

Diseño sísmico de las estaciones enterradas de la Línea 2 del Metro de Lima (Perú)

Seismic analysis of Line 2 underground stations, Metro Lima (Peru)

Eduardo Salvador Martínez ^a, Emiliano Gómez García ^b, Fernando Díez Rubio ^c y

Álvaro Del Cuvillo Martínez Ridruejo ^d

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Geotecnia. TYPsa. esalvador@typsa.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Estructuras. TYPsa. egomez@typsa.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Geotecnia. TYPsa. fdiez@typsa.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Estructuras. TYPsa. adelcuvillo@typsa.es

RESUMEN

Las estaciones subterráneas de la Línea 2 del Metro de Lima se diseñaron y construyeron como falsos túneles entre pantallas continuas de hormigón. En este artículo se describe el diseño y cálculo sísmico de estas estructuras enterradas. La metodología empleada consistió en el análisis dinámico-transitorio en el dominio del tiempo de un modelo de elementos finitos con interacción suelo-estructura, excitado en su base por medio de un acelerograma que reproduce la acción sísmica de cada escenario. La respuesta de la estructura se modelizó en régimen elástico para el escenario Operacional, y en régimen elastoplástico con formación de rótulas y diagrama momento-curvatura para el escenario de No Colapso.

ABSTRACT

The underground stations of Metro Lima Line 2 were designed and built as C&C tunnels with continuous concrete diaphragm-walls. This paper describes the design and seismic calculation of these buried structures. The methodology used consisted of the dynamic-transient analysis in the time domain of a finite element model with soil-structure interaction, excited at its base by means of an accelerogram that reproduces the seismic action of each scenario. The response of the structure was modelled in the elastic regime for the operational scenario, and in the elastoplastic regime with hinge formation and moment-curvature diagram for the non-collapse scenario.

PALABRAS CLAVE: Estructuras enterradas, cálculo sísmico-dinámico, interacción suelo-estructura.

KEYWORDS: C&C structures, seismic-dynamic analysis, soil-structure interaction.

1. Introducción

La Línea 2 del Metro de Lima se extiende en dirección este-oeste, cruzando la ciudad desde el Puerto del Callao hasta Santa Anita, discurriendo al sur del río Rímac con una longitud de unos 27 km, contando con 27 estaciones. El tramo al

que se refiere este texto corresponde a la zona más occidental de la Línea 2, entre Puerto de Callao y Óscar Benavides.

El túnel de línea de este tramo se construyó por medio de dos tuneladoras de 10.2 m de diámetro de excavación, de tipologías EPB y mixta lodos-EPB. El revestimiento del túnel está formado por un anillo de dovelas prefabricadas de hormigón de 32 cm de espesor.



Figura 1. Líneas 2 y 4 del Metro de Lima (fuente: Concesionario Metro de Lima Línea 2).

Las estaciones subterráneas se diseñaron como cajas construidas en falso túnel (*cut and cover*) por medio de pantallas continuas de hormigón. En la Figura 2 se observa la sección tipo de una de las estaciones, cuya anchura libre está en el entorno de los 26 m. Consta de pantallas continuas laterales de espesor 0.8-1.20 m (según las estaciones) de unos 20 m de profundidad. Los apoyos intermedios se realizan por medio de pilas-pilote de 1.20 / 1.80 m de diámetro.

La estructura básica modelizada incluye además tres losas: losas superior e intermedia de canto constante típico 1.20 m y 0.90 m respectivamente, y una contrabóveda con la sección variable que se observa en la Figura 2, que incluye la cuna circular donde se inserta la tuneladora que excavó el túnel de línea.

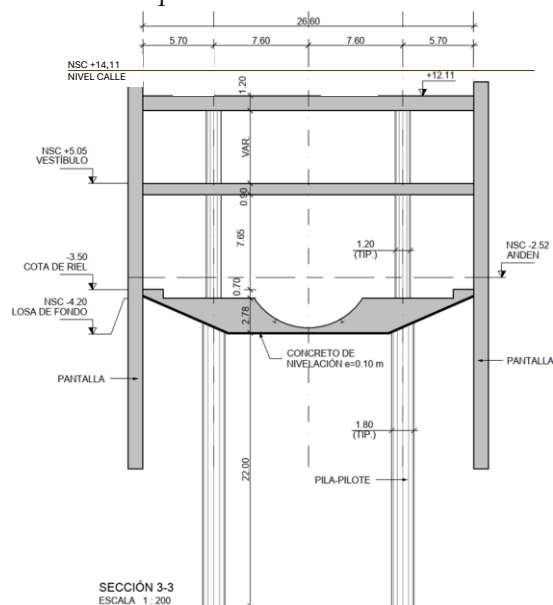


Figura 2. Sección transversal tipo de las estaciones.

La estación se excava desde la superficie, construyendo sucesivamente las losas superior e intermedia antes de realizar la excavación del nivel inferior, de forma que sirven de apuntalamiento de las pantallas frente al empuje del terreno.

Algunas estaciones sirvieron como pozo de ataque y extracción de las tuneladoras, mientras que en el resto las tuneladoras pasaron en vacío, tras la excavación del recinto entre pantallas.

2. Metodología de cálculo sísmico

2.1 Descripción general

La ciudad de Lima se encuentra en un área de muy alta sismicidad, por lo que desde un principio se planteó realizar el análisis sísmico de las estaciones enterradas utilizando las metodologías más avanzadas de cálculo sísmico dinámico-transitorio mediante modelos de elementos finitos con interacción suelo-estructura. Para ello se utilizó el programa PLAXIS 2D (Bentley).

Siguiendo los protocolos de cálculo sísmico establecidos, se eligieron dos escenarios para comprobar la respuesta de la estructura: un primer Escenario Operacional en el que la estructura debe trabajar en régimen elástico y soportar la acción sísmica sin sufrir daños; y un segundo Escenario de Seguridad en el que se comprueba que la estructura no colapsa, aunque se admiten daños y plastificaciones puntuales. De acuerdo con las especificaciones del cliente, se escogió el sismo de 1000 años de periodo de retorno para el Escenario Operacional y el sismo de 2500 años de periodo de retorno para el Escenario de Seguridad.

La metodología de cálculo siguió el siguiente esquema:

- Establecer un espectro objetivo para cada uno de los escenarios: 1000 y 2500 años de periodo de retorno.

- Escoger un acelerograma semilla correspondiente a un sismo real de características similares al sismo de diseño.
- Ajustar el registro semilla al espectro objetivo.
- Procesar el acelerograma para adecuarlo al modelo de cálculo de elementos finitos.
- Realizar el cálculo dinámico-transitorio, obteniendo las envolventes de esfuerzos axiales, cortantes y flectores en los elementos estructurales principales: pantallas, losas y pilares.
- Comprobación estructural de los elementos estructurales.

2.2 Caracterización sísmica de la zona

Los grandes terremotos que pueden afectar a la ciudad de Lima están asociados a la zona de subducción entre las placas tectónicas sudamericana y de Nazca, cuyo potencial sísmico es muy alto.

Del estudio de riesgo sísmico realizado para el proyecto se dedujo que los sismos de diseño se podían corresponder con terremotos de magnitudes respectivas $M_w=8.5$ y $M_w=9.0$, para los periodos de retorno 1000 y 2500 años, cuya fuente o hipocentro se situaría en el Pacífico frente a la costa, a una profundidad de unos 50-70 km.

Estos sismos producirían unas aceleraciones pico en superficie de $PGA=0.525$ g (sismo de 1000 años, Escenario Operacional) y $PGA=0.660$ g (sismo de 2500 años, Escenario de Seguridad), aunque finalmente se elevó ligeramente el escenario de seguridad hasta 0.675g por compatibilidad con la normativa sísmica de Perú.

Los valores empleados son claramente superiores a la aceleración básica en Lima, que es de 0.45 g, correspondiendo al sismo de 475 años de periodo de retorno que habitualmente se emplea para el análisis de los edificios convencionales.

El espectro objetivo se obtuvo empleando las ecuaciones de predicción (GMPEs: *Ground*

Motion Prediction Equations) más utilizadas en las zonas de subducción: Youngs et al [1], Zhao et al [2] y Atkinson & Boore [3]. El espectro adoptado fue una media ponderada de estas tres GMPEs, según se observa en la Figura 3.

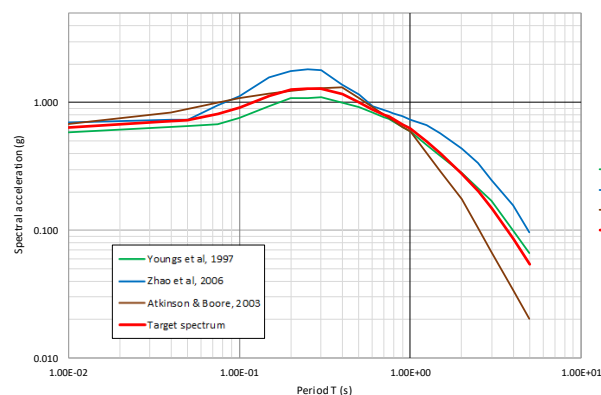


Figura 3. Espectro de respuesta objetivo para el escenario operacional (1000 años).

2.2 Acelerograma semilla

Se realizó una búsqueda en las bases de datos disponibles de registros sísmicos, y se localizaron los acelerogramas indicados en la Tabla 1, cuyas características eran asimilables a las del sismo de diseño. Todos ellos corresponden a grandes eventos de magnitud similar a la del sismo de diseño, ocurridos en la zona de subducción sudamericana. Debido a la escasez de registros disponibles, la distancia epicentral y el tipo de terreno en el punto de registro no correspondían exactamente con el sismo de proyecto, aunque esto se solucionó mediante el ajuste espectral descrito más adelante.

Tabla 1. Acelerogramas semilla.

Sismo	Fecha	Magnitud	Registro
Maule	27-feb-2010	$M_w=8.8$	Puente Alto
Maule	27-feb-2010	$M_w=8.8$	S.José Maipo
Sur Perú	23-jun-2001	$M_w=8.4$	Moquegua

Se realizó un estudio comparativo entre los tres acelerogramas semilla, analizando su efecto en un modelo de campo libre y en un modelo completo de una de las estaciones. Finalmente se optó por emplear el acelerograma del terremoto de Maule registrado en Puente

Alto (Santiago de Chile), dado que sus efectos eran más desfavorables sobre la estructura proyectada.

2.3 Procesamiento del acelerograma

2.3.1. Introducción

El acelerograma del sismo de Maule registrado en Puente Alto (denominado MPA) fue procesado para adaptarlo a las necesidades y condicionantes del modelo de cálculo. Las operaciones realizadas fueron:

- Ajuste espectral
- Recorte y corrección de línea de base
- Deconvolución

2.3.2. Ajuste espectral

En primer lugar, el acelerograma semilla se ajustó al espectro objetivo del sismo de diseño. De este modo se ajustó la PGA y la respuesta en los periodos de interés a la aceleración y respuestas previstas, dado que el registro semilla era mucho más tenue al haberse medido a unos 350 km de distancia del epicentro. En cualquier caso, el ajuste fue muy bueno, tal como se observa en la Figura 4.

El procedimiento de ajuste se realizó en el dominio de la frecuencia, utilizando el método de adición de pequeñas ondas o “wavelets”, propuesto por Al-Atik y Abrahamson [4]. Para esta labor se utilizó el software comercial SEISMOMATCH.

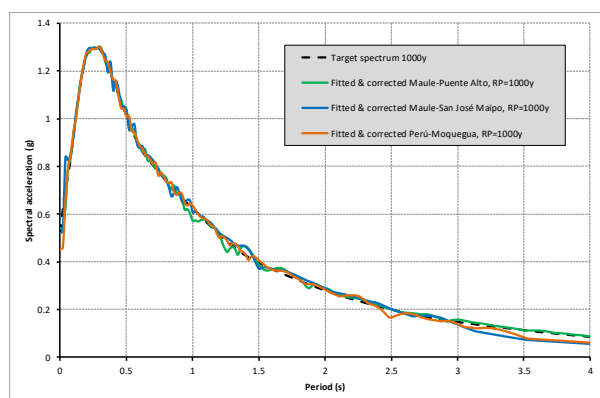


Figura 4. Ajuste espectral (sismo de 1000 años).

2.3.3. Recorte y corrección de línea de base

El acelerograma resultante del ajuste espectral se recortó a su duración significativa, añadiendo unas transiciones (ventanas Hanning) en ambos extremos. La duración significativa es el tramo del registro en el que la intensidad Arias crece del 5% al 95% de su valor máximo.

El recorte se consideró conveniente con objeto de limitar en la medida de lo posible el tiempo de cálculo del modelo completo y la memoria necesaria para su almacenamiento. Aun así, el acelerograma recortado tiene una duración de 40.5 s aproximadamente, ya que estos terremotos de gran magnitud son muy largos.

Tras el recorte se efectuó una corrección de línea de base para eliminar desplazamientos residuales al final del evento.

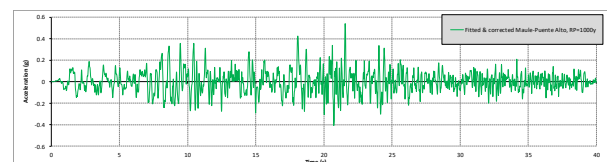


Figura 5. Acelerograma MPA 1000 años en superficie, tras el recorte y corrección.

2.3.3. Deconvolución

Finalmente, se realizó un proceso de deconvolución para transformar el acelerograma en superficie, resultado del proceso anterior, en el acelerograma que debe aplicarse en el fondo del modelo de cálculo para simular el terremoto de diseño. La deconvolución tiene en cuenta, lógicamente, el perfil del terreno y las características de los materiales existentes en cada estación, ya que varían entre unas zonas y otras del proyecto.

La deconvolución se efectúa en el dominio de la frecuencia por medio de un modelo sencillo de respuesta del terreno equivalente-lineal. Se utilizó para ello el software libre DEEPSOIL, elaborado por la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

Como las propiedades del modelo del terreno en DEEPSOIL no se corresponden exactamente con las del modelo de elementos finitos PLAXIS, se realizó de forma complementaria un chequeo de la

deconvolución utilizando la herramienta de análisis de respuesta del sitio del programa de elementos finitos. El resultado fue satisfactorio, según se observa en la Figura 6: el espectro de respuesta resultante se adapta muy bien al espectro objetivo en los periodos de interés del sistema terreno-estructura.

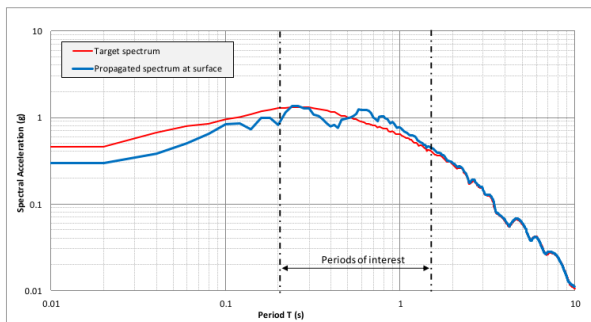


Figura 6. Chequeo de la deconvolución por medio de un análisis de respuesta del sitio.

3. Modelo de elementos finitos

3.1 Dimensiones y condiciones de contorno

Los modelos de elementos finitos utilizados (véase la Figura 7) son modelos planos rectangulares de unos 300 m de anchura y 60 m de profundidad. Los bordes del modelo se alejan de la zona de interés para evitar efectos de borde sobre el terreno que rodea a la estación. El número de elementos típicamente fue de unos 4000 a 5000, con unos 10 000 nodos.

Las fases modelizadas son las siguientes:

- Estado tensional inicial del terreno
- Construcción de la estación: entre 5 y 10 fases estáticas incluyendo la construcción de las pantallas y pilas-pilote, apuntalamientos, excavación por niveles y hormigonado de las losas. Incluye el rebajamiento del nivel freático y la vuelta al nivel original.
- Fases dinámicas-transitorias para simular el sismo en los distintos escenarios: Operacional y de Seguridad.

Las fases estáticas constructivas tienen el objeto de que el sismo se aplique sobre un estado

que simule lo más fielmente posible el estado tensodeformacional futuro de la estación, en el momento de la ocurrencia del sismo.

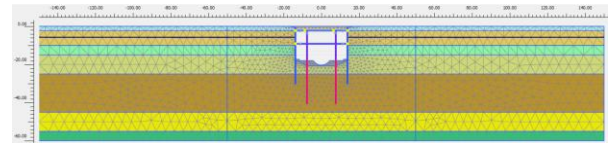


Figura 7. Modelo de elementos finitos de una de las estaciones subterráneas.

Las fases dinámicas-transitorias se calculan en el dominio del tiempo por el método de Newmark, utilizando incrementos temporales de 0.01 s, que coinciden con los puntos que definen el acelerograma.

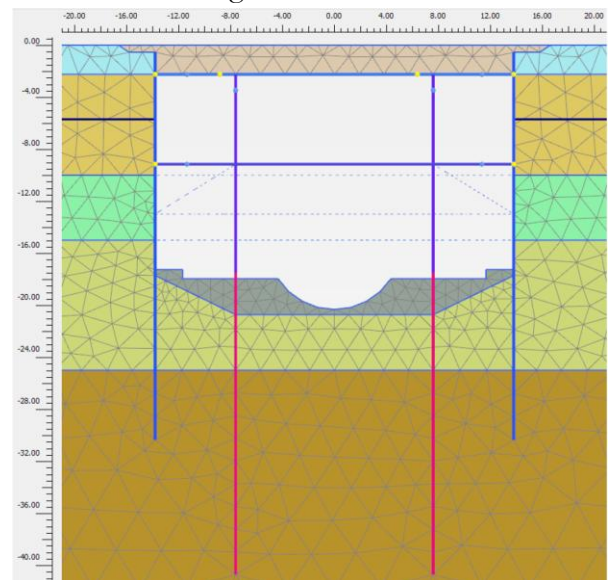


Figura 8. Modelo de elementos finitos. Detalle de la zona de la estación subterránea.

El programa proporciona desplazamientos, velocidades y aceleraciones de cada punto a lo largo de cada 0.01 s a lo largo del desarrollo del sismo. Esta información se guardó únicamente para unos puntos seleccionados en el contorno de la estructura. Del modelo completo se guardó el estado tensodeformacional cada 0.1 s, lo que implica unos 400 estados, ocupando un espacio en memoria superior a los 4 Gbytes para cada análisis, 8 Gbytes en los dos escenarios.

La acción sísmica (el acelerograma) se aplica en el borde inferior del modelo como un desplazamiento impuesto.

En los bordes laterales se adoptó una condición de contorno denominada "tied-degrees-

of-freedom”, que los coacciona obligando a que ambos contornos se desplacen de igual manera, simulando de este modo la transmisión unidimensional hacia arriba de las ondas de corte.

3.2 Parámetros del terreno natural

3.2.1. Características generales del terreno

El terreno de la zona de proyecto está constituido por materiales detríticos gruesos aluviales, formando sucesivas capas o lentejones de espesor métrico a decamétrico. Predominan las gravas arenosas con algunos bloques, densas y muy compactas, no cementadas y bastante permeables. Entre las gravas se intercalan algunos niveles de limos arenosos y también algunos niveles limoarcillosos, que en general son minoritarios. El espesor de este aluvial es muy potente, superando los 60 m estudiados con los sondeos y geofísica.

El nivel freático está condicionado por el nivel del mar y el flujo que se produce desde las montañas del interior. Es muy superficial en las estaciones más próximas a la línea de costa (Puerto del Callao) y va profundizando, de forma que queda por debajo de la excavación en las estaciones más orientales.

3.2.2. Modelo de comportamiento del terreno

El modelo constitutivo de comportamiento del terreno natural es el HS-Small, implementado en el programa PLAXIS. Este modelo incorpora una relación hiperbólica entre tensiones y deformaciones, de forma que se puede simular adecuadamente (por medio de histéresis) la degradación del módulo de corte y el amortiguamiento creciente con la deformación de corte.

El terreno se supuso perfectamente drenante a efectos de transmisión de las presiones intersticiales, ya que es muy permeable.

3.2.3. Ajuste de módulo de corte G_{max}

El módulo de corte máximo G_{max} se ajustó por medio de la investigación geofísica. En la situación de cada estación se realizaron varios perfiles MAM (*Microtremor Array Measurement*) y MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), que proporcionaron la distribución de la velocidad de las ondas de corte V_s en profundidad.

Los datos obtenidos sobre el terreno se ajustaron por medio de una ley exponencial, que reproduce el aumento de la rigidez de corte del terreno en función de la profundidad que incorpora el propio modelo constitutivo HS-Small.

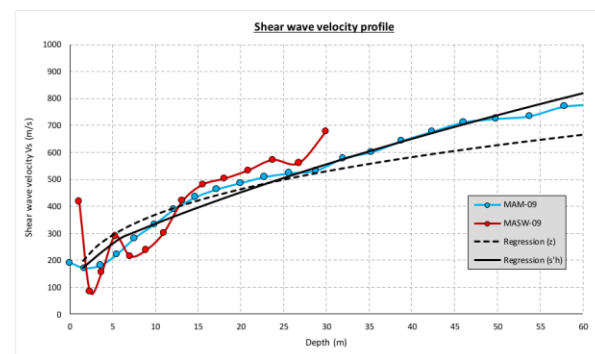


Figura 9. Ajuste del módulo de corte G_{max} .

3.2.4. Ajuste de las curvas de degradación y amortiguamiento

Las curvas de degradación y amortiguamiento de cada material existente en el perfil geotécnico se obtuvieron empleando diversas correlaciones publicadas para materiales granulares gruesos, principalmente las de Umberg [5] y Oztoprak & Bolton [6].

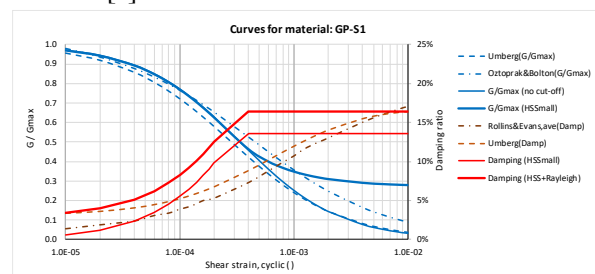


Figura 10. Ajuste de las curvas de degradación y amortiguamiento de uno de los materiales.

Para ello se utilizaron las características generales de cada formación, obtenidas en ensayos de laboratorio a partir de las muestras de

los sondeos: densidad, granulometría, humedad, ángulo de rozamiento, etc. Véase la Figura 10.

3.3 Parámetros de la estructura

El modelo de comportamiento de los elementos estructurales se diferenció para los dos escenarios analizados.

3.3.1. Escenario Operacional

En el Escenario Operacional (1000 años de periodo de retorno) se consideró un modelo de comportamiento elástico-lineal, considerando la inercia bruta de las secciones estructurales para calcular la rigidez a flexión. En la conexión de las losas con las pantallas se modelizaron rótulas (articulaciones perfectas) que no permiten la transmisión de los momentos flectores generados por el sismo. El amortiguamiento fue del 2%.

3.3.2. Escenario de Seguridad

En el Escenario de Seguridad (2500 años de periodo de retorno) se consideró un modelo de comportamiento elastoplástico para las pantallas y pilares, definido por el diagrama momento-curvatura de la sección estructural del punto de mayor sollicitación (véase la Figura 11). En las losas se adoptó un comportamiento elastoplástico perfecto considerando la rigidez a flexión correspondiente a la inercia fisurada. Al igual que en el Escenario Operacional, se incluyeron articulaciones perfectas en las conexiones sin capacidad de transmitir momentos flectores altos. El amortiguamiento considerado en este caso fue del 5%.

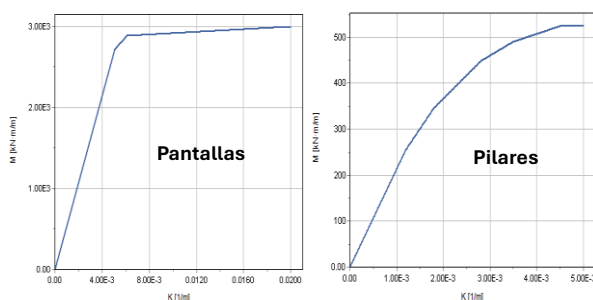


Figura 11. Diagramas momento-curvatura de pantallas y pilares.

4. Análisis estructural

4.1 Resultados del modelo dinámico

Tanto para el escenario operacional como el escenario de seguridad, desde el punto de vista estructural los principales resultados analizados, entre otros, fueron los siguientes:

- Desangulación de la estructura (raking) en el tiempo durante el sismo. Este resultado mide las diferencias relativas entre el movimiento horizontal de la pantalla en los distintos niveles de fojados (entre losa superior o losa intermedia con respecto a la contrabóveda).

Se obtuvo un gráfico como el del ejemplo de la Figura 12, donde se puede ver el valor pico o máximo, y el valor residual al final del evento.

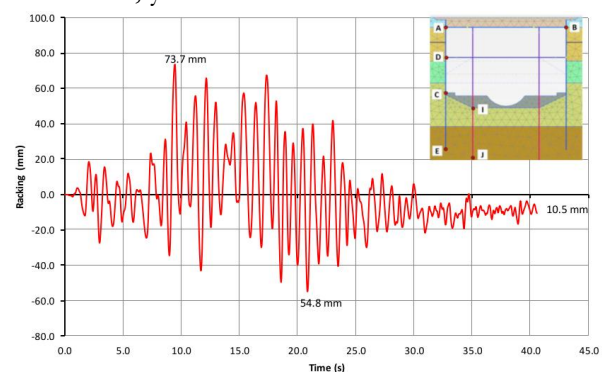


Figura 12. Gráfico de desangulación entre losa superior (A) y contrabóveda (C).

- Envoltentes de leyes de esfuerzos, (esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores) en las pantallas a lo largo del evento sísmico (Figura 13).
- Incrementos dinámicos de esfuerzos, obtenidos como diferencia entre las envoltentes de esfuerzos dinámicos y los esfuerzos obtenidos al final de las fases estáticas.
- Evolución temporal de esfuerzos, a lo largo del sismo, en un punto determinado de la estructura. Se analizaron los valores máximos y los residuales al final del evento (Figura 14).

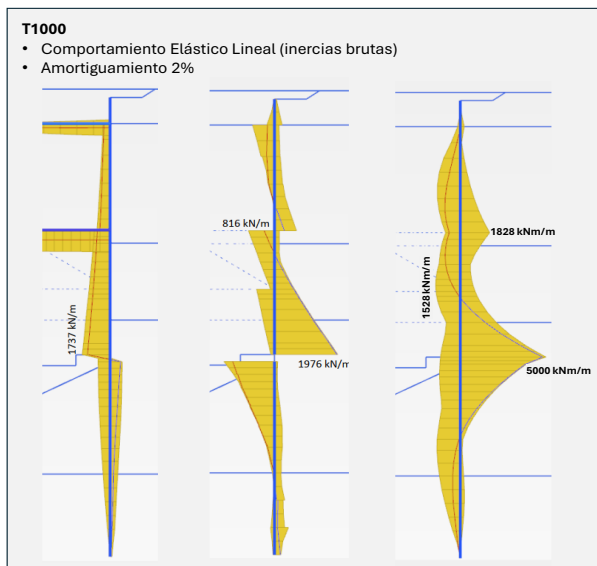


Figura 13. Envolventes de esfuerzos en una pantalla.

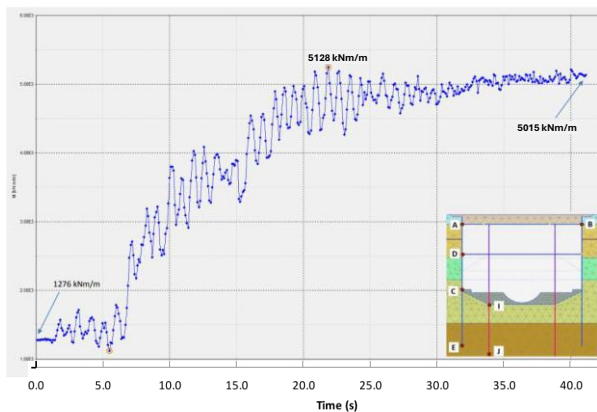


Figura 14. Evolución temporal de momentos flectores en la pantalla a nivel de contrabóveda (C).

4.2. Comprobación estructural

4.2.1. Escenario Operacional

A partir de los resultados del Escenario Operacional (considerando un comportamiento elástico lineal con inercias brutas), se diseñó la armadura de las pantallas en el Estado Límite Último, utilizando los esfuerzos obtenidos en el modelo (Figura 15).

Para el diseño de las pilas pilote, la armadura necesaria para resistir los esfuerzos en el Estado Límite Último se obtuvieron a partir de un modelo de pila aislada, también con comportamiento elástico lineal e inercias brutas, que simulaba las condiciones de carga y los máximos desplazamientos horizontales relativos entre niveles proporcionados por el modelo operacional (Figura 16).

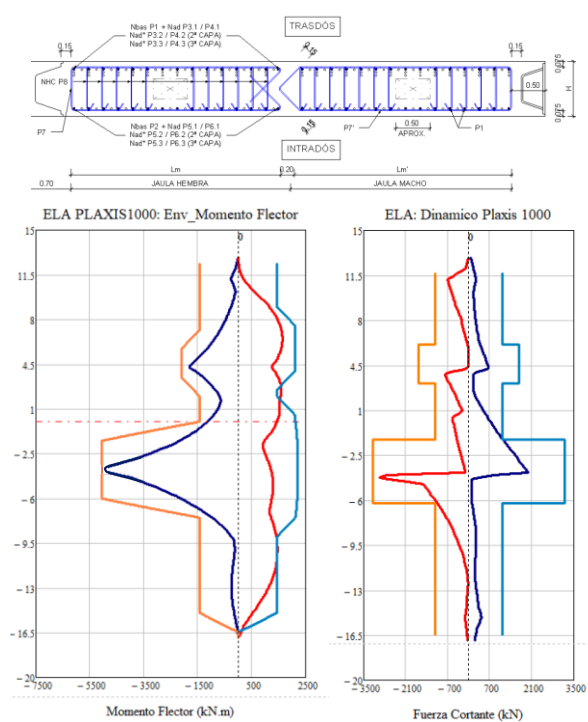


Figura 15. Diseño de armadura en pantallas para escenario operacional.

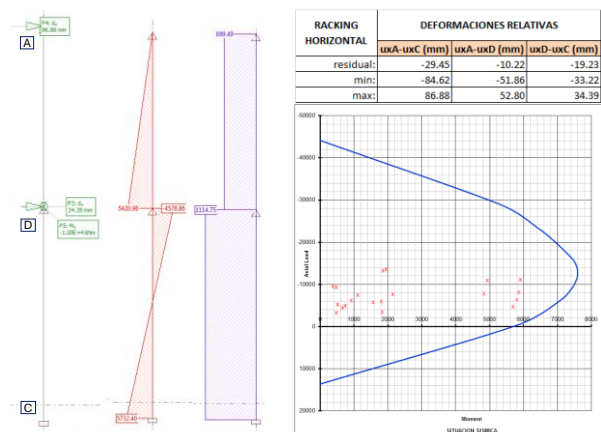


Figura 16. Esfuerzos en modelo de pila aislada para escenario operacional y verificación de armadura.

4.2.2. Escenario de Seguridad

El siguiente paso consistió en realizar un análisis bajo el Escenario de Seguridad (sismo extremo con un periodo de retorno de 2500 años), utilizando un modelo que considera, tanto para las pantallas como para las pilas pilote, un comportamiento elastoplástico definido a partir del diagrama momento-curvatura con la armadura propuesta.

A partir de los resultados obtenidos en el escenario de seguridad, se llevó a cabo la verificación del NO COLAPSO. En las pantallas, se comprobó en las secciones críticas

que la curvatura máxima obtenida ($\chi_{\max}$) era inferior a la curvatura última disponible en la sección (χ_{EU}) (Figura 17).

Adicionalmente de la verificación de No colapso, se analizaba en qué estado quedaban las secciones críticas o que hubieran plastificado analizando el estado tensional debido al esfuerzo de flexión remanente en la pantalla.

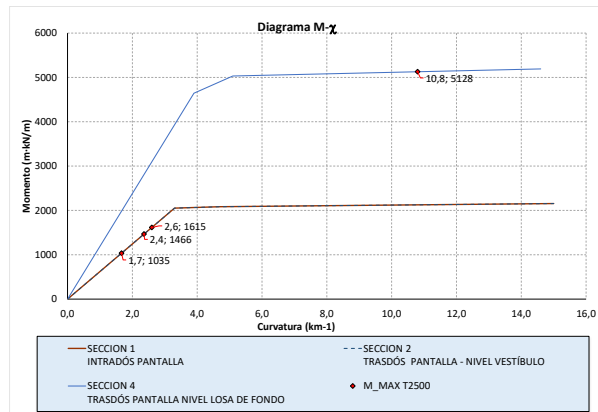


Figura 17. Diseño de armadura en pantallas para escenario operacional.

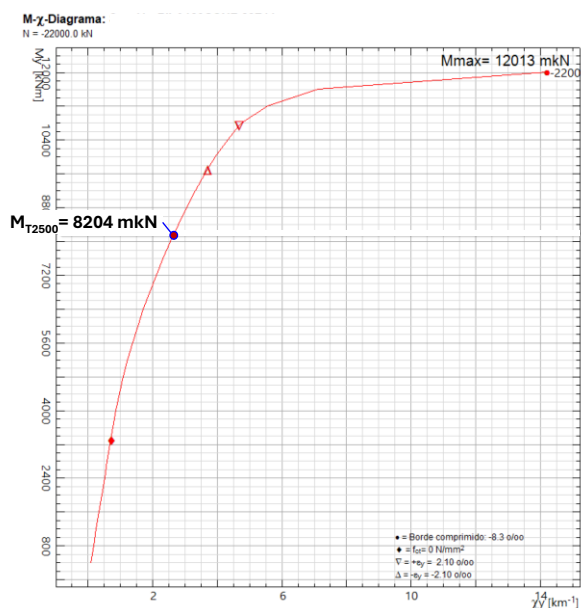


Figura 18. Verificación de no colapso en pilas pilote para escenario operacional.

En el caso de las pilas pilote, se realizó un modelo de pila aislada que consideraba el comportamiento no lineal, tanto a nivel material (elastoplástico) como geométrico (pandeo). A partir de los máximos desplazamientos relativos obtenidos en el escenario de seguridad, se definió la respuesta estructural correspondiente, y para las secciones críticas se comprobó que la

curvatura máxima calculada ($\chi_{\max}$) era inferior a la curvatura última disponible en la sección (χ_{EU}) (Figura 18).

4.3. Conclusiones del análisis estructural

La estructura de las estaciones del Metro de Lima se diseñó para resistir las acciones sísmicas manteniéndose esencialmente en régimen elástico, es decir, sin daños estructurales (Completamente Operacional) frente a un sismo con un periodo de retorno de 1000 años. Además, se verificó que las estructuras tienen capacidad suficiente para resistir un sismo con un periodo de retorno de 2500 años sin colapsar ni presentar daños (plastificaciones) en las pilas-pilote, aunque en algunos casos se espera que puedan producirse plastificaciones (daños) en las pantallas.

Cabe destacar que aproximadamente el 70% de las cargas verticales son soportadas por las pilas-pilote, mientras que el 30% restante se distribuye en las pantallas perimetrales, lo que genera tensiones de compresión vertical muy reducidas en estas últimas. En estas condiciones, al no presentarse daños en las pilas, sería posible restituir la circulación de los trenes tras las oportunas comprobaciones de que el sismo no ha afectado los sistemas ferroviarios, así como después de realizar las hipotéticas reparaciones necesarias en las pantallas.

Agradecimientos

Los autores quieren mostrar su agradecimiento al profesor Dr. Juan Manuel Pestana, de Geosyntec Consultants, entonces en la Universidad de California en Berkeley, por su valioso asesoramiento en relación con la metodología del cálculo sísmico.

También queremos expresar nuestro agradecimiento al "Consorcio Constructor Metro 2 Lima", integrado por las empresas FCC, Dragados, Salini Impregilo y COSAPI, por la confianza depositada en TYPASA durante la realización del proyecto. Asimismo, extendemos nuestro reconocimiento al equipo de ingeniería

del consorcio, liderado por el Gerente de Ingeniería de Proyecto, Manuel Brea de Diego.

Referencias

- [1] R.R. Youngs, S.J. Chiou, W.J. Silva & J.R. Humphrey. *Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes*. Seismological Research Letters, vol. 68, no. 1, January / February 1997.
- [2] J.X. Zhao et al. *Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period*. Bulletin of the Seismological Society of America (2006) vol. 96 no.3: 898-913.
- [3] G.M. Atkinson & D.M. Boore. *Empirical Ground-Motion Relations for Subduction-Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 93, No. 4, pp. 1703–1729, August 2003.
- [4] L. Al-Atik & N. Abrahamson. *An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching*. Earthquake Spectra, vol. 26, no. 3, pp 601-617. August 2010.
- [5] D. Umberg. *Dynamic properties of soils with non-plastic fines*. Thesis presented to the University of Texas at Austin, May 2012.
- [6] S. Oztoprak & M.D. Bolton. *Stiffness of sands through a laboratory test database*. Géotechnique 63, no. 1, pag. 54-70. 2013.