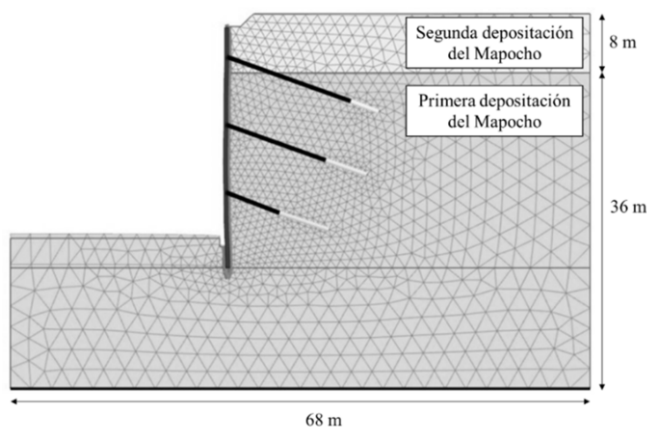


Figura 3. Modelo de elementos finitos y mallado en etapa 8.

Debido a que la excavación no experimenta grandes deformaciones, y representar la no linealidad de las deformaciones, se empleó el modelo constitutivo *Hardening Soil*, y para la calibración se emplearon resultados de ensayos triaxiales drenados gigantes isotrópicamente consolidados realizados en las gravas de Santiago para presiones de confinamiento de 22 kPa, 43 kPa, 68 kPa y 81 kPa. Los parámetros iniciales de la grava son mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros del suelo basados en mediciones de respuesta triaxial iniciales.

Parámetro	Parámetros iniciales		Parámetros finales	
	1ra depositación	2da depositación	1ra depositación	2da depositación
E_{50}^{ref}	136 MPa	45.5 MPa	160 MPa	45.5 MPa
E_{oed}^{ref}	110 MPa	36.4 MPa	128 MPa	36.4 MPa
E_{ur}^{ref}	409 MPa	137 MPa	480 MPa	137 MPa
c_{ref}	22.6 kPa	12.3 kPa	22.6 kPa	12.3 kPa
m	0.5	0.5	0.5	0.5
ϕ_p	53.3°	53.3°	53°	53°
Ψ	23.3°	23.3°	23°	23°
v_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2
R_f	0.9	0.9	0.9	0.9
$K_{0,NC}$	0.33	0.33	0.25	0.25

La modelación de la respuesta tensión deformación del suelo demuestra un buen ajuste con la respuesta medida (Figura 4), sin embargo, para lograr un mejor resultado en la calibración se procedió a ajustar los parámetros considerando las deformaciones medidas con los inclinómetros [18]. Esto implicó un incremento de los módulos de deformación iniciales y una reducción del coeficiente de empuje de suelos en reposo. Los parámetros finales son mostrados en la Tabla 2. Los perfiles de deformación de la pila medidos y comparados con las deformaciones obtenidas en la modelación con los parámetros ajustados son mostrados en la Figura 5.

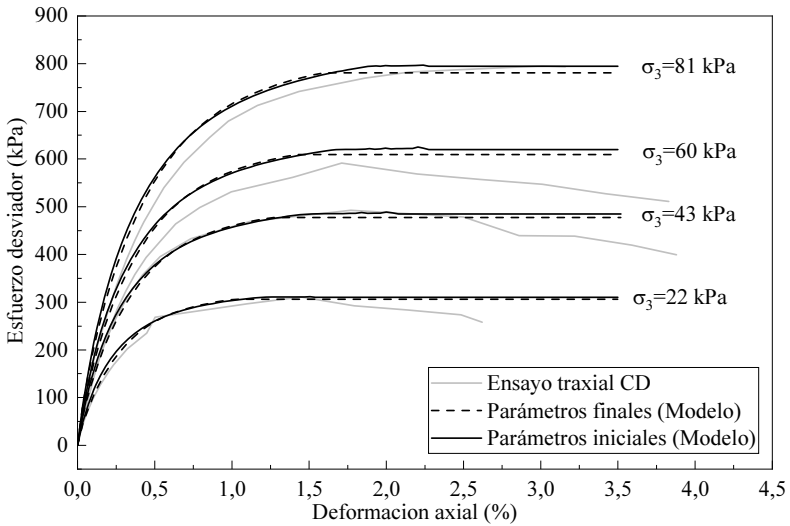


Figura 4. Comparación de respuesta tensión deformación en compresión triaxial medida y modelada empleando parámetros iniciales y finales.

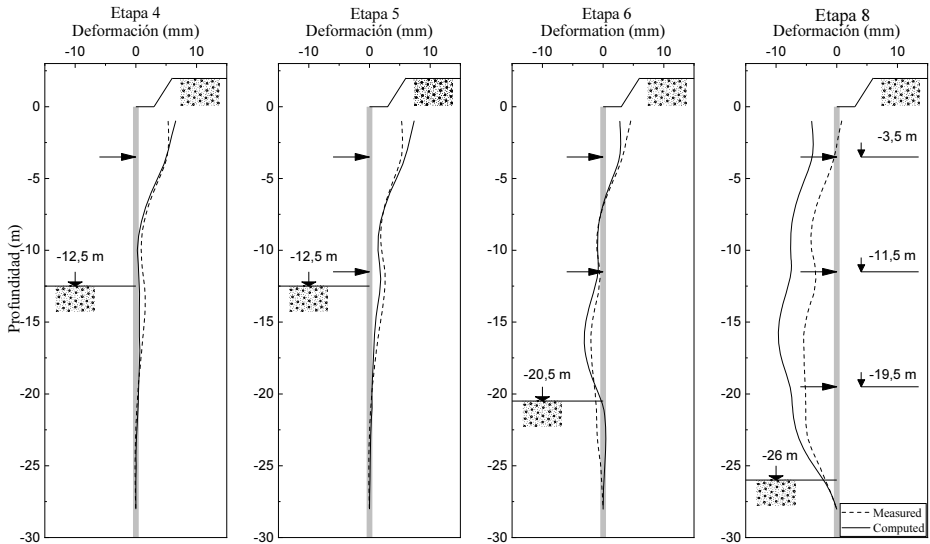


Figura 5. Comparación de perfiles de deformación medidos y modelados.

5. Análisis de resultados

Los empujes sobre la estructura de contención en la etapa considerada en voladizo (etapa 2), mostraron una distribución cercana a la forma triangular, con magnitud tendiente al aumento respecto de la profundidad, observándose una variación a la profundidad del sello de excavación. La magnitud de los empujes es mejor representada por el cálculo en condición de reposo (Figura 6a).

En la estructura con un nivel de anclaje (etapa 4), se observó que los modelos computacionales arrojaron un aumento en la magnitudes de empujes en el entorno de la zona de anclaje de acuerdo con lo indicado por FHWA-IF-99-015 [10], sin embargo se observó un aumento en la magnitud empujes a la profundidad del fondo de excavación la cual no es considerada por el diagrama propuesto por el mismo documento. Los diagramas de empujes triangulares no representan la distribución entregada por el modelo numérico, sin embargo, la magnitud de los empujes calculada en estado de reposo con teorías de equilibrio límite se ajusta al modelo numérico en el fondo de la excavación. Los diagramas rectangulares [9] se ajustan a las magnitudes de los empujes en el coronamiento y en el fondo de la excavación, pero subestiman el aumento de empuje en el entorno de la zona anclada (Figura 6b).

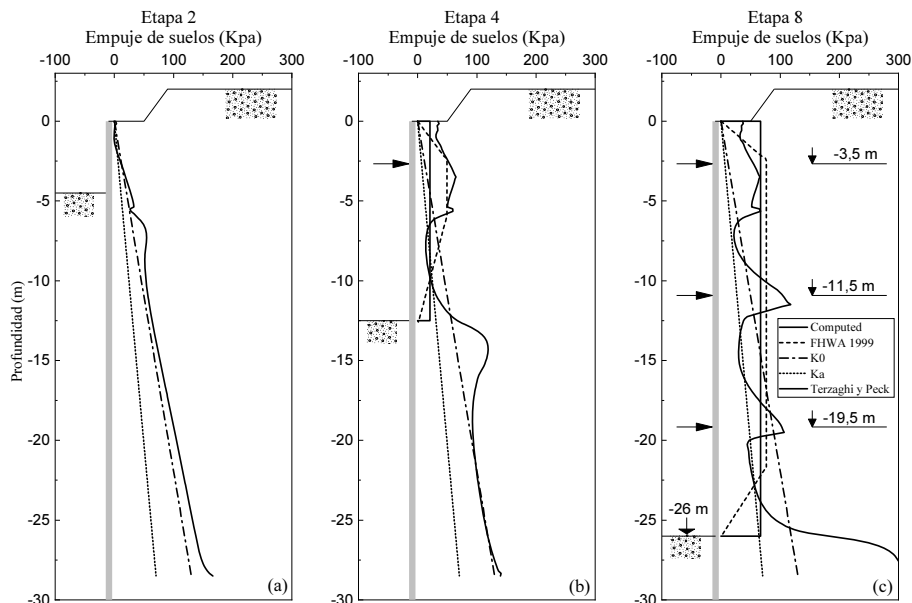


Figura 6. Diagramas de empujes de suelo sobre la estructura de contención calculados.

Para la estructura de contención con tres niveles de anclaje (etapa 8), los resultados de las modelaciones computacionales arrojaron máximas magnitudes de empujes a la profundidad del sello de excavación y en las zonas de anclajes. las magnitudes de empujes obtenidas por la aplicación de las teorías de equilibrio límite, normas y documentos técnicos, subestiman las magnitudes de resultados de cálculos mediante los modelos computacionales (Figura 6c). El diagrama de empujes rectangular [9], muestra considerar los empujes desarrollados en el coronamiento y en el fondo de la excavación sin embargo no considera la influencia del efecto arco vertical desarrollado por el tensado

de los anclajes. La distribución trapezoidal [10] se ajusta en la forma de la envolvente desarrollada por el arqueado vertical, sin embargo subestima los empujes en coronamiento y en el fondo de la excavación.

6. Conclusiones

En base a los resultados de la modelación numérica es posible concluir que, en una configuración de voladizo la magnitud y forma de la envolvente de empujes se ajustan a una condición de reposo.

La envolvente de empujes de suelo trapezoidal propuesta por FHWA-IF-99-015 [10] se acopla a la forma de la redistribución producto de arqueado en presencia de anclajes, pero no considera el aumento de empujes observado hacia la cota de sello de excavación. La distribución de empujes de suelo rectangular de Terzaghi y Peck [9] es más adecuada a las distribuciones observadas en los resultados de cálculos computacionales, al considerar la magnitud empujes observadas tanto en coronamiento como a profundidades de sello de excavación, sin embargo subestima las magnitudes en los contornos de las zonas ancladas.

Las normativas asociadas al cálculo de empujes de suelo analizadas no entregan lineamientos adecuados para el cálculo de las envolventes de empujes de suelo empleadas en suelos gravosos como los de Santiago.

Si bien la estructura de pila es considerada una estructura flexible, la magnitud de los empujes generados por el suelo y la acción de los anclajes como elemento arriostrante, la ajustan más al comportamiento de una estructura de contención de suelos rígida y a empujes en estado de reposo.

References

- [1] P. Ortigosa and A. Retamal, "Socializados y entibaciones en la grava de Santiago," *Rev. ONDAC*, 1994.
- [2] J. Arias, "Socializados de Edificios en la Grava de Santiago," 1984, p. 164.
- [3] S. Lopez, C. Sanhueza, and G. Candia, "ANCHORED PILES IN DEEP EXCAVATIONS: A CASE STUDY," in *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [4] INN, "NCh 3206 2010 'Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y Socializados.'" 2010.
- [5] INN, *NCh 433 Of 1996 Modificada en 2009 "Diseño Sísmico de Edificios."* Chile, 2009.
- [6] FHWA, *Geotechnical Engineering Circular No. 4*. Estados Unidos, 1999.
- [7] C. A. Coulomb, "Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture," *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.*, vol. 7, pp. 343–387, 1776.
- [8] W. L. Rankine, "On the stability of Loose Earth," 1856.
- [9] K. Terzaghi and R. B. Peck, *Soil mechanics in engineering practice*, 2nd ed. Wiley, 1967.
- [10] P. J. Sabatini, D. G. Pass, and R. C. Bachus, "GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 Ground Anchors and Anchored Systems," 1999.
- [11] G. P. Tschebotarioff, *Foundations Retaining and Earth Structures*, 2nd ed. McGraw-Hill, 1973.
- [12] H. Schnabel, *Tiebacks in foundation engineering and construction*. McGraw-Hill, 1982.
- [13] D. Winter, "Pacific First Center Performance of the Tieback Shoring Wall," in *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 1990, pp. 764–777.
- [14] P. J. Bosscher and D. H. Gray, "Soil Arching in Sandy Slopes," *J. Geotech. Eng.*, vol. 112, no. 6, pp. 626–645, 1986.
- [15] G. Pardo, E. Sáez, and C. Ledezma, "Seismic response of a pile-supported excavation on Santiago gravel," in *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013, vol. 2013, no. 232.
- [16] D. Henkel, "The Calculation of Earth Pressures in Open Cuts in Soft Clays," *Arup J.*, vol. 6, no. 4, pp. 13–15, 1971.

- [17] E. Mikkelsen, "Advances in inclinometer data analysis," in *Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, 2003.
- [18] M. Rozic, "Modelación e instrumentación de las pilas de entibación del proyecto Beauchef Poniente," Universidad de Chile, 2012.
- [19] I. Kort, H. Musante, and C. Fahrenkrog, "Mediciones en sitio de propiedades mecánicas de la grava para modelo de interacción y cimentación del Metro de Santiago," in *Proceedings 6° Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol. II*, 1979.
- [20] P. Ortigosa, H. Musante, and I. Kort, "Propiedades Mecánicas de la Grava de Santiago," in *1° Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, 1982, pp. 442–454.
- [21] I. Kort and H. Musante, "Ensayos triaxiales in-situ en la grava de Santiago," Santiago, 1978.
- [22] P. Ortigosa, H. Musante, and I. Kort, "Mechanical Properties of the Gravel of Santiago," in *X Congreso Mundial de Mecánica de Suelos*, 1981, pp. 442–454.