
ANEXO 2.3

REVISIÓN POR SISMO

CONTENIDO

1.	Objetivo y contenido	4
1.1	Objetivos y alcances	4
2.	Antecedentes	5
2.1	Información geotécnica disponible	5
2.1.1	Campañas de exploración	5
2.1.2	Hundimiento regional	6
2.1.3	Evolución de las presiones de poro en el suelo	8
2.2	Comportamiento del túnel.....	9
2.2.1	Convergencias	9
2.2.2	Asentamientos en superficie.....	10
3.	Modelo Geotécnico.....	11
3.1	Modelo geotécnico del tramo Mexicalzingo-Av. Río Churubusco	12
3.1.1	Perfil estratigráfico.....	12
3.1.2	Propiedades mecánicas de los materiales para la condición estática	15
3.1.3	Propiedades dinámicas de los materiales	17
3.1.3.1	Velocidades de onda de corte calculadas con datos de cono eléctrico.....	17
3.1.3.2	Velocidades de onda de corte obtenidas con ensayos Down Hole	20
3.1.4	Módulos a deformaciones pequeñas.....	20
3.1.5	Elección del perfil de velocidades definitivo	21
4.	MODELADO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL PARA CARGA ESTÁTICA	23
4.1	Planteamiento	23
4.2	Modelos constitutivos empleados para el análisis estático.....	24
4.2.1	4.2.1 Modelo Mohr-Coulomb	24
4.2.2	Modelo Soft-Soil.....	24
4.3	Características generales del modelo	26
5.	Revisión del comportamiento sísmico del recubrimiento primario del túnel mediante un análisis numérico tridimensional	27
5.1	Planteamiento	27
5.2	Objetivo	28
5.3	Procedimiento a seguir para el análisis sísmico.....	28
5.4	Definición del ambiente sísmico	29
5.4.1	Criterios para los sismos de diseño	29

5.4.2	Sismo máximo de diseño.....	30
5.4.2.1	Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas	30
5.4.2.2	Selección de la distancia entre el sitio y la fuente, así como la distancia focal	30
5.4.2.3	Selección de la magnitud del sismo y de la aceleración máxima en roca.....	30
5.4.2.4	Aceleración máxima del terreno en superficie y ordenadas espectrales	31
5.4.3	Sismo sintético compatible con el espectro de diseño	32
5.4.4	Definición de la excitación dinámica en la base del modelo estratigráfico	34
6.	RESULTADOS	37
6.1	Proceso constructivo y consolidación	37
6.1.1	6.1.1 Características del modelo de elementos finitos 2D.....	37
6.1.2	Resultados del análisis de elementos finitos 2D	40
6.2	Análisis sísmico.....	42
6.2.1	Modelo numérico del tramo Mexicaltzingo – Churubusco.....	42
6.2.2	Resultados del análisis sísmico para el tramo Mexicaltzingo-Av. Río Churubusco...	46
ANEXO A. CALIBRACIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO DE ANÁLISIS SÍSMICO		54
A.1	Tamaño de los elementos.....	54
A.2	Condiciones de frontera	55
A.3	Resultados.....	55
ANEXO B REFERENCIAS		58

1. OBJETIVO Y CONTENIDO

La Línea 12 del metro corre al Sur de la ciudad y con orientación Este-Oeste, iniciando en la estación Mixcoac de la Línea 7 y terminando en la estación Tláhuac, con 28.6km de longitud (Figura 1).

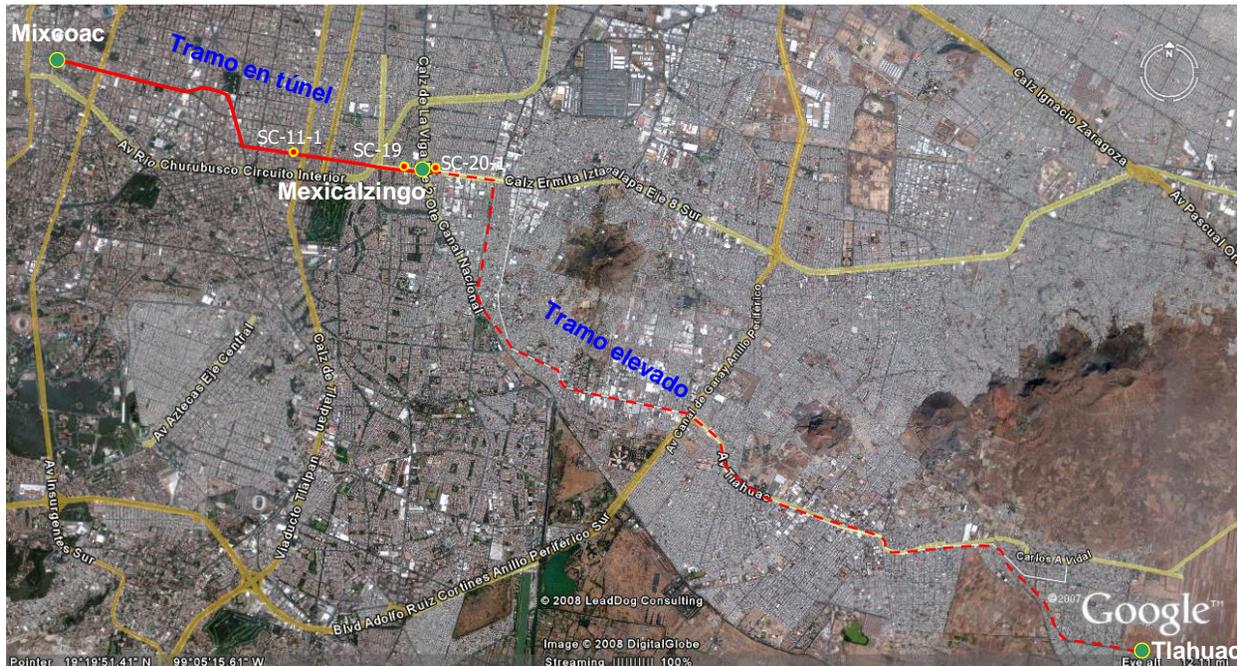


Figura 1. Localización del trazo de la línea 12 del metro

Debido a la presencia de depósitos arcillosos muy deformables, con resistencia al esfuerzo cortante bajas y en proceso de consolidación, y por la cercanía de las colindancias y afectaciones, entre las estaciones Mixcoac y Mexicaltzingo (tramo indicado con línea continua en la Figura 1), cuya longitud aproximada es de 10km, la solución del metro es subterránea mediante un túnel circular de 10.2m de diámetro construido con una máquina tuneladora del tipo de tierra balanceada (EPB, Earth Pressure Balance). El revestimiento primario del túnel es de 40cm de espesor, colocado en anillos formados por 8 dovelas de concreto atornilladas (siete principales y una llave).

Para el tramo restante, entre la lumbrera de la estación Mexicaltzingo y la estación Tláhuac, con longitud aproximada de 18.2km, la solución adoptada es elevada.

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

Los análisis geotécnicos contemplan el estudio del revestimiento bajo las condiciones de carga a corto y largo plazo. En largo plazo se consideran las cargas generadas por la consolidación de los estratos arcillosos y las provocadas por un sismo.

Las actividades consideradas para el análisis del revestimiento contemplan las actividades siguientes:

- Análisis y revisión de la información geotécnica existente
- Definición de las condiciones geotécnicas de análisis para cada tramo.
- Análisis y diseño geotécnico del revestimiento formado por dovelas considerando las condiciones de corto y largo plazo (subsistencia) y sismo
- Determinación de las deformaciones inducidas y elementos mecánicos en el revestimiento definitivo del túnel por el efecto de la consolidación regional, considerando tres condiciones estratigráficas, utilizando el método de los elementos finitos.
- Informe final

Los análisis geotécnicos se llevan a cabo empleando programas técnicos especializados de elementos finitos (familia PLAXIS) y de diferencias finitas (FLAC3D).

2. ANTECEDENTES

2.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la cuenca del Valle de México, el proyecto se ubica a lo largo de dos zonas geotécnicas: Transición y Lago (Figura 2). En la zona de transición, se tendrán dos condiciones: transición alta y baja, donde existen intercalaciones entre estratos arcillosos y granulares. En la zona del Lago, existen espesores de arcillas compresibles de más de 20m en proceso de consolidación.

Las arcillas de la zona de Lago Virgen se caracterizan por estar normalmente consolidadas, pero particularmente en la zona del trazo de la línea 12, las arcillas localizadas en la parte superior e inferior de la serie se encuentran preconsolidadas y con decrementos importantes de la presión de poro por efecto del bombeo.

2.1.1 Campañas de exploración

Se tiene dos campañas de exploración principales efectuadas a lo largo del trazo de la Línea 12 realizadas en los años 2001 y 2008. Asimismo, se han hecho estudios de campo específicos en el 2009 y 2011.

Los métodos de exploración realizados son variados, a saber: penetración estándar, sondeo de cono eléctrico, sondeos de avance controlado, muestreo inalterado, piezómetros abiertos y electrónicos, tubos de observación, etc.

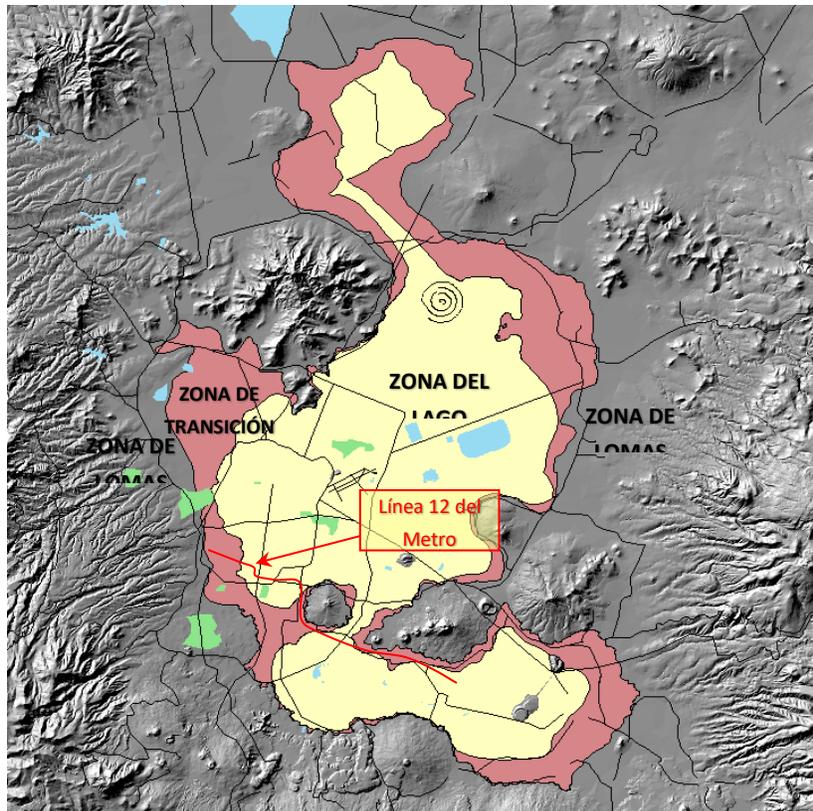


Figura 2. Zonificación geotécnica (Auvinet, 2005)

2.1.2 Hundimiento regional

El Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó un estudio del hundimiento regional a lo largo del tramo de la Línea 12, en especial en cada una de las estaciones. El estudio se basa en las nivelaciones realizadas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), entre 1983 y 2005.

En la Figura 3 se presentan, de manera puntual, las velocidades de hundimiento en cm/año medidas en el tramo de estudio (entre las estaciones Eje Central y Mexicaltzingo)

En general se observa que la velocidad de hundimiento crece hacia el Nororiente, desde valores de 1.7cm/año (estación Eje Central) hasta un máximo de 8.78cm/año. Sin embargo, a lo largo del trazo, el máximo es de 5.4cm/año, que se ubica al oriente de la estación de Mexicaltzingo.

En la Figura 4 se presenta gráficamente la información, uniendo linealmente los valores de cada estación de medición. Para el intervalo de interés se observa que la velocidad de hundimiento regional va desde 1.74cm/año, en la estación Ermita, hasta un máximo de 5.1cm/año, en la estación Mexicaltzingo.

LINEA 12 DEL METRO TRAMO SUBTERRANEO

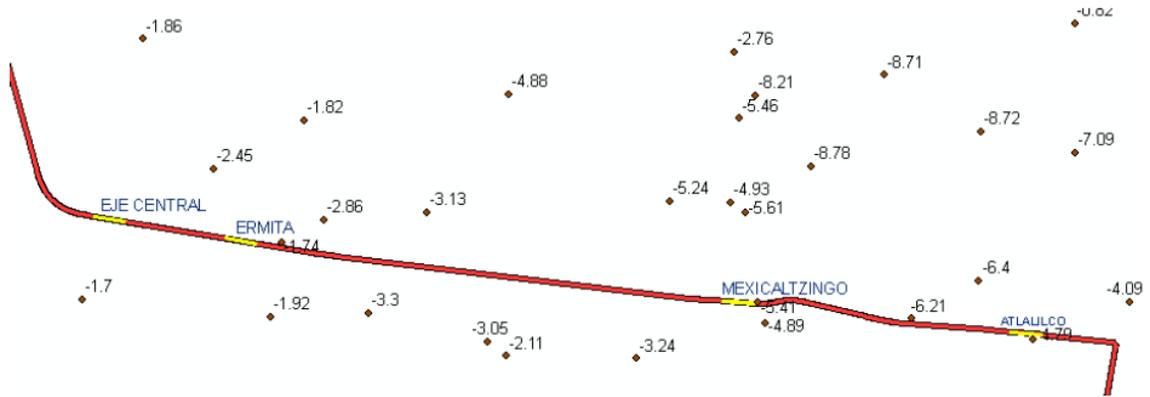


Figura 3. Velocidades de hundimiento en el tramo Eje Central-Atlixco, en cm/año (Instituto de Ingeniería, 2010)

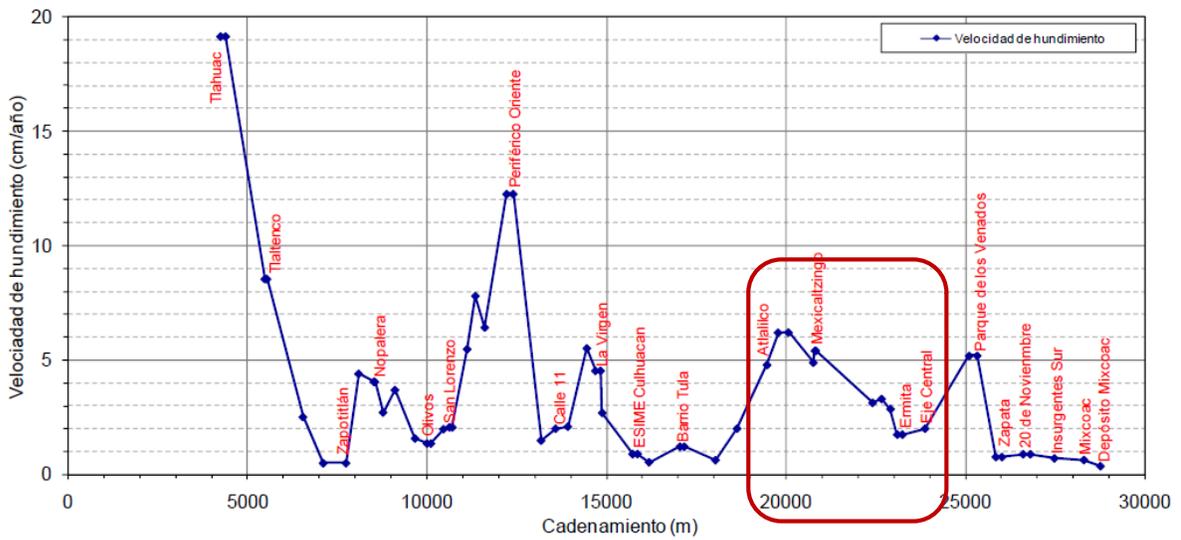


Figura 4. Perfil de velocidades de hundimiento (cm/año) a lo largo de la Línea 12 (Instituto de Ingeniería, 2010)

Con base en esta información, en la Tabla 1 se muestra el intervalo de la velocidad de hundimiento regional para los tramos en estudio.

Tabla 1. Intervalo de velocidad de hundimiento para los tramos de análisis

Tramo	Velocidad de hundimiento, en cm/año, entre los años 1983 y 2005 (Instituto de Ingeniería, 2010)
Entre Estaciones Eje Central y Ermita	1.8 a 2
Entre Estación Ermita y Av. Río Churubusco	1.8 a 3.1
Entre Av. Río Churubusco y Estación Mexicaltzingo	3 a 5.2

Por otra parte, durante construcción se midió el hundimiento tanto en superficie como a diferentes profundidades en el subsuelo, mediante extensómetros magnéticos. En la Figura 5 se presentan las mediciones realizadas en la zona de la lumbrera de acceso que es cercana a la estación Mexicaltzingo (cadenamiento 20+360), donde se observa un hundimiento de la superficie después de 16 meses de medición del orden de 50mm, y de 16mm a 19m de profundidad. La velocidad de hundimiento regional determinado con estas mediciones es de **3.75cm/año**, y es importante notar que el **68%** de dicho hundimiento se genera en los estratos arcillosos localizados en los 19m superiores.

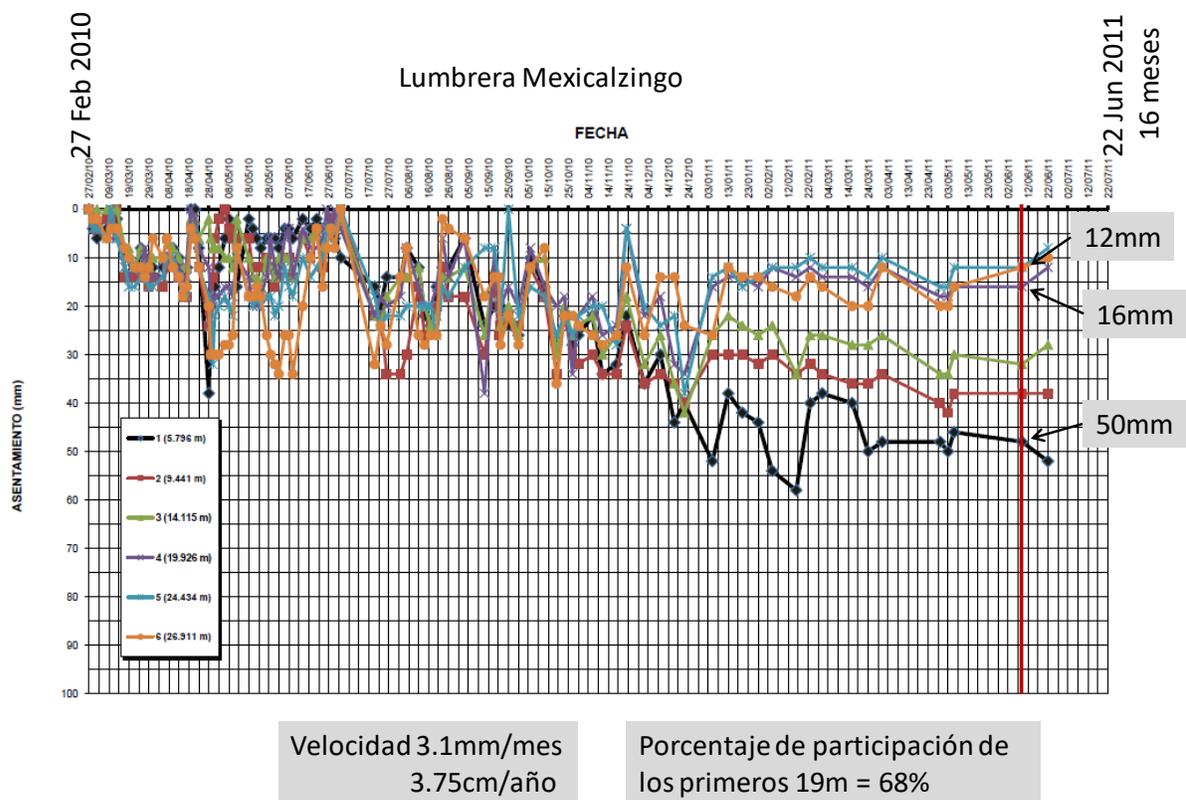


Figura 5. Hundimientos del subsuelo en la zona de la lumbrera de Mexicaltzingo en el periodo del 27 de febrero de 2010 al 22 de junio del 2011

2.1.3 Evolución de las presiones de poro en el suelo

En la Figura 6, se presentan las gráficas teóricas de la evolución de las presiones de poro para los tramos donde se realizó el análisis.

Asimismo, en la Figura 7 se muestran las mediciones de las presiones de poro en el suelo antes y después del paso de la tuneladora en dos sitios, en el cruce de la av. Churubusco y en el cadenamiento 22+360. Como se observa, al paso del escudo se generó un incremento de presión de poro en el suelo que se disipa de manera casi inmediata. Posteriormente se observa la tendencia de las gráficas hacia a su estabilización, sin que se observen cambios de importancia originados por procesos de consolidación (hundimiento regional).

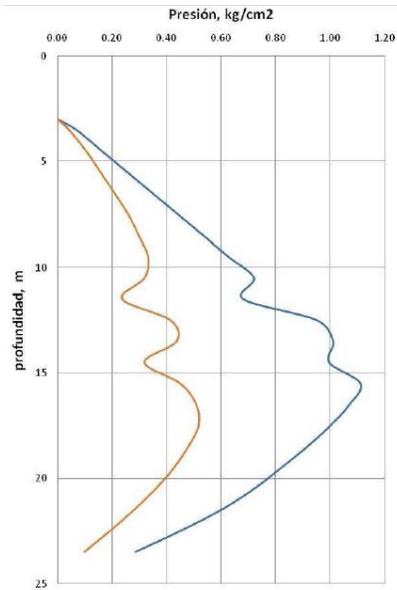


Figura 6. Variación de la presión de poro con respecto a la profundidad para las condiciones actual y al 50% de la condición actual, para el tramo de Estación Mexicaltzingo a la Av. Río Churubusco,

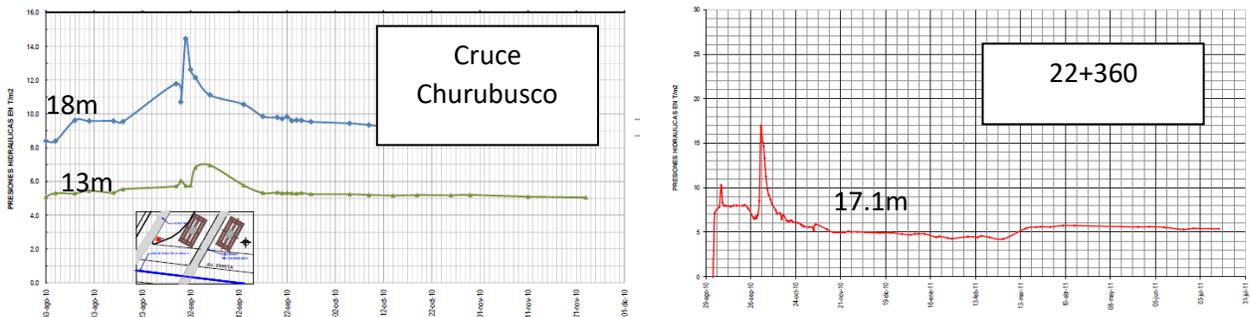


Figura 7. Mediciones de la presión de poro en el suelo antes, durante y después del paso de la tuneladora.

2.2 COMPORTAMIENTO DEL TÚNEL

En general, el comportamiento del túnel ha sido adecuado, con tendencia marcada a su estabilización, como se muestra en los párrafos siguientes:

2.2.1 Convergencias

En la Figura 8 se presentan dos casos típicos de las mediciones de convergencia de los anillos del revestimiento primario una vez que pasó el tren de la máquina tuneladora. El primer caso se localiza

entre la estación Mexicaltzingo y la lumbra de acceso, mientras que el segundo cerca del cruce con Tlalpan. En el primer caso se observan alargamientos de la sección con valores estables del orden de 1.2cm; mientras que el segundo caso el alargamiento es de 1cm aproximadamente. A este valor debe de agregarse el producido inmediatamente después del paso del faldón y hasta la colocación de las convergencias (al final del tren de la tuneladora) que de acuerdo con mediciones automatizadas es del orden de 2cm.

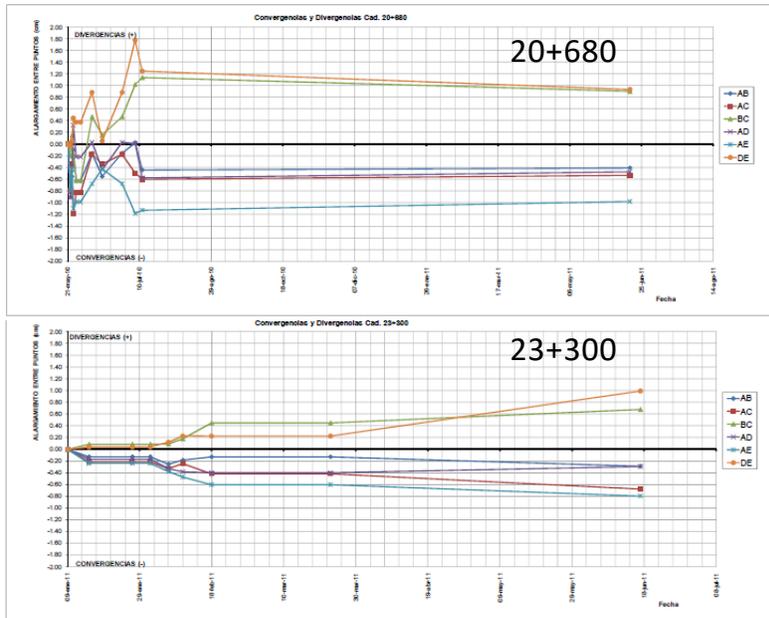


Figura 8. Mediciones de convergencia de los anillos del revestimiento primario después de pasar la máquina tuneladora.

2.2.2 Asentamientos en superficie

En la Figura 9 se presentan los asentamientos medidos en la superficie durante 8 meses (11 de febrero al 11 del Julio del 2011) que fueron provocados por la excavación del túnel. Se observan asentamientos superficiales máximos de 7cm y promedios 5cm (21+075 a 21+400) y 2.5cm (21+550 a 21+840) y tienden a la estabilización.

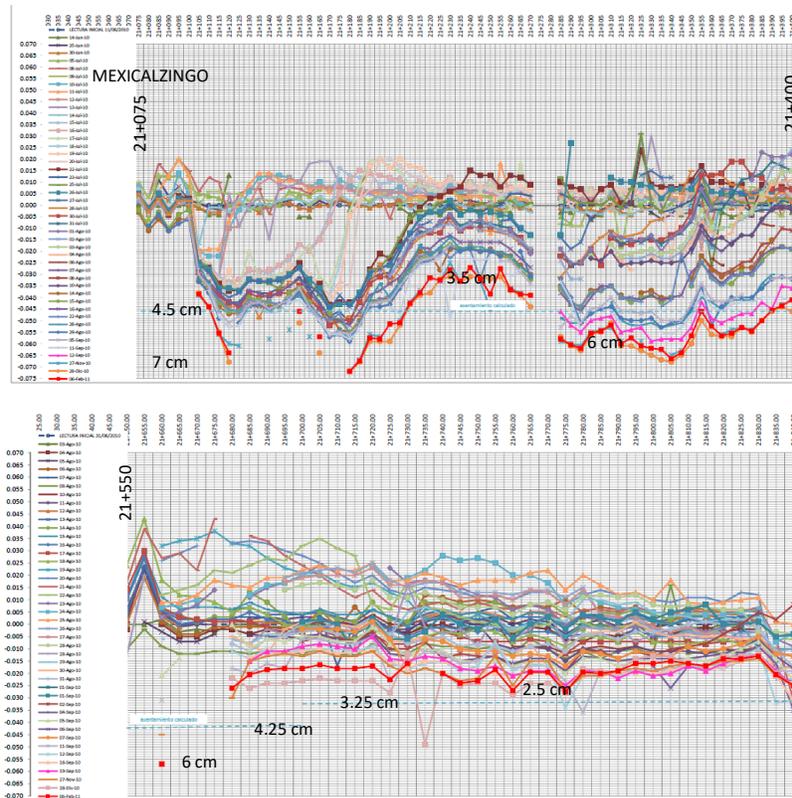


Figura 9. Mediciones de convergencia de los anillos del revestimiento primario después de pasar la máquina tuneladora.

3. MODELO GEOTÉCNICO

Con base en la información geotécnica existente, a continuación, se presentan las condiciones geotécnicas representativas del tramo en estudio. La selección del modelo se basa en una interpretación geotécnica-geológica general realizada a lo largo del tramo y de los perfiles de contenido de agua, de resistencia a la penetración del cono eléctrico y del tipo de suelo, y se buscó que el modelo seleccionado representara la condición crítica.

Con el fin de simplificar el modelo, se han construido a partir de tres unidades principales: Costra Superficial (CS), Serie Arcillosa (SA) y Depósitos Aluvio-lacustres (DAL). Sin embargo, en algunos tramos dichas unidades se han subdividido a fin tener mayor detalle en la definición del comportamiento del túnel. Una descripción sucinta de dichas unidades se presenta a continuación:

Costra Superficial (CS). Es un limo plástico con intercalaciones de lentes arenosos. Los espesores de esta unidad son variables, entre 4 y 7m.

Serie Arcillosa (SA). Son arcillas de alta plasticidad, preconsolidadas en su parte superior e inferior, con diversos lentes duros de limos arcillosos y arenas finas arcillosas o limosas. En los lentes duros se observa un decremento importante de la presión de poro, principalmente a profundidad.

Depósitos Aluvio-Lacustres (DAL). Son limos plásticos intercalados con estratos arenosos y arcillosos. Presenta un número de golpes a la penetración estándar altos, mayor de 50 golpes, con presiones de poro nulas. Esta unidad en ocasiones considera la denominada capa dura y la serie arcillosa inferior cuando su espesor es despreciable, de lo contrario dicha serie se considera en la serie arcillosa descrita previamente.

3.1 MODELO GEOTÉCNICO DEL TRAMO MEXICALZINGO-AV. RÍO CHURUBUSCO

El tramo del túnel que se analiza se ubica entre los cadenamientos 20+900 y 21+800, desde la estación Mexicalzingo, en dirección Ermita, hasta el cruce con la av. Río Churubusco. Como se observa en la Figura 10, en el extremo de Mexicalzingo, el túnel se aloja en los estratos arcillosos, mientras que en la parte final del tramo la estructura se apoya sobre estratos competentes. La zona a modelarse numéricamente se delimita con el recuadro indicado en dicha figura.

3.1.1 Perfil estratigráfico

La secuencia estratigráfica utilizada en los análisis, que es representativa del tramo donde se ubican los estratos arcillosos, se muestra en la Figura 11. El espesor de los estratos se propone de acuerdo con la variación del contenido de agua respecto a la profundidad (Figura 12).

La ubicación de los sondeos se indica en la Figura 10 (SM-17, SM-18, SM-20 y SM-21, para los perfiles de humedad y como SPC-A y SPC-B, para los de resistencia de punta del cono eléctrico).

En la estratigrafía considerada se omite la presencia de los lentes de arena encontrados a diferentes profundidades (por ejemplo, 11m, 15m, 20m, y 22m). Esto se hace con la finalidad de simplificar el modelo geotécnico de análisis. Además, al omitir la presencia de los lentes arenosos se está del lado de la seguridad en los análisis realizados de consolidación y de carga sísmica.

En cuanto a los geomateriales más allá de los 24m de profundidad, se considera que son competentes y uniformes hasta profundidades mayores a los 90m. Esta condición se basa en los resultados del sondeo profundo SMP-2 (Geotec, 2008), ubicado hacia el final de la zona analizada, según se indica en la Figura 10.

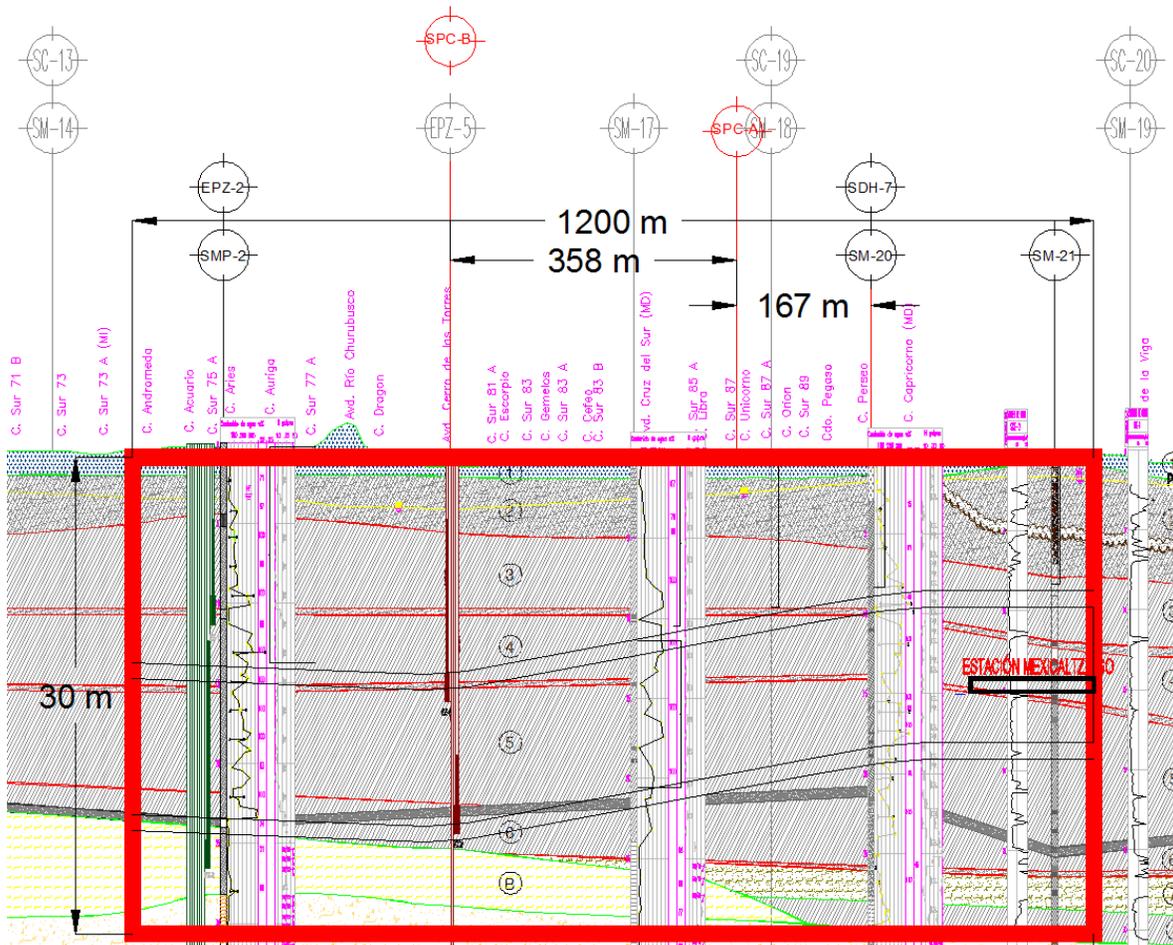


Figura 10. Tramo Mexicaltzingo-Av. Río Churubusco

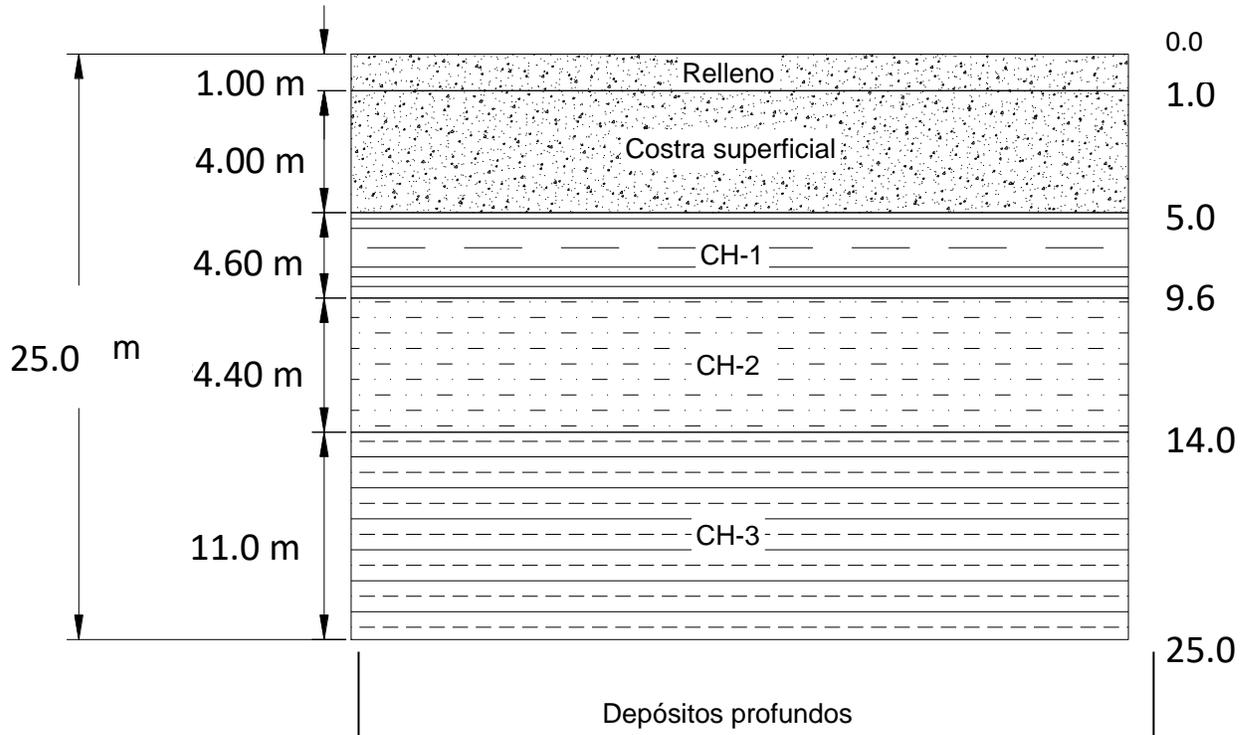


Figura 11. Secuencia estratigráfica utilizado en los análisis del tramo de suelos arcillosos al Poniente de la Estación Mexicaltzingo

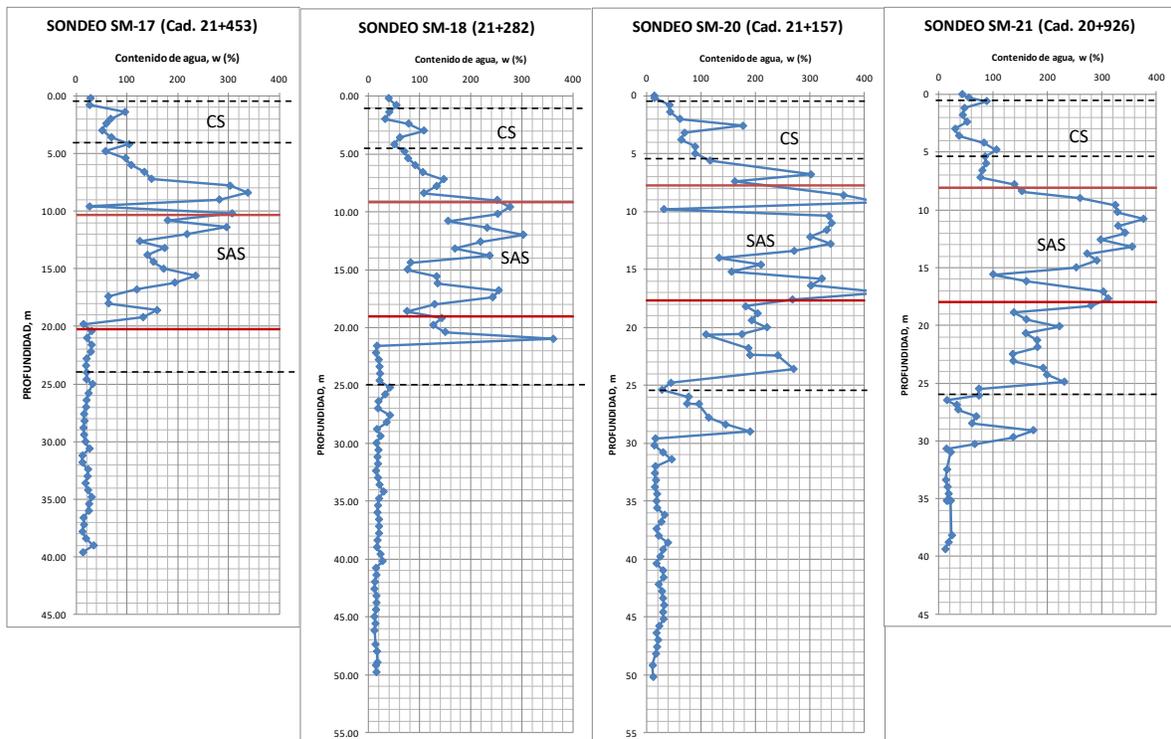


Figura 12. Perfiles de contenido de agua para los sondeos SM-17, SM-18, SM-20 y SM-21

3.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales para la condición estática

Con base en la información recopilada de los sondeos SM-18 y SM-20 (pruebas de laboratorio), así como de la obtenida de los sondeos de cono eléctrico (SPC-A y SPC-B) y del empleo de correlaciones, se hace la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos para las condiciones de análisis del túnel a corto y largo plazo.

El perfil estratigráfico para el tramo Mexicaltzingo-Av. Río Churubusco se compone de seis unidades principales. A saber: Relleno (R), Costra Superficial (CS), la Serie Arcillosa Superior subdividida en tres estratos CH-1, CH-2 y CH-3, y los Depósitos Aluvio-Lacustres (DAL)

Para el caso de las diferentes capas de la Serie Arcillosa Superior, en la Tabla 2 se presenta, de manera resumida, las propiedades índice y mecánicas determinadas en el laboratorio para las muestras de suelo de los sondeos SM-18 y SM-20, así como las obtenidas con base en correlaciones con el cono eléctrico. El modelo geotécnico de análisis se basa en esta información.

Con el fin de evaluar la representación de cada dato en las gráficas de la Figura 13 se muestran con puntos de color azul la relación de las variables C_c , m_v y λ^* con respecto al contenido de agua. En principio se observa una dispersión importante a valores de humedad mayores de 300%, provocada principalmente por datos erróneos, es decir, datos con humedades mayores del 300% pero con valores bajos de C_c , m_v o λ^* . Estos datos no fueron empleados en los análisis posteriores. Asimismo, en las mismas gráficas se muestran los resultados obtenidos en una reciente campaña de exploración. En general, se observa que estos resultados muestran valores mayores a los reportados en la campaña del 2008 (principalmente el determinado para el estrato CH-3).

En la Tabla 3 se presentan las propiedades mecánicas asignadas a cada unidad estratigráfica para el análisis del túnel durante construcción y vida útil.

Es importante comentar que los valores de λ^* y κ^* asignados al estrato Ch-3 fueron determinados a partir de calibraciones del modelo con las gráficas del hundimiento regional para la condición de abatimiento de las presiones de poro al 50% de las actuales sin considerar el túnel (análisis convencional de consolidación).

Tabla 2. Compilado de resultados de laboratorio y de correlaciones con el cono eléctrico para determinar las propiedades mecánicas de la Serie Arcillosa Superior

CH-1 (6.5 a 10)	Prof (m)	q _c (kg/cm ²)	w %	γ (t/m ³)	Consolidación								TX-UU		q _c			
					e _o	p' _c (t/m ²)	C _c	Cr	m _v (m ² /t)	m _r (m ² /t)	λ*	κ*	c _u (t/m ²)	E _u (t/m ²)	c _u (t/m ²)	E _u (t/m ²)	m _v (m ² /t)	
SM-18	8.6	8	364	1.12	8.47	11	8.29	1.325	0.0263	0.0088	0.4566	0.1273	4.8	320	6.15	923.1	0.015	
	10.4	8.5	245	1.11	5.79	12.5	3.578	0.687	0.0148	0.00647	0.2589	0.09325	5.5	460	6.54	980.8	0.0145	
SM-20	8.8	7	360	1.14	8.09	3.75	1.15	0.432	0.0106	0.00091	0.057	0.0415	3.2	220	5.4	807.7	0.017	
	11.7	9	357	1.07	8.54	7.9	5.11	0.031	0.018	0.0052	0.25	0.028	4.9	400	6.9	1038.5	0.014	
Valores medios		8.1	332	1.11	7.72		4.53	0.62	0.0174	0.0053	0.256	0.073	4.6	350	6.25	937.50	0.015	
CH-2 (10 a 15.5)																		
SM-18	12.35	11.5	164	1.36	3.91	13	1.049	0.168	0.00566	0.0028	0.0984	0.0302	10	800	8.85	1326.9	0.0105	
	14	13	145	1.25	3.82	28	0.207	0.033	0.0009		0.0336	0.01065	6.8	420	10.00	1500.0	0.009	
SM-20	13.8	10	104	1.35	2.75								5.5	520	7.7	1153.8	0.013	
	15.5	11	166	1.28	2.65	18	1.745	0.166	0.0091	0.0027	0.158	0.0293	6.35	770	8.5	1269.2	0.011	
Valores medios		11.4	144.75	1.31			1.000	0.122	0.005	0.003	0.097	0.023	7.2	627.5	8.75	1312.50	0.011	
CH-3 (15.5 a 24)																		
SM-18	21.1	25	299	1.15	6.96	34	5.883	0.208	0.00687	0.0004	0.3578	0.0279	14	1370	19.23	2884.6	0.006	
SM-20	17	11.5	339	1.15	8.11	17	3.483	0.183	0.0092	0.0016	0.173	0.0176	7	680	8.8	1326.9	0.011	
	18.8	12	271	1.2	5.96	25	4.27	0.242	0.00842	0.00214	0.2926	0.0309			9.2	1384.6	0.01	
	19.4	13	113	1.26	2.86								17.25	2000	10.0	1500.0	0.0085	
	22.4	22	186		4.23	35	3.086	0.062	0.00714	0.00042	0.2671	0.0104			16.9	2538.5	0.007	
Valores medios		16.7	241.6	1.19			4.18	0.174	0.0079	0.0011	0.2726	0.0217	12.75	1340	12.85	1926.92	0.0085	

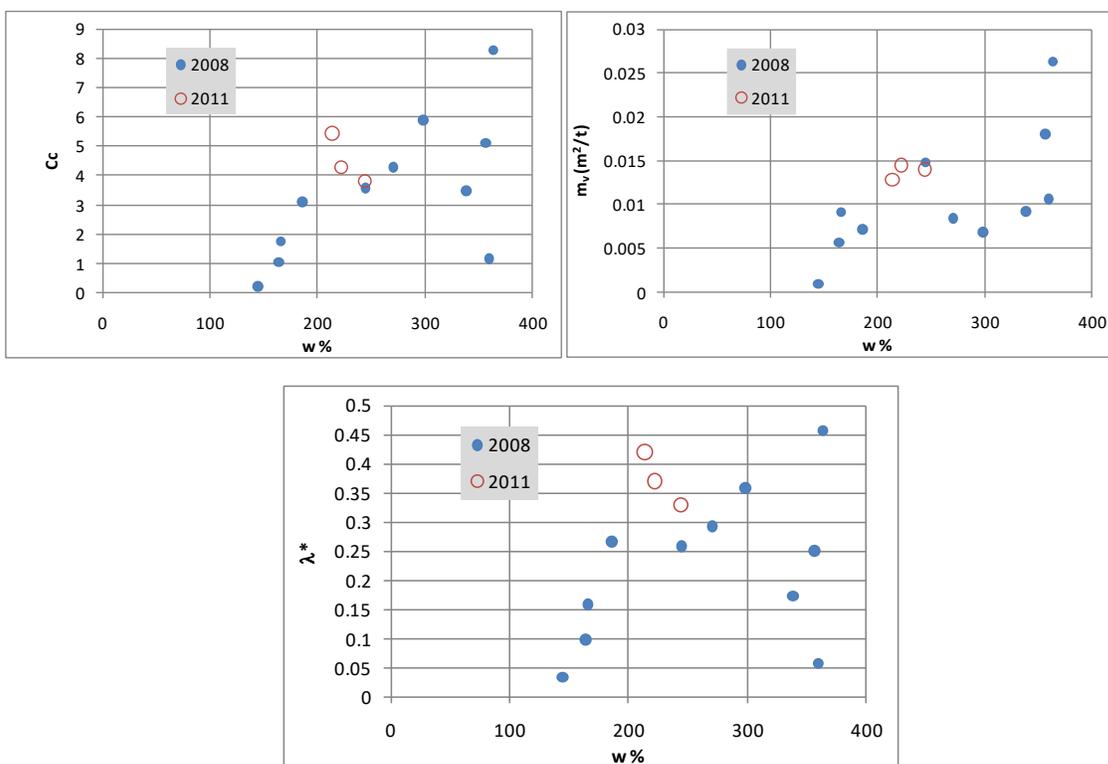


Figura 13. Relaciones de las variables con la C_c, m_v y λ* humedad del suelo.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de los estratos de suelos

Estrato	Profundidad (m)		γ (KN/m ³)	ρ (Kg/m ³)	MC								SS					
	de	a			c_u	ϕ_u	c'	ϕ'	E_u	E'	mv	v'	G'	M	κ	λ	OCR	k_o
					(KN/m ²)	(o)	(KN/m ²)	(o)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	m2/kN		(KN/m ²)					
Relleno	0.0	1.5	16.0	1,631	50	30	50	30	4,100	3,727	0	0.33	1401.23	---	---	---	---	0.50
Costra superficial	1.5	6.5	13.0	1,325	100	30	100	30	7,100	6,455	0	0.3	2482.52	---	---	---	---	0.50
CH-1	6.5	10.0	11.9	1,213	53.5	0	0	35	4,900	411	0.00148	0.33	154.51	1.48	0.093	0.259	1.00	0.43
CH-2	10.0	15.5	11.7	1,193	71	0	0	35	6,275	1,000	0.00091	0.33	375.94	1.48	0.030	0.098	1.00	0.43
CH-3	15.5	24.0	11.9	1,213	127.5	0	0	35	13,500	950	0.00092	0.33	357.14	1.48	0.003	0.017	1.00	0.43
Depósitos profundos	24.0	30.0	16.0	1,631	10	32	10	32	25,000	22,727	0	0.3	8741.26	---	---	---	---	0.47

3.1.3 Propiedades dinámicas de los materiales

En la zona de estudio han llevado a cabo estudios de cono eléctrico, SPC-A y SPC-B, y estudios geofísicos, SDH-7, indicados en la Figura 10 es posible estimar velocidades de onda de corte, V_s , utilizando los datos de los sondeos de cono, así como de los resultados del estudio de Down Hole. En las secciones siguientes se presentan los perfiles de V_s obtenidos mediante uno y otro método. Con los perfiles obtenidos se calcula el periodo predominante de la secuencia estratigráfica y se comparan los resultados contra los valores esperados de acuerdo con el reglamento de construcciones del DF (RCDF, 2004). Esta comparación sirve para argumentar la elección del perfil de V_s calculado mediante los ensayos de cono eléctrico.

3.1.3.1 Velocidades de onda de corte calculadas con datos de cono eléctrico

Las velocidades de propagación de ondas de corte, V_s , se calcularon a partir de los resultados de los ensayos de cono SPC-A y SPC-B (inGeum, 2009), separados 358 m entre sí. La correlación utilizada fue la propuesta por Ovando y Romo (1991):

$$V_s = \eta \left[\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right]^{0.5} \tag{3.1}$$

donde V_s tiene unidades de m/s, q_c está dada en t/m² y γ_s en t/m³. Los valores típicos de η y N_{kh} para los suelos de la Ciudad de México son los que se muestran en la Tabla 4. Se observa que los valores medio y máximo del parámetro N_{kh} son prácticamente iguales para las arcillas de Texcoco, Xochimilco y Chalco. El valor máximo de N_{kh} es el que estima los valores mínimos de V_s , por lo que fue el utilizado en los cálculos, para estar del lado de la seguridad. De igual forma, el valor de η empleado en los cálculos, 23.33, corresponde al que genera las velocidades menores. En la Tabla 5 se muestran los valores de los parámetros asignados a cada uno de los estratos considerados.

Tabla 4. Valores de η y N_{kh}

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			Valores de η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14.0	9.5	6.7	23.33
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	16.0	11.1	8.0	40.00

Tabla 5. Valores de η y N_{kh} para cada estrato

Estrato	Profundidad (m)		n	N_{kg}	V_s (m/s)
	de	a			
Relleno	0.0	1.5	23.33	14.00	124
Costra superficial	1.5	6.5	23.33	14.00	124
CH-1	6.5	10.0	23.33	14.00	53
CH-2	10.0	15.5	23.33	14.00	66
CH-3	15.5	24.0	23.33	14.00	78
Depósitos profundos	24.0	30.0	40.00	11.10	436

En la Figura 14 se muestran los perfiles de velocidades completos y los simplificados correspondientes a los sondeos SPC-A y SPC-B.

En los perfiles completos se incluyen todas las lecturas de resistencia de punta del cono, mientras que en los perfiles simplificados se han omitido las correspondientes a los lentes de arena. Figura 15 (a) se muestran los perfiles simplificados de ambos sitios, junto con el perfil promedio. Se observa que las lecturas son muy parecidas, lo que indica que el estrato comprendido entre ambos sondeos se acerca a la condición homogénea. En la Figura 15 (b) se muestra el perfil promedio de velocidades donde se representan los diferentes estratos identificados.

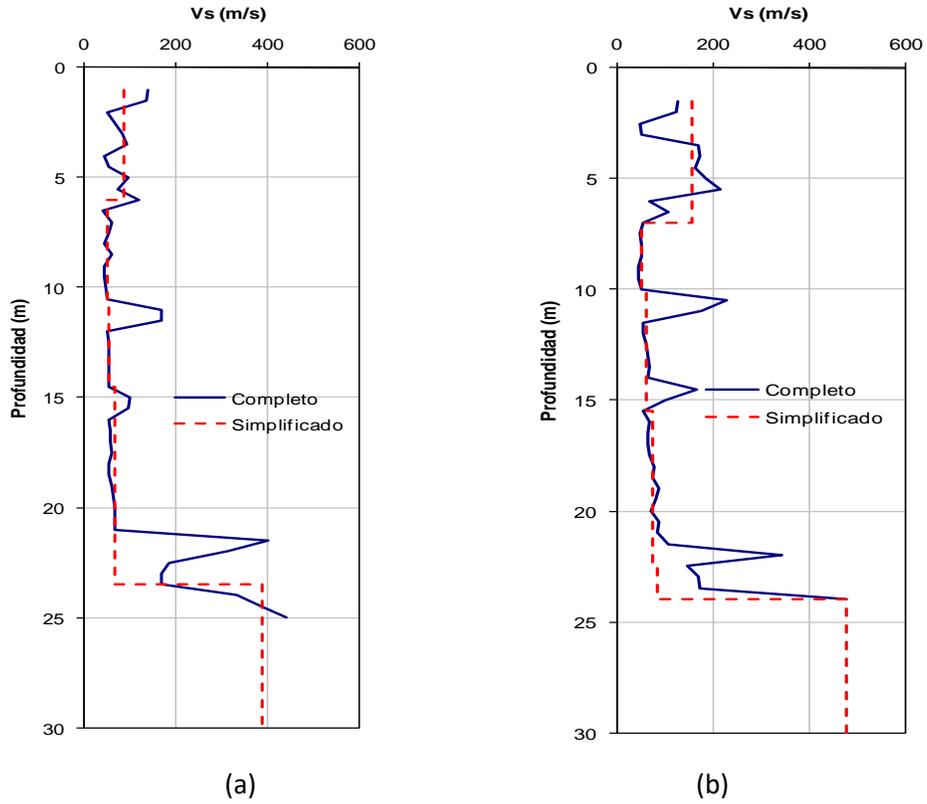


Figura 14. Perfiles de V_s para los sondeos a) SPC-A y b) SPC-B

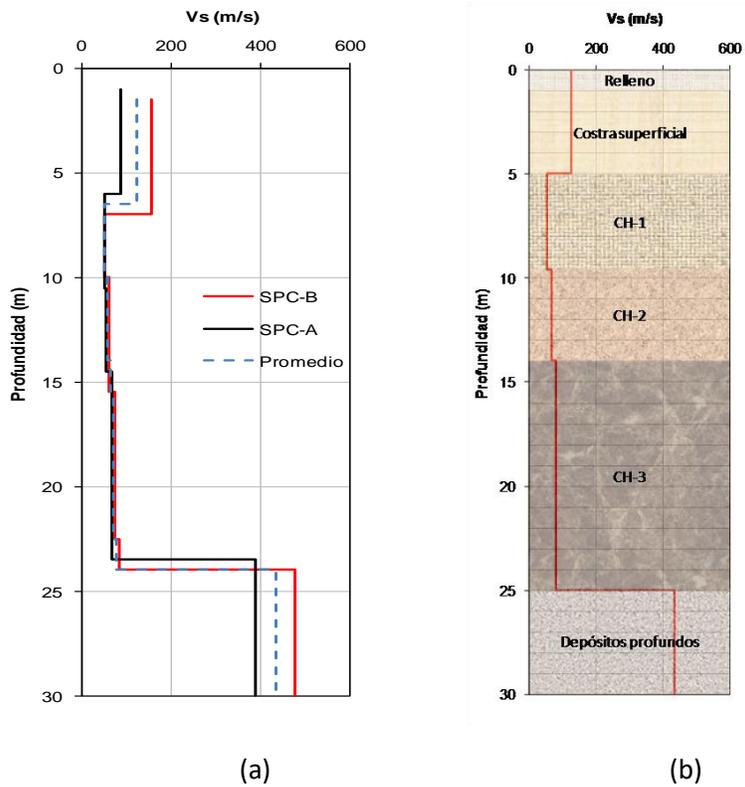


Figura 15. Perfiles de V_s : a) SPC-A, SPC-B y promedio, b) perfil definitivo

3.1.3.2 Velocidades de onda de corte obtenidas con ensayos Down Hole

En la Figura 16 a) se presenta el perfil de V_s obtenido mediante estudios geofísicos con el método Down Hole (Geotec, 2008). La comparación entre los perfiles obtenidos mediante el sondeo de cono y el estimado con Down Hole se presenta en la Figura 16 b). El perfil de Down Hole mostrado en la Figura 16 a) se ha ajustado para tener una correspondencia con los estratos identificados mediante los sondeos de cono. La diferencia entre ambos resultados es amplia. Es oportuno recordar que los métodos geofísicos son una forma indirecta de detectar unidades litológicas, mientras que un ensayo invasivo, como el del cono eléctrico, realiza mediciones directamente sobre los materiales del sitio.

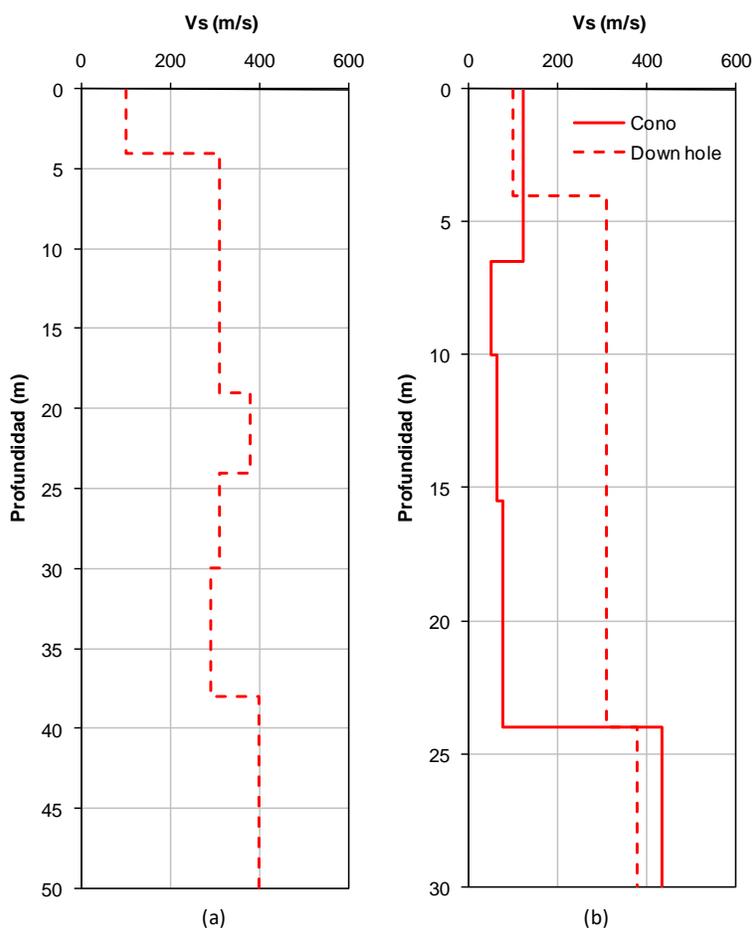


Figura 16. a) Perfil de V_s estimado con Down Hole, b) comparación con perfil de V_s estimado con cono

3.1.4 Módulos a deformaciones pequeñas

Los módulos de corte a deformaciones pequeñas, $G_{m\acute{a}x}$, se calcularon de acuerdo con la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad (3.2)$$

donde ρ es la densidad del material.

Los cálculos de $G_{m\acute{a}x}$, el módulo de Young efectivo, $E'_{m\acute{a}x}$, y el módulo de Young no drenado, $(E_u)_{m\acute{a}x}$, para deformaciones pequeñas, se presentan en las Tablas 3.6 y 3.7 para los métodos de exploración mediante cono y Down Hole, respectivamente.

Las expresiones para calcular $E'_{m\acute{a}x}$ y $(E_u)_{m\acute{a}x}$ se indican enseguida.

$$E'_{m\acute{a}x} = 2G_{m\acute{a}x}(1 + \nu') \quad (3.3)$$

$$(E_u)_{m\acute{a}x} = 2G_{m\acute{a}x}(1 + \nu_u) \quad (3.4)$$

donde ν' es la relación de poisson efectiva y ν_u la relación de poisson no drenada, igual a 0.5. Además, debido a que el módulo de corte representa al esqueleto de suelo, y no depende del agua en el mismo, ya que el agua no toma esfuerzos cortantes, se tiene que $G_{m\acute{a}x} = G'_{m\acute{a}x} = (G_u)_{m\acute{a}x}$.

Tabla 6. Propiedades dinámicas considerando los datos del cono eléctrico

Estrato	Profundidad (m)		ρ (Kg/m ³)	Vs (m/s)	ν'	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$E'_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$(E_u)_{m\acute{a}x}$ (MPa)
	de	a						
Relleno	0.0	1.5	1,631	124	0.33	25.08	66.71	75.23
Costra superficial	1.5	6.5	1,325	124	0.33	20.38	54.20	61.13
CH-1	6.5	10.0	1,213	53	0.33	3.41	9.06	10.22
CH-2	10.0	15.5	1,193	66	0.33	5.20	13.82	15.59
CH-3	15.5	24.0	1,213	78	0.33	7.38	19.63	22.14
Depósitos profundos	24.0	30.0	1,631	436	0.33	310.04	824.72	930.13

Tabla 3.7. Propiedades dinámicas considerando los datos de Down Hole

Estrato	Profundidad (m)		ρ (Kg/m ³)	Vs (m/s)	ν'	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$E'_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$(E_u)_{m\acute{a}x}$ (MPa)
	de	a						
Relleno	0.0	1.5	1,631	100	0.33	16.31	43.38	48.93
Costra superficial	1.5	6.5	1,325	100	0.33	13.25	35.25	39.76
CH-1	6.5	10.0	1,213	310	0.33	116.57	310.09	349.72
CH-2	10.0	15.5	1,193	310	0.33	114.61	304.88	343.84
CH-3	15.5	24.0	1,213	310	0.33	116.57	310.09	349.72
Depósitos profundos	24.0	30.0	1,631	380	0.33	235.51	626.47	706.54

La principal diferencia entre ambos métodos se encuentra en los estratos arcillosos, donde el método Down Hole estima módulos hasta 34 veces mayores a los calculados con los datos de cono.

3.1.5 Elección del perfil de velocidades definitivo

Con la finalidad de elegir el perfil de velocidades definitivo, se llevaron a cabo análisis unidimensionales de propagación de onda con el método lineal equivalente, con la finalidad de estimar el periodo del sitio para las dos condiciones que se tienen: 1) perfil de V_s obtenido con el

cono, y 2) perfil de V_s estimado mediante el ensaye Down Hole. Los estratos de relleno y costra superficial se consideraron como arenas, y las curvas de degradación utilizadas para estos materiales son las propuestas por Seed e Idriss (1991). Los materiales arcillosos se modelaron utilizando las curvas propuestas por Vucetic y Dobry (1991), utilizando los índices de plasticidad calculados en el laboratorio para cada material. Los valores son 114%, 82%, 192% para los materiales CH-1, CH-2 y CH-3, respectivamente. El sismo de entrada al modelo es una señal sintética cuya aceleración máxima es 0.08g. El contenido frecuencial del sismo de entrada se muestra en la Figura 17 mediante el espectro de amplitudes de Fourier.

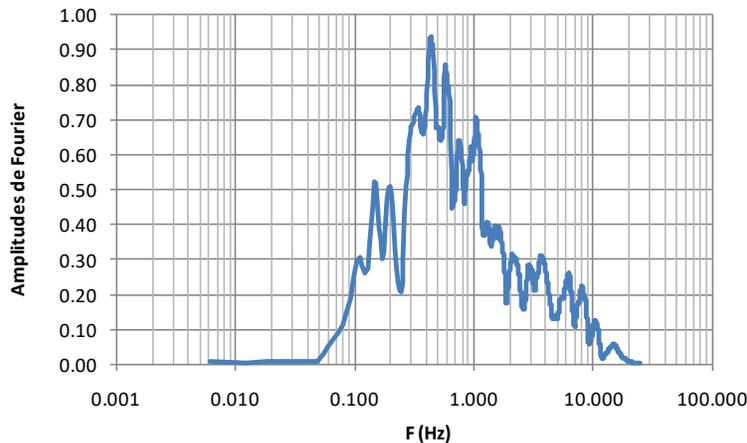


Figura 17. Espectro de amplitudes de Fourier del sismo de entrada utilizado en los análisis de propagación unidimensional

En la Figura 18 se muestran los espectros de respuesta en superficie para los perfiles de V_s utilizados. De acuerdo dicha figura, los periodos dominantes del depósito analizado para uno y otro caso son 1.70 y 0.57s para los casos de cono y Down Hole, respectivamente. De acuerdo con la figura A.1 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, el periodo predominante del suelo en la zona III, donde se ubica el sitio en estudio, está el intervalo 1.50 a 2.00s. Al comparar los resultados obtenidos de los análisis contra lo establecido en el reglamento, se concluye que los módulos dinámicos calculados con los datos de los ensayos de cono son adecuados para realizar cálculos de propagación, ya que arrojan un periodo dominante en el rango esperado de acuerdo con lo estipulado en el reglamento. En cuanto al periodo calculado utilizando los datos del estudio Down Hole, es evidente que las propiedades utilizadas no reproducen la respuesta dinámica esperada para la zona.

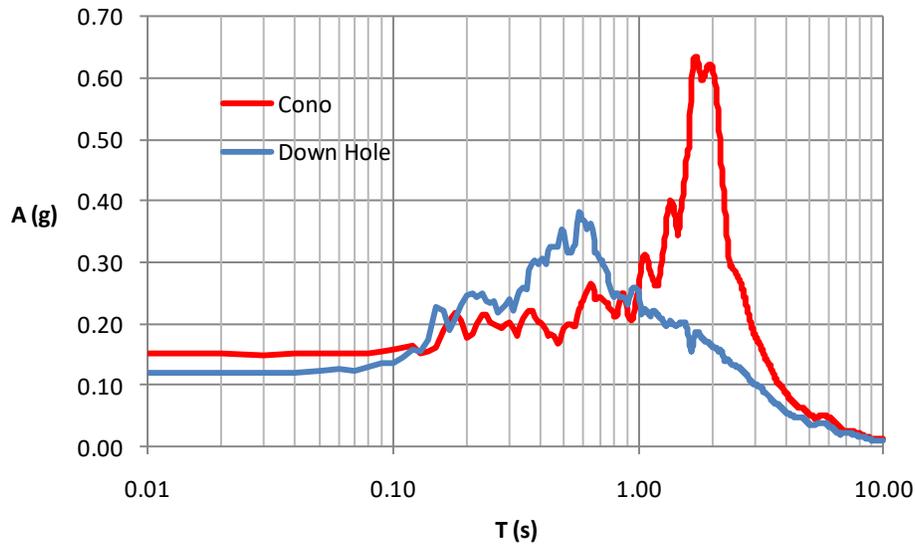


Figura 18. Espectros de respuesta en superficie

Debido a que los análisis de propagación unidimensional con el método lineal equivalente arrojaron resultados congruentes con lo esperado, de acuerdo con RCDF, para la zona de lago, se decidió que para las simulaciones numéricas bajo carga sísmica se utilizarán las propiedades dinámicas de la Tabla 3.6, calculadas utilizando los datos de los sondeos de cono eléctrico.

4. MODELADO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL PARA CARGA ESTÁTICA

4.1 PLANTEAMIENTO

Para la modelación numérica se empleará el programa Plaxis 2D, donde se incluyen los modelos constitutivos necesarios para la realización de este estudio; por ejemplo, la simulación del efecto de la consolidación de los suelos, por lo que es posible incluir el hundimiento regional. Asimismo, se incluyen elementos de interfaz entre el soporte y el terreno.

Debido a que en el análisis se estudia el comportamiento del túnel a largo plazo, el modelo se realiza en términos de los esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas (Plaxis 2D, 2009).

Las leyes constitutivas empleadas para los suelos duros y blandos consideran los modelos Mohr-Coulomb y Soft-Soil, respectivamente.

4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO

4.2.1 4.2.1 Modelo Mohr-Coulomb

Este modelo está implementado en el programa *Plaxis* y tiene las características principales siguientes:

- Es un modelo de tipo elástico plástico.
- La ley de cedencia es del tipo Mohr-Coulomb, Figura 19.
- La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke.
- Las deformaciones totales son la suma de las elásticas y plásticas.

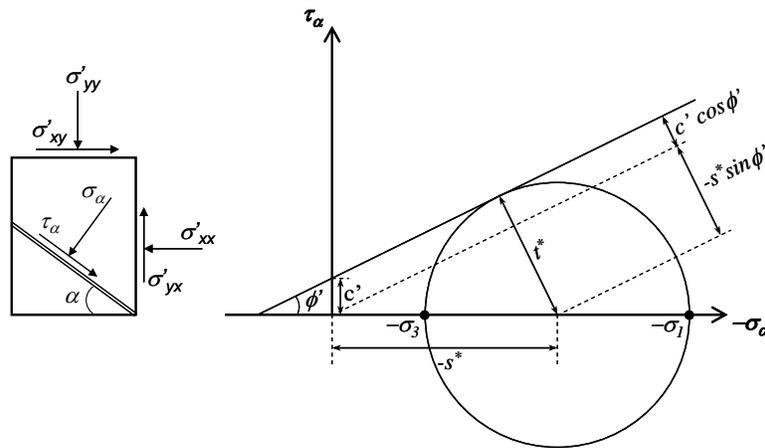


Figura 19. Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb

4.2.2 Modelo Soft-Soil

Este modelo es una alternativa del modelo *Cam Clay* Modificado (Brinkgreve, 1994) y se encuentra implementado en la versión comercial del programa *Plaxis*. Sus características principales, son:

- Al igual que el modelo *Cam Clay*, en el *Soft-Soil* el comportamiento del suelo elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez volumétrica y al cortante.
- La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada. Sin embargo, a diferencia del *Cam Clay*, la falla se define con el criterio de Mohr-Coulomb y la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla, Figura 20.

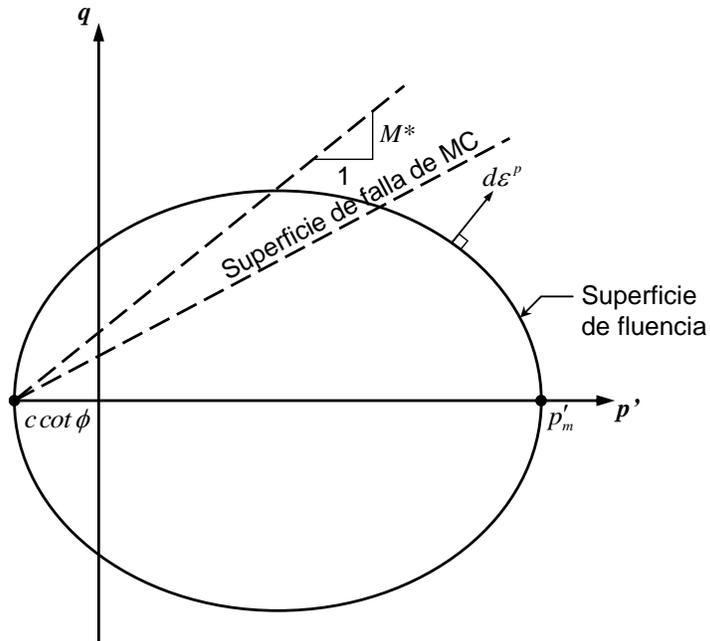


Figura 20. Superficie de fluencia para el modelo Soft-Soil

- c. Para suelos normalmente-consolidados, el modelo Soft-Soil obtiene una predicción más realista de la trayectoria de deformaciones. Lo anterior representa una mejora sustancial del modelo si se compara con el Cam Clay, ya que este último es bien conocido por su mala predicción del K_0 (Karstunen *et al.*, 2006).
- d. Al igual que el Cam Clay, el Soft-Soil es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas.

Los parámetros de compresibilidad que intervienen en el modelo *Soft-Soil* son: las pendientes de las líneas de re-compresión y compresión κ^* y λ^* , respectivamente, y la relación de sobre-consolidación *OCR*. Los parámetros κ^* y λ^* pueden determinarse de manera aproximada a partir de los coeficientes de compresibilidad de una prueba de consolidación unidimensional, como:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e_0)} \quad (4.1)$$

$$\kappa^* = \frac{2C_r}{2.3(1 + e_0)} \quad (4.2)$$

Asimismo, el *OCR* se calcula, como:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (4.3)$$

donde, σ' es el esfuerzo efectivo y σ'_p es el esfuerzo efectivo de pre-consolidación

También es necesario definir la relación de Poisson en descarga (ν_{ur}), que para fines prácticos es del orden de 0.20 a 0.33.

La ley de cedencia del modelo sigue ley de resistencia de Mohr-Coulomb, por tanto, se requiere definir los valores de c' y ϕ' , Fig 4.1.

Para que el algoritmo pueda definir las condiciones iniciales de esfuerzos, es necesario dar los valores de los coeficientes de tierra en reposo y normalmente-consolidado, K_0 y K_0^{nc} , que se definen, como (Mayne y Kulhawy, 1982 y Jaky, 1944; respectivamente):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)OCR^{\text{sen}\phi} \tag{4.4}$$

$$K_0^{nc} = 1 - \text{sen}\phi \tag{4.5}$$

4.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MODELO

Las etapas del modelado numérico están relacionadas directamente con el procedimiento constructivo del túnel y su comportamiento a largo plaza. En la Tabla 7 se numeran de manera resumida y a continuación se describen.

Tabla 7. Etapas para el modelado numérico

Etapa	Tipo de análisis	Descripción
1	Plástico: no-drenado, con medición del exceso de presión de poro)	Excavación y colocación del revestimiento primario
2	Consolidación	Disipación del incremento de la presión de poro provocada por tuneleo
3	Consolidación	Disipación de las condiciones piezométrica (U=50%)

Etapa 1. Construcción del revestimiento primario. Se modela la condición de construcción inmediatamente después de que el revestimiento primario es colocado. Se considera el relajamiento del terreno provocado durante el pasa de la tuneladora y colocación del revestimiento (decremento de la presión geostática en el frente de excavación, holgura existente entre el revestimiento y el suelo y decremento de la presión radial al túnel al colocar la presión de inyección, por ejemplo). Para tomar en cuenta el efecto de las juntas de las dovelas, se utiliza el parámetro de reducción de la rigidez del anillo (α) estimado en el proyecto de diseño

del revestimiento primario, que para esta zona del túnel es del orden de 0.3. El revestimiento incluye un elemento de interfaz entre el revestimiento del túnel y el suelo cuyo esfuerzo de cedencia es igual al del suelo.

Etapa 2. Consolidación del medio debida al exceso de presión de poro generado por la construcción del revestimiento primario. En esta etapa se disipa el exceso de presión de poro generado por el paso de la tuneladora y colocación del revestimiento primario.

Etapa 3. Consolidación del medio al abatimiento de las presiones intersticiales. Se modela el comportamiento del túnel a largo plazo considerando el descenso de las presiones de poro en el subsuelo, para lo cual es necesario considerar la disminución del módulo de elasticidad del concreto por flujo plástico ($FR = 0.57$). Se considera que el decremento de las presiones de poro es del 50% a partir de las condiciones piezométricas actuales. Los resultados obtenidos se comparan con el hundimiento regional medido en la zona (por ejemplo, II-UNAM). Es importante considerar que el asentamiento superficial generado por la disipación de la presión de poro del estrato arcilloso que cruza el túnel es una parte del asentamiento regional medido en la zona. Es conocido que una parte importante del asentamiento regional es generado por estratos más profundos (que de acuerdo con mediciones realizadas en la zona de la lumbrera de la estación Mexicaltzingo es del orden del 32%, Figura 11) por lo que la comparación del asentamiento observado con el determinado en el análisis no es uno a uno.

5. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL RECUBRIMIENTO PRIMARIO DEL TÚNEL MEDIANTE UN ANÁLISIS NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL

5.1 PLANTEAMIENTO

Para el estudio del comportamiento sísmico del revestimiento primario del túnel de la Línea 12, se propuso elaborar un modelo numérico tridimensional que incluyera los materiales geológicos que atraviesa el túnel, así como la topografía del sitio y geometría de la estructura subterránea. El modelo desarrollado sirve para analizar los esfuerzos y desplazamientos en el revestimiento del túnel, los cuales permiten determinar si éste tiene un desempeño adecuado ante el evento sísmico considerado. Dada la importancia de la estructura a analizar, deben considerarse las dos componentes sísmicas horizontales, conforme a lo estipulado en las condiciones de análisis y diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004).

El análisis numérico se realiza empleando el método de diferencias finitas lagrangeanas tridimensional, implementado tanto para condiciones estáticas como dinámicas (ICG, 2002).

El tramo que se analizó comprende desde la estación Mexicaltzingo, en dirección Ermita, hasta el cruce con Circuito Interior Río Churubusco.

5.2 OBJETIVO

Investigar si el recubrimiento primario del túnel de la línea 12 del metro se comporta adecuadamente bajo el ambiente sísmico considerado, para determinar si es necesario colocar un recubrimiento secundario en el túnel.

5.3 PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

Enseguida se presentan, en forma secuencial, los pasos que seguirá el procedimiento de análisis para la revisión sísmica del recubrimiento primario.

1. Con base en la información geotécnica disponible, se establece la secuencia estratigráfica a utilizar en los análisis numéricos. La zona por analizar corresponde desde la estación Mexicaltzingo, donde el túnel se aloja en arcilla, en dirección Ermita y hasta la zona en la que el túnel se apoya sobre estratos competentes, aproximadamente a la altura de Circuito Interior Río Churubusco. Las propiedades de los materiales corresponderán con la condición actual. Esto resulta conservador para analizar la condición a largo plazo.
2. Elegir un movimiento sísmico para utilizar como excitación en los análisis dinámicos. El sismo a utilizar debe ser compatible con el espectro de diseño sísmico establecido para la zona lacustre indicada en el RCDF (2004).
3. Elaboración de un modelo numérico tridimensional de la zona del túnel a analizar. La discretización del modelo atiende al contenido frecuencial del sismo elegido para los análisis, de tal forma que la dimensión mínima de los elementos sea la adecuada para simular la propagación de las ondas sísmicas (Kuhlemeyr y Lysmer, 1973; Romo *et al.*, 1980; Hatzigeorgiou y Beskos, 2010)
4. Calibrar el modelo numérico para los análisis de propagación de onda.
5. Se modela el túnel considerando su proceso constructivo en forma indirecta. Para la definición de esta etapa se emplean los resultados de los análisis que se realizan con el elemento finito 2D (PLAXIS) considerando una reducción de la rigidez del soporte por la presencia de las juntas longitudinales y transversales del anillo de dovelas.
6. Se aplican los módulos de corte dinámicos y los amortiguamientos de los materiales antes de aplicar la carga sísmica. El valor de los módulos se obtiene de diversas fuentes existentes: estudios geofísicos, de ensayos de péndulo de torsión, y de correlaciones con el cono eléctrico.
7. Considerando el decremento de la rigidez del revestimiento, se aplica la carga sísmica para calcular las deformaciones inducidas en el túnel.
8. Recuperación e interpretación de los resultados obtenidos de la simulación numérica.

Con base en los resultados de estos estudios se verifica el comportamiento del recubrimiento del túnel ante la sollicitación sísmica considerada, con base en las deformaciones inducidas en el revestimiento.

5.4 DEFINICIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO

Dado que no se han realizado estudios de peligro sísmico para el tramo en revisión, se llevó a cabo un análisis simplificado que permite establecer el sismo sintético que se emplea como excitación en las simulaciones numéricas del túnel.

El criterio que se emplea para definir el ambiente sísmico de diseño corresponde a un análisis determinista de peligro sísmico. Éste se enfoca en proponer la aceleración máxima del terreno, así como una serie de tiempo que represente al sismo máximo creíble (Hashash *et al.*, 2001). Los pasos a seguir para ejecutar este tipo de análisis se describen brevemente enseguida (Kramer, 1996):

1. Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas capaces de producir sismos de magnitud significativa en el sitio de interés.
2. Selección de la distancia entre el sitio y la fuente, así como la distancia focal
3. Selección de la magnitud del sismo proveniente de la(s) fuente(s) considerada(s), así como la aceleración máxima en roca correspondiente, inducida en el sitio de interés.
4. Definición formal del peligro sísmico en el sitio, expresado mediante la aceleración máxima del terreno (PGA), ordenadas de espectro de respuesta y serie de tiempo del sismo máximo creíble.

Cabe señalar que un análisis determinista de peligro sísmico es una forma directa de evaluar el peor escenario en un sitio. Sin embargo, a diferencia de los análisis probabilistas de peligro sísmico, el enfoque determinista no establece ni la probabilidad ni la frecuencia de ocurrencia del sismo estimado (Hashas *et al.*, 2001).

5.4.1 Criterios para los sismos de diseño

Existen dos niveles para los sismos de diseño: El sismo máximo y el sismo de operación. En un análisis determinista de riesgo sísmico, el sismo máximo de diseño se define como el máximo nivel sísmico que se puede presentar en el sitio de interés, mientras que, para el caso de los análisis probabilistas de riesgo sísmico, se define como un evento con baja probabilidad de excedencia durante la vida útil de la estructura.

El objetivo de un diseño sujeto al sismo máximo de diseño es mantener la seguridad de los usuarios durante y después del evento sísmico, es decir, la estructura no debe colapsar, aun cuando sufra daños importantes por efecto del sismo.

Para los diseños sujetos al sismo de operación, el objetivo es que los sistemas estructurales sigan funcionando durante y después del evento sísmico, y que los daños inducidos sean mínimos o incluso inexistentes. Por lo tanto, bajo este criterio, se requiere que la estructura subterránea se comporte dentro de su rango elástico.

Para el caso del túnel de la Línea 12 del metro, se utilizó el sismo máximo de diseño para los análisis a ejecutar. Se toma este criterio ya que este nivel de sismo es el que se determina del análisis determinista de peligro sísmico.

5.4.2 Sismo máximo de diseño

Para establecer el sismo máximo de diseño se siguen los pasos descritos anteriormente para el análisis determinista de peligro sísmico.

5.4.2.1 Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas

Los sismos de subducción generados en la costa del pacífico son los que más contribuyen al peligro sísmico en México (Zúñiga *et al.*, 1997). De acuerdo con esto, se elige la brecha de Guerrero como la fuente sismogénica con mayor potencial para generar un sismo de gran magnitud que afecte al tramo en estudio.

5.4.2.2 Selección de la distancia entre el sitio y la fuente, así como la distancia focal

Se considera que la distancia más corta entre el sitio y la fuente es aproximadamente igual a $E_d = 350$ km (Romo *et al.*, 2009), la cual se mide desde el sitio hasta las costas de Guerrero. La distancia focal mínima para los eventos de subducción es de $F_d = 16$ km, ya que la morfología de las placas tectónicas impide que los eventos de este tipo ocurran a profundidades menores (Zúñiga *et al.*, 1997).

5.4.2.3 Selección de la magnitud del sismo y de la aceleración máxima en roca

Se determina que la magnitud del sismo máximo de diseño es $M_w = 8.3$. Para calcular la aceleración máxima que induce el sismo en función de la distancia, se utiliza la ley de atenuación propuesta por Crouse (Crouse *et al.*, 1990). Se elige la propuesta de Crouse ya que es la que proporciona las mejores aproximaciones de la aceleración máxima para los sismos mexicanos de subducción (García *et al.*, 2007). La ley de atenuación de Crouse está dada por la ecuación 1:

$$\ln PGA = C_1 + C_2 M_w + C_3 F_d + C_4 \ln E_d \quad (5.1)$$

donde $C_1 = 1.2858$, $C_2 = 0.4904$, $C_3 = 0.0035$ y $C_4 = -0.4195$. La desviación estándar, σ , asociada con la ecuación (5.1) está dada por $\ln \sigma = 3.432$.

En la Figura 21 a) se presentan las relaciones de atenuación para sismos de diferentes magnitudes, calculadas con la ecuación (5.1). El caso del sismo máximo de diseño considerado, $M_w = 8.3$, se presenta en la Figura 21 b), junto con los valores una desviación estándar arriba y abajo de la media.

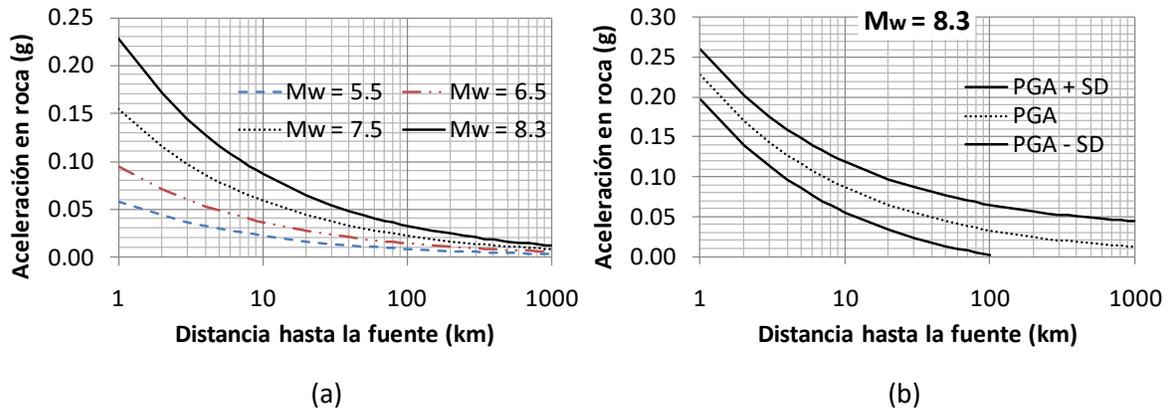


Figura 21. Atenuación de la aceleración con la distancia para a) varias magnitudes de sismo y b) para el sismo máximo de diseño incluyendo la desviación estándar

Para los parámetros elegidos, la aceleración máxima en roca en el sitio es 0.02g. Dada la incertidumbre asociada con las leyes de atenuación, y con la importancia de la estructura en consideración, se suma una desviación estándar al valor calculado (Romo *et al.*, 2009), obteniendo un valor de 0.05g.

5.4.2.4 Aceleración máxima del terreno en superficie y ordenadas espectrales

Dado que el cálculo de PGA realizado con la ley de atenuación de Crouse (Crouse *et al.*, 1990) corresponde a valores en roca, es necesario estimar el valor de PGA correspondiente a la superficie del terreno en el sitio. Sin embargo, ya que se desconoce a qué profundidad se encuentra la roca en el tramo en estudio, se recurre al procedimiento empírico propuesto por Idriss (1990) que estima la PGA en superficie a partir de la aceleración en roca, conforme a la Figura 22, en la cual se coloca un punto sobre la curva media recomendada por Idriss, correspondiente con el valor de 0.05 g calculado con la ley de atenuación. La aceleración en superficie asociada a ese nivel de aceleración en roca es alrededor de 0.14g. Dado que el procedimiento de Idriss es empírico, y a que la estructura en cuestión es de gran importancia, se decide incrementar el valor de 0.14g en un 50 %, conforme a lo establecido en el RCDF (2004) para estructuras cimentadas sobre zona III. Es claro que conceptualmente este criterio no aplica para el caso del túnel, ya que en el reglamento se plantea para estructuras superficiales. Sin embargo, se utilizará por las razones expuestas. Una vez aplicado el factor de 1.5, la aceleración en superficie para el sitio en estudio es 0.21 g.

El espectro de diseño cuya ordenada al origen es compatible con el valor de 0.21g calculado, corresponde al espectro de la zona IIIb del RCDF (2004) calculado con el criterio establecido en el apéndice A de las NTC de diseño por sismo, en el cual se toma en cuenta el periodo fundamental del depósito de suelo, T_s . El valor de T_s se calculó anteriormente como 1.7 segundos, en el capítulo de definición de las propiedades dinámicas del subsuelo. El espectro de diseño para el sitio analizado se muestra en la Figura 23, donde el valor de la aceleración del terreno es 0.26g. Este es un valor mayor que el calculado para el sitio, pero a falta de un espectro específico para el sitio de interés, se utilizará en el espectro reglamentario.

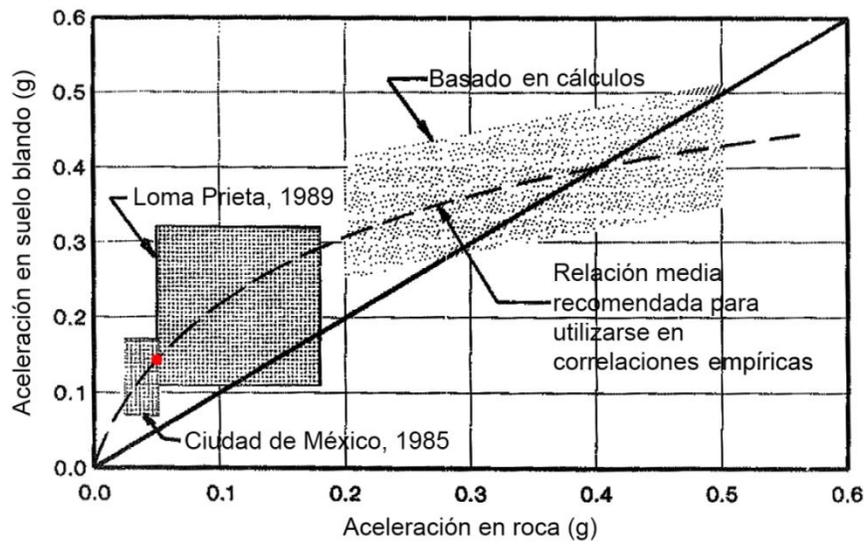


Figura 22. Variación de la aceleración en sitios blandos – roca. Modificado de Idriss (1990)

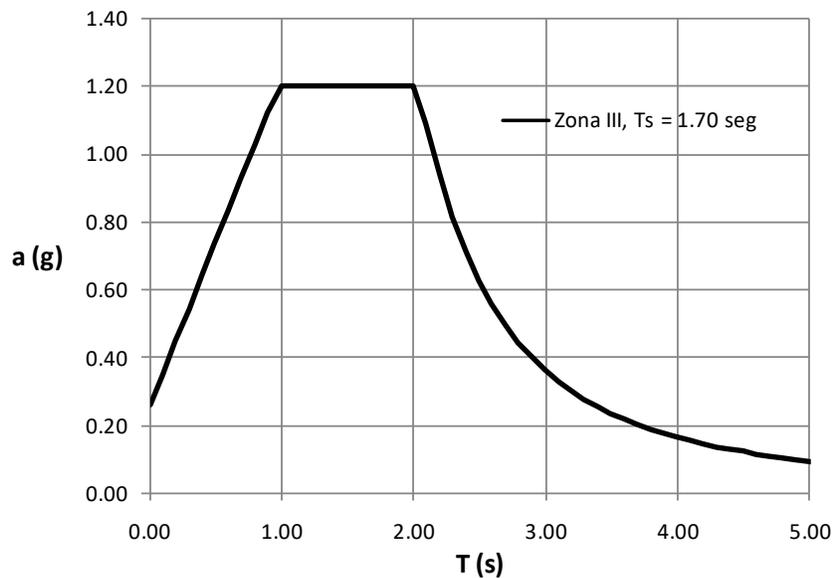


Figura 23. Espectro de diseño establecido en el RCDF (2004)

5.4.3 Sismo sintético compatible con el espectro de diseño

Una vez establecido el espectro de diseño, se genera un sismo sintético cuyo espectro de respuesta sea compatible con el de diseño.

Las señales sintéticas utilizadas se generaron en el dominio de la frecuencia, usando la teoría de vibraciones aleatorias, conforme a lo propuesto por Vanmarcke y Gasparini (1976). La metodología

consiste en expresar el espectro de respuesta objetivo mediante una función de densidad espectral, $G(\omega)$. Una vez estimada $G(\omega)$, se utilizan sus amplitudes espectrales para calcular los coeficientes de Fourier, A_i , mediante la relación expresada en la ec (5.2):

$$G(\omega_n)\Delta\omega = \frac{A_i^2}{2} \quad (5.2)$$

Una vez calculado el vector de amplitudes de Fourier, se sintetizan series de tiempo mediante la transformada inversa de Fourier:

$$x(t) = \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(\omega_i t + \phi_i) \quad (5.3)$$

donde ω_i y ϕ_i son la frecuencia angular y el ángulo de fase del término i , respectivamente. Los ángulos de fase de (5.3), ϕ_i , se generan en forma aleatoria con una distribución de probabilidades normal, variando entre 0 y 2π .

Para representar la naturaleza transitoria de los sismos naturales, las señales sintéticas obtenidas con la ec 5.3 se modifican a través de una función de forma, $I(t)$, para modular la intensidad de $x(t)$. Estas funciones pueden ser trapezoidales, exponenciales o compuestas. Las señales utilizadas en los análisis sísmicos del túnel se generaron usando funciones de forma trapezoidal. Finalmente, los sismos sintéticos desarrollados con la metodología descrita se escriben como:

$$z(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(\omega_i t + \phi_i) \quad (5.4)$$

La señal resultante de la ecuación (5.4) es estacionaria en la frecuencia, con una aceleración pico cercana a la aceleración objetivo. Esta aceleración máxima se ajusta para igualar la aceleración máxima objetivo. Una vez escalada la señal, se corrige por línea base para asegurar una velocidad cero del terreno al final del sismo. Ya con la señal escalada y corregida por línea base, se calcula su espectro de respuesta y se compara con el espectro objetivo para ajustar el resultado:

$$G(\omega_n)_{j+1} = G(\omega_n)_j \left[\frac{S_V(\omega_n)}{S_V^{(j)}(\omega_n)} \right]^2 \quad (5.5)$$

En la ecuación (5.5), $G(\omega_n)_j$ es el espectro de potencia del ciclo j , $G(\omega_n)_{j+1}$ el del ciclo $j+1$, $S_V(\omega_n)$ es el espectro de respuesta objetivo y $S_V^{(j)}(\omega_n)$ el espectro de respuesta en la iteración j , ambos en términos de velocidades. Con el espectro de respuesta modificado, $G(\omega_n)_{j+1}$, se calcula una nueva serie de tiempo y el proceso se repite hasta alcanzar la convergencia, lo cual sucede normalmente en 4 ó 5 ciclos.

Aplicando la metodología descrita, se generó la señal sintética mostrada en Figura 24 a). Su espectro de respuesta se presenta en la Figura 24 b), junto con el espectro de diseño (espectro objetivo). Para el caso de estructuras subterráneas, el parámetro principal que debe ajustarse entre el espectro de respuesta sintético y el de diseño, es la aceleración máxima del terreno, y no tanto las ordenadas espectrales máximas, ya que éstas corresponden a estructuras colocadas sobre la superficie del suelo. Se observa que la señal sintética generada tiene una PGA mayor que la del espectro objetivo.

Este aspecto se ajustará después de hacer la deconvolución, para empatar las aceleraciones sobre el terreno entre la señal a utilizar y la establecida por el espectro de diseño.

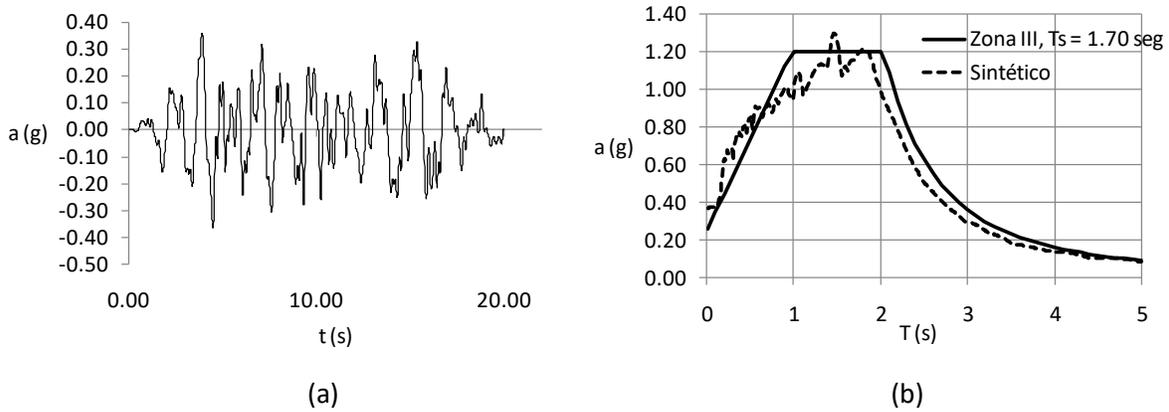


Figura 24. a) Sismo sintético en superficie, b) Su espectro de respuesta comparado contra el de diseño establecido en el RCDF (2004)

5.4.4 Definición de la excitación dinámica en la base del modelo estratigráfico

Las señales sintéticas calculadas en superficie se deconvolvieron para obtener los movimientos sísmicos en la base del modelo. El proceso se llevó a cabo resolviendo la ecuación de convolución siguiente:

$$f_i(t) * h(t) = f_o(t) \quad (5.6)$$

donde $f_o(t)$ es la señal sintética en superficie, $f_i(t)$ la señal sintética a determinar en la base del modelo y $h(t)$ es una función que representa al medio estratificado a través del cual se propagan las ondas sísmicas. Para despejar a $f_i(t)$ de la ecuación (5.6), se utilizó el teorema de convolución:

$$\mathbf{F} \{f_i(t) * h(t)\} = F_i(\omega) \cdot H(\omega) \quad (5.7)$$

Donde \mathbf{F} es el operador de la transformada de Fourier, $F_i(\omega)$ y $H(\omega)$ son las transformadas de Fourier de $f_i(t)$ y $h(t)$, respectivamente.

Combinando las ecs 5.6 y 5.7 se escribe:

$$F_i(\omega) \cdot H(\omega) = F_o(\omega) \quad (5.8)$$

donde se despeja la transformada de $f_i(t)$ y se obtiene su transformada inversa:

$$f_i(t) = \mathbf{F}^{-1} \{F_o(\omega) \cdot H^{-1}(\omega)\} = \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(\omega_i t + \phi_i) \quad (5.9)$$

La función compleja $H(\omega)$ en la ec 5.9 representa la función de transferencia de cada estrato, obtenida bajo la hipótesis de un comportamiento lineal del medio. El proceso descrito se llevó a cabo considerando un estrato de suelo homogéneo amortiguado situado sobre roca elástica. El depósito tiene propiedades equivalentes al perfil stratigráfico del sitio en estudio. Esta idealización se implementó para facilitar el proceso de deconvolución, el cual se llevó a cabo utilizando la función de transferencia para el caso de suelo uniforme amortiguado subyacente por un semiespacio de roca elástica, que para el sitio en estudio corresponde a los depósitos profundos. La función de transferencia utilizada se muestra en la ec 5.10.

$$H(\omega) = \frac{1}{\cos(\omega H / v_{ss}^*) + i\alpha_z^* \text{sen}(\omega H / v_{ss}^*)} \quad (5.10)$$

donde ω es frecuencia angular, H la profundidad del depósito de suelo, α_z^* es la relación de impedancias compleja, v_{ss}^* es la velocidad de onda compleja del suelo, $i = \sqrt{-1}$.

En la Figura 25 a) se muestra la función de transferencia calculada con la ec 5.10, y en la Figura 25 b) la serie “profundidad” muestra el espectro de amplitudes de Fourier de la señal sintética deconvuelta, comparada contra el espectro de la señal en superficie. Se observa el cambio de frecuencias y amplitudes entre una y otra señal, debido a su paso por el depósito de suelo.

Una vez calculada la transformada de Fourier de la señal en la base del modelo, se utiliza la ecuación (5.9) para obtener la transformada inversa que sintetiza la serie de tiempo actuante en la base del perfil stratigráfico. En la figura 6a se muestran la señal sintética deconvuelta hasta el afloramiento de los estratos profundos junto con el sismo sintético en superficie.

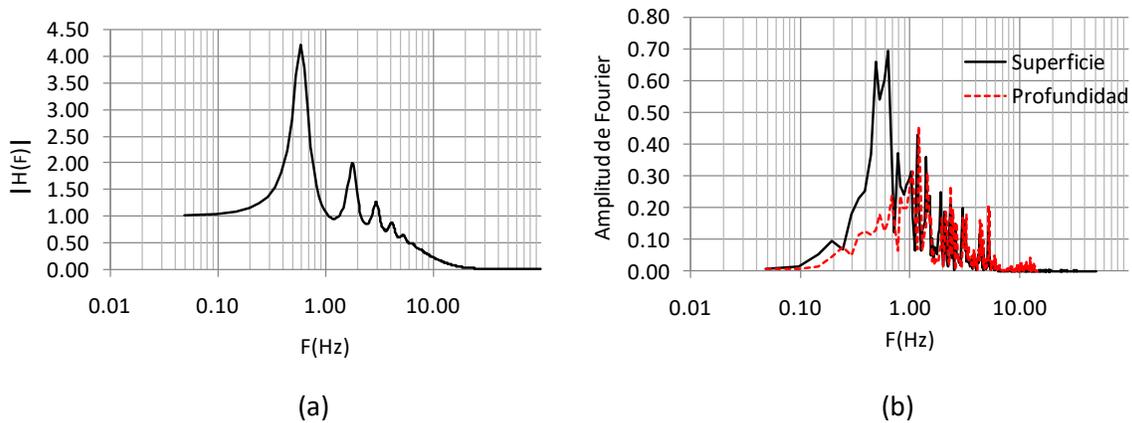


Figura 25. a) Función de transferencia, b) Espectros de amplitudes de Fourier

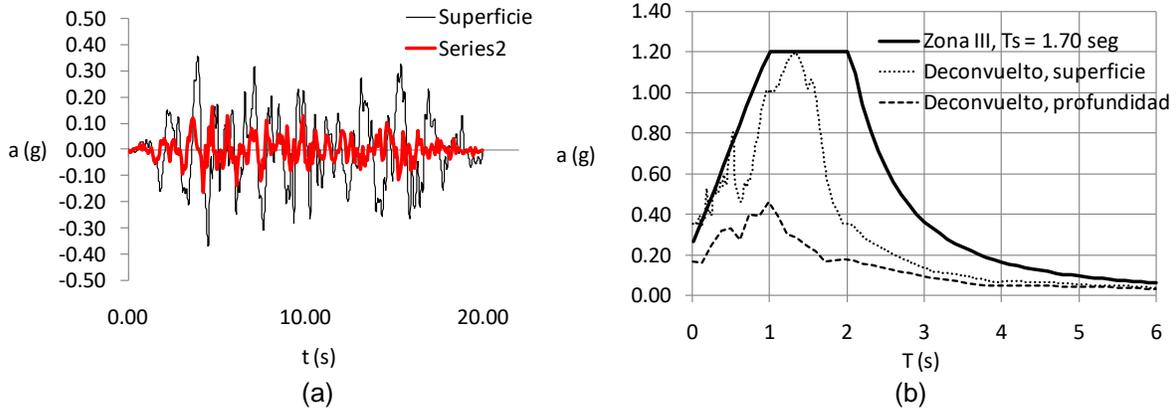


Figura 26. a) Series de tiempo en superficie y profundidad, b) Espectros de respuesta en superficie y profundidad calculados con la señal deconvuelta

Con la señal deconvuelta se realizó un análisis de propagación unidimensional para verificar que el espectro de respuesta que se produce en superficie queda cubierto por el de diseño. Los resultados que se presentan en la Figura 26 b) verifican esta condición. Como referencia, se incluye el espectro de respuesta en la base del estrato.

Se observa en la Figura 26 b) que la ordenada espectral correspondiente a la PGA que resulta del análisis de propagación de onda con la señal deconvuelta, es superior a la del espectro de diseño. Para ajustar ambos valores de PGA se reducen en 30 % las amplitudes de la señal deconvuelta. La señal ajustada se muestra en la Figura 27 a) y en la Figura 27 b) se presenta el espectro de respuesta correspondiente, normalizado contra la PGA estipulada en el espectro de diseño. Se observa que después del ajuste, las aceleraciones máximas del terreno entre el espectro de diseño y el calculado mediante el análisis de propagación con la señal deconvuelta son prácticamente iguales.

El sismo sintético definido se aplicará en la dirección longitudinal del túnel. Además, en forma simultánea a la dirección longitudinal, se aplicará el 30% del sismo en la dirección transversal. Esto con la finalidad de recrear un ambiente sísmico severo más cercano a la realidad.

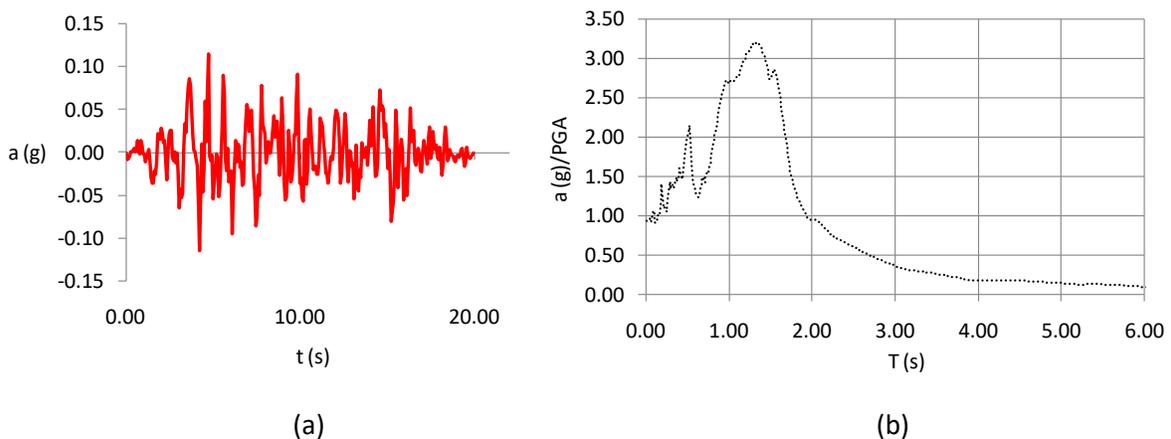


Figura 27. a) Sismo sintético a utilizar como excitación en la base de los modelos numéricos, b) Espectro de respuesta en superficie normalizado contra la PGA indicada por el espectro de diseño

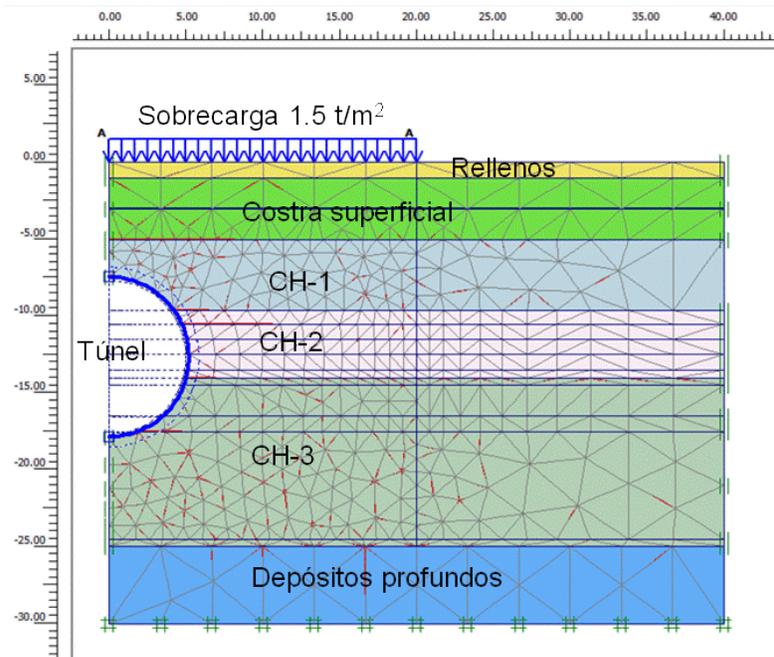
Por tanto, el sismo sintético que se utilizará en los análisis dinámicos es el que se presenta en la Figura 27 a). Este sismo produce el espectro de respuesta en superficie mostrado en la Figura 27 b), cuya PGA corresponde con la del espectro de diseño establecido en el RCDF (2004). El valor de PGA a utilizar proviene del análisis determinista de peligro sísmico, y corresponde aproximadamente con un temblor de magnitud 8.3 generado en la brecha de Guerrero. El sismo generado se aplicará al 100 % en la dirección longitudinal, y al 30 % en la dirección transversal al eje del túnel.

6. RESULTADOS

6.1 PROCESO CONSTRUCTIVO Y CONSOLIDACIÓN

6.1.1 6.1.1 Características del modelo de elementos finitos 2D

En la Figura 28 se presenta la malla de elementos finitos empleada para el análisis a corto y largo plazo del túnel (proceso constructivo y consolidación, respectivamente); asimismo, se indican las propiedades mecánicas de los geomateriales.



a) Malla de elementos finitos

			Linear Elastic		Mohr-Coulomb		Soft Soil										
ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]	E_{OCR} [kN/m ²]	c_{OCR} [kN/m ²]	γ_{ref} [m]	T-Strength [kN/m ²]	R_{inter} [-]	
1	CH-1	UnDrained	11.9	11.9	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.45	4900.0	53.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
2	CH-1L#LP_MC	Drained	11.9	11.9	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.33	411.0	1.0	35.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
4	CH-2	UnDrained	11.7	11.7	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.45	6275.0	71.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
5	CH-2L#LP_MC	Drained	11.7	11.7	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.33	1000.0	1.0	35.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
7	CH-3	UnDrained	11.9	11.9	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.45	13500.0	128.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
8	CH-3L#LP_MC	Drained	11.9	11.9	1.0000E-0005	1.0000E-0005	0.33	950.0	1.0	35.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	
10	Costra superficial	UnDrained	13.0	13.0	0.0100	0.0100	0.30	6455.0	100.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
12	Depositos profundos	UnDrained	16.0	16.0	0.0100	0.0100	0.30	22727.0	10.0	32.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	
13	Relleno	UnDrained	16.0	16.0	0.0100	0.0100	0.33	3727.0	50.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1E10	1.00	

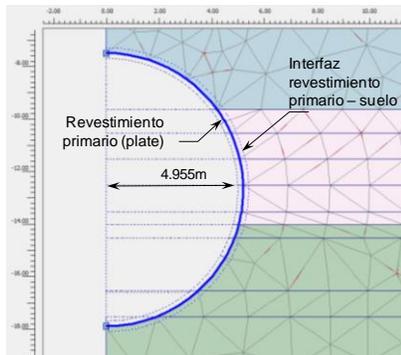
b) Propiedades mecánicas del suelo para un comportamiento tipo Mohr-Coulomb

			Linear Elastic		Mohr-Coulomb		Soft Soil										
ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	λ^* [-]	κ^* [-]	ν_{ur} [-]	K_0^{nc} [-]	m [-]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]	ψ [°]	R_{inter} [-]		
3	CH-1L#LP_SS	UnDrained	11.9	11.9	8.6000E-0004	8.6000E-0004	0.2590	0.0550	0.15	0.426	1.82	1.0	35.0	0.0	1.00		
6	CH-2L#LP_SS	UnDrained	11.7	11.7	8.6000E-0004	8.6000E-0004	0.0984	0.0302	0.15	0.426	1.78	1.0	35.0	0.0	1.00		
9	CH-3L#LP_SS	UnDrained	11.9	11.9	8.6000E-0004	8.6000E-0004	0.0168	0.0030	0.15	0.426	1.84	1.0	35.0	0.0	1.00		

c) Propiedades mecánicas del suelo para un comportamiento tipo Soft Soil

Figura 28. Malla de elementos finitos empleada para el análisis del túnel a corto y largo plazo (proceso constructivo y consolidación, respectivamente) para el tramo Mexicaltzingo-Av. Río Churubusco, y propiedades mecánicas empleadas para cada geomaterial.

En la Figura 29 se muestra un detalle del modelo del revestimiento primario del túnel empleado en el análisis.



Etapa	Revestimiento	Tipo de elemento	f'_c MPa	α	F_R	E MPa	e cm
1,2 y 3	Primario	Plate	45	0.3	1.00	8734	40
4	Primario	Plate	45	0.3	0.60	5240	40

$$E = \alpha F_R (2,700 \sqrt{f'_c} + 11,000) [MPa]$$

α = factor de reducción de la rigidez del anillo
 f'_c = resistencia a la compresión simple
 F_R = factor de reducción por flujo plástico
 E = módulo de elasticidad
 e = espesor
 I = módulo de inercia

Figura 29. Detalle de la malla de elementos finitos empleada del revestimiento, así como las propiedades empleadas.

En la Figura 30 se presenta la condición de presión de poro al inicio del análisis que fue la indicada previamente en la Figura 5.

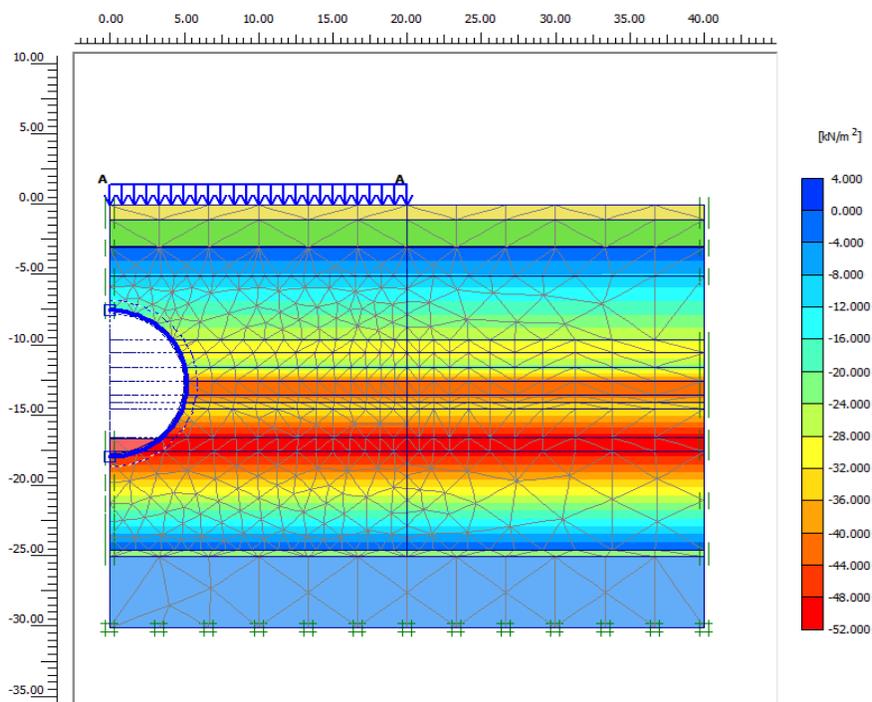


Figura 30. Presión de poro al inicio del análisis.

En la Fig 6.4 se indican las etapas de análisis así como el criterio de comportamiento del suelo empleado para cada una de ellas. Como se observa, durante la etapa constructiva se empleó un modelo Mohr-Coulomb considerando un comportamiento no drenado (aunque en algunas etapas se permite la disipación de la presión de poro mediante el proceso de consolidación total de la presión de poro generada en exceso), y posteriormente, se lleva a cabo el análisis de consolidación de los estratos arcillosos considerando un comportamiento del suelo del tipo Soft-Soil.

Etapa	Tipo de análisis	Descripción
1	Análisis plástico Mohr-Coulomb No drenado	Aplicación de sobrecarga
2	Análisis plástico Mohr-Coulomb No drenado	Excavación
3	Consolidación Mohr-Coulomb	Exceso de disipación de poro (Minimum pore pressure)
4	Análisis plástico Mohr-Coulomb No drenado	Colocación del revestimiento primario Dovelas
5	Consolidación Mohr-Coulomb	Exceso de disipación de poro (Minimum pore pressure)
6	Soft Soil/Mohr Coulomb No Drenado	Decremento de presion de poro al 50% de la actual
7	Soft Soil/Mohr Coulomb Drenado	Consolidación

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0	0	0
✓ sobrecarga	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	1	1	2
✓ excavacion	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	2	3	4
✓ exceso disipacion	3	2	Consolidation ana...	Minimum pore pressure	4116.00 day	2	5	12
✓ dovelas	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	4	13	14
✓ exceso disipacion	5	4	Consolidation ana...	Minimum pore pressure	1533.40 day	4	15	20
✓ decremento pp	6	5	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	6	21	22
✓ Consolidacion 50%	7	6	Consolidation ana...	Staged construction	9125.00 day	7	23	44

Figura 31. Etapas de análisis con el MEF.

6.1.2 Resultados del análisis de elementos finitos 2D

Como resultados de los análisis se tienen los estados de esfuerzos y deformación en el suelo y los elementos mecánicos y desplazamientos en el revestimiento para cada etapa de análisis.

En la Figura 32 y Figura 33 se muestran los resultados en la última etapa de análisis, es decir, al final de la consolidación provocada por el decremento de las presiones de poro en el suelo, es decir al 50% de su valor inicial, que es la etapa más crítica del análisis.

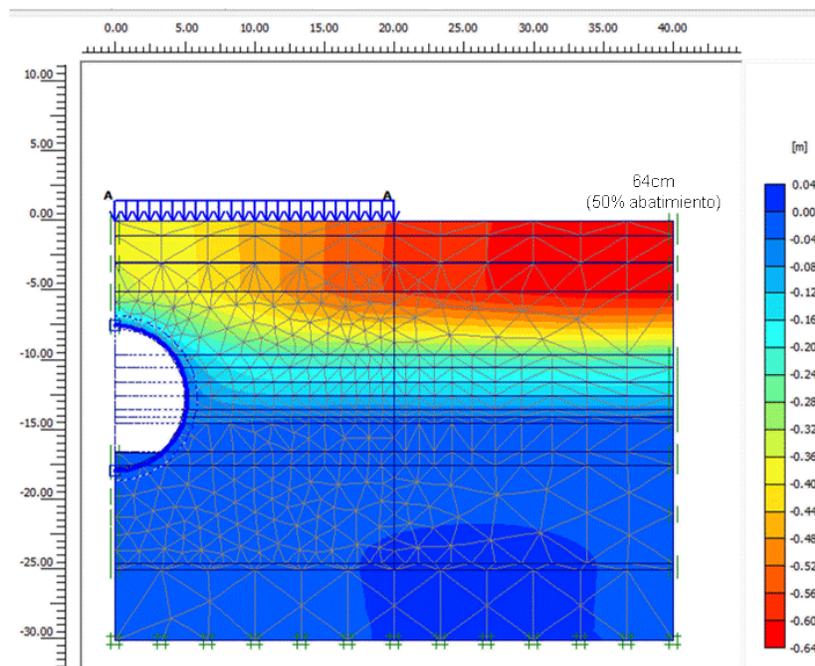
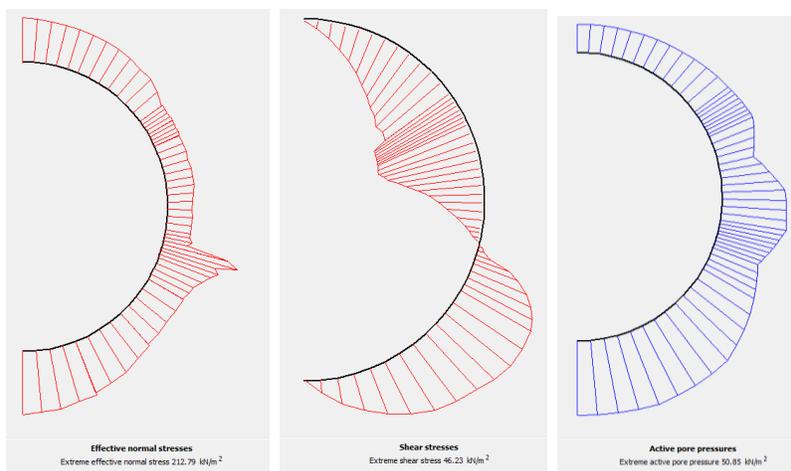
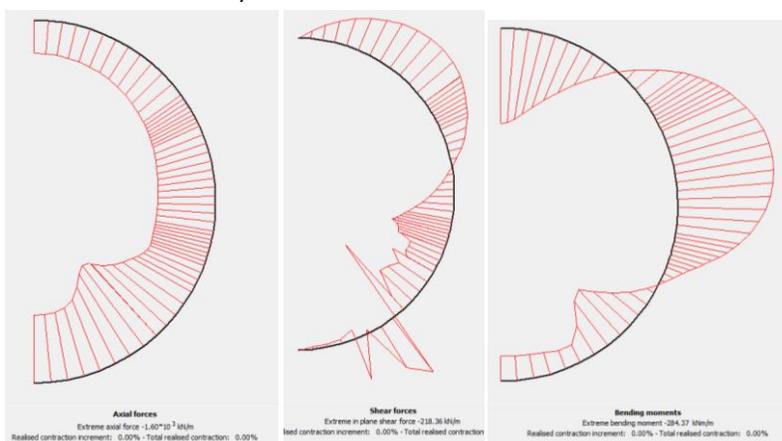


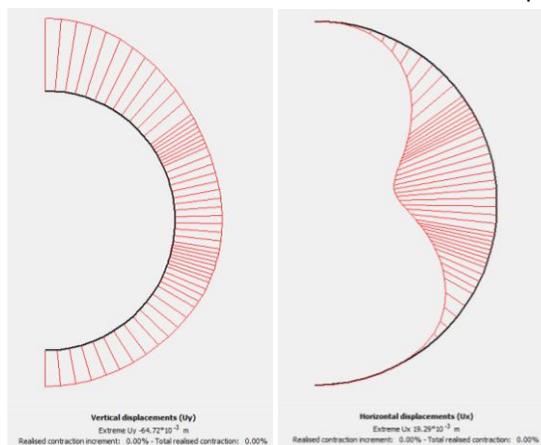
Figura 32. Desplazamientos verticales inducidos después de la consolidación del suelo al disminuir la presión de poro al 50% de su valor actual



a) Esfuerzos alrededor del túnel



b) Elementos mecánicos en el revestimiento primario



c) Desplazamientos en el revestimiento primario

Figura 33. Estado de esfuerzos y desplazamientos inducidos en el revestimiento del túnel después de la consolidación del suelo al disminuir la presión de poro al 50% de su valor actual

Como se observa en la Figura 32, el hundimiento inducido al final del análisis en la zona lejana al túnel es de 64cm. Comparando dicho valor al obtenido con los métodos tradicionales, por ejemplo, al utilizar la expresión:

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} \Delta u_i$$

donde, h_i es el espesor de la capa, m_{vi} es el módulo de compresibilidad de cada capa y el Δu_i es el decremento de la presión de poro en cada capa. Al sustituir valores (Tabla 3) se obtiene un asentamiento de 69cm, que es similar al obtenido con el MEF en la zona lejana al túnel.

Es conveniente resaltar que este hundimiento en superficie es el provocado solamente por los estratos de arcilla superficiales, localizados en los primeros 25m de profundidad, por lo cual, es solamente una parte del hundimiento regional. Como se menciona en la sección 2.1.2 (Figura 4), esta parte es del orden del 70% del regional. De acuerdo con esta aproximación, al sumarle el asentamiento que provocan los estratos profundos se tiene un hundimiento regional del orden de 91cm, el cual se asocia a una velocidad de hundimiento de 3.7cm por año, al considerar la permeabilidad de los estratos arcillosos.

Asimismo, se observa que el desplazamiento horizontal inducido en el revestimiento del túnel en sus paredes es del orden de los 2cm (4cm de divergencia horizontal).

Como siguiente etapa del análisis, se lleva a cabo la evaluación de las condiciones de trabajo del revestimiento primario. Para ello se traslada el estado de esfuerzos alrededor del revestimiento obtenido en esta última etapa (Figura 33) a un modelo estructural donde se considera con mayor detalle el comportamiento de dicho revestimiento (Consortio de Línea 12, 2011), tomando en cuenta que el desplazamiento determinado con ambos métodos de análisis debe ser similar.

Esta etapa de análisis es un proceso cíclico donde los resultados del modelo geotécnico son comparados con los del modelo estructural hasta llegar a una convergencia, que se establece en términos de las deformaciones obtenidas en la periferia del túnel.

Inicialmente, se estudió únicamente el revestimiento primario, pero los valores de los elementos mecánicos y deformaciones indicaron condiciones inaceptables. Al incluirse una cubeta en el revestimiento pudo alcanzarse la convergencia de ambos modelos cumpliendo con los estados de límite de falla y servicio establecidos en el proyecto.

6.2 ANÁLISIS SÍSMICO

6.2.1 Modelo numérico del tramo Mexicaltzingo – Churubusco

El tramo analizado tiene una longitud total de 900m que van desde la estación Mexicaltzingo hasta Circuito Interior Río Churubusco. En este tramo el túnel tiene un recubrimiento de 8m de suelo en el extremo de Mexicaltzingo, y de alrededor de 13m en el extremo de Churubusco. Este desnivel se

presenta en una longitud de 600m desde el cadenamiento 21+100 hasta el 21+700. Para fines de análisis numérico, se modeló el túnel en forma horizontal con un recubrimiento de suelo de 8m a lo largo de toda su longitud. El efecto de altura variable entre el piso del túnel y la cota superior de los depósitos profundos se tomó en cuenta haciendo variar la inclinación de ese estrato, como se ilustra en la Figura 34, donde se muestra una vista longitudinal del modelo numérico empleado. En la Figura 35 se presenta la sección transversal del modelo en el extremo Churubusco, donde se aprecia que el piso del túnel se apoya en los depósitos profundos. Esta condición continua hasta 140m en dirección Mexicaltzingo. El espesor del estrato CH-3 aumenta en dirección Mexicaltzingo hasta hacerse constante en el cadenamiento 21+320.

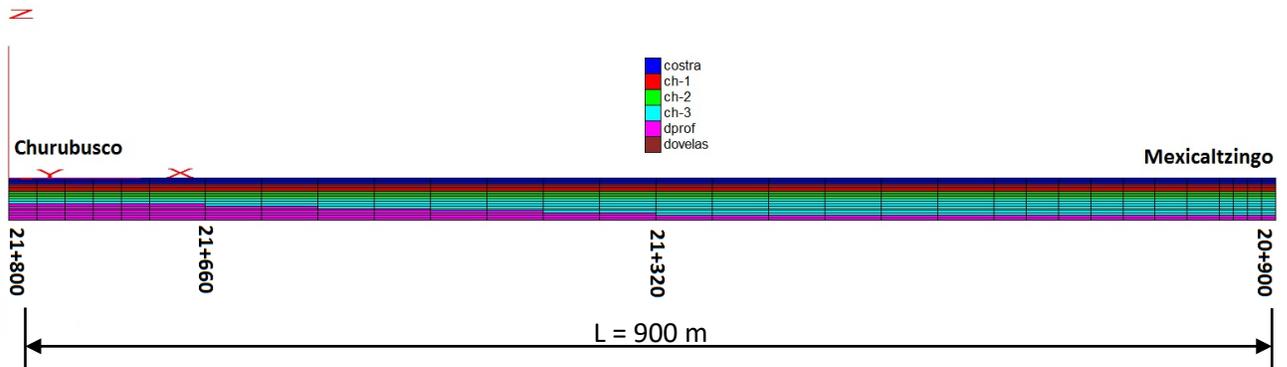


Figura 34. Vista longitudinal del modelo numérico tridimensional del tramo Mexicaltzingo - Churubusco

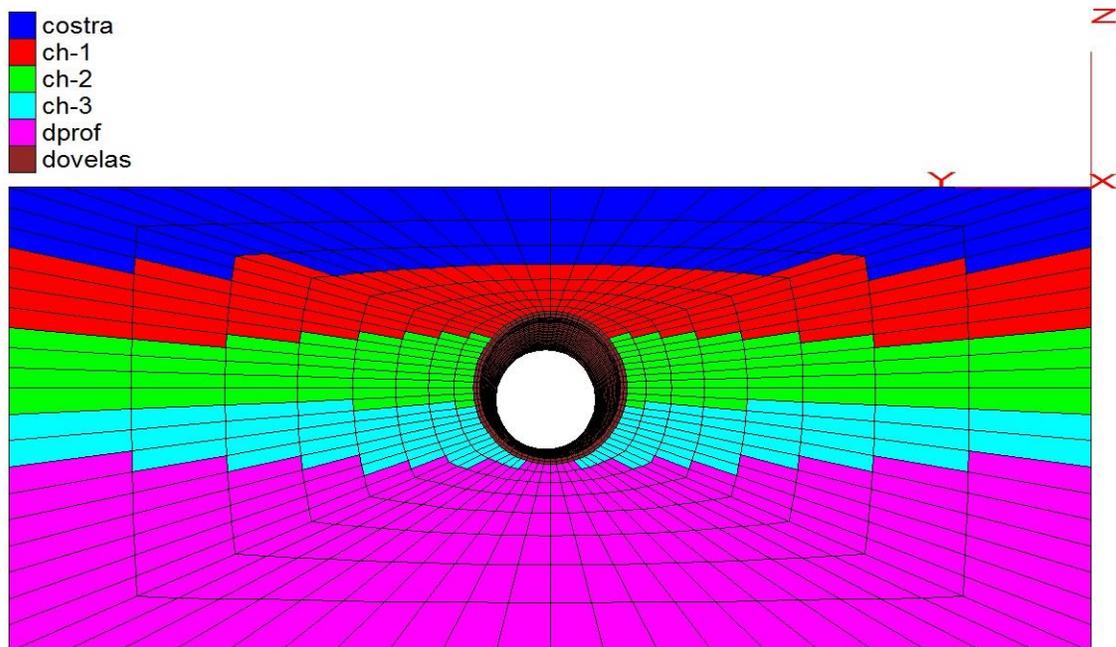


Figura 35. Vista de la sección transversal en el extremo Churubusco

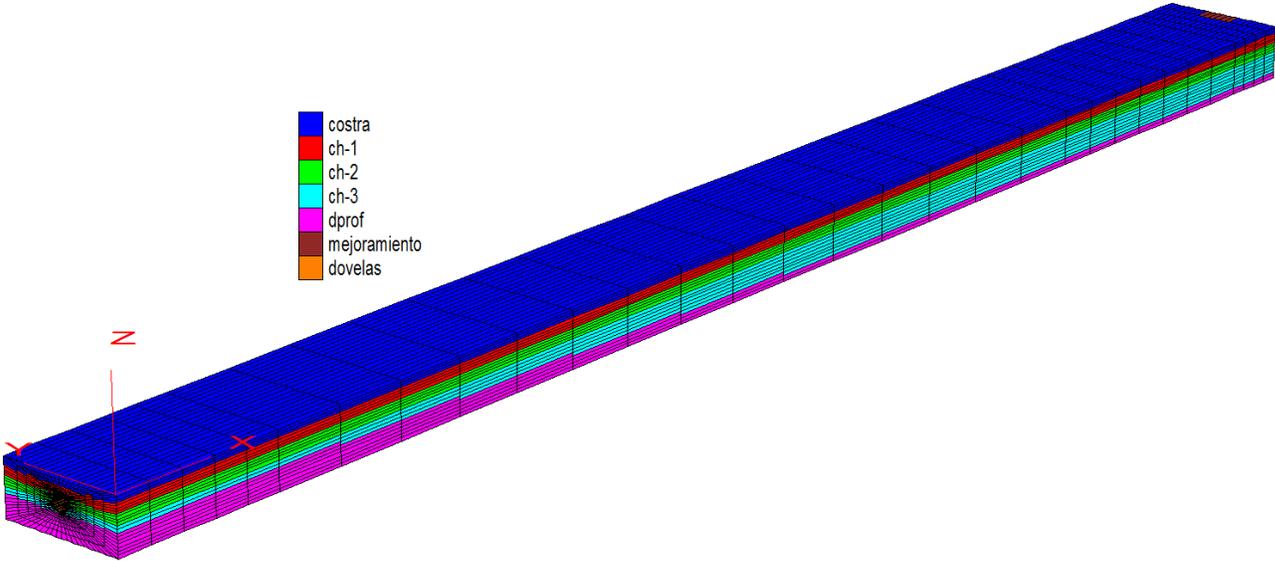


Figura 36. Vista en isométrico del modelo numérico 3D

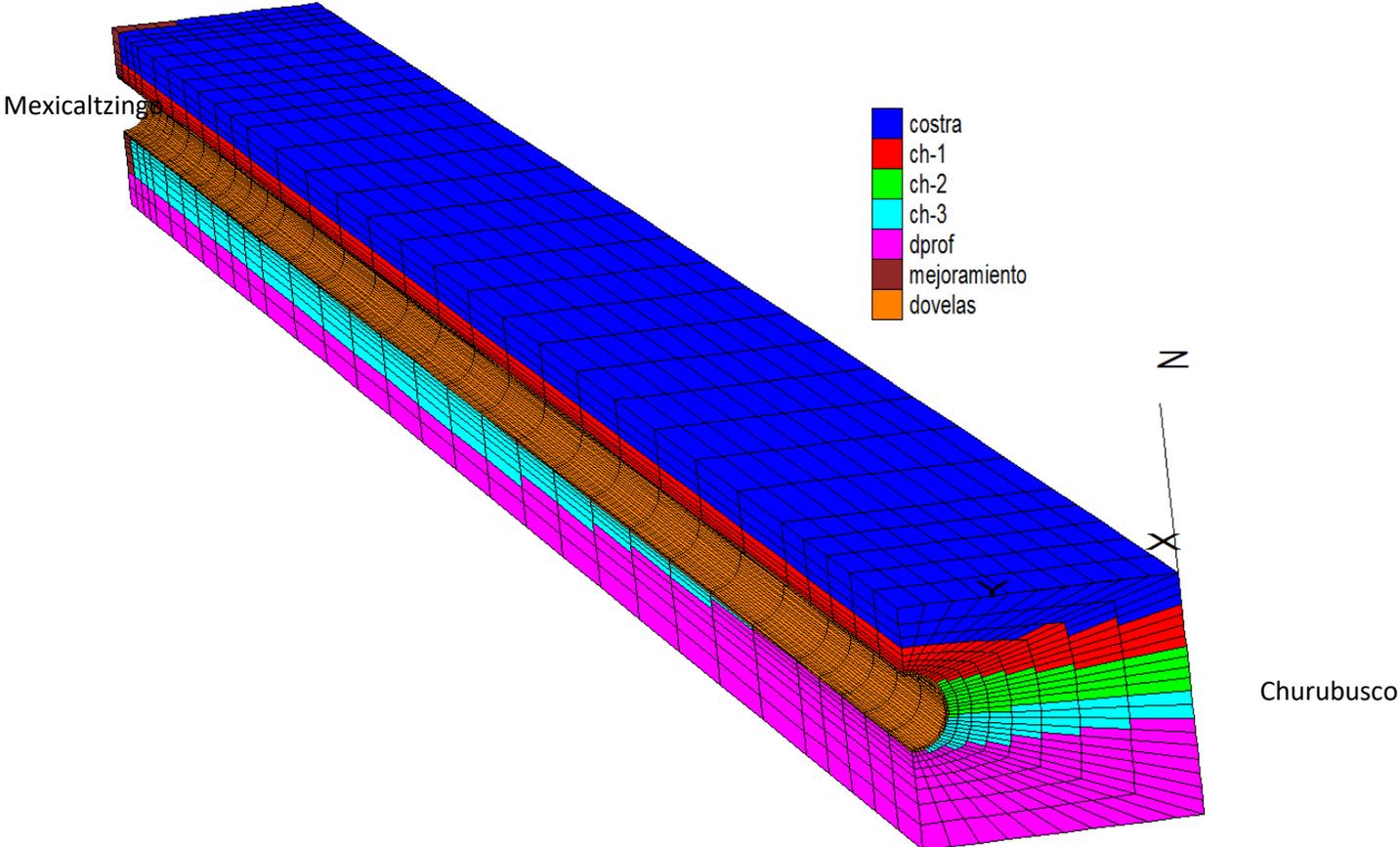


Figura 37. Vista en isométrico del interior del túnel en el modelo numérico 3D

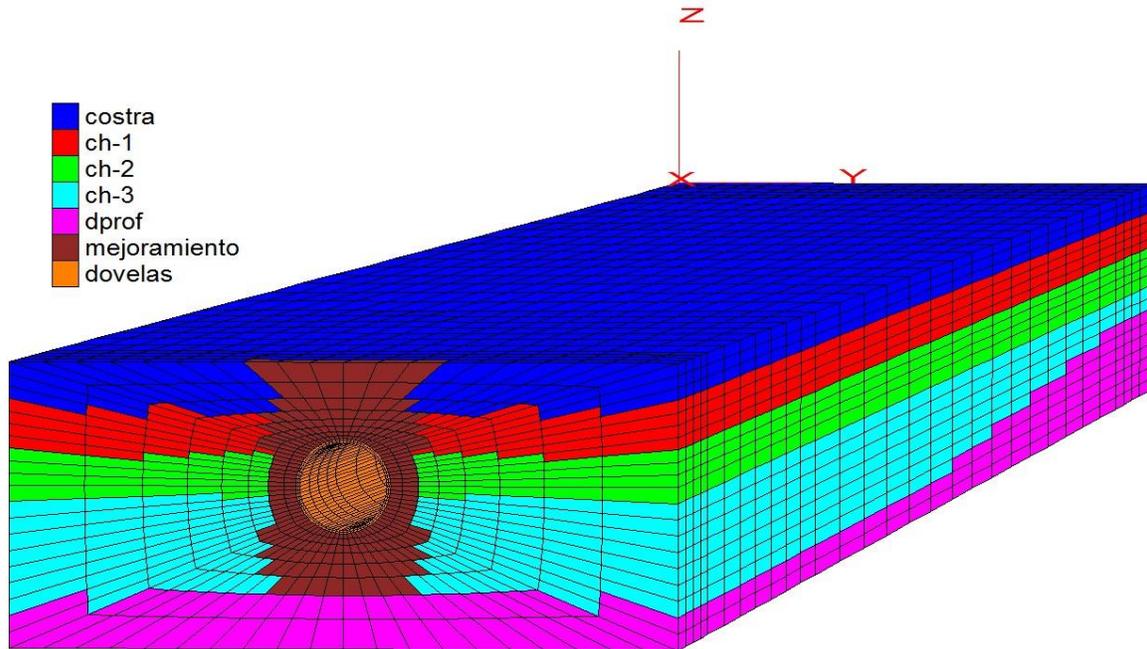


Figura 38. Vista del extremo Mexicaltzingo en dirección Churubusco

En la Figura 36 y Figura 37 se presentan vistas en isométrico donde se aprecia el modelo tridimensional en toda su extensión. En la Figura 38 se muestra una vista del modelo en el extremo de Mexicaltzingo en dirección Churubusco, donde se observa la zona de mejoramiento de suelo cuyas dimensiones y propiedades son (Consorcio Línea 12, 2009):

Ancho, transversal al eje del túnel:	16.20 m	
Largo, paralelo al eje del túnel (cabecera oriente);	7.75 m	
Profundidad:	25.00 m	
Peso específico:	17 kN/m ³	
Módulo de elasticidad:	176.52 MPa	

Es importante mencionar que el hecho de que la estratificación no sea perfectamente horizontal no repercute en forma significativa en los cálculos dinámicos ya que, en la parte central del modelo, donde se encuentra el túnel, la malla de diferencias finitas es muy fina, de tal forma que el problema de propagación de onda se modela adecuadamente. La malla se hace más gruesa hacia las fronteras del modelo, donde la influencia de esos elementos es menor en el comportamiento del túnel. Esta forma radial de la malla hace que la estratigrafía no sea horizontal, sino ligeramente inclinada como se observa en las figuras. Esta forma de la malla también provoca que el estrato de relleno no se represente en el modelo, ya que el tamaño de los elementos de la malla cercanos a la superficie del terreno es mayor que el espesor de un metro del estrato de relleno. Es por ello que se omite ese estrato, y en su lugar se prolonga la costra superficial hasta el nivel de superficie. Sin embargo, la

forma en la que se discretizó la región de análisis es adecuada dadas las dimensiones del problema, y esto se demuestra al comparar la respuesta sísmica de campo libre (sin la presencia del recubrimiento ni la excavación del túnel) calculada en una porción de la malla del modelo 3D utilizado (en el tramo de estratos horizontales), contra la respuesta sísmica unidimensional. Los resultados se muestran en la Figura 39, donde se aprecia que, para fines prácticos, el resultado es suficientemente aproximado, lo cual indica que la discretización utilizada y la extensión del estrato de costra hasta la superficie del modelo, producen resultados confiables.

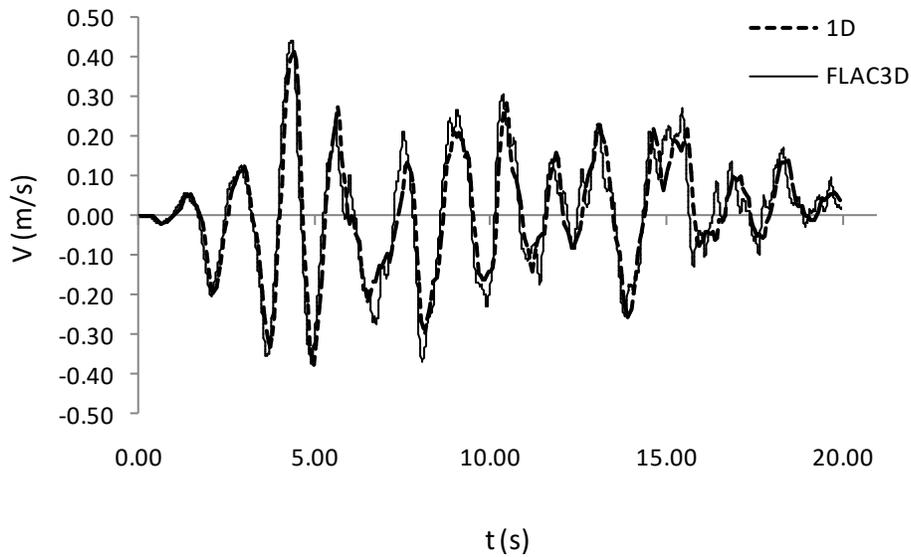


Figura 39. Comparación de la respuesta dinámica 1D contra la calculada con FLAC3D (ICG, 2002) utilizando la malla del modelo numérico del tramo Mexicaltzingo-Churubusco

En conclusión, el modelo numérico de diferencias finitas considera los aspectos más importantes del tramo en estudio, y los resultados de propagación de onda para condiciones de campo libre, comparan adecuadamente con la predicción del análisis unidimensional. Esto es importante ya que implica que la malla elaborada para analizar el problema es adecuada para llevar a cabo el análisis sísmico de la estructura.

6.2.2 Resultados del análisis sísmico para el tramo Mexicaltzingo-Av. Río Churubusco

Los resultados se presentan en términos de deformaciones a lo largo del túnel, debidas a la acción sísmica en dirección longitudinal y transversal, aplicadas al 100% y 30%, respectivamente, en la base del modelo numérico tridimensional.

Para ilustrar la propagación del sismo en el tramo considerado, en la Figura 40 se presentan los desplazamientos relativos (respecto de la base del modelo) en cuatro instantes del movimiento sísmico. Se observa que a los cuatro segundos se inducen desplazamientos relativos de hasta 7 cm.

Es importante mencionar que la deformación de la malla se exageró para apreciar mejor los movimientos inducidos sísmicamente.

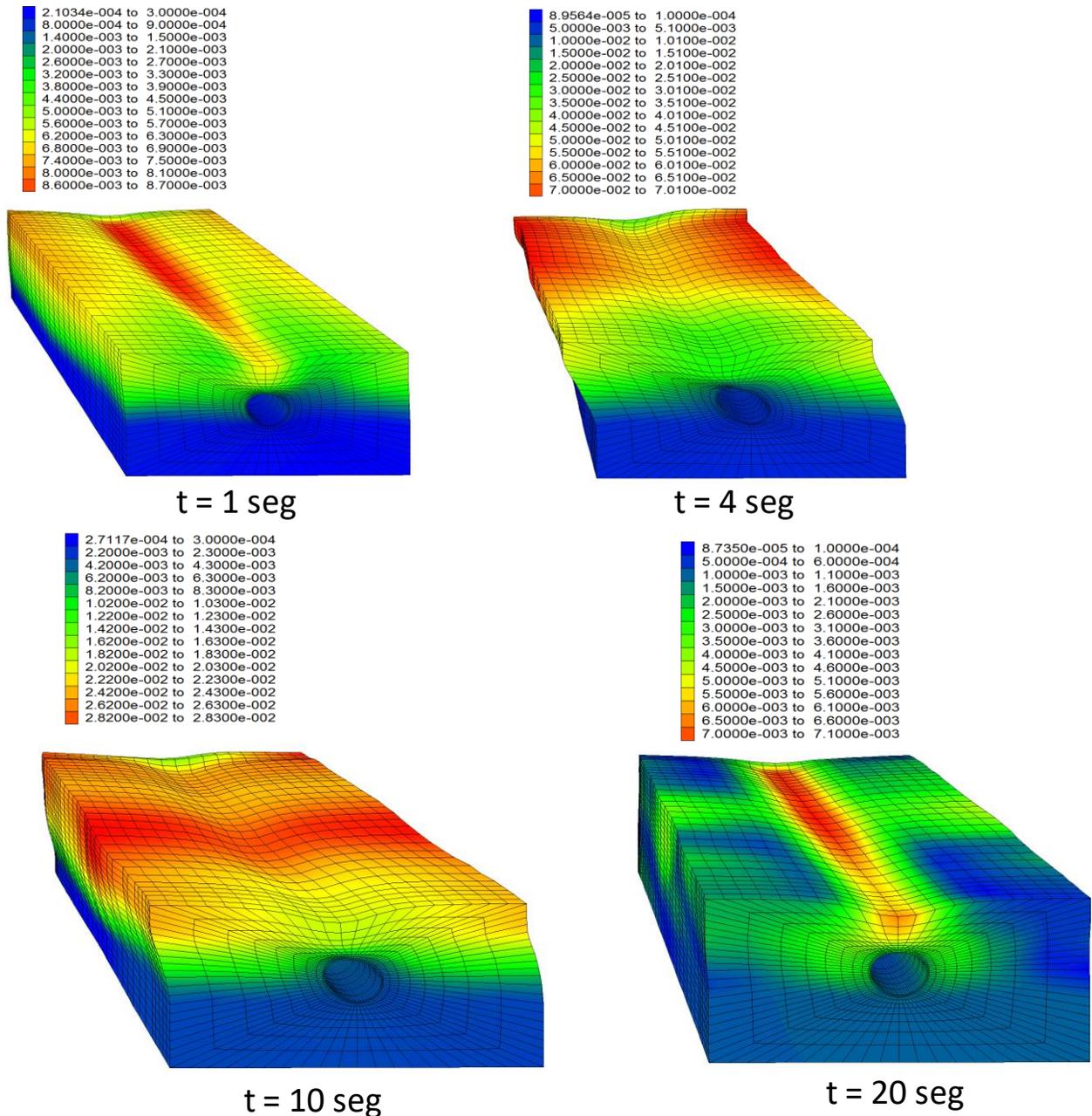


Figura 40. Desplazamientos relativos en el modelo numérico durante el evento sísmico

Para encontrar el instante del sismo en el que se inducen los desplazamientos relativos máximos en el recubrimiento del túnel, se analizó la variación espacial y temporal de éstos en la clave del túnel para encontrar el desplazamiento relativo máximo absoluto. Se eligió la clave del túnel

ya que, al ser el punto del recubrimiento más cercano a la superficie, presentará las mayores amplificaciones dinámicas. Los resultados se presentan en la Figura 41, donde se incluye una tabla que muestra el tiempo en el que se presentó el desplazamiento relativo máximo para cada cadenamamiento. Se observa que no todos los máximos coinciden en el mismo instante.

Se observa también que los mayores desplazamientos relativos ocurren en $t = 4.01$ s, y que el máximo se presenta en el tramo donde se tiene el espesor máximo del estrato de arcilla CH-3. Esto se debe a la amplificación de las ondas sísmicas a su paso por el suelo blando.

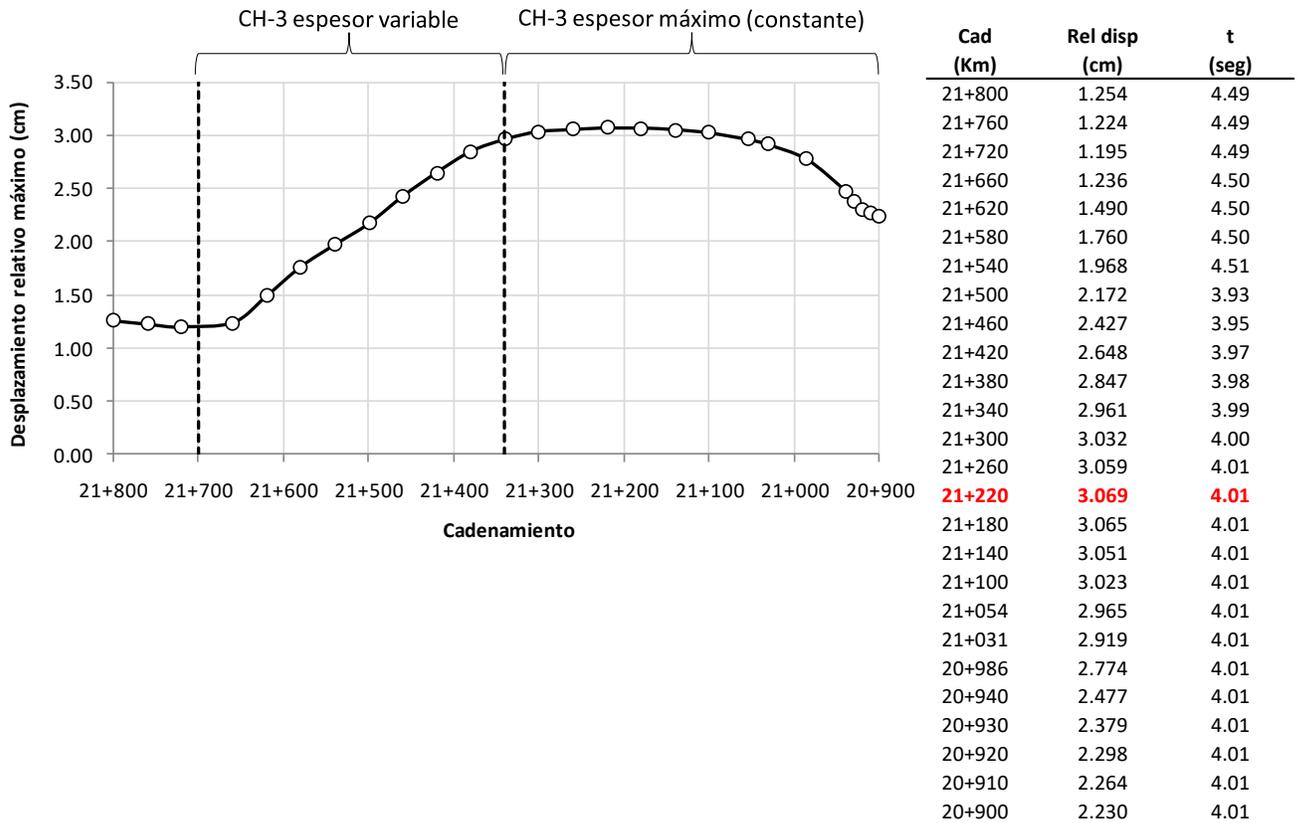


Figura 41. Variación espacial de los desplazamientos relativos máximos en la clave del túnel

Es importante comprender que los desplazamientos relativos del túnel respecto de los inducidos por el sismo (aplicados en la base del modelo), no son los desplazamientos causantes de deformaciones diametrales ni axiales en el recubrimiento. Para calcular deformaciones diametrales y longitudinales, es necesario encontrar los cambios de dimensión asociados con cada tipo de deformación, es decir, la diferencia entre los desplazamientos inducidos en el túnel. Para ilustrar este concepto, en la figura 6.15 se muestran los contornos de la magnitud de desplazamiento inducidos en el recubrimiento del túnel, junto con las deformaciones axiales calculadas a lo largo del modelo. Estas deformaciones se calcularon de la siguiente forma:

$$\varepsilon = \left| \frac{D_1 - D_2}{L} \right|$$

donde D_1 y D_2 son los desplazamientos en los extremos del tramo de longitud L en consideración. La deformación calculada puede ser en tensión o compresión, pero se toma el valor absoluto para ser conservador y tomar el mismo valor para uno u otro caso.

Se observa que las deformaciones calculadas son pequeñas en comparación con la deformación máxima del concreto en el rango elástico, 0.003. Esto indica que el recubrimiento se comporta elásticamente durante el evento sísmico.

Es interesante notar que las deformaciones axiales crecen en forma importante cuando el túnel comienza a entrar en el espesor de arcilla, aproximadamente en el cadenamiento 21+700, y que disminuyen cuando el espesor de CH-3 se torna homogéneo alrededor del cadenamiento 21+330. Se observa también que cuando el túnel se acerca a la zona de mejoramiento de suelo a las afueras de la estación Mexicaltzingo, se presenta nuevamente un incremento en las deformaciones axiales, que incluso llegan a ser mayores que en el tramo de cambio de apoyo del piso del túnel.

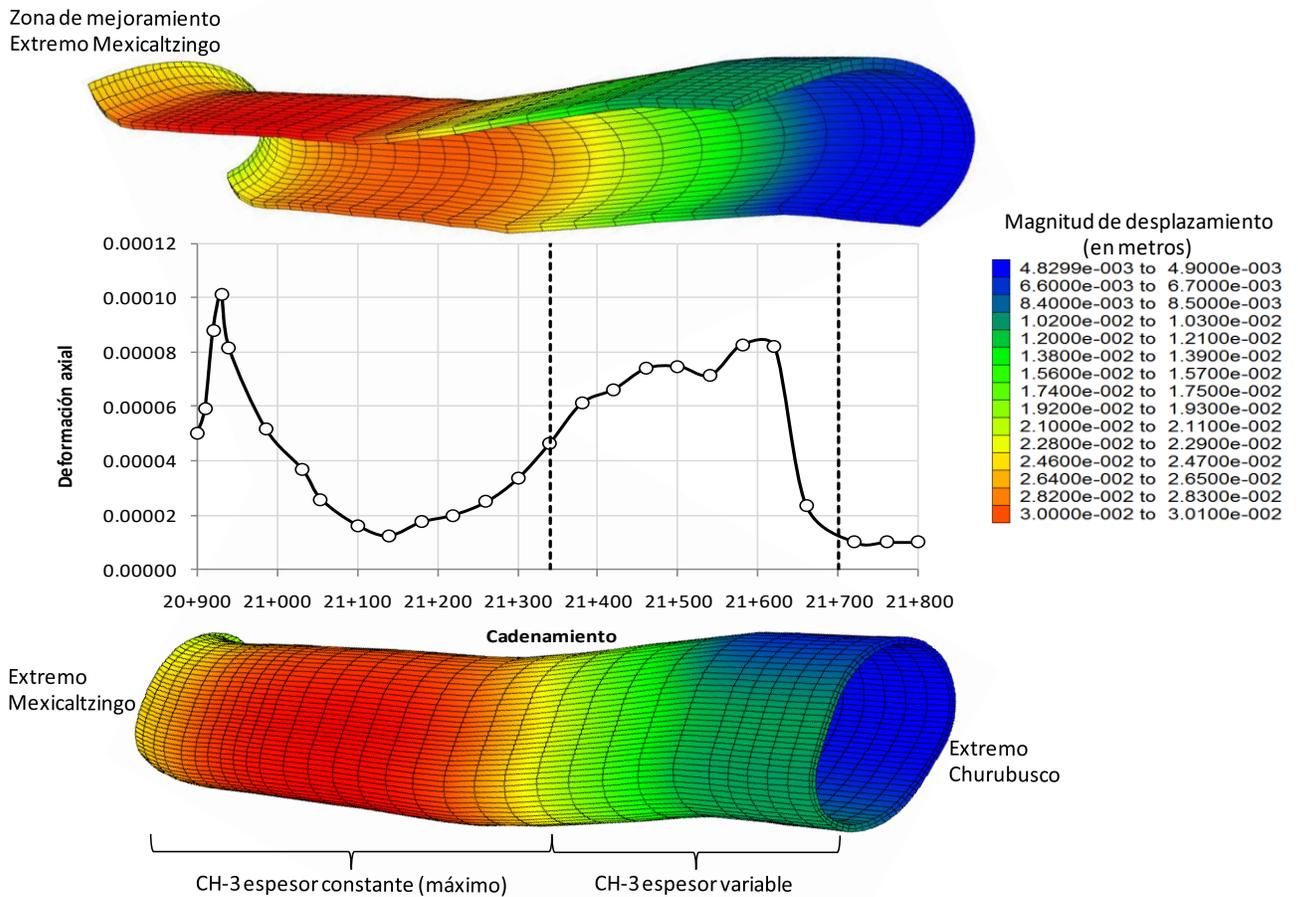


Figura 42. Contornos de desplazamiento relativo, en metros, en el recubrimiento del túnel

Esto se observa claramente en la Figura 43, donde se presenta la variación espacial de las máximas deformaciones axiales para las condiciones con y sin mejoramiento. Es claro que la zona de suelo mejorada induce un efecto inercial en los movimientos del túnel, debido a la mayor densidad del material en esta zona, aunado a la alta deformabilidad del material arcilloso en esa zona. Esta

condición se ilustra en la Figura 44, donde se muestra el detalle del mejoramiento junto con los contornos de la magnitud de desplazamiento. Este efecto se presenta para todos los tipos de deformaciones calculadas, según se observa en la Figura 45 a Figura 47, donde se muestran las deformaciones transversales en dirección horizontal, vertical y por ovalamiento, respectivamente. Estos resultados sugieren que no debiera conectarse estructuralmente el túnel con las estaciones, ya que el hacerlo inducirá efectos inerciales como los observados en el extremo Mexicaltzingo por el efecto del mejoramiento de material. Cabe señalar que, aunque el efecto inducido en esa zona del túnel es claro, las deformaciones calculadas son pequeñas (más de un orden de magnitud) respecto de la deformación de 0.003 del concreto, por lo que puede concluirse que el túnel se comporta adecuadamente durante el evento sísmico considerado, sin salirse del rango de comportamiento elástico.

Debe recordarse que las deformaciones calculadas por efectos sísmicos deben superponerse a las calculadas durante la etapa de consolidación. Si bien las deformaciones inducidas sísmicamente son transitorias, debe asegurarse que, al sumarse a las deformaciones estáticas, no se sobrepase la deformación permisible en ningún momento. Para el caso del tramo analizado, las deformaciones estáticas inducidas por el proceso de consolidación son del orden del 0.0039 para la dirección horizontal.

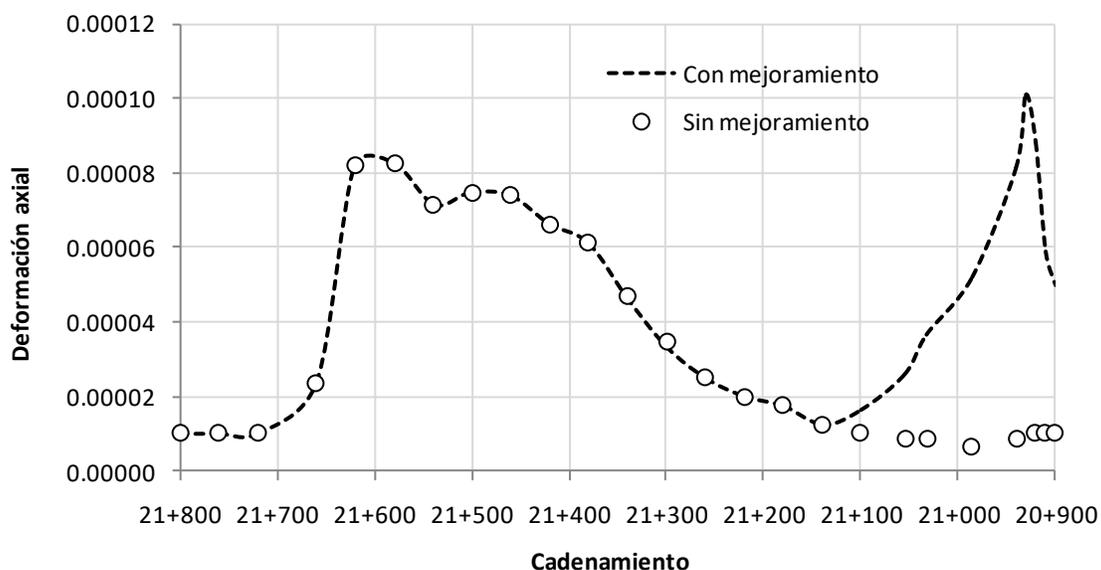


Figura 43. Deformaciones axiales con y sin mejoramiento

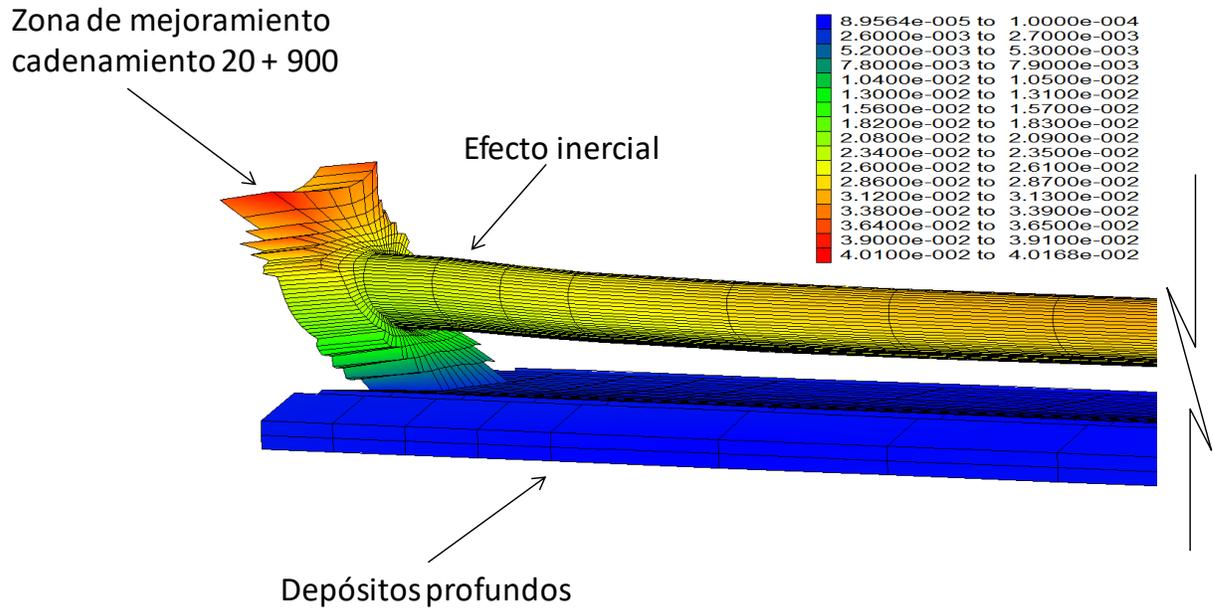


Figura 44. Detalle del mejoramiento en el extremo de Mexicaltzingo

Al sumar la deformación transitoria máxima en dirección horizontal, 0.00040, se obtiene una deformación transitoria del 0.43% respecto del diámetro del túnel, la cual regresa al 0.39% al final del sismo. La deformación máxima del 0.43% se considera aceptable para el túnel, de acuerdo con normas internacionales para el diseño de túneles.

Otro criterio de diseño (Wang, J.N, 1993) utiliza la deformación combinada (transversal + axial) para determinar el comportamiento dinámico del túnel. Las deformaciones máximas son 0.00094 y 0.00010, por ovalamiento y deformación axial, respectivamente. Al sumarlas se obtiene una deformación combinada del 0.00104, la cual es casi tres veces menor que la deformación máxima del concreto, por lo que el túnel también se comporta adecuadamente bajo el criterio de deformación combinada. Cabe aclarar que para el caso estático no se cuenta con una deformación axial, ya que los análisis realizados son con condiciones de deformación plana. Esto significa que no se cuenta con un dato comparable para utilizar el criterio de la deformación combinada y establecer el margen de seguridad del túnel considerando la consolidación junto con las cargas transitorias. Sin embargo, la deformación transitoria del 0.00104 representa el 0.10% de deformación diametral, por lo que se tiene un amplio margen para tomar las deformaciones axiales por consolidación y no rebasar el 0.50% de deformación radial.

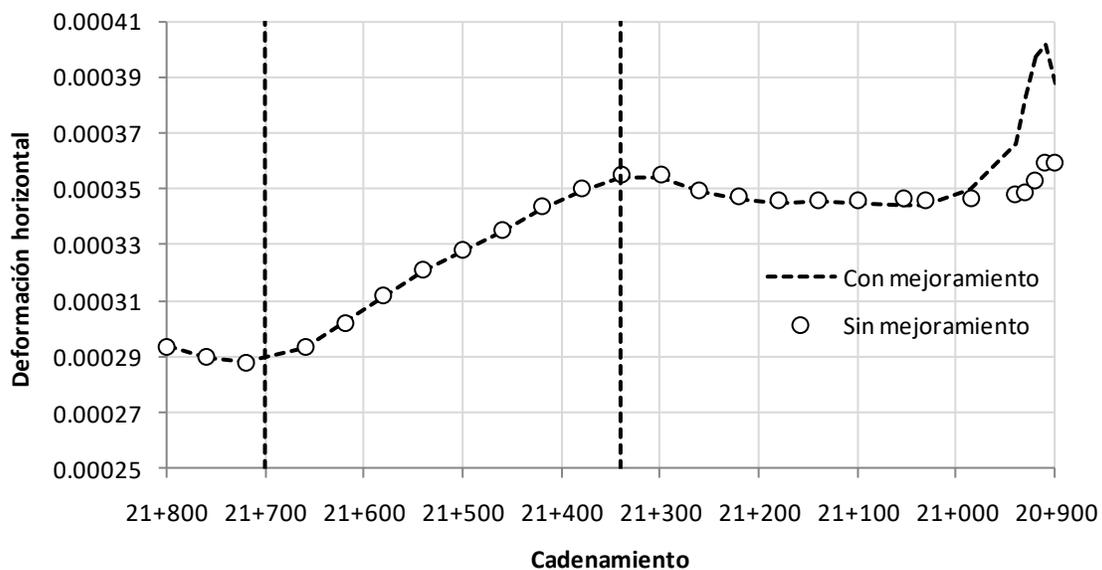


Figura 45. Deformaciones transversales en dirección horizontal

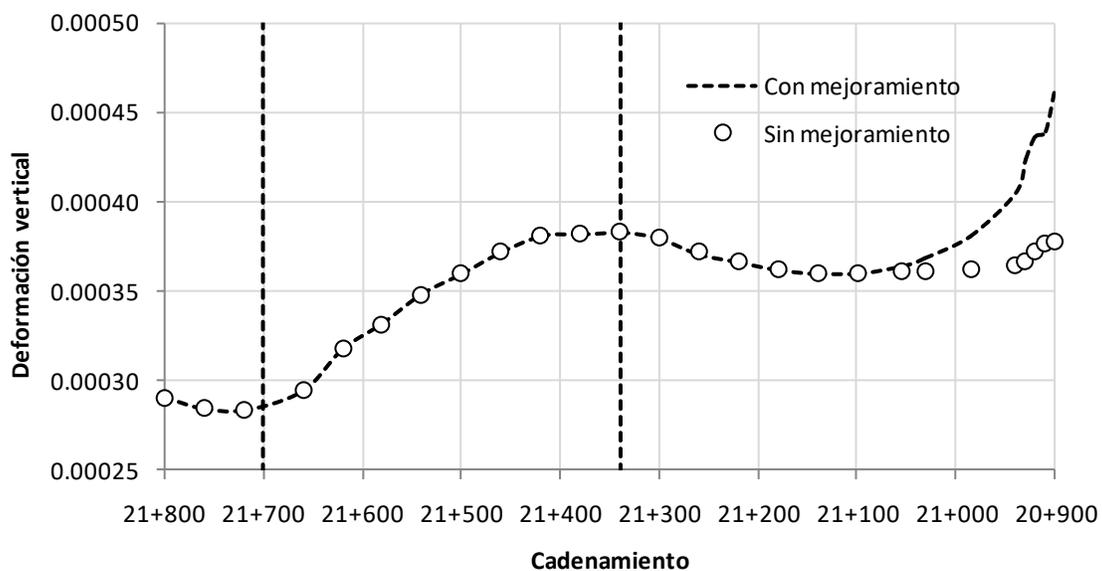


Figura 46. Deformaciones transversales en dirección vertical

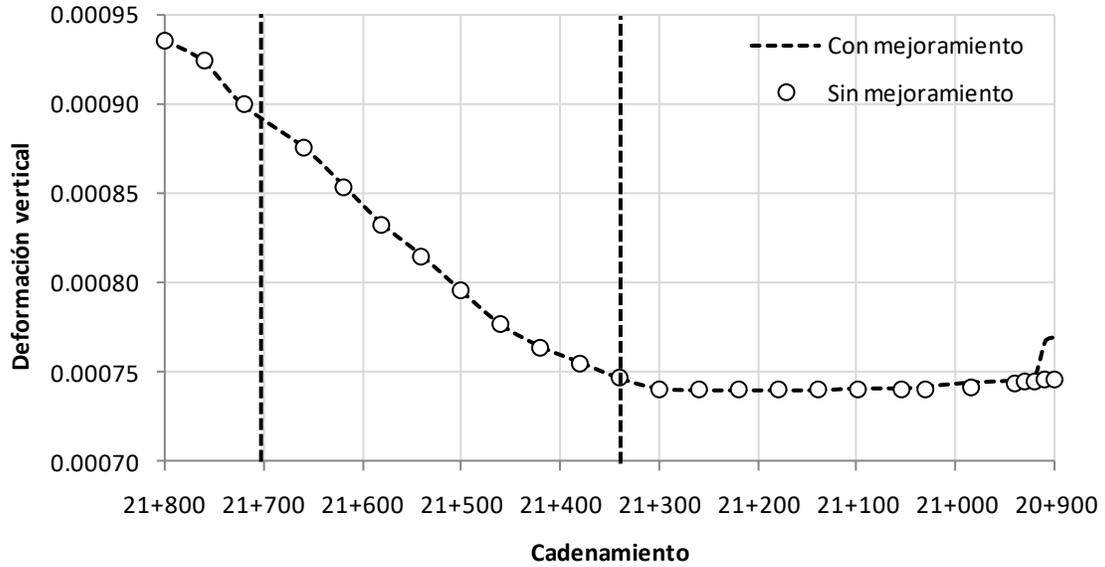


Figura 47. Deformaciones transversales de ovalamiento

De los resultados obtenidos del análisis dinámico puede concluirse que el túnel se comporta satisfactoriamente y dentro del rango elástico bajo las cargas sísmicas consideradas. Además, se observó que la masa adherida que representa el cambio en densidades y el contraste de rigideces en el contacto mejoramiento-túnel, ocasiona deformaciones importantes en la zona. Estos resultados sugieren que el túnel y la estación no debieran conectarse estructuralmente, ya que la masa de la estación y el contraste de rigideces en el contacto es mucho mayor que para el caso del contacto mejoramiento-túnel, por lo que no puede garantizarse un comportamiento dinámico satisfactorio ante tales condiciones.

ANEXO A. CALIBRACIÓN DEL MÉTODO NUMÉRICO DE ANÁLISIS SÍSMICO

En esta sección se presentan los detalles de implementación del método numérico utilizado para el análisis de propagación de onda. Se abordan los aspectos de discretización del modelo y de las condiciones de frontera.

A.1 TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS

El método numérico empleado para analizar la propagación de ondas es el de diferencias finitas, el cual resuelve las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo. Los resultados obtenidos con este método se compararon contra los calculados con el método del dominio de la frecuencia, ampliamente utilizado en el análisis unidimensional de respuesta sísmica (*e.g.*, Hashash *et al.*, 2011). La comparación entre ambos métodos permite validar los cálculos realizados con el método de diferencias finitas, implementado en la plataforma numérica comercial FLAC3D (ICG, 2002).

En el método del dominio de la frecuencia es posible elegir cuántas y cuáles frecuencias utilizar en los cálculos. Por otro lado, en los métodos del dominio del tiempo, se utilizan todas las frecuencias contenidas en la excitación. Sin embargo, la adecuada transmisión de estas frecuencias a través del modelo numérico depende de la discretización del medio (Kuhlemeyer y Lysmer, 1973; Romo *et al.*, 1980; Hatzigeorgiou y Beskos, 2010). El criterio propuesto para determinar el tamaño máximo de elemento que garantice una adecuada transmisión de las ondas es de la forma:

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{\lambda}{k}$$

donde λ es la longitud de onda asociada con la frecuencia máxima que se desea transmitir a través del modelo, y k es un número que va desde 5 (Romo *et al.*, 1980) hasta 8 o 10 (Kuhlemeyer y Lysmer, 1973). En los análisis se utiliza el valor $k = 8$ y la máxima frecuencia utilizada en los análisis es 13Hz, ya que la función de densidad espectral del sismo sintético utilizado en los análisis contiene más del 90% de la energía en frecuencias menores a 20Hz, como se aprecia en el espectro de potencia del sismo de entrada mostrado en la Figura A.1. Con estos parámetros se obtienen los tamaños máximos de los elementos para cada material:

Material	$L_{m\acute{a}x}$, en metros
Relleno y costra superficial	1.19
CH-1	0.51
CH-2	0.63
CH-3	0.75
Depósitos profundos	4.19

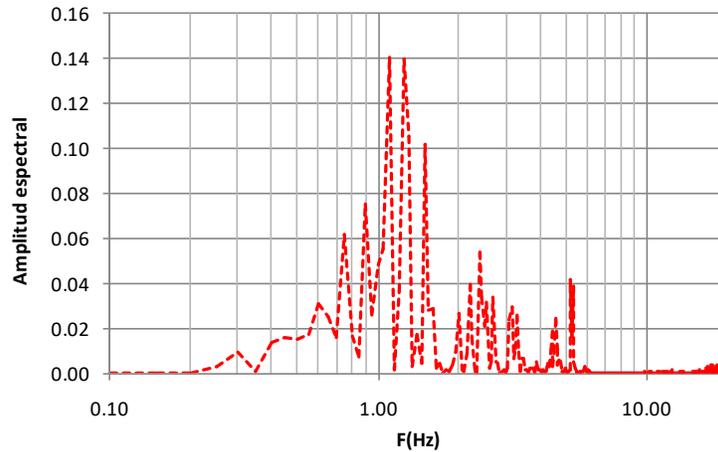


Figura A.1. Espectro de potencia del sismo sintético utilizado en los análisis

A.2 CONDICIONES DE FRONTERA

Además de la discretización del medio de análisis, las condiciones de frontera del modelo numérico juegan un papel muy importante en los cálculos. Para los análisis de propagación se utilizaron fronteras de campo libre en las caras verticales del modelo, y una frontera viscosa en la base, de acuerdo con el esquema de Lysmer y Kuhlemeyer (1969). Las fronteras laterales inducen condiciones de campo libre para simular la continuidad del medio, mientras que la frontera viscosa absorbe las ondas que se propagan hacia abajo para que no regresen al modelo y generen valores espurios en los cálculos (Mejía y Dawson, 2006).

La frontera viscosa en la base del modelo requiere que la excitación sísmica se introduzca en términos de esfuerzos cortantes en la base, conforme a lo establecido por Mejía y Dawson (2006). Para ello, la historia de aceleraciones del sismo de diseño se transforma a una historia de velocidades y posteriormente se utiliza la relación entre los esfuerzos de corte y la velocidad de partícula en una onda elástica de cortante (Kolsky, 1963).

A.3 RESULTADOS

Una vez establecidas la discretización y las condiciones de frontera, se ejecutan los análisis sísmicos en un modelo tridimensional de 10 x 10 x 25 m (Figura A.2), cuya respuesta sísmica a lo largo de la profundidad, es igual a la respuesta de campo libre calculada con el análisis unidimensional en el dominio de la frecuencia. La estratigrafía utilizada en el modelo numérico de la Figura A.2 corresponde con la del sitio de análisis.

La comparación de resultados entre ambos métodos se muestra en la Figura A.3 en términos de velocidades del terreno en superficie. Se observa que la respuesta calculada es prácticamente la misma con ambos métodos, lo cual muestra que el método numérico empleado y las condiciones de discretización y frontera, son adecuadas para el análisis de propagación de onda.

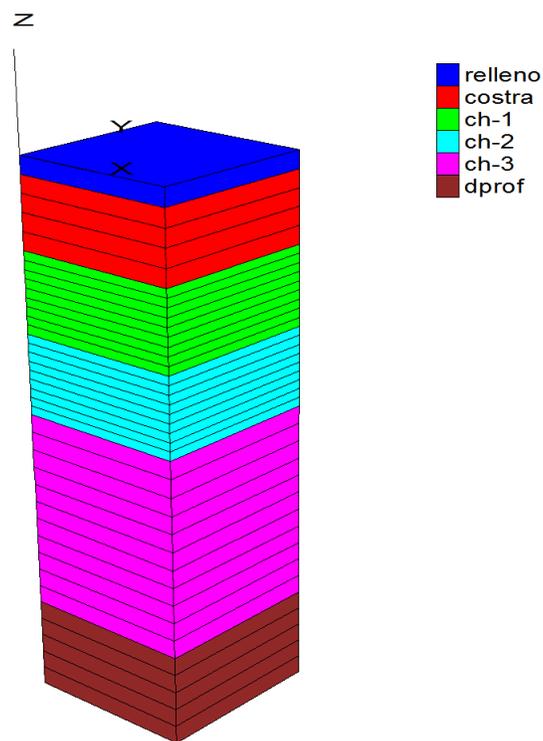


Figura A.2. Modelo estratigráfico 3D utilizado para la calibración del método numérico

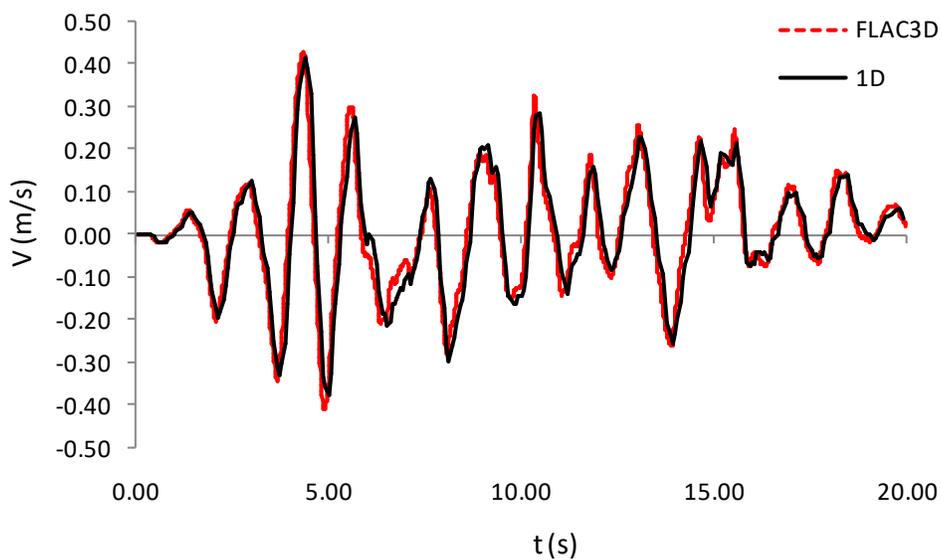


Figura A.3. Comparación de la respuesta dinámica entre ambos métodos

A manera de conclusión, el método numérico de diferencias finitas y su implementación en la plataforma numérica tridimensional FLAC3D, es adecuada para el análisis de propagación de onda en medios estratificados.

ANEXO B REFERENCIAS

- Auvinet, G. y Rodríguez, J.F. 2010.** Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos. Memorias de la XXV RNMSelG, Acapulco: 33-42.
- Brinkgreve, R. B. 1994.** *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. Doctoral Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands.
- Consorcio de Línea 12, 2011.** Memoria de cálculo del revestimiento primario, PMDF-11-EST-612000-III-xxx-M-00.
- Crouse C. B., (1991).** Ground motion attenuation equations for earthquakes on the Cascadia subduction zone. *Earth spectra*, 7, 210-236.
- García S. R., Romo M. P., Mayoral J. M., (2007).** Estimation of peak ground accelerations for Mexican subduction zone earthquakes using neural networks, *Geofísica Internacional*, 46(1), 51-63
- Hashash, Y.M.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D., Musgrove, M., 2011.** "DEEPSOIL 4.0, User Manual and Tutorial." 98 p.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao J., 2001.** Seismic design and analysis of underground structures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, pp. 247-293
- Hatzigeorgiou G D, Beskos D E 2010.** Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), pp. 851-861
- ICG 2002.** FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
- Idriss I. M., (1990).** Response of soft soil sites during earthquakes, in J.M. Duncan, ed., *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium*, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Vol. 2, 273-289
- Jaky, J. 1944.** *The coefficient of earth pressure at rest*. J. Society Hungarian Arch. and Eng.: 355-358
- Karstunen, M., Wiltafsky, C., Krenn, H., Scharinger, F. y Schweiger, H. F. 2006.** *Modelling the stress-strain behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models*. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.* 30, No. 10: 953-982
- Kolsky, H. 1963.** *Stress Waves in Solids*. New York: Dover Publications.
- Kramer, S., 1996.** *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- Kuhlmeyer, R L y Lysmer J. 1973.** Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99 – SM5, pp. 421-427
- Lysmer y Kuhlemeyer, 1969.** Finite Difference Model for Infinite media. *Journal of Engineering Mechanics*, 95 (EMR), pp. 859-877.
- Mayne, P. W. y Kulhawy, F. H. 1982.** *K_0 -OCR relationships in soil*. *J. Geotech. Engng. ASCE* 108, No. GT6: 851-872.

- Mejía, L.H. y Dawson, E.M., 2006.** Earthquake Deconvolution for FLAC, Proceedings of the Forth International FLAC Symposium, Madrid, Spain, May 2006
- Plaxis 2D Manual. 2009.** *Part 3: Material and models manual.* R.B.J Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman ed., Plaxis b.v., The Netherlands: 2.7-2.12
- RCDF 2004.** Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Romo, M.P., Botero E., Méndez B.C., García, S.R., Mayoral, J.M., 2009.** Evaluación del Efecto de Movimientos Sísmicos Incoherentes en los Apoyos del Tramo Elevado de la Línea 12 del Metro, Informe técnico elaborado para la Secretaría de Obras y Servicios de la Dirección General del Proyecto Metro. Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- Romo M.P., Chen J.H., Lysmer, J., Seed H. B. 1980.** PLUSH, a computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-77/01
- Vanmarcke y Gasparini, 1976.** Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra, report No. 2 of Evaluation of seismic safety of buildings, publication No. R76-4, Massachusetts Institute of Technology
- Wang, J.N., 1993.** Seismic Design of Tunnels, A simple state-of-the-art design approach. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. Monograph 7
- Zúñiga, R., Suárez, G., Ordaz, M., García-Acosta, V., 1997.** Peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe. Capítulo dos: México: Reporte final. Instituto Panamericano de Geografía e Historia. Organismo Especializado de la Organización de los Estados Americanos. Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo, Ottawa, Canada. Proyecto 89-0190, documento #10005.