

Comprobación sísmica de las cimentaciones profundas de los Viaductos de Acceso en el Proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá

Seismic verification of deep foundations for the Access Viaducts in the Fourth Bridge over the Panama Canal project

Antonio José Hernández-Carrillo Venegas ^a, Fernando Medina Reguera ^b y Luis A. Frias Cerdá ^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ayesa Ingeniería y Arquitectura. Responsable de Proyectos de Estructuras.

ajhernandez@ayesa.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Next Force Engineering. Director Técnico. fer.medina@nextforce.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ayesa Ingeniería y Arquitectura. Jefe de Sección de Estructuras. lafrias@ayesa.com

RESUMEN

Se describe la metodología en los trabajos de supervisión independiente de las cimentaciones profundas de los Viaductos de Acceso del Proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá. Los elevados niveles de deformación en el suelo blando existente durante los eventos sísmicos requieren de la consideración de, además de los habituales efectos inerciales, los denominados efectos cinemáticos. Ha sido necesario elaborar un modelo 3D por el Método Directo para calibración de la interacción suelo-estructura a emplear en los modelos propiamente estructurales. La verificación de los pilotes se ha realizado mediante un cálculo inelástico con modelos no-lineales de fibra para hormigón armado.

ABSTRACT

The methodology in the works of independent supervision of the deep foundations of the Access Viaducts of the Fourth Bridge Project over the Panama Canal is described. The high levels of strain in the existing soft soil during the seismic events required the consideration of, in addition to the typical inertial effects, the kinematic effects. Due to this, a Direct Method 3D model for the soil-structure interaction was developed to calibrate the SSI to be applied in the structural models. The verification of the piles is performed through an inelastic analysis applying nonlinear reinforced concrete fiber models.

PALABRAS CLAVE: acelerogramas, efectos inerciales y cinemáticos, modelo directo, modelo inelástico
KEYWORDS: accelerograms, inertial and kinematic effects, direct method, inelastic models.

1. Introducción

Este artículo describe los trabajos realizados por la ingeniería Ayesa en la supervisión independiente (CAT III Checker) del diseño sísmico de las cimentaciones de los Viaductos de Acceso del Proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá, actualmente en redacción. En particular se tratarán los trabajos realizados en

uno de los tramos pilotados situados en el lado oeste del canal.

El tipo de supervisión que se está llevando a cabo consiste en la revisión de los diseños realizados a partir de la recepción exclusiva de las Bases de Diseño y Planos, elaborando modelos de cálculo completamente independientes a los

del diseñador y verificando la validez de la geometría y armados propuestos.

2. Descripción del proyecto

2.1 Descripción global estructural

El Proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá permitirá la construcción, en Ciudad de Panamá, de un nuevo puente para el cruce sobre el Canal de Panamá. La tipología considerada es la de un puente atirantado de 485 m de luz principal con un gálibo de 75 m sobre el Canal. A ambos lados de este puente serán necesarios aproximadamente 2500 m de Viaductos de Acceso que lo comunicarán con los nuevos intercambios Este y Oeste a cada margen de esta singular estructura.



Figura 1. Montaje desde el lado Este del futuro puente atirantado. Puente de las Américas al fondo.

Este artículo se centra en el tramo de Viaducto de Acceso del lado Oeste comprendido entre los apoyos W16 a W21, consistente en una estructura con dos tableros separados (uno por sentido) continuos, tipo cajón prefabricado de canto 2.40 m, con cinco vanos, para el tablero izquierdo, y cuatro vanos, para el derecho, y luces de 44.00 m. Se trata del tramo inicial (o más bajo) del lado oeste, con altura de pilas comprendidas entre los 7.00 m y 16.00 m, siendo el primero de sus apoyos el estribo de la estructura. Las pilas son de tipo monofuste huecas con sección rectangular achaflanada en las esquinas y un capitel superior ensanchado para facilitar la colocación de los aparatos de apoyo.

El diseñador ha adoptado un sistema de aislamiento sísmico entre el tablero y las pilas para reducir el daño tanto a éstas como a la cimentación durante el evento sísmico, de forma que la disipación, amortiguamiento y aislamiento debido a la masa del tablero se concentre en estos apoyos. Se disponen apoyos de fricción de tipo pendular doble, por la elevada carga vertical que deben soportar, las exigencias relativas a la vida útil necesaria (50 años) y a su mejor adaptación a diferentes niveles de sismo con menores dimensiones que un apoyo pendular simple [1].

Se adopta para la cimentación de cada pila un encepado de 6 pilotes de diámetro 1.80 m con longitudes máximas de 33.00 m, atravesando un suelo blando (Lamas del Pacífico arcillosas) y empotrados en roca.

2.2 Aspectos sísmicos y geotécnicos

El área de proyecto se ubica en la micro-placa de Panamá, la cual está rodeada de un gran número de zonas de subducción con otras placas adyacentes. En consecuencia, se trata de una región tectónicamente muy activa con altas tasas de deformación, en la que se localizan un gran número de fallas como la de Pedro Miguel, Limón, Azota, Miraflores y Río Gatún, que originan importantes terremotos. Este hecho se pone de manifiesto en el registro de sismos históricos en el área de estudio con eventos de magnitud superior a 7.00 en un área con un radio inferior a 250 km.

La elevada sismicidad, unida a los severos requisitos del proyecto y la importancia de las estructuras (críticas o esenciales), ha obligado al desarrollo de Estudios Probabilísticos de Peligrosidad Sísmica (PSHA) y Estudios Sísmicos de Sitio (SRA) que han permitido definir la acción sísmica sobre las estructuras. La Figura 2 muestra el espectro de respuesta horizontal y vertical en superficie en el tramo W16-W21 para el Sismo de Seguridad Estructural (SEE) con periodo de retorno de 2475 años, evidenciando la elevada magnitud de

las aceleraciones que han tenido que ser consideradas en el diseño de la estructura.

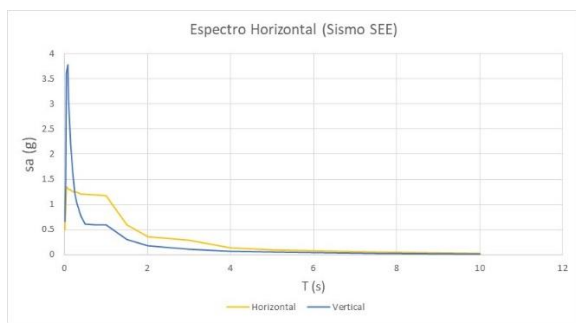


Figura 2. Espectro de respuesta para el Viaducto de Acceso Oeste (W16-W21).

Hay que considerar unas condiciones geológicas – geotécnicas singulares en este tramo W16-W21, debido a la presencia de un depósito de suelo blando muy deformable de espesor entre 15 y 20 m que se apoya sobre un estrato rocoso competente. La “Lama del Pacífico” es un suelo cohesivo con gran contenido en finos y que, con sismos de gran magnitud, experimenta una importante degradación de su rigidez a cortante. Ello provoca altos niveles de deformación en el suelo, en contraposición a la roca y a la cimentación profunda pilotada, empotrada en esta, y que desarrolla así movimientos que difieren mucho de aquellos que ocurren en el Campo Libre en la progresivamente degradada capa de Lama. A la alteración del movimiento sísmico del suelo por la presencia de la estructura se le denomina **interacción cinemática**, y su efecto produce esfuerzos predominantes en estos pilotes. Este efecto en las estructuras enterradas tiene una importancia capital en este caso por la presencia de este suelo blando.

De este modo, y ante un evento sísmico de cierta magnitud, la sollicitación dinámica sobre la cimentación profunda embebida en el suelo es debida a dos causas que se producen simultáneamente: los **efectos inerciales**, por la oscilación de las masas de la estructura: tablero (en este caso aislado), pilas y encepados; y los descritos **efectos cinemáticos**, consecuencia de la diferencia entre la elevada deformación del depósito de suelo y del sistema estructural, y que

se estudia a partir de los movimientos en campo libre obtenidos a partir de los Estudios Sísmicos de Sitio (SRA).

2.3 Requisitos sísmicos

Los Requisitos de diseño vienen definidos en el Pliego de Cargos del Proyecto [2]. Se destacan los siguientes aspectos en lo relativo a los Viaductos de Acceso:

- Se consideran dos niveles de riesgo sísmico: Sismo de Evaluación de la Funcionalidad (FEE) con un periodo de retorno de 475 años y Sismo de Evaluación de la Seguridad (SEE) con un periodo de retorno de 2475 años.
- El nivel de daño admisible o desempeño estructural es bastante reducido para las cimentaciones, considerándose “daño mínimo” tanto para sismo FEE como para el sismo SEE.
- Así, el diseño de la cimentación se aborda para el sismo SEE. Para asegurar el “daño mínimo”, la deformación admisible en el hormigón se fija en 0.004 y en la armadura principal en 0.01, de acuerdo con lo establecido en las referencias [2, [3].
- Es obligatorio el cálculo sísmico mediante análisis no lineales en el tiempo a partir de los acelerogramas deducidos de los Estudios Sísmicos de Sitio (SRA).

Estos niveles de desempeño asegurarán que las estructuras sigan siendo utilizables tras un evento sísmico de gran magnitud con reparaciones muy reducidas y manteniendo la continuidad del tráfico.

3. Modelos estructurales.

3.1 Introducción

Para la comprobación de la cimentación diseñada en el Viaducto de Acceso objeto de este artículo han sido desarrollados los siguientes modelos, que aplican de forma consecutiva:

- Modelo 3D por el Método Directo de interacción dinámica suelo estructura. Se trata de un modelo directo geotécnico – estructural desarrollado en un apoyo de referencia (W17) que permite calibrar el valor de las curvas p-y de los diferentes estratos (especialmente suelos) a usar en los modelos propiamente estructurales.
- Modelo inercial. Modelo global de barras de toda la estructura de la que se deducen los esfuerzos debidos a efectos inerciales. Para ello se hace un análisis no lineal en el dominio del tiempo sometiendo a la estructura a tres conjuntos de acelerogramas (X, Y, Z) definidos en los estudios SRA. De este modelo se obtiene la sollicitación de la estructura debida a la oscilación de las masas durante el evento sísmico.
- Modelo inelástico. En este caso se considera sólo un modelo local de cada cimentación, sometiéndola a los esfuerzos inerciales, deducidos del modelo inercial, y a los esfuerzos cinemáticos, mediante el método de las deformaciones impuestas, esto es, la aplicación de las deformaciones en campo libre obtenidas en los Estudios SRA a los extremos de unos muelles inelásticos no-lineales (curvas p-y) conectados a los pilotes. Debido a la influencia que la rigidez de los pilotes tiene en cálculos con desplazamientos impuestos, se reevalúa ésta en cada instante mediante leyes momento-curvatura e interacción axil-momento en los pilotes mediante modelos no-lineales de fibras, definidos por la armadura dispuesta en proyecto. Así, evaluando los límites de deformación, se comprueba finalmente la validez de la solución aportada por el diseñador.

3.2. Modelo 3D por el Método Directo

La interacción suelo-estructura puede abordarse mediante el enfoque de subestructuración, representando el suelo mediante muelles, y

mediante el análisis directo, en el que estructura y suelo son modelizados de forma explícita [10].

Esta modelización, llevada a cabo empleando el software Midas GTS NX, pretende caracterizar en un modelo único la interacción dinámica de suelo, estructura y cimentación, aportando la visión completa de este problema fuertemente no-lineal, evitando la pérdida de precisión y fiabilidad inherente a los Métodos Subestructurados que, en este caso de estudio concreto, deviene de la separación de efectos inerciales y cinemáticos, así como de la elección y escalado de las curvas p-y de interacción pilote-suelo [7].

Los pilotes atraviesan un suelo blando de 20m de potencia, en régimen plástico con desplazamientos de 20cm. La condición de contorno de los pilotes varía en altura y tiempo, afectando a la respuesta del sistema estructural, alterando los esfuerzos inerciales. Los fenómenos cinemáticos e inerciales no están desacoplados y mediante el Método Directo (MD) se aumenta la fiabilidad de los resultados al producirse de forma conjunta ambos efectos.

La resolución de este problema subestructurado no está suficientemente recogida. Tanto los efectos cinemáticos como los inerciales en pilotes, requieren muelles del suelo no-lineales a partir de fórmulas semi-empíricas. De forma desligada de estas, la obtención de los desplazamientos en campo libre a imponer proviene de análisis 1D o perfiles 2D empleando materiales no lineales, caracterizados mediante ensayos complejos (disponibles en este proyecto). El MD posee la ventaja de aplicar una modelización única del suelo para definir toda su respuesta.

Por último, la excitación en los métodos subestructurados se concentra en los muelles y proviene del acelerograma del SRA a cota de cimentación, cometiendo una imprecisión en la excitación a lo largo de los pilotes. El MD la introduce en la base rocosa, mejorando la precisión en la aceleración transmitida.

3.2.1. Características principales de la modelización

- Análisis tipo Time History No-Lineal con Fases Constructivas, en el que la acción dinámica actúa tras el estado construido.
- Los suelos se disponen de forma análoga a los estudios sísmicos de columna 1D, en capas horizontales y con capacidad de degradación con la deformación.

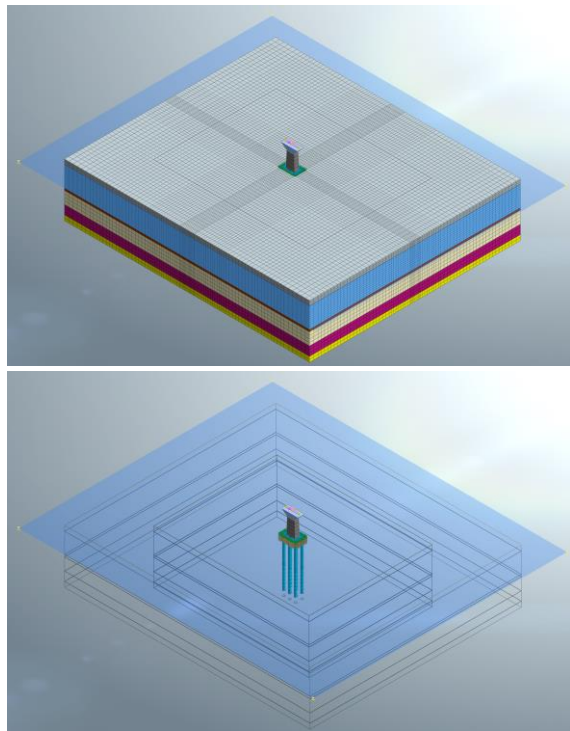


Figura 3. Modelo Sólido para el Método Directo.

- Se modeliza una pila y la masa nodal de un vano de tablero, conectado mediante links no-lineales que simulan, de forma simplificada, los aisladores sísmicos.
- Los elementos de hormigón se modelizan con comportamiento elástico-lineal.
- El encepado y los pilotes están conectados al terreno mediante interfaces de contacto no-lineal dependientes de los parámetros geotécnicos (concepto de espesor virtual).
- Es un cálculo dinámico bidireccional, en el que la onda de corte se propaga por el medio sólido 3D desde la base, en continua variación de la rigidez del suelo, afectando así a la excitación instantánea que llega al pilote a lo largo de su altura.
- Se define el nivel freático, y el análisis se realiza en condiciones no-drenadas para los

materiales cohesivos, reproduciendo la variación de las presiones neutras.

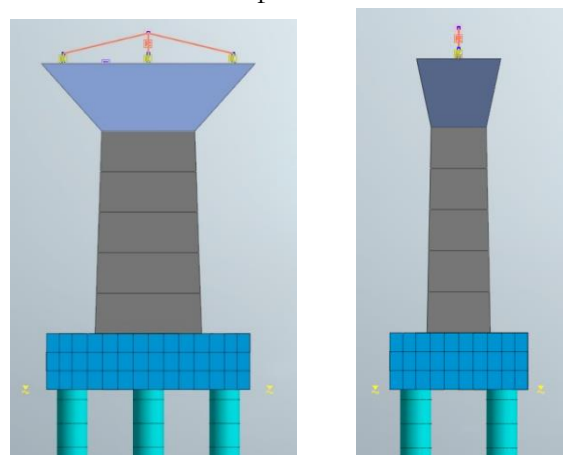


Figura 4. Detalle de la estructura y cimentación.

- Se ha aplicado una base denominada rígida, dado que, por la relación de impedancias entre la roca sana y la lama degradada, la onda descendente que proviene de su reflexión en superficie queda atrapada en el suelo blando. En esta base se debe ya aplicar la onda “Within”, resultante de la suma de la onda ascendente (desde la falla) y la descendente por reflexión en un instante de tiempo. Tras validar la hipótesis en modelos 1D, se empleó el acelerograma “Outcrop” (medida en afloramiento de la roca) completo contenido en el Site Response Analysis del proyecto (SRA).
- Se han incluido elementos tipo «Free Field» en los contornos laterales, que transmiten la excitación desde el campo libre y se conectan al dominio mediante amortiguadores viscosos tipo Lysmer & Kuhlemeyer que absorben las ondas que se generan en el interior del modelo.
- El modelo se valida mediante estudios de campo libre 3D, sin incluir el cimiento, comparándolo con modelos de campo libre 1D, habituales ya en análisis avanzados por programas como Deepsoil [9].

Adicionalmente a la evaluación de esfuerzos y desplazamientos, es objetivo principal de esta metodología la calibración de las curvas p-y para su empleo en el resto de modelos subestructurados, y cuya definición

teórica incluye efectos por grupo, por respuesta dinámica o de grandes desplazamientos, siendo posible aquí capturar todos ellos desde una perspectiva holística y sirviendo así de parámetro de escalado de las originales.

Para determinar el efecto cinemático, se han analizado modelos en los que se incluyen sin masa tan solo el encepado y los pilotes.

3.2.2. Comportamiento elasto-plástico del suelo

El modelo de comportamiento Hardening soil with small strain empleado permite el desarrollo de deformaciones plásticas, y la degradación del módulo de cizalladura G con la deformación [6, [8]. La siguiente figura muestra, a dos profundidades de la Lama arcillosa del Pacífico, las relaciones Tau-Gamma durante el análisis dinámico, así como las variaciones en el tiempo de las deformaciones y tensiones tangenciales.



Figura 5. Degradación de la Lama del Pacífico en la zona superior (azul) y sobre la roca (naranja).

El modelo desarrolla un amortiguamiento histerético que aumenta con la degradación de G , alcanzando valores en torno al 20% en la Lama del Pacífico.

3.2.3. Deformaciones y esfuerzos máximos

Los resultados de los modelos desarrollados muestran la reducción de desplazamientos con respecto a los de campo libre por la rigidez de la cimentación, y la simultaneidad de los efectos máximos inerciales y cinemáticos, con predominancia de estos últimos.

3.2.4. Calibración de las curvas p - y

El procedimiento de calibración se basa en los resultados de desplazamientos en campo libre,

no afectados por la cimentación, y los desplazamientos y esfuerzos cortantes que se producen en los pilotes en diversos instantes de tiempo de los modelos sin masa.

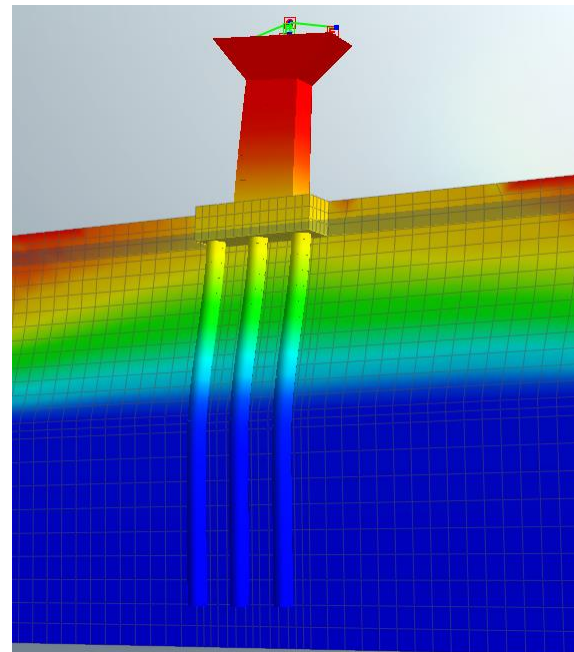


Figura 6. Deformación suelo-estructura.

La variación del esfuerzo cortante a lo largo del pilote es igual a la fuerza transmitida por el terreno, similar a un muelle no-lineal entre un punto alejado del pilote (campo libre) y este. Dicha fuerza se relaciona con la diferencia entre el movimiento lejano del suelo y el del pilote.

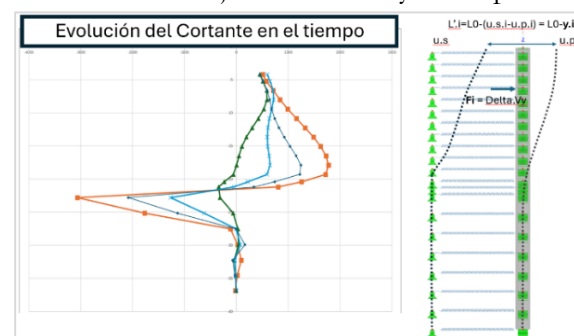


Figura 7. Evolución de Cortantes en pilote y esquema de muelles equivalente.

A partir de relaciones Cortante-Movimiento Relativo y Curvas p - y a diferentes alturas, se obtiene un coeficiente de escalado de las curvas que reproduce los resultados de los modelos sólidos en modelos de barras con Desplazamientos Impuestos.

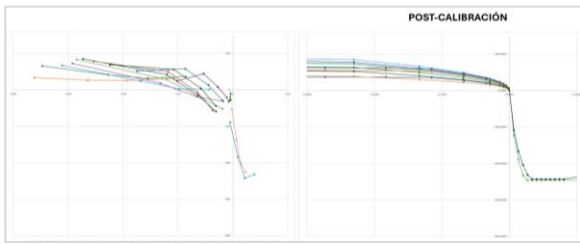


Figura 8. Relaciones Fuerza-Movimiento Relativo en modelo (izqda.) y Curvas p-y escaladas (dcha).

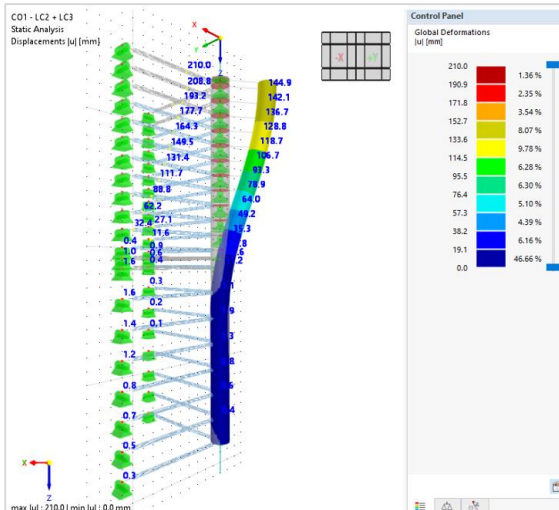


Figura 9. Modelo aislado de muelles para validación de curvas calibradas.

3.3 Modelo inercial

En este caso se ha realizado un modelo tridimensional de barras con seis grados de libertad en donde se considera la totalidad de la estructura: tablero, pilas, estribo y cimentación. La modelización se ha realizado mediante el software Midas Civil.

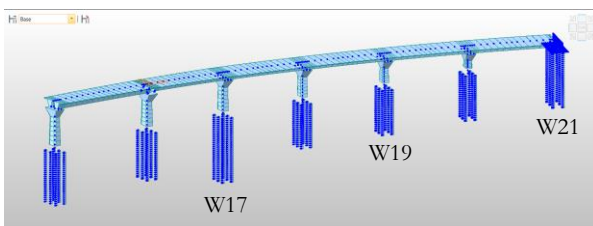
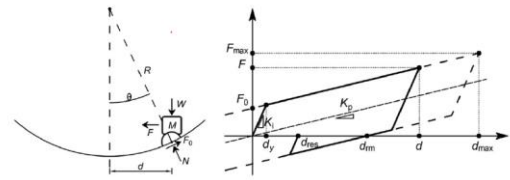


Figura 10. Modelo 3D en Midas Civil.

La conexión entre el tablero y las pilas se realiza por medio de general links no lineales tipo pendular, que se definen por medio de los radios de las superficies deslizantes y los coeficientes de rozamiento. Con este tipo de elementos el programa calcula en cada instante la rigidez correspondiente a este apoyo teniendo en cuenta

que esta depende de la relación que existe entre la fuerza axial que solicita el mismo, y el radio de las superficies deslizantes. Dado que esta fuerza axial es continuamente variable, tanto por el sismo transversal como el vertical, la rigidez del apoyo también se va modificando.



$$F = F_0 + K_p \cdot d$$

$$K_p = \frac{N \cdot g}{R}; F_0 = \mu \cdot N \approx \mu \cdot W \quad (1)$$

Figura 11. Principios de funcionamiento de un apoyo pendular y esquema de histéresis bilineal idealizado (péndulo simple) [4].

Las columnas son tipo martillo con fuste hueco. En el tercio inferior se considera una inercia del 50% de su valor bruto para tener en cuenta la fisuración durante el sismo, reduciéndose así su rigidez. Este valor se fijó inicialmente en base a lo indicado en normativas [3] en función del armado dispuesto y el esfuerzo axial solicitante, comprobándose tras el cálculo la validez de esta hipótesis con los esfuerzos pésimos obtenidos. El comportamiento se supone siempre elástico, por la presencia de aisladores y el bajo nivel de daño permitido.

Los pilotes se modelizan mediante barras de longitud unitaria cuyos nodos se unen con otros “espejo” (o suelo) por medio de muelles no lineales (curvas p-y). Estas curvas están calibradas considerando el modelo directo anteriormente tratado, y tiene además en cuenta el efecto grupo de pilotes. Los nodos superiores de los pilotes se vinculan con el centro de la cara inferior del encepado mediante un rigid link. Tras un análisis iterativo, la rigidez de los pilotes se estableció en el 40% de la bruta coincidiendo con los considerado en el modelo directo.

La sollicitación sísmica es introducida en el modelo a partir de tres conjuntos de acelerogramas (X, Y, Z) definidos en los estudios PSHA y SRA desarrollados a partir de los

espectros de diseño, al que se ajustan, mediante el escalado de acelerogramas semilla de características similares a las que pueden producirse en la zona. El diseño se realiza para los valores más desfavorables obtenidos de entre los tres casos analizados [2, 3, 5].

Con respecto al tipo de análisis realizado se ha realizado un Time-History No-lineal, mediante integración directa en el tiempo según el método de Newmark con aceleración constante ($\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$). El paso de tiempo empleado coincide con el de los acelerogramas y es de 0.005 s, 0.01 s o 0.02 s según caso.

Para la definición del amortiguamiento se establece el valor del 5% para el sismo SEE definido en el Pliego de Cargos [2]. Se aplicó un amortiguamiento clásico tipo Rayleigh, que asume que la matriz de amortiguamiento es proporcional a la matriz de masas y rigidez y es formulado mediante su definición en dos frecuencias de vibración.

La adopción de un amortiguamiento tipo Rayleigh (definido en dos modos) frente a uno de tipo Modal (definido en los modos que se desee) tiene como ventaja la obtención de una matriz de amortiguamiento simétrica con un importante número de valores nulos, disminuyéndose considerablemente el coste computacional, lo cual tiene gran importancia con integración directa y presencia de no linealidades (curvas p-y y apoyos pendulares). La correcta elección de los dos modos en los que se define el amortiguamiento es fundamental, habiéndose escogido como representativos los correspondientes a la vibración horizontal ($T \approx 3.00$ s) y vertical ($T \approx 0.25$ s) del tablero, verificándose mediante análisis de sensibilidad la validez de la hipótesis adoptada.

El amortiguamiento del terreno se define mediante la histéresis de las curvas p-y. No se incluye de forma explícita amortiguamiento radiativo, propio de las impedancias lineales.

De este modelo se obtienen los esfuerzos en la base del encepado. Dado que se trata de un análisis en el dominio del tiempo, se extraen los

resultados correspondientes a los instantes en los que se obtienen los máximos esfuerzos en los pilotes. Estos, denominamos inerciales, se llevan al modelo inelástico para considerarlos junto a los cinemáticos y obtener los esfuerzos totales con los que validar la longitud y armados propuestos en los pilotes.

3.4 Modelo inelástico

Este modelo se ha realizado a partir del modelo global, considerando sólo los pilotes y encepado, eliminando pilas y tablero.

En este modelo la definición de la rigidez de los pilotes se realiza de forma precisa aplicando las leyes momento-curvatura mediante Rótulas Inelásticas, para lo cual es necesario partir de un armado específico, en este caso, el propuesto por el diseñador.

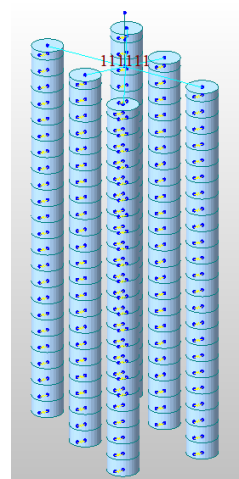


Figura 12. Modelo local de cimentación para el análisis inelástico de uno de los apoyos.

Para asignar las leyes momento curvatura en Midas Civil se ha utilizado la teoría del modelo de fibras. En este método la sección transversal se subdivide en un número discreto de fibras de comportamiento uniaxial, por lo que las relaciones esfuerzo – deformación ($M-\chi$ y $N - \epsilon$) no se especifican explícitamente, sino que se obtienen de la integración de la respuesta de las fibras de acuerdo con el material que se le asignó.

El modelo considera pequeñas deformaciones, que las secciones planas permanecen planas y adherencia perfecta entre

las fibras (sin deslizamiento de la armadura), permitiendo así la interacción P-M-M.

En la siguiente imagen se muestra la definición seccional del modelo de fibras empleada para un pilote de 1.80 m de diámetro y armado 3x24#11. Se definen tres materiales: el acero A706 Grado 60 (círculos en azul verdoso), el hormigón confinado (en magenta) y el hormigón sin confinar (en amarillo).

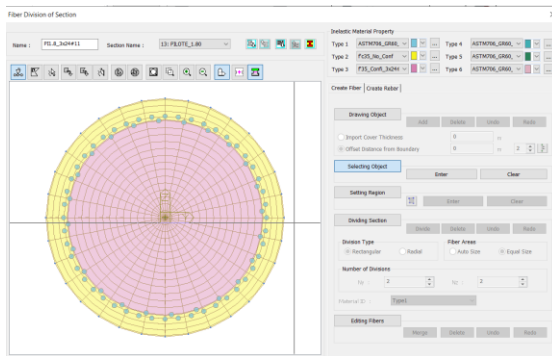


Figura 13. Sección mediante el modelo de fibras.

Se aplicó el modelo de Mander para el comportamiento del hormigón (confinado y sin confinar), y el de Park para el acero [3].

Los pilotes son sometidos a los esfuerzos inerciales en la base del encepado obtenidos en el Modelo inercial, y al efecto cinemático mediante la imposición de las deformaciones de campo libre recogidas en el estudio SRA, que se aplican en los nodos del suelo.

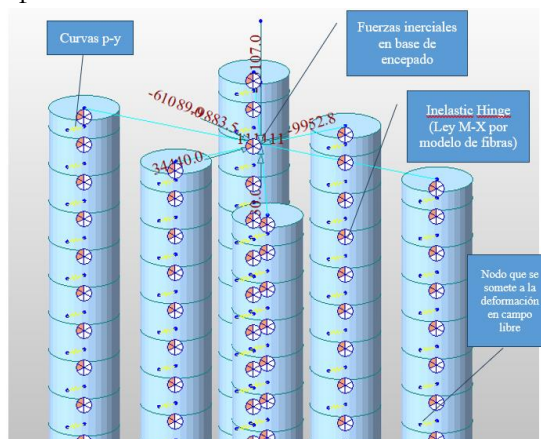


Figura 14. Esquema aclaratorio del modelo para el cálculo inelástico de la cimentación.

Respecto a esta solicitación cinemática se deben hacer dos consideraciones importantes:

- Se optó por aplicar la deformación cinemática en la misma dirección en la que

se produce la deformación por los efectos inerciales máximos. Esta forma de superponer ambos efectos está del lado de la seguridad, teniendo en cuenta que ambos efectos difícilmente estarán completamente en fase.

- Dado que la cimentación se somete a deformaciones (no fuerzas) de magnitud considerable, cercanas a los 20 cm, los esfuerzos en los pilotes están muy influenciados por su rigidez. Se han definido las leyes momento curvatura en cada una de las barras, permitiendo los cambios de rigidez y redistribución de esfuerzos, de forma que los pilotes más rígidos, en compresión, quedan sometidos a solicitaciones mayores, descargándose los elementos traccionados, más flexibles por su fisuración, optimizando así los armados.

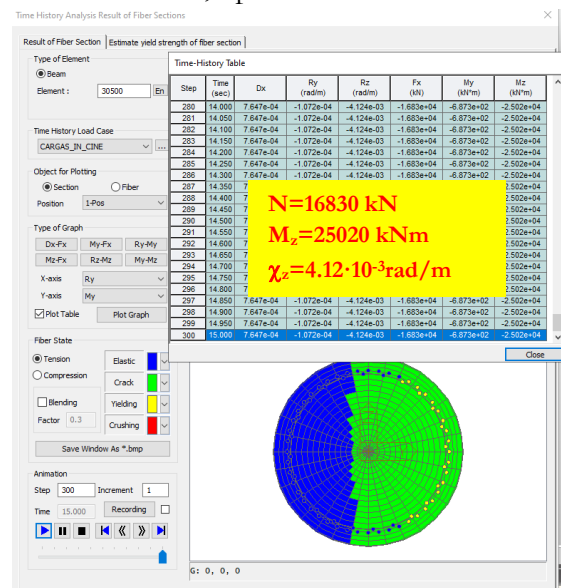


Figura 15. Comprobación seccional en Midas Civil por la teoría de fibras. Curvaturas y esfuerzos con propiedades inelásticas.

Los pilotes adquieren así unos esfuerzos acordes a su deformación o curvatura, y la verificación del diseño se realiza comprobando que las deformaciones no superen los valores límite: 0.01 en el acero y 0.004 en el hormigón.

Esta comprobación se realiza en las secciones críticas de empotramiento en el encepado y la interfaz entre el suelo blando y la roca.

Point	Concrete Strain	Neutral Axis Depth (m)	Rebar Strain	Curvature *10 ⁻³ (1/m)	Moment (kN-m)
93	0.002864	0.716203	-0.003748	3.999078	24935.987
94	0.002918	0.713599	-0.003842	4.088440	25018.525
95	0.002971	0.711015	-0.003938	4.178790	25093.471
96	0.003025	0.708452	-0.004035	4.270127	25151.321
97	0.003080	0.706031	-0.004133	4.362451	25210.241
98	0.003136	0.703826	-0.004231	4.455763	25270.837
99	0.003193	0.701786	-0.004330	4.550062	25330.932

Figura 16. Verificación de deformaciones en hormigón y acero con la ley momento curvatura

4. Conclusiones

La verificación de las cimentaciones profundas de los viaductos de acceso del Proyecto del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá está siendo realizada, debido a los importantes condicionantes sísmicos y geotécnicos, mediante técnicas singulares con respecto a los procedimientos más convencionales. Si bien los efectos inerciales, debido a la oscilación de las masas correspondientes a encepados, pilas y tableros, son fenómenos conocidos y normalmente calculados en presencia de sismos, en este proyecto se unen los efectos cinemáticos, debido a la importante deformación que experimenta el depósito de suelo blando sobre la roca en la que se empotran los pilotes que forman parte de las cimentaciones de estas estructuras. Esta circunstancia ha hecho necesaria la elaboración de un modelo 3D directo para calibrar la interacción suelo estructura en los modelos de cálculo estructurales. Además, y dada la importante sollicitación que supone la imposición de deformaciones debido estos efectos cinemáticos y la influencia de la rigidez de los pilotes en estos esfuerzos, ha sido necesario desarrollar modelos inelásticos donde se definen las leyes momentos curvatura en cada una de las secciones, aspecto que ha permitido redistribuir de una forma más realista los esfuerzos a los que quedan sometidos los pilotes, optimizando así su armado.

Agradecimientos

Al Ministerio de Obras Públicas de Panamá (MOP), promotora de esta obra, y al Consorcio Panamá Cuarto Puente (CPCP) encargada del diseño, construcción y explotación de la misma,

por haber confiado en Ayesa en los trabajos de supervisión independiente del proyecto y, por ende, haber permitido la publicación del presente artículo.

Asimismo hay que agradecer el extraordinario trabajo realizado por la empresa Sener, diseñadora de los Viaductos de Acceso e Intercambios de este proyecto que Ayesa supervisa.

Por último, a la empresa Next Force Engineering, colaboradora de Ayesa en el desarrollo de los modelos directos para supervisión de estas cimentaciones.

Referencias

- [1] Malekzadeh, M. et al (2010), *Adaptive Behavior of Double Concave Friction Pen-dulum Bearing and its Advantages over Friction Pendulum Systems*, Sharif University of Technology.
- [2] Ministerio de Obras Públicas de Panamá. *Pliego de Cargos del Proyecto "Diseño y Construcción del Cuarto Puente sobre el Canal de Panamá"*, No. 2016-0-09-0-99-LV-004736, 2016.
- [3] AASHTO (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd edition, 2011*.
- [4] Ponzo, F. et al (2017), *Shake table testing on restoring capability of double concave friction pendulum seismic isolation systems*, Earthquake Eng. Str. Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.2907.
- [5] AASHTO (2014). *LRFD Bridge Desing Specifications, 7th edition, 2014 (int 2015, 2016)*.
- [6] Das, B. & Luo, Z. (2016) *Principles of Soil Dynamics*, USA, Cengage Learning.
- [7] Yoshida, N. (2015) *Seismic Ground Response Analysis*, Japan, Springer.
- [8] Kokusho, T. (2020) *Innovative Eartquake Soil Dynamics*, Japan, CRC Press.
- [9] DEEPSOIL (2024, V7.1), *A nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns*, Board of Trustees of UIUC.
- [10] FEMA (2020), P-2091 *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*.