

Análisis numérico de los movimientos del suelo generados por la construcción de túneles en arcillas muy blandas

Juan M. Mayoral & Francisco A. Flores
Institute of Engineering, UNAM, Mexico city, Mexico



ABSTRACT

Construction of tunnels in urban zones induces ground settlements that can cause differential displacements on nearby structures. In this paper, a numerical study of the static performance of a tunnel built in very soft clay is presented. The data gathered from the instrumentation of a 4 m diameter sewer tunnel was used in this study. Ground movements induced by the shield tunneling throughout the soft clay was monitored by a number of bench marks and inclinometers. Soil properties were also established from typical triaxial compression, triaxial extension and consolidation tests. A parametric study was conducted using several constitutive laws to assess their prediction capabilities. 2D and 3D finite difference models of the tunnel were developed. Displacements due to tunneling were computed and compared with the data obtained from instrumentation. The computed soil movements were in good agreement with the measured responses.

RESUMEN

La construcción de túneles en zonas urbanas genera asentamientos que pueden provocar desplazamientos diferenciales en estructuras cercanas. En este trabajo se presenta un estudio numérico del comportamiento estático de un túnel construido en arcilla muy blanda. Los datos empleados en este estudio fueron obtenidos a partir de la instrumentación de un túnel de drenaje de 4 metros de diámetro. Los movimientos del suelo inducidos por el paso del escudo fueron monitoreados con bancos de nivel e inclinómetros. Las propiedades mecánicas del suelo se definieron mediante pruebas típicas de compresión y extensión triaxiales y de consolidación. Se realizó un estudio paramétrico utilizando varias leyes constitutivas evaluándose la capacidad predictiva de cada una de ellas. Se desarrollaron modelos de diferencias finitas bi y tridimensionales del túnel. Finalmente se calcularon los desplazamientos debidos a la excavación del túnel y se compararon con los datos obtenidos de la instrumentación, observándose una buena congruencia entre ambos.

1 INTRODUCCIÓN

La evaluación de los asentamientos provocados por la excavación de túneles en suelos nos permite prevenir daños en estructuras cercanas, especialmente en áreas urbanas densamente pobladas, como la ciudad de México. Es bien sabido que la magnitud de estos movimientos se ve afectada directamente por el procedimiento constructivo (Abel y Lee, 1973; Romo, 1984; Melis *et al.*, 2002), que es lo que origina los cambios en el estado de esfuerzos que ocurren en el frente y las paredes del túnel, antes y después de la colocación del revestimiento primario. Así pues, la predicción correcta de las deformaciones del suelo y sus correspondientes movimientos dependerán de la selección adecuada de las características esfuerzo-deformación-resistencia del suelo cercano al túnel (*i.e.* ley constitutiva) y de la distribución de los esfuerzos tridimensionales que se desarrollen en una sección determinada del túnel mientras la excavación se aproxime. Para modelar apropiadamente estas etapas de carga y recarga se deben realizar ensayos en muestras consolidadas anisotrópicamente, siguiendo una trayectoria de esfuerzos que se asemeje a las condiciones de campo durante las diferentes etapas constructivas, y poder determinar los parámetros del

suelo. Usualmente, en una prueba triaxial se modelan cuatro trayectorias de esfuerzos para cubrir todas las etapas: a) compresión por incremento del esfuerzo axial con confinamiento lateral constante; b) compresión por decremento del esfuerzo lateral con esfuerzo axial constante; c) extensión por incremento del esfuerzo lateral con esfuerzo axial constante, y d) extensión por decremento del esfuerzo axial con esfuerzo confinante constante. En particular, en este trabajo se presenta un estudio numérico del comportamiento de un túnel construido en arcilla muy blanda, de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Se utilizaron los datos recopilados de la instrumentación de un túnel de drenaje de 4 m de diámetro. Este colector es parte del sistema de alcantarillado que da servicio a la región sur de la ciudad de México (Fig. 1) y se construyó hace 27 años utilizando la técnica de escudo presurizado, en la llamada zona de Lago. Se desarrollaron modelos del túnel de diferencias finitas bi y tridimensionales. Con los análisis llevados a cabo se evaluó la capacidad predictiva de algunas de las leyes constitutivas más comunes. Se calcularon los desplazamientos verticales y horizontales debidos a la construcción del túnel y se compararon con los datos obtenidos de los bancos de nivel y de los inclinómetros. Se encontró una buena aproximación de los movimientos del suelo calculados

con la respuesta medida. Con este estudio numérico se mejoró en el conocimiento del comportamiento estático de este tipo de estructuras subterráneas.

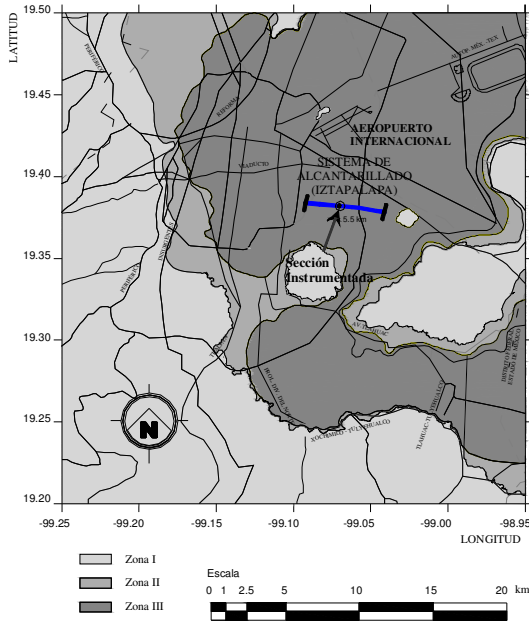


Figura 1. Localización del proyecto y zonificación geotécnica de la ciudad de México

2 INSTRUMENTACIÓN DEL TÚNEL

Como se mencionó previamente, se recopilaron datos de campo durante la excavación de un túnel del sistema de drenaje de la ciudad de México. Para la construcción del túnel, se empleó la técnica de escudo presurizado con una profundidad promedio del eje de 13.0 m. El diámetro del escudo fue de 4 m. En el revestimiento primario del túnel se emplearon dovelas precoladas de 0.75 m de ancho y 0.25 m de espesor. Cada anillo consta de cuatro dovelas más la clave. Se realizaron inyecciones simultáneamente a la colocación del revestimiento, para rellenar los vacíos entre los anillos y las paredes del túnel. Para evaluar las capacidades de la técnica de escudo presurizado en arcillas muy blandas se colocaron estaciones de monitoreo, incluyendo bancos de nivel superficiales y profundos, inclinómetros y piezómetros. En este trabajo, se incluyen únicamente las mediciones de los movimientos del suelo en dos estaciones instrumentadas (secciones A y B de la Figura 3).

2.1 Sección de prueba

Las condiciones del subsuelo de las estaciones instrumentadas se presentan en la Figura 2. En esta figura también se incluyen los perfiles de contenido de agua natural y de resistencia de punta del cono. Cabe resaltar que las altas resistencias a la penetración coinciden con lentes de suelos no plásticos y contenidos de agua bajos (Romo, 1985). Para fines comparativos, en la Figura 2 se presentan las resistencias obtenidas de

muestras de suelo ensayadas en el laboratorio utilizando diversos procedimientos.

El esquema de la localización de los bancos de nivel y de los inclinómetros instalados en las secciones de prueba A y B se muestran en la Figura 3. La instrumentación consistió de 28 bancos de nivel distribuidos en dos líneas de medición; 10 de ellos se colocaron en la superficie del terreno, otros 10 a una profundidad de 5.0 m y los 8 restantes a una profundidad de 10.15 m. Se instalaron en total 8 inclinómetros distribuidos en dos líneas de medición; dos se colocaron coincidiendo con el eje vertical del túnel, a una profundidad de 10.15 m; los seis restantes se localizaron a diferentes distancias de la superficie hasta una profundidad de 17.0 m. Todos los bancos de nivel e inclinómetros se colocaron antes de que la excavación del túnel alcanzara las estaciones instrumentadas. El monitoreo comenzó inmediatamente después de la instalación y prosiguió durante varios meses hasta que los movimientos del suelo se estabilizaron (i.e. movimientos de magnitud despreciable dentro de un periodo de un mes), lo que ocurrió entre ocho y nueve meses después de la excavación del túnel. Debe resaltarse que la presión de las inyecciones de concreto en la estación instrumentada fue mayor que la carga del suelo sobre el túnel, lo que causó un desplazamiento radial hacia afuera de la pared del túnel de aproximadamente dos centímetros (Romo, 1985).

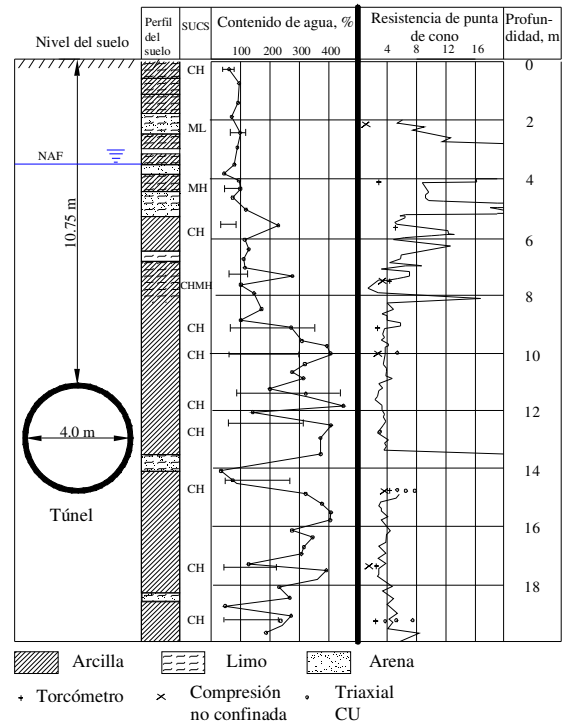


Figura 2. Características del subsuelo en las secciones de prueba A y B (modificado de Romo, 1995)

3 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

El modelado apropiado de la excavación del túnel requiere del conocimiento tanto de las características de esfuerzo-deformación-resistencia de los materiales que integran el depósito de suelo, como de la compresibilidad del suelo cercano al túnel en estado remodelado e inalterado. Como se mencionó previamente, las características esfuerzo-deformación-resistencia de arcillas consolidadas anisotrópicamente dependen de la variación en las rutas de las trayectorias de esfuerzos que tomen éstas durante las etapas constructivas. Este aspecto se tomó en cuenta al definir el programa de ensayos en el laboratorio. Se realizaron pruebas triaxiales de extensión y compresión en muestras consolidadas anisotrópicamente obtenidas de un sondeo ubicado entre las estaciones instrumentadas; esto para evaluar los parámetros de rigidez y de resistencia representativos del sitio. Se llevaron a cabo pruebas con odómetro en muestras equivalentes remodeladas e inalteradas para evaluar los cambios en la compresibilidad del suelo por remodelado. En la Figura 4 se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación (normalizadas con respecto al esfuerzo desviador de consolidación, σ_{dc}), obtenidas de muestras consolidadas anisotrópicamente. Como puede verse, las muestras se llevaron a la falla siguiendo trayectorias de esfuerzos de compresión (manteniendo constante el esfuerzo axial y disminuyendo el esfuerzo lateral) y de extensión (manteniendo constante el esfuerzo lateral y disminuyendo el esfuerzo axial).

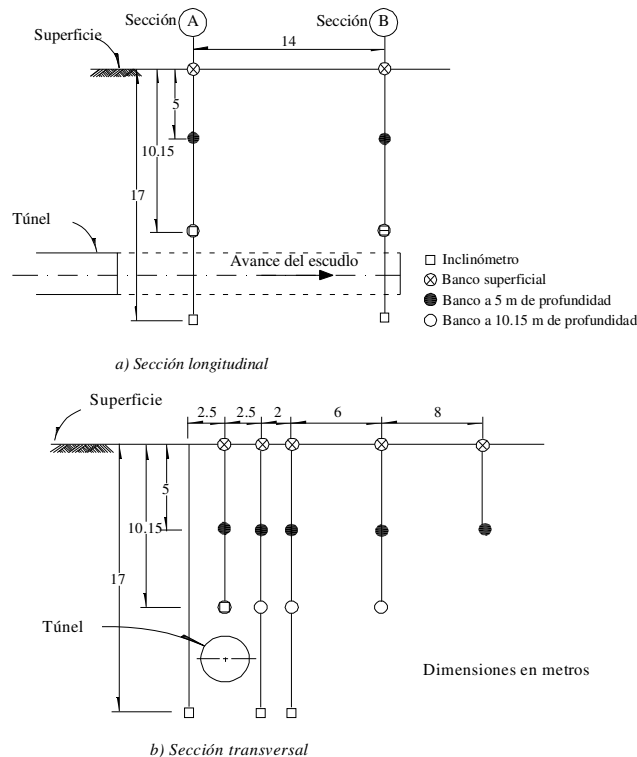


Figura 3. Representación esquemática de la instrumentación (modificado de Romo, 1985)

En la Figura 5 se muestra el efecto típico del remodelado en la compresibilidad de las arcillas de la ciudad de México. Aquí puede observarse que si el suelo está normalmente consolidado se produce un cambio en la relación de vacíos, Δe , de aproximadamente 1.3. Esto muestra qué tan importante puede ser el asentamiento por consolidación, y por lo tanto, la importancia que tiene el mantener una observación estricta en la ejecución correcta de las diferentes etapas constructivas de un túnel.

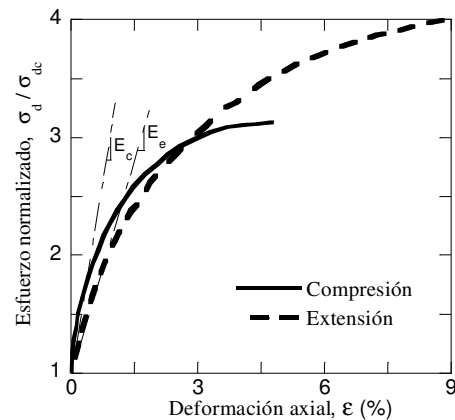


Figura 4. Curvas de esfuerzo-deformación típicas de arcillas de la ciudad de México (modificado de Romo, 1985)

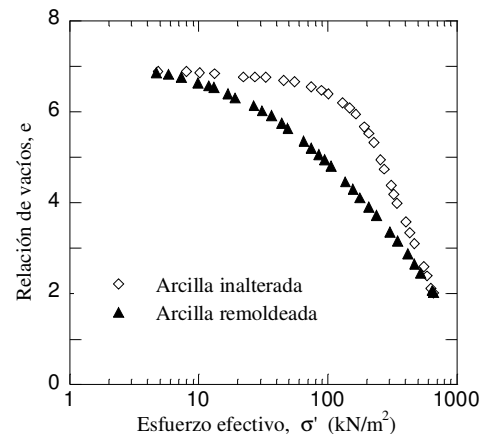


Figura 5. Efecto del remodelado en la compresibilidad de arcillas de la ciudad de México (modificado de Romo, 1985)

4 SIMULACIÓN NUMÉRICA

4.1 Modelo bidimensional de diferencias finitas

Para simular la respuesta del túnel se desarrolló un modelo bidimensional de diferencias finitas con el programa FLAC2D (Itasca, 2005). Se empleó una malla de 30 metros de alto y 50 metros de ancho, con zonas rectangulares distribuidas como se muestra en la Figura 6. Se consideraron cuatro de las leyes constitutivas más comúnmente empleadas en arcillas para evaluar su aplicabilidad para representar el comportamiento de este

tipo de arcillas. De estos modelos bidimensionales se seleccionó el que mejor representara el comportamiento de la arcilla blanda encontrada en el sitio, el cual, posteriormente fue empleado en el modelo tridimensional. Las leyes constitutivas utilizadas, incluyen a los modelos Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam clay modificado e hiperbólico. Los parámetros para estos modelos se resumen en las Tablas 1 y 2.

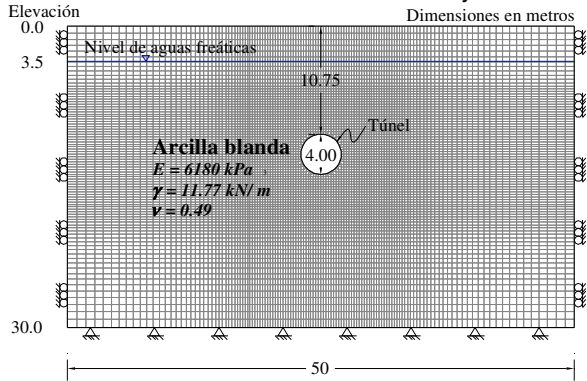


Figura 6. Modelo bidimensional de diferencias finitas

Tabla 1. Parámetros de las leyes constitutivas usadas.

Modelo	Propiedades	Parámetro	Valor	Unidades
Mohr-Coulomb	Cohesión	c	73.56	kPa
	Fricción	ϕ	0	°
Drucker-Prager	Parámetro del material	q_ϕ	0	-
	Parámetro del material	k_ϕ	84.94	kPa
Hiperbólico	Fluencia	$Y = (\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$	147.1	kPa
	Módulo de Young inicial	E_i	6180	kPa

Presión en el frente del túnel, $p_t = 88.29$ kPa
 Relación de Poisson, $\nu = 0.49$
 Peso volumétrico, $\gamma = 11.77$ kN/m³
 Módulo de rigidez al cortante (compresión), $G_c = 1547$ kPa
 Módulo de rigidez al cortante (extensión), $G_e = 2930$ kPa
 Módulo de compresibilidad (compresión), $K_c = 76845$ kPa
 Módulo de compresibilidad (extensión), $K_e = 145515$ kPa

De acuerdo con las observaciones en campo, el nivel freático se encontró a 3.5 m por debajo de la superficie del terreno. Para cada modelo constitutivo se siguieron las etapas de simulación que se describen a continuación. En la primera etapa, se calcularon los esfuerzos efectivos iniciales, posteriormente se eliminó el suelo correspondiente al túnel y se aplicó un incremento de desplazamientos radiales hasta que se alcanzó un valor final de 2 cm. Esto se realizó para simular que durante la construcción del túnel, la presión de las inyecciones en la estación instrumentada fue mayor que la carga del suelo sobre el túnel, lo que causó un desplazamiento radial hacia afuera de aproximadamente esa magnitud, como se señaló previamente. Posterior a esta etapa, se aplicó una presión radial interna de 88.29 kPa, para simular el efecto de la presión del escudo. Los resultados obtenidos de los modelos bidimensionales se compararon con las secciones de control A y B (Fig.3).

Para tomar en cuenta la trayectoria de esfuerzos real en las simulaciones de diferencias finitas, la masa de suelo se dividió en dos zonas con una línea a 45° del centro del túnel (Fig. 7). Arriba de esta línea, se asignaron las propiedades del suelo de acuerdo con los resultados de la prueba de extensión triaxial, y debajo la línea se asignó los resultados de las pruebas de compresión triaxial. Este es un enfoque práctico, una descripción más detallada de las trayectorias de esfuerzos en la masa de suelo que rodea al túnel se puede revisar en Ng y Lo (1985). En la siguiente sección se incluye una breve descripción de la determinación de los parámetros de cada ley constitutiva.

Tabla 2. Parámetros del modelo Cam clay modificado.

Propiedad	Parámetro	Valor		Unidades
		Inalterado	Remoldeado	
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	k	0.136	0.3110	-
Índice de compresión	C_r	7.1	3.44	-
Pendiente de la línea de compresibilidad normal	λ	3.09	1.49	-
Presión de preconsolidación	p_c	160	40	kPa
Relación de vacíos	e	15	8.4	-
Parámetro del material	M	2.85	2.55	-
Parámetro del material	Γ	13.96	8.58	-
Volumen específico a la presión de referencia	v_f	16	9.4	-

Presión de referencia, $p_f = 10$ kPa
 Resistencia no drenada, $c_u = 73.56$ kPa

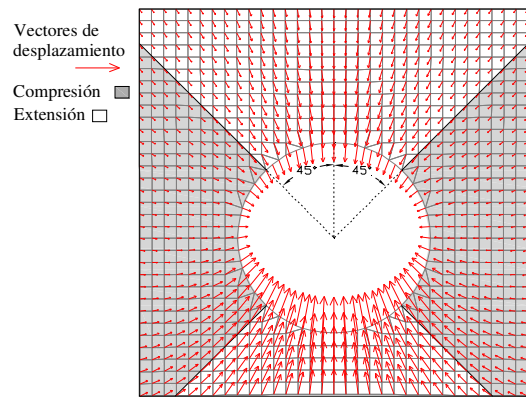


Figura 7. Propiedades asignadas de acuerdo a las pruebas de extensión y compresión triaxial

4.1.1 Modelo Mohr-Coulomb

Este modelo toma en cuenta las deformaciones plásticas considerando un comportamiento bilineal del suelo definido por los parámetros de resistencia de cohesión, c , y ángulo de fricción interna, ϕ . En la rama elástica, el módulo de compresibilidad volumétrica, K , y el módulo

de rigidez al cortante, G , se consideran constantes. Los parámetros K y G se determinaron en función del módulo de Young, E , obtenido de las pruebas triaxiales de compresión y extensión (Fig. 4), y de la relación de Poisson, ν , usando las ecuaciones 1 y 2. La cohesión del material se definió como el promedio de la resistencia no drenada, c_u , de la arcilla y el ángulo de fricción interna se consideró de magnitud despreciable.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad [1]$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [2]$$

4.1.2 Modelo Drucker-Prager

Este modelo está dado por dos variables, el esfuerzo cortante, τ , y el esfuerzo normal medio, σ . La resistencia del material se define como el valor máximo del esfuerzo normal medio, $\sigma_{m\acute{a}x}$, y se define en función de los parámetros k_ϕ y q_ϕ del material, como lo indica la ecuación 3.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{k_\phi}{q_\phi} \quad [3]$$

donde los parámetros k_ϕ y q_ϕ pueden relacionarse con la cohesión y el ángulo de fricción interna del modelo Mohr-Coulomb de la siguiente forma:

$$q_\phi = \frac{6}{\sqrt{3}(3-\text{sen}\phi)} \text{sen}\phi \quad [4]$$

$$k_\phi = \frac{6}{\sqrt{3}(3-\text{sen}\phi)} c \cos\phi \quad [5]$$

Igual que en el criterio de Mohr-Coulomb, en el rango elástico, el módulo de compresibilidad volumétrica, K , y el módulo de rigidez al cortante, G , se consideran constantes. Para el caso donde $\phi = 0$ las ecuaciones 4 y 5 se pueden simplificar de la siguiente forma:

$$q_\phi = 0 \quad [6]$$

$$k_\phi = \frac{2}{\sqrt{3}} c \quad [7]$$

4.1.3 Modelo hiperbólico

Este modelo sigue un criterio de falla no lineal hiperbólico de la forma:

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_i}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_i}{Y}} \quad [8]$$

donde σ_d es el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), ε_i es la deformación axial, Y es el esfuerzo desviador máximo y E_i es el módulo de Young para $\sigma_d = 0$.

4.1.4 Modelo Cam clay modificado

Este modelo se basa en la teoría de la elasticidad no lineal acoplada con un comportamiento de reblandecimiento-endurecimiento expresado como una

función de la deformación plástica volumétrica. La superficie de fluencia que corresponde a un valor de presión de consolidación, p_c , es de la forma:

$$f = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad [9]$$

donde M es una constante del material. Para la condición de fluencia $\phi = 0$, la trayectoria de esfuerzos normales medios p , versus el esfuerzo desviador q esta representado por una elipse. La constante M es la relación de q/p_{cr} , en la línea del estado crítico. Este valor puede determinarse de una serie de pruebas triaxiales (drenadas o no drenadas con medición de presión de poro). Sin embargo, este valor también puede obtenerse a partir de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, c_u , utilizando la ecuación 10.

$$c_u = \frac{M p_1}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v_{cr}}{\lambda}\right) \quad [10]$$

donde Γ es el volumen específico en el estado crítico, que está dado por un valor de presión de referencia p_1 y su correspondiente volumen específico, v_{cr} . Γ puede calcularse con la ecuación 11. El volumen específico inicial, v_0 y el módulo de compresibilidad inicial, K , están dados para una presión p_0 (Fig. 8).

$$\Gamma = v_\lambda - (\lambda - k) \times \ln(2) \quad [11]$$

donde λ y k son las pendientes de las ramas normalmente consolidada y de preconsolidación respectivamente, en el plano ($\ln p$ vs v). Estos parámetros pueden obtenerse de pruebas de odómetro. El parámetro λ puede calcularse si se conoce el índice de compresión, C_c . Este parámetro puede estimarse de la curva de relación de vacíos e contra $\log_{10} \sigma_v$.

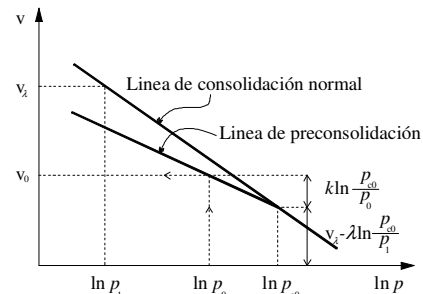


Figura 8. Determinación del volumen específico inicial (modificado de Itasca, 2009)

Por otro lado, se puede obtener una aproximación del valor de k por medio del índice de compresión, en la rama de preconsolidación, C_s , usando las ecuaciones 12 y 13.

$$\lambda = C_c / \ln(10) \quad [12]$$

$$k \approx C_s / \ln(10) \quad [13]$$

Los parámetros K y G varían de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{v p}{k} \quad [14]$$

$$G = \frac{3 \left(\frac{vp}{\kappa} \right) (1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad [15]$$

donde ν es el volumen específico, p es el esfuerzo medio, y k ya fue definida anteriormente.

4.1.4.1 Determinación de parámetros

Los parámetros del modelo Cam clay modificado se calcularon siguiendo un proceso de optimización basado en prueba y error, donde se compararon los resultados de las pruebas de odómetro realizadas en pruebas de material tanto inalterado como remoldeado (Fig. 5) hasta que la discrepancia entre las respuestas medidas y calculadas fuese mínima. El parámetro M se obtuvo usando la ecuación 10. Se simuló la prueba de odómetro con un modelo axi-simétrico de diferencias finitas, como se muestra en la Figura 9. Como parte de las condiciones de frontera, el movimiento horizontal del suelo se restringió en los bordes de la muestra virtual. Los nodos de la base se restringieron también en la dirección vertical (Fig. 9). Se aplicaron incrementos graduales de desplazamientos a la muestra virtual y se obtuvieron los esfuerzos y los cambios volumétricos.

En la Figura 10 se presenta una comparación entre los resultados de la última iteración del modelo numérico (i.e. error mínimo) y la respuesta medida. Los parámetros correspondientes al modelo Cam clay modificado obtenidos de muestras inalteradas y remoldeadas se resumen en la Tabla 2.

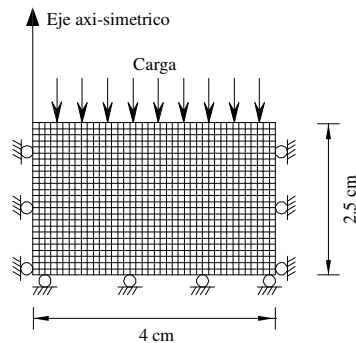


Figura 9. Condiciones de frontera para la prueba de odómetro

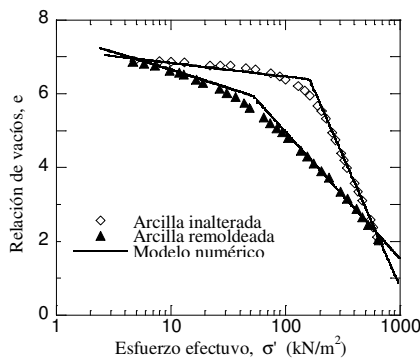
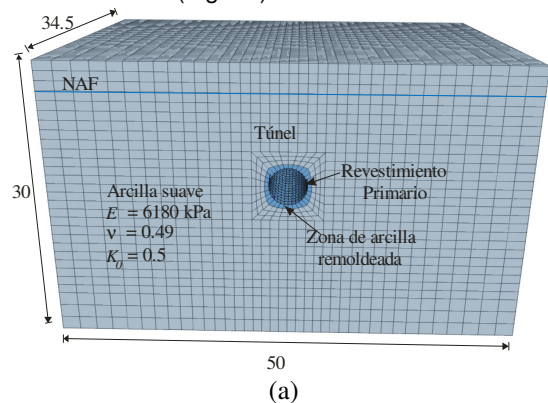


Figura 10. Curvas de compresibilidad medidas y calculadas

4.2 Modelo tridimensional de diferencias finitas

Para simular el proceso de excavación y el avance del escudo se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas, utilizando el programa FLAC3D (Itasca, 2009). La malla se formó con 65,412 zonas tridimensionales, que a su vez se integran con un conjunto de elementos tetraédricos. Las dimensiones del modelo se muestran en la Figura 11a. Se utilizó el modelo Cam clay modificado como modelo constitutivo para la arcilla. Se compararon los resultados obtenidos del modelo tridimensional en ambas secciones de control, A y B (Fig. 3) en términos de los desplazamientos horizontales y verticales. Las fronteras de la malla del modelo se colocaron a 3.75 m de distancia a la izquierda de la sección A, para evitar efectos de frontera en los desplazamientos calculados (Fig. 11b). El procedimiento constructivo, incluyendo el movimiento del escudo, se simuló por etapas, considerando incrementos en la excavación de 1.5 m. Inicialmente se removió el suelo, y posteriormente, de manera similar al modelo bidimensional, se abrió el túnel en la malla y se aplicó un incremento de desplazamientos radiales hasta alcanzar un valor de 2 cm, para considerar los desplazamientos radiales provocados por las inyecciones, como se explicó en la sección 2.1 de este trabajo. Después se aplicó un esfuerzo radial de 88 kPa, que representa la presión existente en el frente del túnel. Finalmente se colocaron elementos placa con propiedades elásticas lineales para simular el revestimiento primario. Estos elementos fueron colocados en intervalos de 1.5 m, que corresponde a dos anillos del revestimiento, con lo cual se buscó reducir el tiempo de cálculo del modelo. La resistencia del concreto, f_c , se consideró de 34,355 kPa; el módulo de Young, E_c , de 1,497,000 kPa, y la relación de Poisson, ν_c , de 0.30. Los anillos se consideraron unidos monolíticamente, por lo que la interacción entre las dovelas no se tomó en cuenta en la simulación. Una vez que se estabilizó el estado de esfuerzos, se procedió a excavar los siguientes 1.5 m de profundidad del túnel de manera similar (Fig. 12).



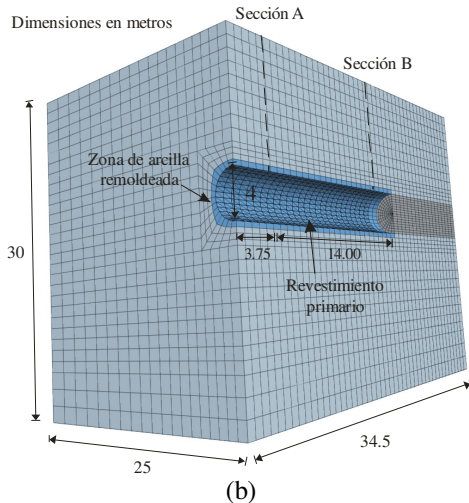


Figura 11. Modelo tridimensional de diferencias finitas. La Figura 11 muestra la zona remodelada alrededor del túnel. Este efecto se simuló cambiando las propiedades de la arcilla obtenidas del modelo Cam clay modificado de muestras inalteradas, como se explicó en la sección 4.1.4, por las obtenidas considerando las curvas de compresibilidad correspondientes a la arcilla remodelada, que se presentan en la Figura 10.

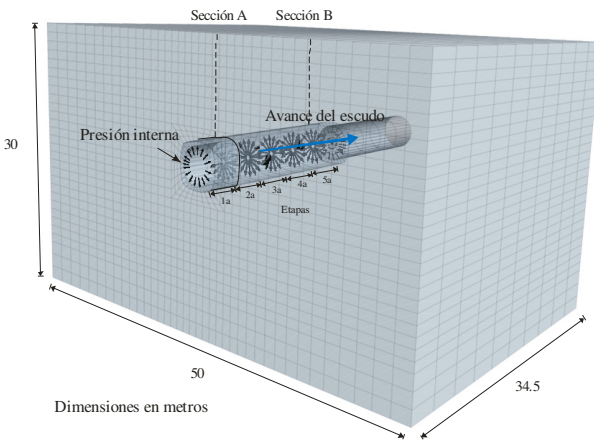


Figura 12. Representación esquemática de la simulación del avance del escudo

5 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS Y CALCULADOS EN LA MASA DE SUELO

En los casos presentados en este trabajo, la tendencia general de los movimientos del suelo debidos a la excavación del túnel fue: a) asentamientos y desplazamientos horizontales pequeños hacia el túnel cuando la excavación se aproxima a la estación instrumentada; b) expansiones y desplazamientos horizontales hacia afuera del túnel causadas por las inyecciones entre el suelo y el túnel; y c) asentamientos y desplazamientos horizontales hacia el túnel por consolidación del suelo remodelado debidos a la construcción del túnel. Los asentamientos medidos y calculados se comparan en la Figura 13, para todas las leyes constitutivas consideradas en los análisis

bidimensionales y tridimensionales. Como puede verse, los modelos Drucker-Prager e hiperbólico subestimaron los asentamientos medidos. Para los modelos restantes se observa que, en general, la magnitud y forma de las configuraciones de desplazamientos son congruentes con la respuesta medida.

Las distribuciones de los desplazamientos horizontales medidos y calculados, perpendiculares al eje del túnel a 2.5 m y 4.5 m de distancia, con la profundidad se muestran en las Figuras 14 y 15 respectivamente. Como puede notarse, el modelo hiperbólico también sobreestima la respuesta medida, aproximadamente por un factor de 2. Por otro lado, el modelo Cam clay modificado proporciona la mejor estimación de los movimientos del suelo, especialmente cuando se toman en cuenta los efectos tridimensionales. Por lo cual, con base en los resultados reunidos en este estudio, puede concluirse que la ley constitutiva Cam clay modificado, junto con un modelo de diferencias finitas tridimensional, es capaz de predecir los movimientos del suelo debidos a la excavación del túnel en arcillas muy blandas, tales como las que se encuentran en la ciudad de México. También se encontró en este estudio que los análisis bidimensionales pueden usarse para obtener una buena estimación, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel y de los movimientos del suelo, cuando las etapas constructivas (trayectorias de carga) son consideradas correctamente y cuando se utiliza una ley constitutiva apropiada.

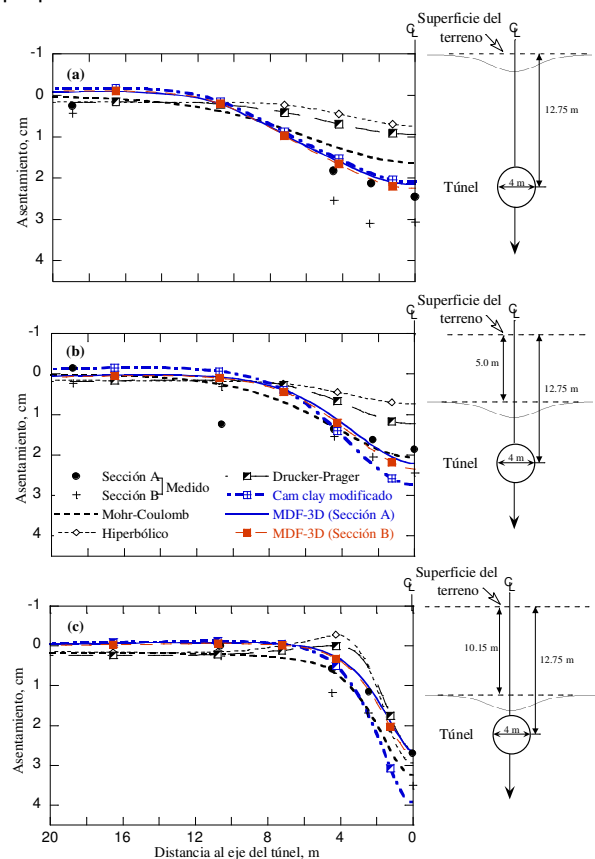


Figura 13. Asentamientos calculados y medidos a: a) 0 m, b) 5.0 m y c) 10.15 m de profundidad

6 CONCLUSIONS

Los resultados obtenidos de los análisis numéricos muestran que, incluso las leyes constitutivas más simples generan resultados razonablemente buenos cuando se realizan las pruebas de laboratorio apropiadas para obtener los parámetros correspondientes, de acuerdo con las trayectorias de esfuerzos que ocurren durante la construcción del túnel. Estas pruebas deben

incluir ensayos de compresión y extensión triaxiales y de compresibilidad para materiales en condiciones inalterada y remoldeada. Las tendencias de los asentamientos calculados con las leyes constitutivas Mohr-Coulomb y Cam clay modificado fueron muy similares. En este caso se encontró que los modelos Drucker-Prager e hiperbólico subestiman los asentamientos medidos en la superficie, por un factor de 2, aproximadamente. Para los modelos restantes, se ve que en general, la magnitud y forma de los perfiles de asentamientos concuerdan con la respuesta medida.

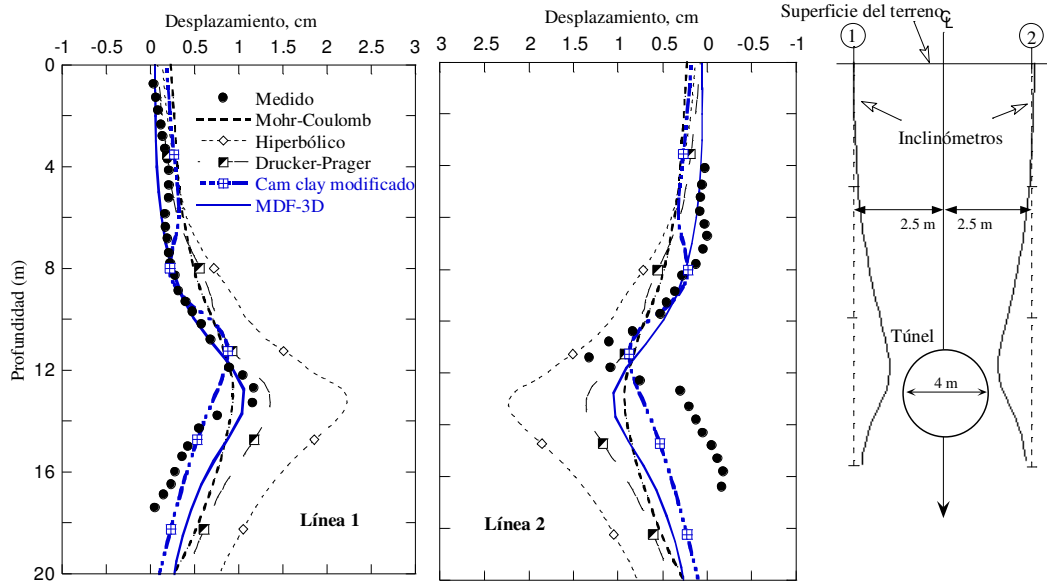


Figura 14. Desplazamientos horizontales totales perpendiculares al eje del túnel

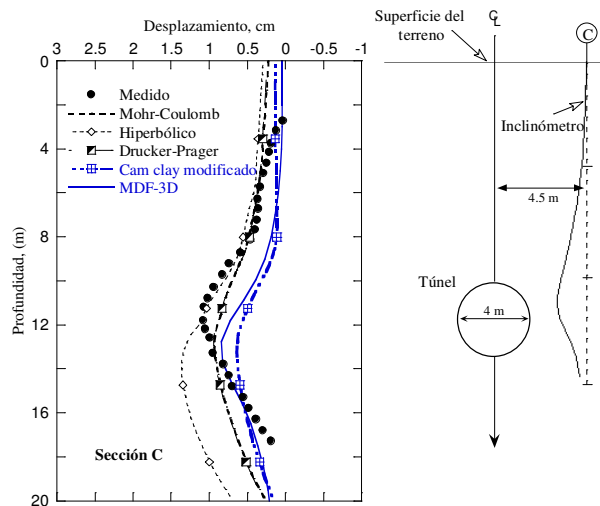


Figura 14. Desplazamientos horizontales totales perpendiculares al eje del túnel

En particular, el modelo tridimensional de diferencias finitas acoplado con el modelo Cam clay modificado, proporciona la mejor estimación de los desplazamientos medidos en campo. Por lo mismo, este modelo puede

utilizarse para estudiar la respuesta de túneles construidos en arcilla altamente compresible, como las que se encuentran en la ciudad de México. Por otro lado, puede concluirse que los análisis bidimensionales pueden utilizarse para obtener una estimación aceptable, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel, así como de los movimientos del terreno, cuando las etapas constructivas se toman en cuenta apropiadamente y se utiliza una ley constitutiva adecuada. Las discrepancias observadas entre las predicciones y la información reunida durante la instrumentación pueden atribuirse a las características heterogéneas del suelo, posibles deficiencias en el proceso constructivo, e irregularidades en la carga de la superficie debidas a estructuras cercanas.

REFERENCES

- Abel J. F. y Lee F. T. 1973. Stress changes ahead of an advancing tunnel, *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*; 10(6):673–97.
- Itasca Consulting Group, 2005. *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota, USA.

- Itasca Consulting Group, 2009. FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Melis, M., Medina, L. y Rodriguez, J. M. 2002. Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunneling in the Madrid Metro extension, Canadian Geotechnical Journal, 39: 1273–1287.
- Ng, R. M. C. y Lo, K. Y. 1985. The measurements of soil parameter relevant to tunneling in clays, Canadian Geotechnical Journal, 22, 375-395.
- Romo, M. P. 1984. Settlements induced by soft ground tunneling, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, Vol. I. May.
- Romo, M. P. 1985. Soil Movements induced by slurry shield tunneling, Contributions on the influence of earthwork construction on structures, XIICSMFE, San Francisco, Cal. Agosto 11-16, pp. 172-207.