

Diseño de las estaciones de la Línea 3 del metro de Panamá

Design of the stations of Line 3 of the Panama

Carlos Llopis Camps⁽¹⁾, Fernando Pinedo Bello⁽²⁾, Tomas Antonio Vasquez⁽³⁾, Carlos Maestro González⁽⁴⁾ y Adrián Sánchez Sevilla⁽⁵⁾

- (1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MOBILITY-SENER. Líder de Disciplina. carlos.llopis@mobility.sener
- (2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MOBILITY-SENER. fernando.pinedo@mobility.sener
- (3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MOBILITY-SENER. tomas.antonio@mobility.sener
- (4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MOBILITY-SENER. carlos.maestro@mobility.sener
- (5) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MOBILITY-SENER. adrian.sanchez@mobility.sener

RESUMEN

La Línea 3 del Metro de Panamá es un proyecto en desarrollo que conectará la estación de Albbrook con Ciudad del Futuro, pasando por varias estaciones clave. El tramo de 25 km de longitud cuenta con 12 estaciones elevadas y una enterrada. (Albrook). La estructura principal de las estaciones elevadas se ha resuelto con 6 pórticos de hormigón armado separados cada 19.4. La estructura del andén se ha resuelto con celosías metálicas apoyadas sobre los pórticos de hormigón, desde la que nacen unos pilares metálicos en V que soportan la malla tridimensional bicapa que da forma a la cubierta. La estación enterrada y existente de Albbrook se amplía por el sistema top-down.

ABSTRACT

Line 3 of the Panama Metro is an ongoing project that will connect Albbrook station with Ciudad del Futuro, passing through several key stations. The 25 km long section includes 12 elevated stations and one underground station (Albrook). The main structure of the elevated stations is resolved with 6 reinforced concrete frames spaced every 19.4 meters. The platform structure is resolved with metal trusses supported on the concrete frames, from which V-shaped steel pillars arise that support the two-layer three-dimensional mesh that shapes the roof. The existing underground Albbrook station is being expanded using the top-down system.

PALABRAS CLAVE: estaciones elevadas, estaciones enterradas, sismo, calculo incremental, plaxis.

KEYWORDS: elevated stations, underground stations, earthquake, pushover calculation, plaxis.

1. Introducción

La Línea discurrirá en su casi totalidad en aéreo. por lo que las estaciones serán aéreas, salvo el tramo inicial de la línea y la estación de Albbrook que irán en trinchera o en túnel.



Figura 1. Localización Línea 3.

Existen 13 estaciones a lo largo de la línea de monorraíl, que se pueden agrupar en 3 tipos:

Tabla 1. Tipología de estaciones.

Tipología	Estación
Elevada-Monopila	Arraiján
	Burunga
	Cerro Silvestre
	Nuevo Chorrillo
	Vista Alegre 2
	Nuevo Arraiján
Elevada-Portico	San Bernardino
	Panamá Pacífico
	Loma Cová
	Arraiján 2
	Vista Alegre
Enterrada	Ciudad del futuro
	Albrook

2. Estaciones elevadas

2.1 Descripción de la estructura principal

Las estaciones elevadas se resuelven con 6 pórticos situados cada 19,40 m. Los pórticos de todas las alineaciones tienen dos niveles, el primer nivel de vestíbulo y el nivel superior dónde apoyan las vigas monorraíl y el andén.

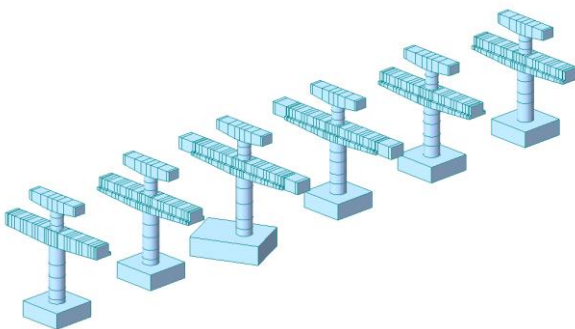


Figura 2. Esquema estructura principal de la estación tipo monopila

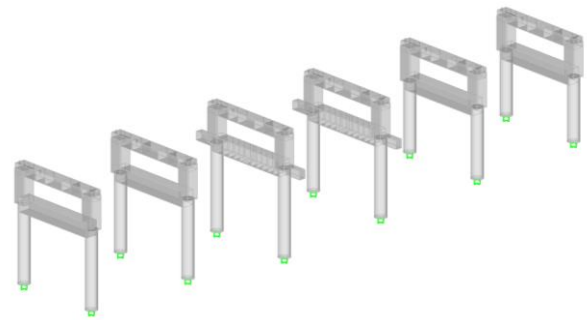


Figura 3. Esquema estructura principal de la estación tipo pórtico

Las columnas de los pórticos están resueltas con secciones circulares, de diámetro 2000mm. Las vigas de hormigón en vestíbulo se resuelven con una sección en T invertida de dimensiones exteriores de 2800x2400mm. La viga de coronación del pórtico tiene una sección cuadrada de dimensiones 2200x1600mm.

La losa del nivel vestíbulo se resuelve con estructura prefabricada de hormigón pretensado que apoya sobre las vigas en T invertida del pórtico. Los elementos prefabricados, serán vigas en π . Estas vigas contarán con un canto aproximado de 1250mm más 150mm para la capa de compresión in situ. La separación entre los nervios será también de 1250mm. La viga superior soporta las vigas monorraíl y la estructura de los andenes.

Cada andén se resuelve con dos celosías metálicas longitudinales que apoyan sobre la viga superior del pórtico. Uniendo los cordones superiores de las celosías se establecen las vigas transversales que sirven de apoyo a la losa de metal-deck que a su vez configura la plataforma del andén. Bajo la plataforma del andén se genera una galería de instalaciones cuya losa de metal-deck apoya sobre las vigas transversales que conectan los cordones inferiores de las celosías. El camino de rodadura, formada por una viga de rodaje en cada sentido de circulación, se apoyará sobre una estructura continua tipo viaducto de hormigón que atravesará todo el territorio, teniendo en cuenta futuras actuaciones como la ampliación a 8 carriles de la autopista Panamericana. La separación típica entre las

vigas-riel de cada sentido de la marcha será de 3.70 m.

La cubierta metálica se resuelve con una estructura metálica espacial bicapa de canto aproximado 1/11. La malla espacial apoya sobre unas columnas metálicas en forma de V situadas cada 19.4 m, de forma que estas columnas se apoyen sobre el pórtico principal y así evitar que las celosías del andén lleven la carga cubierta a los apoyos.

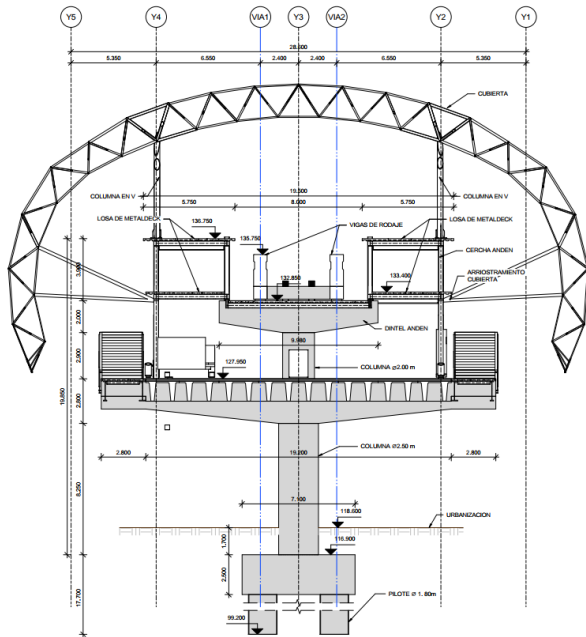


Figura 4. Pórticos estaciones tipo monopila

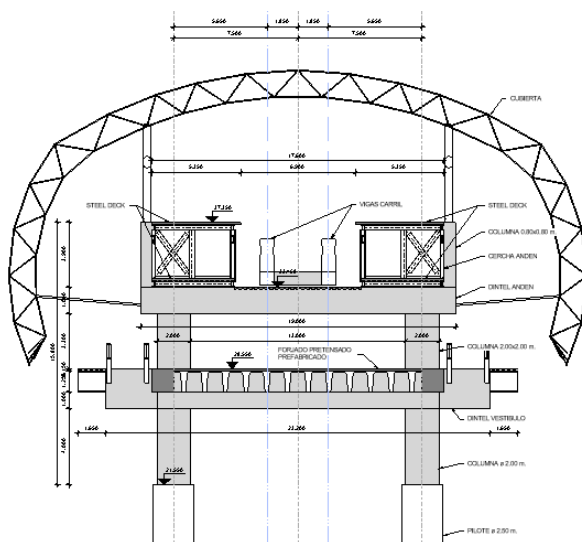


Figura 5. Pórticos estaciones tipo pórtico

Entre estaciones, las estructuras típicas de monorriel son vanos de 28 m de luz donde la viga del monorriel es autoportante y, en

consecuencia, no se requieren estructuras auxiliares de apoyo que encarecen la obra.

2.2 Consideraciones de diseño

En lo que respecta a hormigón se ha usado hormigón con resistencia a compresión de 40 MPa para la estructura y 30 MPa para la cimentación.

El acero de refuerzo pasivo tiene un límite elástico (f_y) igual a 420 MPa y una resistencia límite última (f_u) igual a 620 MPa.

Panamá está situado en una zona sísmicamente activa, dónde se esperan aceleraciones sísmicas superiores en algunas zonas a 1.5g, por lo que el sismo condiciona el diseño. Para reducir cuantías el diseño se ha desarrollado por capacidad a través de modelos pushover, estando el diseño muy condicionado por la geometría, dadas las luces importantes y la altura de las estaciones. Se han considerado dos hipótesis de diseño sísmico:

- MCE (Periodo de retorno de 2475 años). No se limita el giro en las rótulas plásticas, dado que la condición de diseño es que la capacidad de desplazamiento señalada en el punto 7.8.6.1 de la MCEER/ATC-49 [1] sea mayor que el desplazamiento demandado sin que se produzca el colapso y teniendo en cuenta las limitaciones de deformación en el refuerzo pasivo.

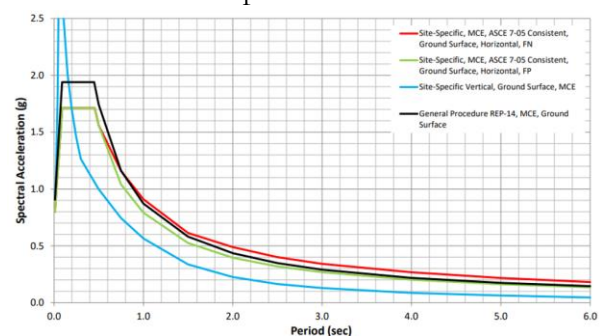


Figura 6. Sismo de diseño MCE en una estación

- EE (Periodo de retorno de 75 años). Restitución inmediata del servicio bajo

el sismo EE que implica limitar el giro a 0.01 rad tal y como se explica en el punto 4.9 de la AASHTO [2]. Por lo tanto, la rigidez de la columna debe ser suficiente para que durante la demanda generada no supere el giro de 0.01 rad.

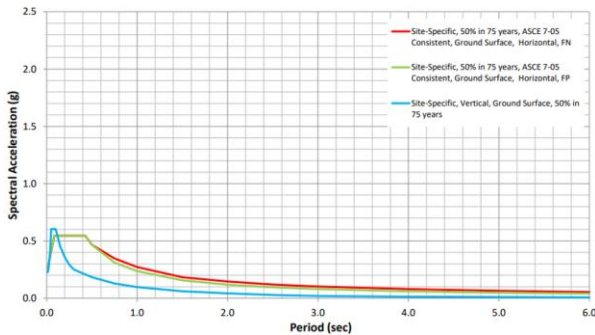


Figura 7. Sismo de diseño EE en una estación

Para el diseño de la estructura principal se han utilizado tres modelos de cálculo:

1. Modelo global estático, para el diseño de la estación en servicio y por resistencia, que integra los pórticos con los monopilotes para poder incluir la interacción suelo-estructura mediante las curvas p-y estáticas.
2. Modelo global dinámico, para el diseño de la estación ante el evento sísmico EE, que integra los pórticos con los monopilotes para poder incluir la interacción suelo-estructura mediante las curvas p-y dinámicas.
3. Modelos para el análisis pushover en la dirección longitudinal y transversal.

El valor de la longitud analítica de la rótula plástica (L_p) se obtiene, según la formulación descrita en la página 148 y 149 de libro de Priestley [4].

Las propiedades del acero de refuerzo considerado en el cálculo son:

- En el caso del sismo EE, se admite una ligera plastificación en los refuerzos. Esto lleva a considerar como razonable una deformación del acero que se sitúe entre la deformación esperada de fluencia (ϵ_{ye}) y el comienzo de la rama de endurecimiento por

deformación (ϵ_{sh}). Por tanto, se toma como valor límite $2(\epsilon_{ye})$ para el sismo EE.

- En el caso del sismo MCE, la deformación admitida será la última reducida (ϵ_{su}^R). Para el caso de acero ASTM A706, los valores particulares son 0.09 (barras hasta #10) y 0.06 (barras entre #11 y #18).

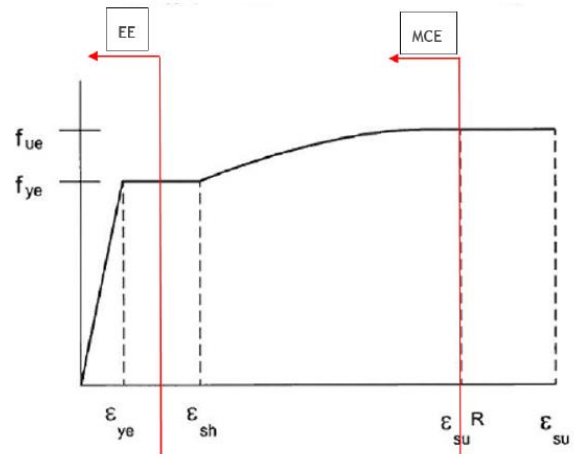


Figura 8. Propiedades acero en sismo EE/MCE

Las propiedades del hormigón considerado en el cálculo son:

- Limite EE: Para el hormigón, las deformaciones máximas estimadas durante el evento EE son justo al inicio de la rama descendente hacia el spalling. Este punto se acepta como razonable para un daño mínimo y coincide aproximadamente con $(2 \times \epsilon_{co}) = 0.004$.
- Limite MCE: Por otro lado, para el caso MCE, la capacidad de la subestructura se basa en una deformación última del hormigón de $0.75 \times \epsilon_{cu}$. El valor de ϵ_{cu} se obtiene en el punto último de equilibrio entre la rotura por compresión del hormigón, la plastificación del refuerzo longitudinal y la rotura de los cercos transversales de confinamiento. Las leyes utilizadas para obtener este y otros parámetros de confinamiento están descritas por Mander, Priestley y

Park [4], y son las que se emplearon en este diseño.

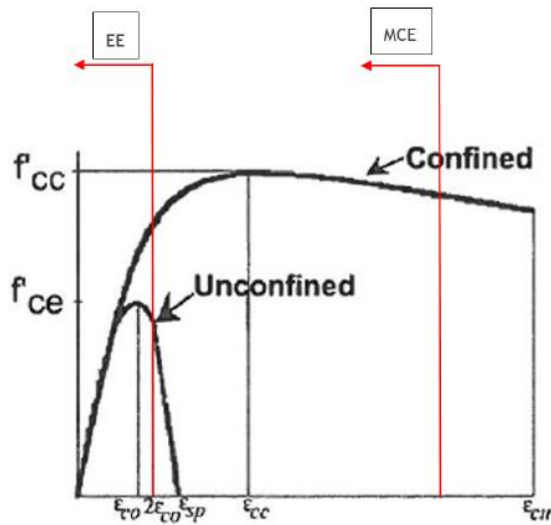


Figura 9. Propiedades hormigón en sismo EE/MCE

$$\rho_v = \frac{4 \times A_h}{D \times s} \quad (1)$$

$$f_l = 0.5 \times \rho_v \times f_{yh} \quad (2)$$

$$f'_{cc} = f'_c \times \left(2.254 \times \sqrt{1 + \frac{7.94 \times f_l}{f'_c}} - 2 \times \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \times \frac{\rho_v \times f_{yh} \times \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4)$$

Dónde:

A_h : área de una barra de refuerzo transversal, espiral o cerco.

D : diámetro de centro a centro del cerco o espiral.

s : espaciado vertical de los cercos o paso de la espiral, no debe exceder de 100 mm dentro de las zonas de rótula plástica.

f'_c : resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días.

f_{yh} : límite elástico de barras de refuerzo.

2.2 Diseño columnas

El proceso de diseño de las columnas será el siguiente:

1. Se obtiene la cuantía mínima longitudinal y transversal acorde al apartado 5.11.4.1.1 la AASHTO LRFD [3].
2. Partiendo de la armadura mínima, se va incrementando el refuerzo longitudinal y transversal hasta que la curva de capacidad corte con la curva

de demanda. Ese será el armado propuesto para la columna.

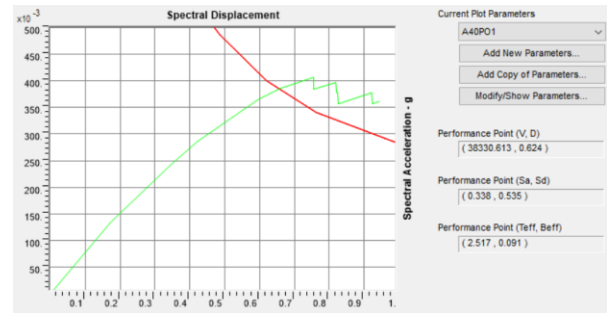


Figura 10. Intersección curva de demanda con la de capacidad

3. Una vez determinado el armado de la columna, se chequeará que el armado es válido en sismo EE, Resistencia y Servicio.

En las estaciones tipo monopila se considera que la rótula se forma en el arranque de la columna que es el punto de máximas solicitaciones ante cargas horizontales.

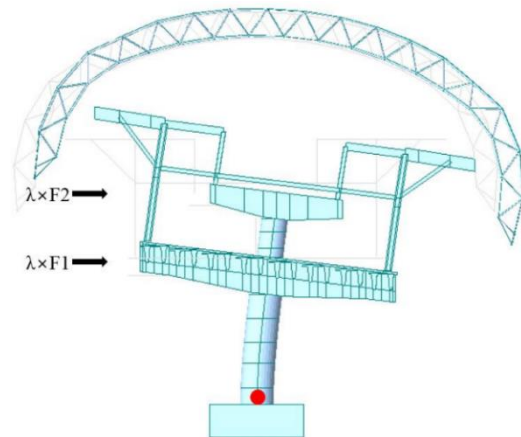


Figura 11. Rotula en estaciones tipo monopila

En las estaciones tipo pórtico se considera que la rótula se forma en el arranque de la columna ante un sismo longitudinal, véase figura 12.

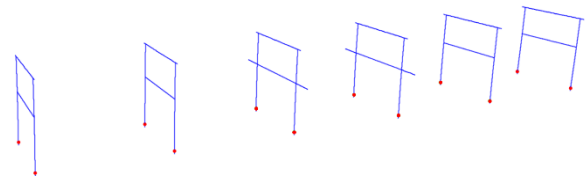


Figura 12. Rotulas en los pórticos en un sismo longitudinal

En las estaciones tipo pórtico se considera que la rótula se forma en arranque y coronación del primer tramo de columna ante un sismo transversal, véase figura 13.

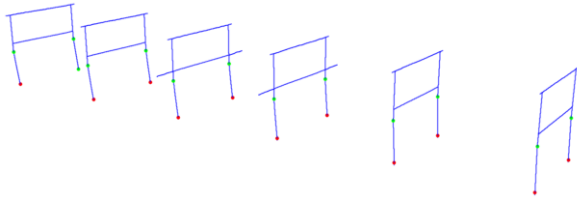


Figura 13. Rótulas en los pórticos en un sismo transversal

El cortante máximo de diseño se obtiene a partir del armado longitudinal dispuesto en cada columna concomitante con el axil máximo.

2.3 Diseño vigas pórtico

Para garantizar que las rótulas se forman en la columna, las cimentaciones y vigas del vestíbulo deben protegerse a capacidad según el esquema de momentos descrito en la figura 14, que se correspondería con el primer tramo de columnas y vigas de la figura 5. Además de lo anterior en la unión columna dintel se debe disponer el armado indicado en el apartado 8.13.4 de la AASHTO LRFD Seismic Bridge Design [2].

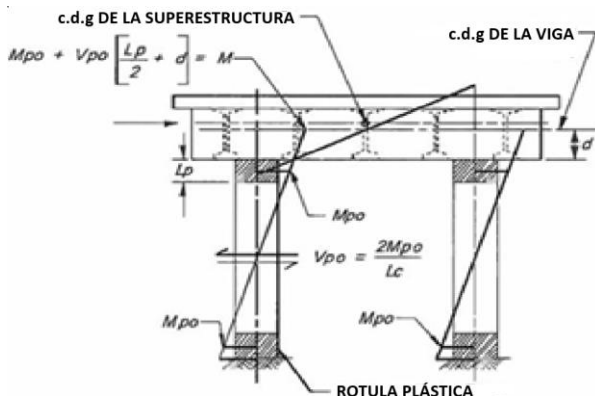


Figura 14. Esquema momentos de diseño por sobrecapacidad

2.3 Diseño cimentación

Las estaciones tipo monopila se han cimentado sobre encepados de 4 pilotes, mientras que las estaciones tipo pórtico se han cimentado sobre monopilotes.

Los pilotes de hormigón perforado (vaciados in situ) de diámetro 2.80 m cumplen con los requerimientos descritos en los capítulos 5.12.9 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2017 [3]. Las fuerzas de diseño se han obtenido a partir del momento y cortante de sobre

resistencia, es decir el momento y cortante plástico amplificado. El pilote será “Type II Shaft”, siguiendo las recomendaciones de “Caltrans Seismic design criteria” [6] para asegurar que la rótula se forma en la columna y no en el pilote.

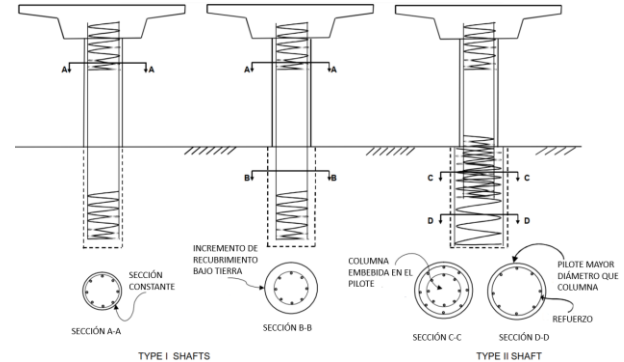


Figura 15. Rotula en estaciones tipo pórtico

Para la verificación estructural de los pilotes, en un modelo donde se considera las curvas p-y del terreno, se introduce el axil en cabeza y el momento plástico esperado (mayorado el 20%) y el cortante asociado:

$$M_{po} = \lambda_{mo} \times M_p \quad (5)$$

Dónde.

- λ_{mo} es el coeficiente de sobrecapacidad (“overstrength”) con valor de 1.20
- M_p es el momento plástico de la columna calculado a partir de los diagramas Momento vs Curvatura, utilizando un modelo Mander-Confinado en base a cercos en las columnas.

Estaciones tipo monopila y dirección longitudinal en estaciones tipo pórtico:

$$V_{po} = \frac{M_{po}}{L_c} \quad (6)$$

Dirección transversal en las estaciones tipo pórtico:

$$V_{po} = \frac{2 \times M_{po}}{L_c} \quad (7)$$

3. Estaciones enterradas

3.1 Descripción de la estructura principal

La estación de Albrook es la única enterrada. La estación se resuelve en dos niveles: un nivel vestíbulo aproximadamente a la altura de la calle y el nivel vías enterrado. Es importante señalar que la estación de Albrook ya existe para dar servicio a la línea 1, por lo que se propone ahora es ampliar y renovar esta estación con otras vías de forma similar.

Para materializar esta nueva parte de la estación de Albrook es necesario ejecutar una nueva pantalla en el extremo del nuevo andén. De este modo, ahora se contaría con un total de tres pantallas, dos en los extremos y una central con huecos que dividiría ambas vías/líneas. Para soportar las cargas derivadas del uso y de la contención del terreno y el agua se ejecutarán en la nueva excavación dos losas, una para cada nivel (vestíbulo y andenes). Este nuevo vaciado se ubicará entre la estación existente y la pasarela de acceso a la estación.

Hay que destacar que bajo la losa inferior se disponen unos pilotes para resistir la subpresión.



Figura 16. Sección transversal

Por otra parte, en lo que respecta a los niveles superiores, la anterior cubierta metálica se sustituirá por otra cubierta que englobe todo el vestíbulo. Dicha cubierta utilizará como sistema estructural una malla espacial, es decir, una estructura tridimensional metálica compuesta por barras de acero y esferas en los nudos.

3.2 Consideraciones de diseño

Para el análisis sísmico de las pantallas de contención se han utilizado dos métodos:

- Método pseudoestático. Se ha utilizado el programa Rido. Las cargas sísmicas se han definido por dos métodos; empujes para muros con movimientos restringidos y mononobe-okabe.
- Método dinámico. Se ha utilizado el programa Plaxis 2D, introduciendo 6 acelerogramas para el diseño accidental de sismo (Acelerograma del Sismo Chi-Chi, Loma Prieta y Manjil, tanto perpendicular como paralelo a la falla).

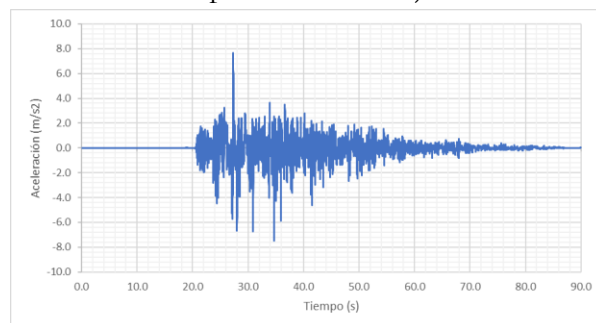


Figura 17. Acelerograma Chi-Chi perpendicular falla

Además de considerar la variación del módulo de deformación y amortiguamiento de cada tipo de terreno con la deformación, se ha considerado la variación de la rigidez de la pantalla según los momentos solicitantes.

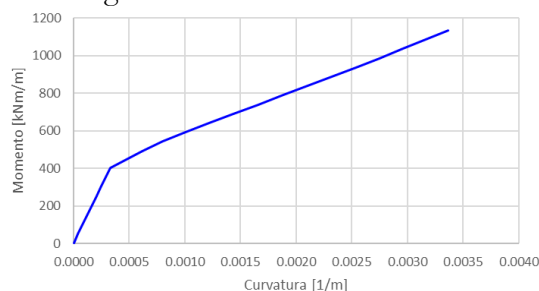


Figura 18. Variación de la rigidez de la pantalla con el momento solicitante

En la siguiente figura se muestra una imagen con una de las zonas de la estación modelada, se corresponde a la zona dónde no hay estación existente.

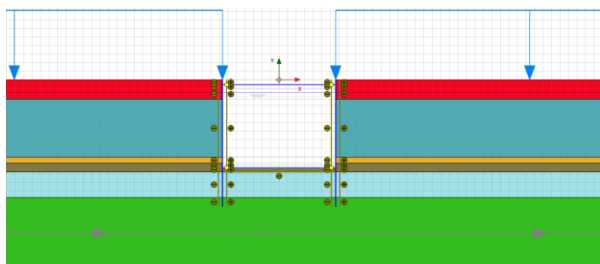


Figura 19. Modelo Plaxis 2D

Las fases de cálculo de los modelos se corresponden con las siguientes:

1. **Estado inicial:** En esta fase se encuentra el terreno natural sometido únicamente a la acción del peso propio. Es decir, esta fase representa cómo se encontraba el terreno antes de que las actuaciones de Línea 1 tuvieran lugar. Las propiedades geotécnicas de los distintos terrenos se corresponden con las estáticas. Estas propiedades serán mantenidas hasta el momento de la acción del sismo.
2. **Ejecución de la pantalla de Línea 3:** En esta fase comienza la construcción de la Estación de Línea 3, de manera que se ejecuta la nueva pantalla al abrigo de la cual, reusando una de las pantallas de Línea 1, se realizará la excavación de la nueva Estación. En esta fase también se activan las interfaces de la nueva pantalla.
3. **Excavación para la ejecución de la losa superior de la Estación de Línea 3:** En esta fase se excavan los primeros 1.20 metros entre pantallas, de manera que se pueda construir la losa superior de la Estación.
4. **Ejecución de la losa superior de Línea 3:** En esta fase se activa el elemento “plate” entre las pantallas de Línea 3 para representar la ejecución de la losa superior que actuará como puntal en cabeza en el resto de fases posteriores
5. **Excavación de la Estación de Línea 3:** En esta fase se produce la excavación entre las pantallas y hasta

la cota inferior de la losa de fondo. En esta fase la excavación se produce por debajo del NF, sin embargo, se hace al abrigo de las pantallas y estando estas empotradas en el sustrato rocoso que actúa como elemento impermeable, independizando las presiones de agua entre las pantallas de las presiones de agua fuera de las mismas y quedando ligadas al NF estable fuera de las pantallas.

6. **Ejecución de la losa de fondo de Línea 3:** En esta fase se activa el elemento tipo placa que se encuentra en el fondo de la excavación, incluyendo la interfaz en el contacto con la unidad geotécnica Qa3 y los elementos de unión de la losa con las pantallas.
7. **Adición de la sobrecarga de tráfico:** En esta fase se activa la sobrecarga de tráfico que puede tener en la superficie del terreno.
8. **Acción del sismo:** En esta fase es en la que se activa el multiplicador que representa la acción del sismo y que se localiza sobre la línea horizontal del techo de la roca. Sin embargo, antes de proceder al cálculo se intercambian las propiedades de los suelos de los modelos constitutivos estáticos a los dinámicos, de esta manera se podrá representar convenientemente el comportamiento de rigidez a pequeñas deformaciones y amortiguamiento que tiene lugar durante la acción del sismo.

3.3 Resultados análisis dinámico

En la figura 20 puede verse los momentos máximos extraídos del Plaxis 2D para cada acelerograma de diseño.

En la figura 21 puede verse los cortantes máximos extraídos del Plaxis 2D para cada acelerograma de diseño.

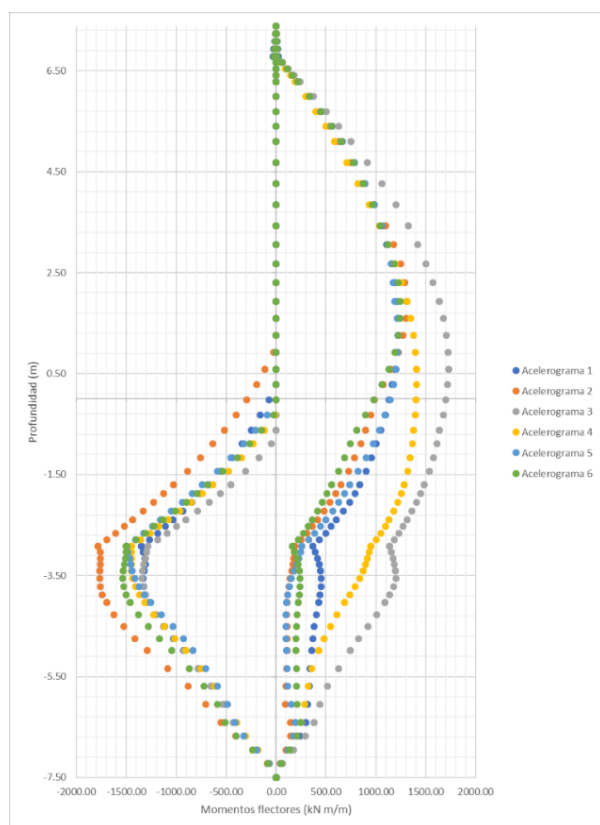


Figura 20. Momentos en la pantalla para cada acelerograma

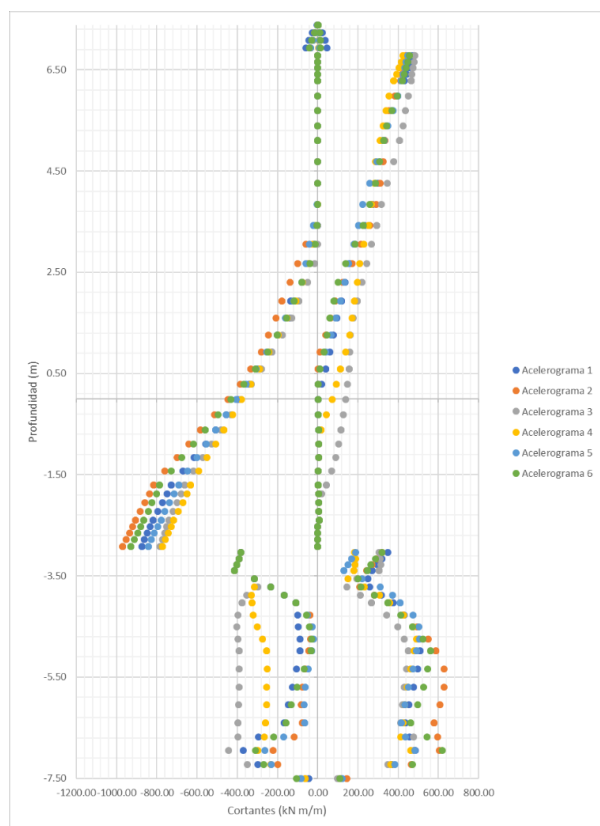


Figura 21. Cortantes en la pantalla para cada acelerograma

3.3 Conclusiones

Tras los análisis realizados y comparando las solicitaciones entre la hipótesis estática y dinámica se concluye que la armadura longitudinal y transversal viene determinada por la situación accidental de sismo MCE.

En las figuras 22 y 23 se muestran los resultados de momentos y cortantes obtenidos del modelo de Rido y del modelo de Plaxis para la situación de diseño estático. En este caso los valores están mayorados por 1.5, por ser una combinación de resistencia.

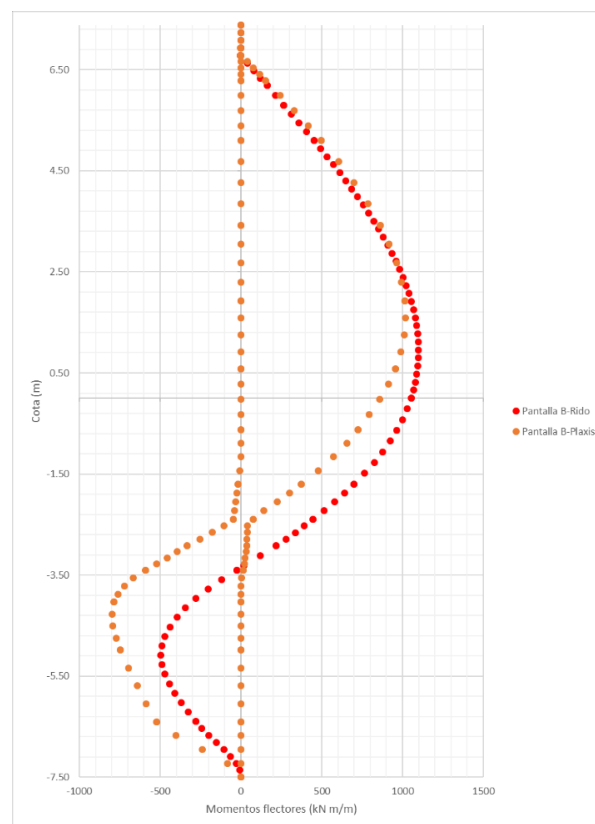


Figura 22. Comparativa de momentos estáticos en la pantalla entre RIDO y PLAXIS 2D

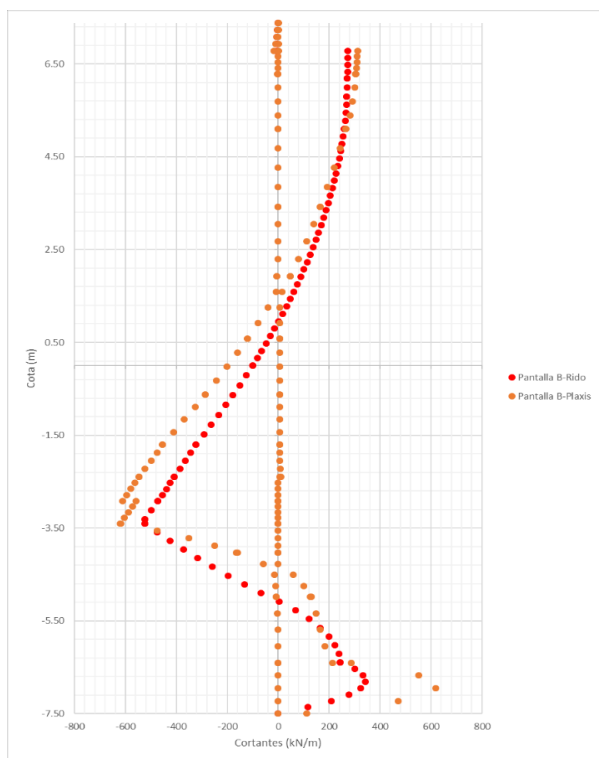


Figura 23. Comparativa de cortantes estáticos en la pantalla entre RIDO y PLAXIS 2D

En las figuras 24 y 25 se muestra la comparativa de los resultados obtenidos con el modelo pseudoestático de Rido y el modelo dinámico de Plaxis para la hipótesis de diseño sísmica.

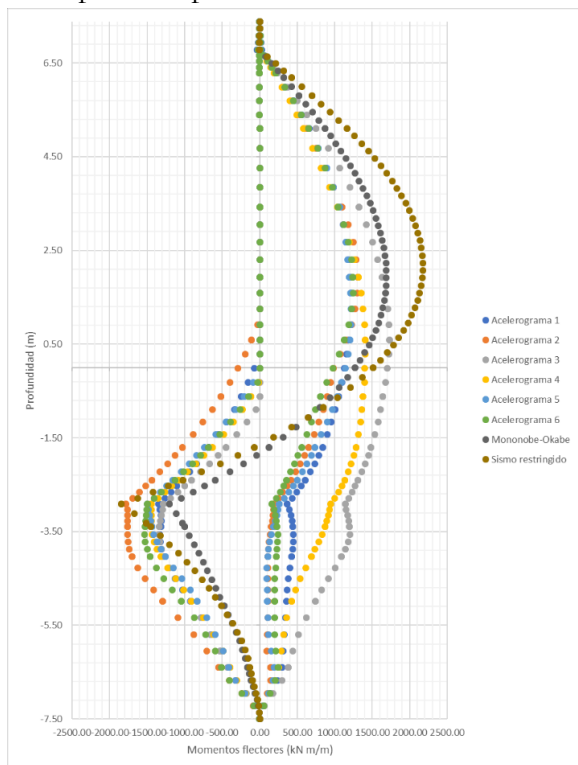


Figura 24. Comparativa de momentos estáticos en la pantalla entre RIDO y PLAXIS 2D

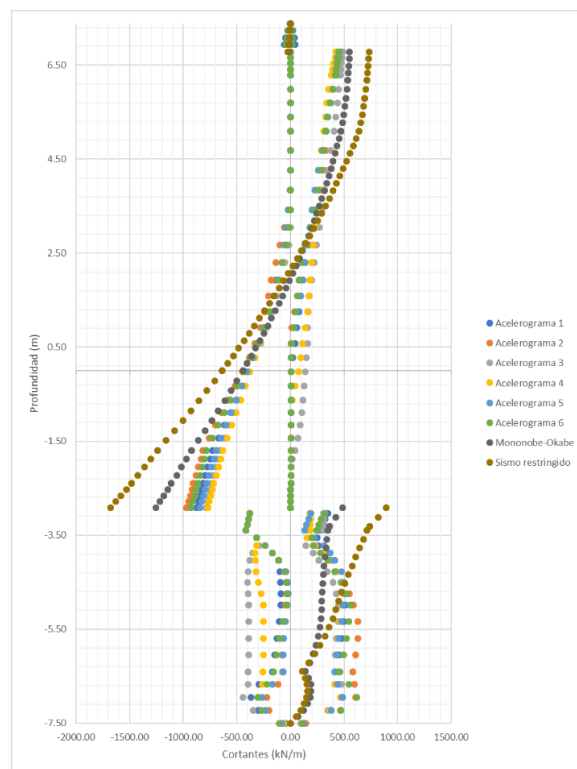


Figura 25. Comparativa de cortantes estáticos en la pantalla entre RIDO y PLAXIS 2D

Según lo anterior, se puede concluir que:

- La forma de los diagramas de cortantes y momentos en cualquier método son similares, obteniéndose los valores máximos en las mismas zonas de la pantalla.
- La magnitud del momento isostático obtenido del programa de elementos finitos Plaxis2D es un 5% superior al obtenido por el método de Mononobe-Okabe (Rido).
- Los cortantes obtenidos en el programa de elementos finitos Plaxis2D es inferior al obtenido al método Mononobe-Okabe (Rido) y muy inferior al método de movimientos restringidos según REP-14 (Rido).

4. Conclusiones

En este artículo se explican los criterios de diseño sísmicos adoptados para el diseño de las estaciones elevadas y enterradas de la línea 3 de Panamá, una zona con aceleraciones sísmicas de diseño muy elevadas.



Figura 26. Imagen construcción estación pórtico



Figura 27. Imagen construcción estación monopila

5. Referencias

- [1] 2003 LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway and Bridges (ATC-49).
- [2] AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2nd Edition) with 2012, 2014 and 2015 Interim Revisions.
- [3] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.
- [4] Displacement-Based Seismic Design of Structures (Priestley, G.M. Calvi y M.J. Kowalsky).
- [5] Structural Regulation of Panama (REP-14)
- [6] CALTRANS Seismic Design Criteria v2.0, April 2019.