

PROYECTO SISMORRESISTENTE DEL MUELLE DE PUERTO QUETZAL, GUATEMALA

Earthquake resistant design of the Puerto Quetzal wharf, Guatemala

Francisco MILLANES MATO

Dr. Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Presidente

francisco.millanes@ideam.es

Miguel ORTEGA CORNEJO

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Director de Ingeniería

miguel.ortega@ideam.es

Carlos GORDO MONSÓ

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Jefe de Proyectos

carlos.gordo@ideam.es

Pedro ATANASIO UTRILLA

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Jefe de Proyectos

pedro.atanasio@ideam.es

RESUMEN

El nuevo muelle de contenedores de Puerto Quetzal es una estructura portuaria cimentada sobre pilotes en la costa del Pacífico de Guatemala, una zona de sismicidad extremadamente alta. En este artículo se describe la concepción general de la estructura, incidiendo en los aspectos relacionados con la estrategia sismorresistente, y en especial en el enfoque de diseño basado en el desempeño preconizado por la normativa reciente. De igual manera se describen los análisis desarrollados para el proyecto, destacando aquellos elementos que, por su diferencia con respecto a otro tipo de infraestructuras, merecen una atención especial.

ABSTRACT

The new container wharf in Puerto Quetzal is a port structure founded on piles off the Guatemalan Pacific Coast, a zone subjected to an extremely large seismic hazard. This paper describes the general conception of the structure, underlining those aspects related to the earthquake resistant strategy, and how these influence the structural design. Additionally, the analyses developed to assess the seismic capacity of the retained solution are described, pointing-out those elements that, due to its difference respective to some other infrastructure types, deserve a special attention.

PALABRAS CLAVE: Puerto, sismorresistente, diseño por capacidad, diseño basado en el desempeño, pushover.

KEYWORDS: Port, earthquake resistant, capacity design, performance-based design, pushover.

1. Introducción

El nuevo muelle de la Terminal de Contenedores de Puerto Quetzal, en la ciudad de San José en la costa del Pacífico de Guatemala, es una obra enmarcada dentro del plan de modernización de las infraestructuras marítimas del país centroamericano, y de adaptación a los nuevos estándares de transporte marítimo que resultan de la ampliación del Canal de Panamá.



Figura 1a, 1b. Vistas Generales de la nueva terminal de contenedores de Puerto Quetzal.

El nuevo muelle (Figuras 1a y 1b) es capaz de operar buques con un desplazamiento máximo de 244.000 t y capacidad de 14.000 TEU, y es capaz de albergar 2 grúas STS (*Ship-to-Shore*) Post-Panamax con un alcance de 22 TEU (62,5 m), y hasta dos grúas MHC (*Mobile-Harbor-Crane*) de 500t.

2. Condicionantes y criterios básicos considerados en la concepción del proyecto

2.1. Condicionantes geométricos y funcionales

La nueva terminal de contenedores cuenta con dos zonas bien diferenciadas, un patio de almacenamiento de contenedores, y el muelle de atraque y descarga. El muelle de atraque de la terminal de contenedores cuenta con una longitud total de 350 m y un ancho de 37,50 m (Figura 2). La longitud del muelle queda determinada por la eslora del buque máximo que puede atracar (MSC Danit Class de 366 m), mientras que el ancho queda determinado tanto por el empate entre bogies de las grúas STS, como por los condicionantes sísmicos y geotécnicos que se describirán más adelante.

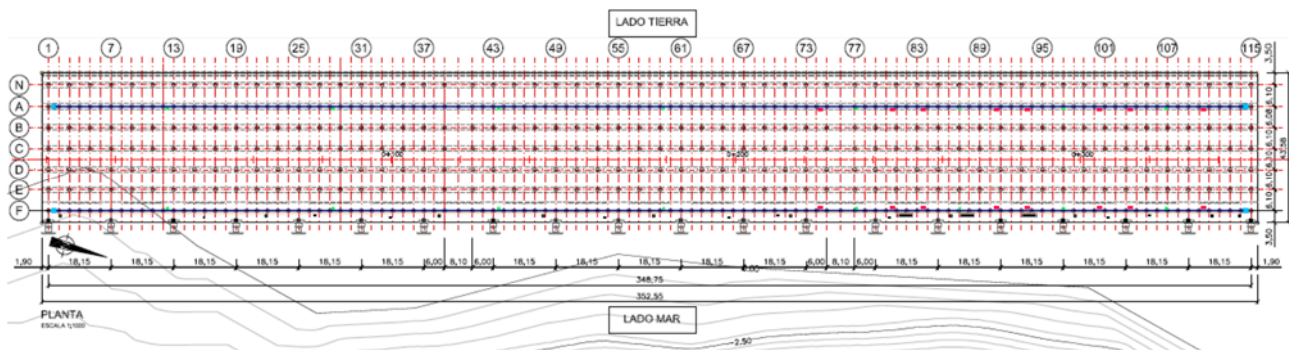


Figura 2. Planta del muelle de contenedores de Puerto Quetzal.

La nueva terminal de contenedores se encuentra emplazada frente a la antigua terminal aún operativa. El terreno concesionado para la construcción tanto del muelle como de las líneas de atraque, se encuentra en planta sobre una playa natural que resulta necesario excavar y dragar para la construcción del muelle.

Durante el periodo de concesión se consideran dos fases de operación: una primera fase en la que tan sólo podrán atracar buques de hasta 12 m de calado, y una segunda fase en la que podrán atracar buques de hasta 15 m de calado.

2.2. Condicionantes sísmicos y marco conceptual del diseño sismorresistente

Puerto Quetzal se encuentra situado en la costa del Pacífico de Guatemala, una región de excepcional peligrosidad sísmica, motivada por la subducción de la placa oceánica de Cocos bajo la placa del Caribe, que ha dado origen a la formación del arco volcánico centroamericano.

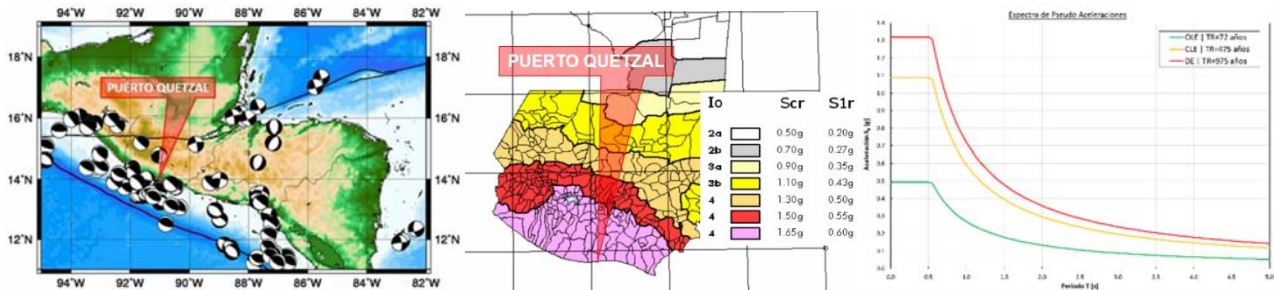


Figura 3a, 3b, 3c. Epicentros y mecanismos focales de los terremotos $M_w > 6$ ocurridos en América Central en el periodo 1976-2007 [3]. Mapa de peligrosidad sísmica de Guatemala (AGIES, 2010). Espectros de diseño del proyecto.

Los recientes terremotos de Haití (2010, M_w 7,3), Maule (Chile, 2010, M_w 8,8), y Tohoku (Japón, 2011, M_w 9,0) han puesto de manifiesto la gran importancia que tiene la preservación de las infraestructuras portuarias tras un evento sísmico, tanto para la recuperación de la actividad económica de la región [2], cómo para la inmediata asistencia tras el terremoto [6].



Figura 4a, 4b, 4c. Daños en el puerto de Puerto Príncipe (Haití) tras el terremoto de 2010 [6]. Daños en los puertos de Soma y Konori (Japón) tras el terremoto de Tohoku de 2011 [4].

En términos de condicionantes de proyecto, la amenaza sísmica se traduce en una aceleración máxima del terreno de $PGA=0,53 \cdot g$ (*Peak Ground Acceleration*) para un periodo de retorno de $T_R \approx 975$ años.

La normativa internacional referente a aspectos sismorresistentes, aplicable a proyectos de características similares a las de Puerto Quetzal, ha sido objeto de importantes evoluciones en los últimos años, muy especialmente la incorporación de la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño (*Performance-Based Design*). Esta filosofía promueve el diseño de los elementos estructurales de tal manera que no se rebasen diversos umbrales de daño para escenarios sísmicos de diferente intensidad. De esta manera, se pretende que el orden de magnitud del daño correspondiente a estos escenarios sea predecible, y que por lo tanto la administración pertinente tenga un mayor control y conocimiento sobre el comportamiento de la estructura, para planificar y gestionar las eventuales emergencias y reparaciones tras un terremoto.

La nueva normativa ASCE 61-14 [1] establece 3 niveles de demanda sísmica correspondientes a escenarios de diferente intensidad, OLE (Para el que se espera que la estructura permanezca en servicio tras el sismo), CLE (Para el que se espera que la estructura sea reparable tras el sismo en

el plazo de varios meses), y DE (Para el que se espera que la estructura no colapse, aunque pueda ser irreparable). La tabla 1 muestra los escenarios considerados, con el PGA, la probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la obra, y el periodo de retorno correspondientes.

Nivel de Demanda Sísmica	PGA [g]	Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno T_R [años]
OLE. Operative Level Earthquake	0.20·g	50% en 50 años	72 años
CLE. Contingency Level Earthquake	0.44·g	10% en 50 años	475 años
DE. Design Earthquake	0.53·g	5% en 50 años	975 años

Tabla 1. Niveles de demanda sísmica.

Para cada uno de estos escenarios, ASCE 61-14 [1] considera diferentes objetivos de desempeño estructural, establecidos en términos de deformaciones máximas esperables en los materiales en aquellas zonas susceptibles de sufrir daño estructural durante un sismo. Como es habitual en las normativas sismorresistentes modernas, se considera que, en el caso de producirse daño estructural, este debe quedar limitado a aquellas zonas que puedan ser fácilmente accesibles tras el sismo, tanto para su inspección como para su eventual reparación, y que el daño debe producirse mediante mecanismos dúctiles que permitan las excursiones en el rango inelástico sin una merma significativa en la capacidad portante de la estructura, evitando siempre los mecanismos frágiles. En el caso de los muelles portuarios construidos sobre pilotes, las zonas en las que se considera que el daño es admisible son las zonas de pilote cercanas al empotramiento en la losa, y las zonas de pilote enterradas bajo la línea de terreno; también se considera que el mecanismo inelástico que debe desarrollarse es la formación de rótulas plásticas. De manera correspondiente, se considera que la losa, y por extensión el resto de la superestructura, debe quedar libre de daño significativo, y que por lo tanto debe diseñarse siguiendo el principio de capacidad, y eventual sobrerresistencia que puede desarrollarse debido al endurecimiento del acero al avanzar en el rango inelástico.

Para el proyectista de estructuras, se trata de una ubicación de rótulas plásticas que puede sorprender en primera instancia, ya que es habitual que las normativas sismorresistentes (i.e. EN 1998-2:2005) desaconsejen la formación de rótulas plásticas en los pilotes de, por ejemplo, un encepado. Sin embargo, la situación en un muelle portuario es bastante diferente, ya que, puesto que las cabezas de los pilotes no se encuentran enterradas, y la separación entre pilotes es más grande que en el caso de un encepado, estos pilotes son accesibles individualmente para su inspección y eventual reparación [6].



Figura 5a, 5b, 5c, 5d, 5e Vistas de ensayos con estados de daño progresivos en la rótula plástica en el encuentro de pilote con losa. DS1: Fisuración en el pilote, DS2: fisuración en la losa, DS3: spalling moderado en el pilote, DS4: spalling severo en el pilote y spalling en la losa, DS5: Pandeo de barras longitudinales comprimidas y rotura de cercos [5].

La tabla 2 muestra los valores de las deformaciones máximas admisibles por ASCE 61-14 [1] en el hormigón y en el acero pasivo para cada uno de los escenarios sísmicos indicados en la tabla 1.

Nivel de Demanda Sísmica	Deformación Máxima en el Hormigón ε_c	Deformación Máxima en el Acero Pasivo ε_s
OLE. Operative Level Earthquake.	5 ‰	15 ‰
CLE. Contingency Level Earthquake.	$0.005+1,1 \cdot \rho_s < 25 \text{ ‰}$ (Rot. Sup) $0.005+1,1 \cdot \rho_s < 8 \text{ ‰}$ (Rot. Inf)	$0,6 \cdot \varepsilon_{smd} < 60 \text{ ‰}$
DE. Design Earthquake.	Sin límite (Rot. Sup) $0.005+1,1 \cdot \rho_s < 12 \text{ ‰}$ (Rot. Inf)	$0,8 \cdot \varepsilon_{smd} < 80 \text{ ‰}$

Tabla 2. Deformaciones admisibles en los materiales para cada nivel de demanda sísmica.

De la tabla 2, se llama la atención sobre los límites de deformación correspondientes al nivel OLE (nivel más bajo de demanda), que corresponden a grandes rasgos a las deformaciones en las que convencionalmente se considera que comienza el *spalling* en el hormigón y el endurecimiento en el acero, y que, adicionalmente, corresponden a valores ligeramente superiores a los que la normativa española EHE-08 identifica como los pivotes de deformación sobre los que establece la capacidad en ELU de una sección.

Resulta evidente que, para una formulación de evaluación del desempeño sísmico basada en la deformación plástica de los materiales, los análisis que se lleven a cabo deben tener en cuenta de una manera explícita el comportamiento inelástico de la estructura. El método fundamental para el análisis sísmico estructural es por lo tanto el método de empuje incremental (*pushover*).

Las características geotécnicas del terreno superficial, aconsejaron un talud 1V:2,5H para asegurar la estabilidad del mismo durante un evento sísmico.

3. Descripción de la solución estructural

La sección transversal (Figura 6) del muelle de Puerto Quetzal está compuesta por una losa de espesor variable de 37,50 m de ancho, apoyada sobre 7 alineaciones de pilotes de 1,00 de diámetro separados 6,10 m en dirección tierra-mar (alineaciones N, y A a F). Completan la sección transversal un cantil en voladizo de 3,50 m en el lado mar, y un voladizo con un muro-peto de contención de tierras en el lado tierra.

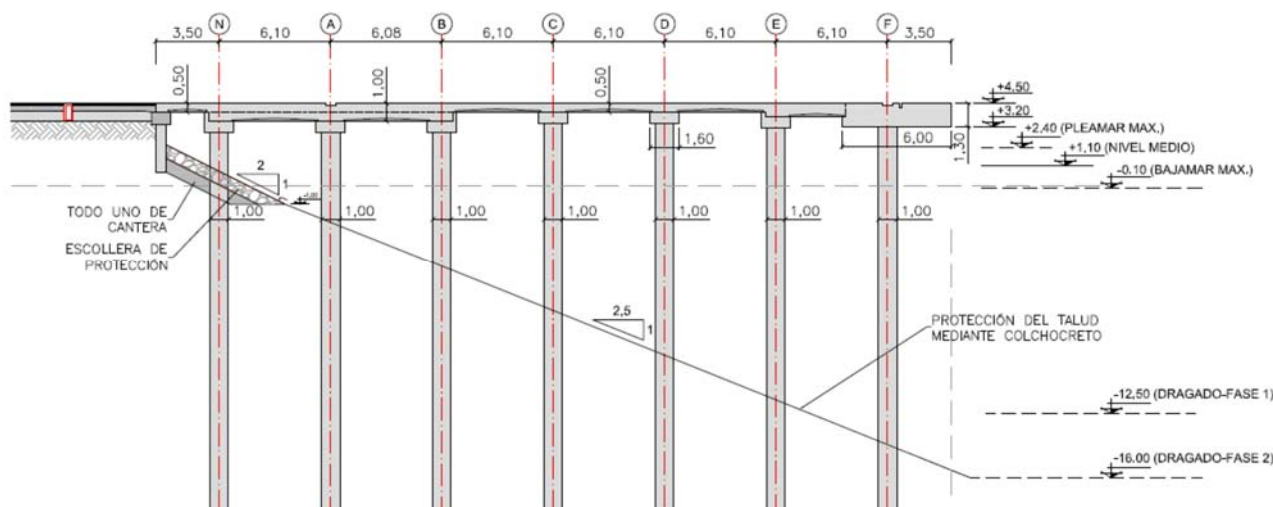


Figura 6. Sección transversal del muelle de contenedores de Puerto Quetzal.

La necesidad de proporcionar un talud bajo el muelle más tendido que lo habitual, con el fin de asegurar la estabilidad del mismo en situación sísmica, motivó que se añadiera una alineación extra de pilotes (N), frente a la solución más habitual con tan sólo 6 alineaciones de intereje 6,10 m que

completa los 30,50 m (100 pies) de empate entre bogíes de las grúas STS. Otras posibles soluciones estructurales, como por ejemplo con pantalla de tablestacas o de pilotes bajo el cantil, fueron descartadas debido a que las características del terreno sumergido, junto con la fuerte sollicitación sísmica, las desaconsejaban. Cabe señalar que durante el reciente terremoto de Tohoku, los daños estructurales más relevantes en estructuras portuarias se dieron en estructuras con tipología de pantalla de tablestacas [4].

En longitudinal, las alineaciones de pilotes cuentan con un intereje de 6,00 m excepto las alineaciones A y F, que se sitúan bajo los carriles de las grúas STS, y que cuentan con un intereje de 3,00 m para reducir la luz de las vigas longitudinales. Estas alineaciones de pilotes que soportan las grúas STS se apoyaron en punta en el sustrato rocoso, mientras que el resto de pilotes se ejecutaron flotantes en las capas superiores de arenas.

La losa cuenta con un espesor total de 1,00 m entre las alineaciones de ejes N y B, variable entre 1,30 m y 0,75 m en la zona del cantil, y de 0,50 m en el resto de alineaciones. El espesor de 1,00 m fue necesario en la zona de pilotes más cortos ya que las alineaciones N, A, y B por sí solas aportan el 70% de la rigidez del muelle frente a fuerzas horizontales (Figura 14b), y consecuentemente concentran mayores esfuerzos. La zona del cantil tiene un espesor mayor para resistir las acciones locales de atraque y amarre sobre defensas y bolardos

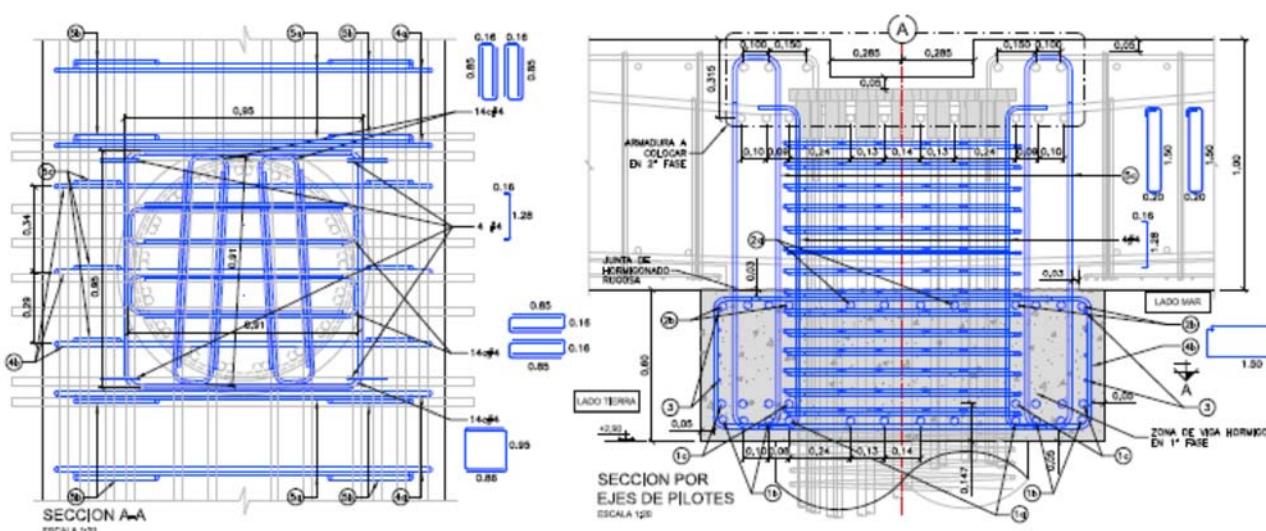


Figura 7a, 7b. Vista en Planta y en sección transversal de un nudo tipo pilote-losa.

Se prestó especial atención al diseño del detalle de unión pilote-viga-losa (Figuras 7a y 7b), para garantizar la facilidad constructiva, teniendo en cuenta la gran densidad de armadura pasiva necesaria para resistir los esfuerzos de sobrerresistencia de las rótulas plásticas (Figuras 8a, 8b y 8c), y recurriendo a terminales mecánicos para realizar un adecuado anclaje en la losa de la armadura vertical de los pilotes.

Adicionalmente, el muelle de Puerto Quetzal cuenta con dos piñas de amarre materializadas por sendos encepados de hormigón de 9,00 x 9,00 m apoyadas sobre 4 pilotes de 1,00 m de diámetro. El acceso a estas piñas de amarre se realiza mediante dos pasarelas metálicas de 25,60 m y 23,20 m de luz y 1,70 m de canto, realizadas en celosía metálica de perfil hueco cerrado de sección rectangular en acero al carbono ASTM A36 de $f_y=250$ MPa.



Figura 8a, 8b, 8c. Armado vertical del pilote y de fase 1 de viga longitudinal. Armado de fase 2 de viga longitudinal y terminales de anclaje de armadura vertical del pilote. Armado de fase 2 de viga longitudinal, armado de cara inferior de losa, confinamiento del nudo.

4. Proceso constructivo

El proceso constructivo comenzó con la ejecución de la malla de pilotes de hormigón in-situ, aprovechando que el terreno sobre el que se construye el muelle se encuentra sobre el nivel del mar. A continuación, y todavía sobre el terreno natural, se ejecutaron las vigas longitudinales que unen las cabezas de los pilotes y que sirven de apoyo a las prelasas con las que se ejecuta la losa del muelle (Figuras 9a y 10).

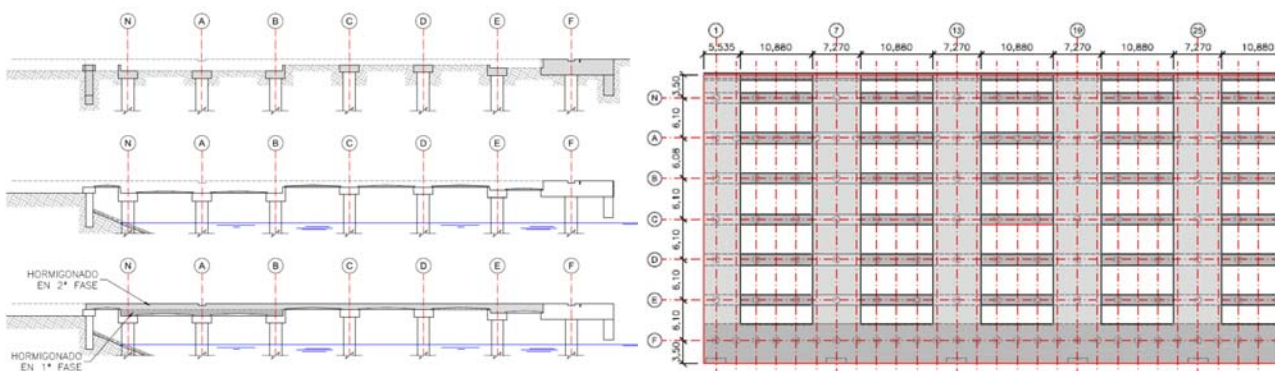


Figura 9a, 9b. Fases básicas del proceso constructivo, ejecución de pilotes y vigas, colocación de prelasas, hormigonado de losa en 2 fases. Planta de zona de fingers hormigonados sobre el terreno.

Para poder ejecutar la excavación del terreno bajo la losa, se hormigonaron sobre el terreno tramos de la losa definitiva denominados *fingers* en dirección tierra-mar de 7,27 m de ancho (Figuras 9b, 11a y 11b). Sobre estos fingers pudieron disponerse las retroexcavadoras de brazo largo que ejecutaron la excavación del talud entre los pilotes, junto con una draga trabajando desde el lado mar.



Figura 10. Vista de las alineaciones de vigas longitudinales y pilotes.

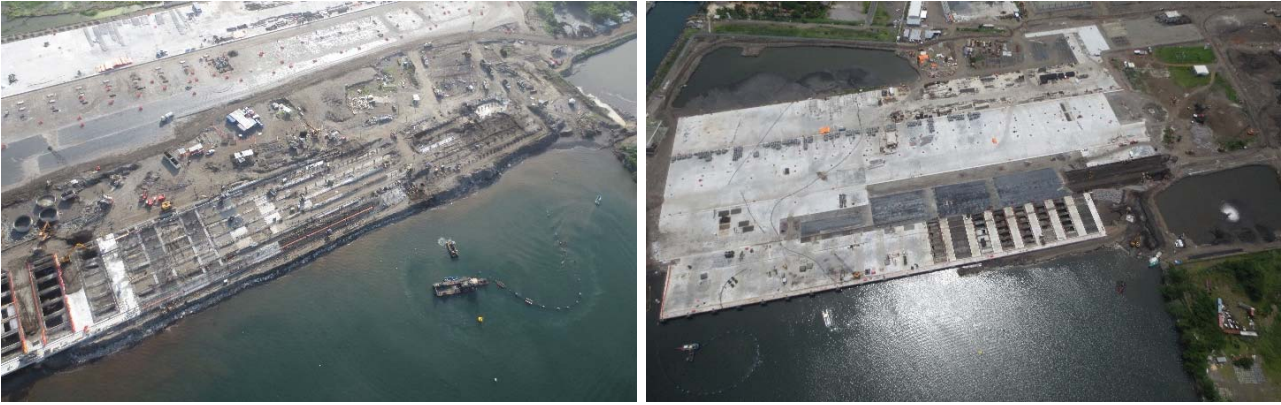


Figura 11a, 11b. Vista general del muelle durante la ejecución de los pilotes, las vigas longitudinales, y la losa en zona de fingers. Vista general del muelle durante la ejecución de la losa.



Figura 12a, 12b. Vista del armado de vigas longitudinales. Vista del armado de cara inferior de la losa en zona de fingers.



Figura 13a, 13b. Vista general del muelle durante la excavación y dragado del terraplén bajo la losa del muelle. Vista de las operaciones de excavación.

5. Análisis sísmico de la estructura

Para el análisis sísmico de la estructura, y en particular para trazar la demanda deformacional de los materiales para cada nivel de sollicitación, se desarrollaron una serie de modelos *pushover* no lineales con plasticidad concentrada en las rótulas, que fueron sollicitados en ambos sentidos en dirección transversal (tierra-mar), despreciando cualquier contribución a la resistencia que pudiera tener el terreno tras el peto. Debido a la configuración geométrica de la sección transversal (Figuras 6 y 14a), en la que los pilotes del lado tierras son mucho más cortos y por lo tanto más rígidos que los del lado mar (Figura 14b), la sollicitación sísmica en dirección longitudinal (paralela a la línea de ataque) genera un efecto de torsión en planta significativo. Este efecto de momento global de eje vertical, debido a la excentricidad entre la masa de la losa del muelle y el centro de rigidez de los pilotes, amplifica los desplazamientos horizontales en cabeza de aquellos pilotes situados en los laterales del muelle.

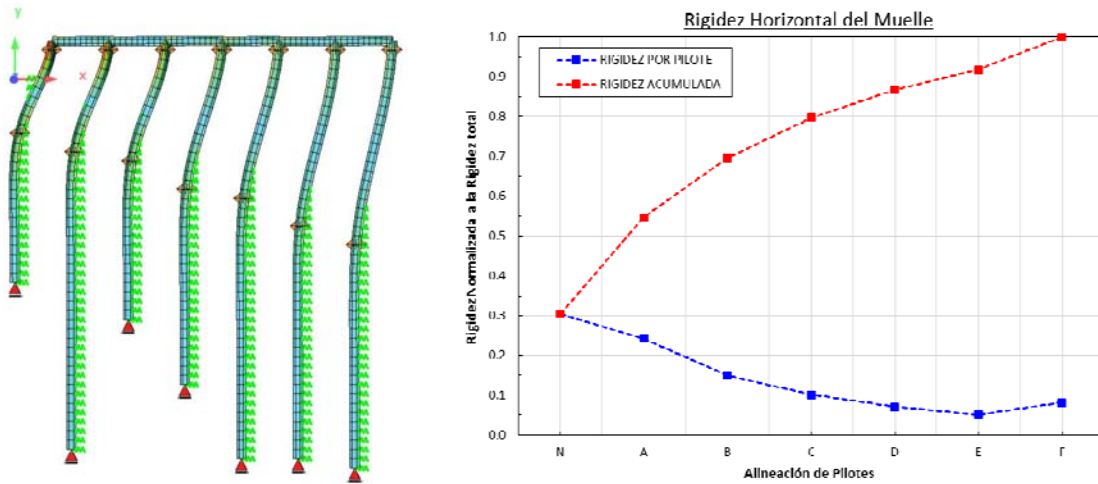


Figura 14a, 14b. Modelo 2D de una sección del muelle para el análisis pushover. Contribución a la rigidez horizontal de cada alineación de pilotes.

Para poder tener en cuenta tan sólo mediante análisis *pushover* en transversal la contribución de la torsión en planta, se multiplicó la demanda inelástica de desplazamientos por un factor de amplificación modal. Este factor de amplificación modal se calculó como el cociente entre el desplazamiento CQC elástico para el sismo actuando al 100% en dirección longitudinal y al 30% en dirección transversal, y el desplazamiento CQC elástico para el sismo actuando al 100% en dirección transversal.

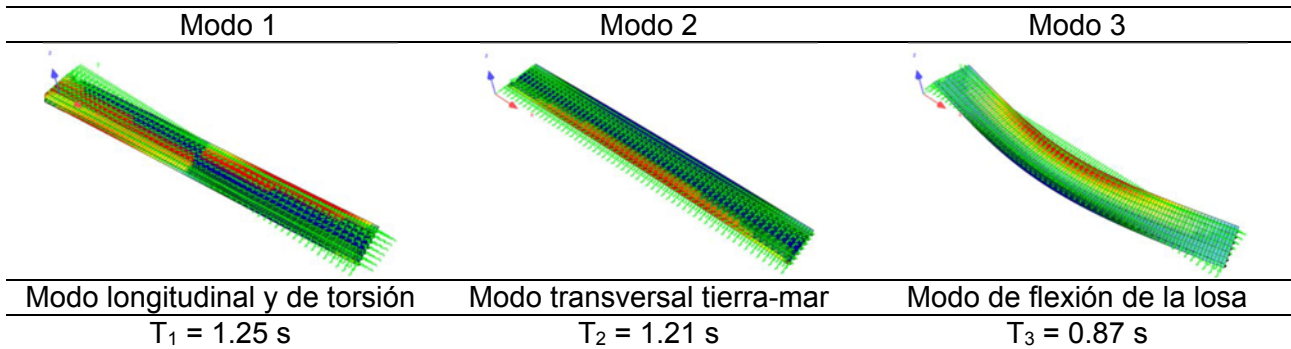


Tabla 2. Modos propios de vibración y periodos elásticos correspondientes.

Los análisis *pushover* se evaluaron, tanto en el sentido tierra-mar con el propósito de buscar la máxima tracción por efecto pórtico en el pilote más corto de la alineación N, y por lo tanto el menos dúctil, y solicitar al máximo las armaduras verticales, como en el sentido mar-tierra con el propósito de buscar la máxima compresión en ese mismo pilote, y solicitar al máximo el hormigón confinado. La rigidez horizontal del muelle, y en consecuencia el periodo, están fuertemente influidos por las características geotécnicas del terreno del talud en el que se empotran los pilotes.

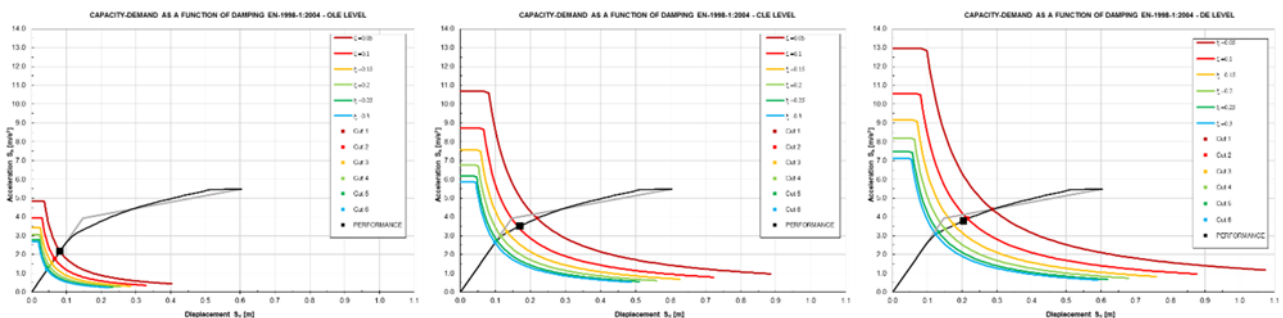


Figura 15a, 15b, 15c. Obtención del punto de desempeño para los niveles de demanda sísmica OLE, CLE, y DE, en un diagrama aceleración-desplazamiento.

Adicionalmente este empotramiento elástico en un medio continuo, dependiendo de cuál sea la intensidad del sismo actuante, puede plastificar hasta una profundidad relevante. Para poder considerar la incertidumbre tanto en el comportamiento del suelo, se realizaron análisis pushover independientes con valores medios de las propiedades así como con valores límites superiores e inferiores en un estudio de sensibilidad (Figura 16b).

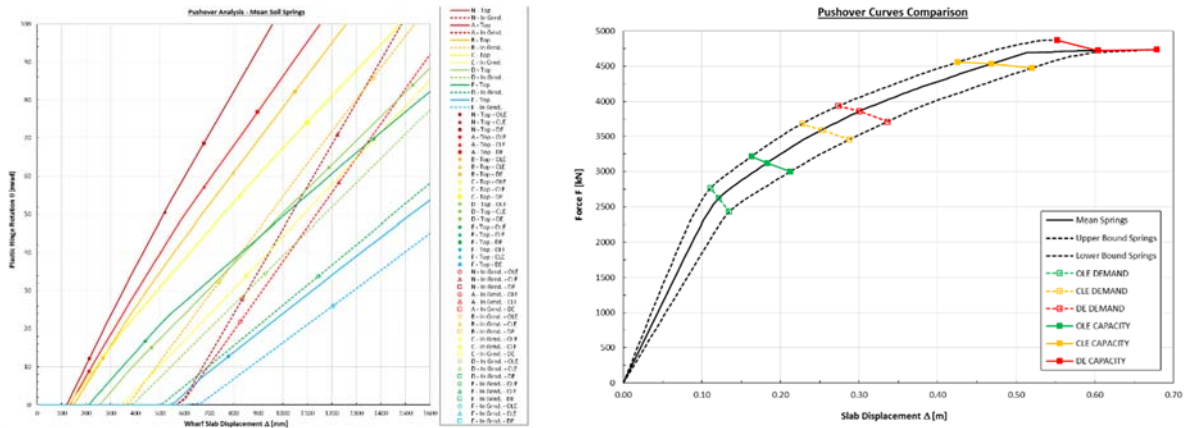


Figura 16a, 16b. Diagrama desplazamiento-rotación de las rótulas plásticas. Comparación de análisis pushover para diferentes condiciones de terreno (blando, medio, rígido).

6. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad: EPQ Empresa Portuaria Quetzal, TCQ Terminal de Contenedores Quetzal.

Empresa Constructora: COPISA. Víctor Lerma Páez de la Cadena. Pere Miquel Guiu Arbones.

Proyecto Constructivo Modificado: IDEAM S.A. Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Carlos Gordo Monsó, Pedro Atanasio Utrilla, Salvador Viso Garrote.

Asistencia Técnica especializada durante la ejecución de las obras: IDEAM S.A. Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Carlos Gordo Monsó, Pedro Atanasio Utrilla.

7. Bibliografía

- [1] ASCE/COPRI 61-14. 2014. *Seismic Design of Piers and Wharves*. American Society of Civil Engineers. Coasts, Oceans, Ports and Rivers Institute. Reston, VA.
- [2] Brunet, S. Llera, J. C. Jacobsen, A. Miranda, E. Meza, C. 2012. *Performance of Port Facilities in Southern Chile during the 27 February 2010 Maule Earthquake*. Earthquake Spectra. Vol 28. pp. 553-579.
- [3] Molina, E. Marroquín, G. Escobar, J.J. Talavera, E. Rojas, W. Climent, A. Astigarrabia, E.C. Benito, B. Lindholm, C. 2008. *Evaluación de la amenaza sísmica en Centroamérica*. NORSAR.
- [4] Percher, M. Dickenson, S. Augustin, S. Bruin, A. Eskijian, M. Martin, J. Yoshitaka, O. Rudolph, R. W. Sugano, T. 2014. *Tohoku, Japan, Earthquake and Tsunami of 2011. Survey of Port and Harbor Facilities, Northern Region*. ASCE-COPRI. Reston, VA. pp. 356.
- [5] Roeder, C. Graff, R. Soderstrom, J. L. Yoo, J. H. 2002. *Seismic Performance of Pile-Wharf Connections*. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Richmond, CA. pp. 119.
- [6] Werner, S. McCullough, N. Bruin, W. Augustine, A. Rix, G. Crowder, B. Tomblin, J. 2011. *Seismic Performance of Port de Port-au-Prince during the Haiti Earthquake and Post-Earthquake Restoration of Cargo Throughput*. Earthquake Spectra. Vol. 27, pp. 387-410.