



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE PUERTO

SANTIAGO JOSÉ BRUNET GUTIÉRREZ

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de Ingeniería

Profesor Supervisor:
JUAN CARLOS DE LA LLERA MARTIN

Santiago de Chile, (Julio, 2012)

© 2012, Santiago Brunet Gutiérrez



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE PUERTO

SANTIAGO JOSÉ BRUNET GUTIÉRREZ

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

JUAN CARLOS DE LA LLERA MARTIN

ESTEBAN SÁEZ ROBERT

ANDRÉS JACOBSEN POHLENZ

CARLOS VIDELA CIFUENTES

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de Ingeniería

Santiago de Chile, (Julio, 2012)

(A mi mamá Isabel y mi papá Jorge,
por su apoyo incondicional y su
confianza todos estos años)

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a muchas personas que hicieron posible esta investigación. A los profesores del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, por formar parte de mi formación como ingeniero, de manera especial a Claudio Fernández, Diego López-García y Esteban Sáez. A PRDW Aldunate-Vásquez por su enorme colaboración en mi trabajo, en particular a Cristián Meza y Gonzalo Guerrero. A los ingenieros Carlos Medel y Andrés Jacobsen de la empresa SIRVE S.A. por su continuo apoyo y disposición. A Daniel Gormaz de la empresa Calbuco Ingenieros, a Miguel Muñoz de Cabo Froward y a Carlos Aránguiz del Puerto Talcahuano, sin ellos todo este estudio no habría sido posible. A mi amigo Benjamín Westenenk, por su inmenso compañerismo. Por último, quiero agradecer profundamente a mi profesor supervisor Juan Carlos de la Llera, por su increíble capacidad de transmitir motivación y pasión por la investigación y la ingeniería.

INDICE GENERAL

Pág.

AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS PORTUARIAS DEL SUR DE CHILE DURANTE EL TERREMOTO DEL MAULE, 27 DE FEBRERO 2010.....	4
2.1 Contexto de estructuras portuarias	4
2.2 Daño observado.....	13
2.2.1 Resumen de daños	14
2.2.2 Licuación	15
2.2.3 Lateral Spreading	19
2.2.4 Unión viga-pilote en pilotes inclinados	24
2.2.5 Junta de acceso.....	28
2.2.6 Otros daños estructurales	29
2.2.7 Otros daños NO estructurales	31
2.2.8 Factor de daño.....	34
3. MODELACIÓN DEL MUELLE CORONEL SUR.....	37
3.1 Comparación entre diseño convencional y diseño con aislamiento.....	37
3.2 Geometría del Muelle Coronel Sur	43
3.2.1 Estructura	43
3.2.2 Perfil del suelo del Muelle Coronel Sur.....	45
3.3 Elementos y propiedades.....	47
3.3.1 Suelo	47
3.3.2 Aisladores sísmicos (LRB).....	52
3.3.3 Junta entre Puente de Acceso y Cabezo.....	56

3.3.4	Losa, vigas y pilotes.....	57
3.4	Respuesta del Muelle	58
3.4.1	Peso Propio	59
3.4.2	Sobrecarga	59
3.4.3	Análisis modal	59
3.4.4	Análisis Tiempo Historia ante NCh2745.....	65
3.4.5	Análisis Push-Over a pilote vertical	69
3.4.6	Análisis Tiempo Historia ante 27/F.....	75
3.5	Comparación entre modelo de diseño y modelo actual.....	78
3.5.1	Comparación modelos y análisis del cabezo	79
3.5.2	Comparación modelos y análisis de pilote vertical	83
4.	LECCIONES	87
5.	CONCLUSIONES.....	91
	BIBLIOGRAFIA.....	94
	A N E X O S.....	98
	Anexo A : COSTOS CONSTRUCCIÓN MUELLES (RESUMEN).....	99
	Anexo B : COSTOS CONSTRUCCIÓN MUELLES (DETALLE).....	100
	Anexo C : COSTOS REPARACIÓN MUELLES	128

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1: Mediciones de inundaciones y ‘run-ups’ debidas al tsunami a lo largo de la costa entre Concepción y Talcahuano	11
Tabla 2-2: Características principales de los puertos analizados	12
Tabla 2-3: Daños observados más frecuentes	15
Tabla 2-4: Costos de reparación y factor de daño.....	36
Tabla 3-1: Ventajas de diseño aislado sobre el diseño convencional	40
Tabla 3-2: Parámetros de Fuerza Desplazamiento obtenidos para ensayo cíclico.....	53
Tabla 3-3: Densidad general de materiales utilizados.....	59
Tabla 3-4: Frecuencias fundamentales de vibración del Muelle Coronel Sur	60
Tabla 3-5: Respuesta global del cabezo del Muelle Coronel Sur aislado sísmicamente	67
Tabla 3-6: Comparación muelle entre modelo de diseño y modelo actual	80
Tabla 3-7: Comparación pushover pilote vertical entre modelo de diseño y actual	84
Tabla 4-1: Previsiones de normas que cubren los daños observados.....	88

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2-1: Deformación de la corteza en la región del Bío-Bío.....	5
Figura 2-2: (a) Espectro de respuesta de San Pedro y (b) Espectro de respuesta de Concepción en comparación con el Espectro de Diseño de la Norma Sísmica Chilena.....	7
Figura 2-3: Ubicación de las bahías, puertos y mediciones de tsunami en la región de interés.....	9
Figura 2-4: Tipos de estructura portuaria. (a) Tipo abierta. (b) Tipo cerrada.....	11
Figura 2-5: Tipos de muelle. (a) Muelle Marginal. (b) Muelle Perpendicular	13
Figura 2-6: (a) Planta general del Muelle Lirquén Este. (b) Perfil de asentamientos entre el eje A (96m desde tierra) y el eje C (276m desde tierra). (c) Ilustración del asentamiento causado por licuefacción. (d) Foto del asentamiento	17
Figura 2-7: (a) Pérdida de recubrimiento de hormigón en la junta pilote-viga. (b) Alto nivel de corrosión. (c) Daño en sección transversal típica del Muelle Lirquén Este..	19
Figura 2-8: Fenómeno Lateral Spreading. (a) Modo de falla 1. (b) Modo de falla 2	20
Figura 2-9: (a) Muelle Coronel Norte. (b) Falla y desplazamiento en 1.5m de pilote. (c) Planta puente de acceso. (d) Elevación puente de acceso. (e) Daño atiesadores: (1) Pandeo del alma y (2) fluencia del alma. (f) Inclinación de línea de pilotes.....	21
Figura 2-10: Inclinación del sistema de fundación debido a Lateral Spreading. (a) Muelle Jureles. (b) Muelle Coronel Sur.....	22
Figura 2-11: Compresión de zona del muelle asociada al fenómeno de ‘lateral spreading’	23

Figura 2-12: (a) Efecto pilotes cortos. (b) Torsión natural.	25
Figura 2-13: (a) Distribución de daño en pilotes verticales e inclinados a lo largo del eje longitudinal del Muelle Coronel Norte. (b) Falla de corte típico en pilotes del cabezo. (c) Planta general del Muelle Coronel Norte.....	26
Figura 2-14: (a) Planta general del Muelle Huachipato. (b) Sección transversal típica del muelle. (c) Cabezo del muelle con daño en pilotes inclinados transversales. (d) Sección del pilote y falla de corte en unión viga-pilote.....	27
Figura 2-15: (a) Elevación del acceso de Muelle Huachipato (b) Grietas en losa de Muelle Huachipato. (c) Muelle ENAP: (1) Desplazamiento lateral hacia el mar de vigas longitudinales y (2) fluencia perno. (d) Colapso junta de acceso Caleta Lo Rojas.	29
Figura 2-16: (a) Planta de desplazamientos de la muralla de pilote laminar del Molo Chacabuco del Puerto ASMAR. (b) Sección del daño típico.....	30
Figura 2-17: San Vicente: (a) Toma de petróleo, (b) y (c) caletas pesqueras. (d) Caleta pesquera Coronel.	32
Figura 2-18: (a) Modo de falla de grúa Gantry del Muelle Huachipato. (b) Rueda de la pata del lado terrestre desrielada. (c) Grúa arriostrada para detener el vuelvo. (d) Falla del sistema de amarre del Muelle Lirquén Este.....	33
Figura 3-1: (a) Secciones típicas de muelles convencionales. (b) Sección típica de muelles con aislamiento sísmico	38
Figura 3-2: (a) Sección transversal típica del Muelle Coronel Sur. (b) Vista en planta de la mesa rígida de 4 pilotes inclinados. (c) Ubicación de aisladores en la mesa rígida. (d) Mesa rígida típica. (e) Vista en planta del Muelle Coronel Sur.	44

Figura 3-3: (a) Ubicación sondajes marinos del Muelle Coronel Sur. (b) Estratigrafía del suelo obtenida de estudio de suelos.	46
Figura 3-4: Geometría modelo Coronel Sur en Salome Meca.....	47
Figura 3-5: Modelación de la interacción pilote-suelo con resortes t-z, Q-z y p-y.....	48
Figura 3-6: Curvas t-z y Q-z según API.....	49
Figura 3-7: (a) Resistencia de Manto. (b) Resistencia de Punta.	50
Figura 3-8: Curvas para arcilla p-y según API.....	50
Figura 3-9: Ensayo de corte aisladores sísmicos (a) Prueba de carga y (b) Ciclo de histéresis experimental fuerza-desplazamiento.	54
Figura 3-10: Calibración de aisladores utilizados en el modelo	55
Figura 3-11: Elementos de contacto entre puente de acceso y cabezo	56
Figura 3-12: Cargas características de un muelle	58
Figura 3-13: Variedad de rigideces posibles para un aislador sísmico.	60
Figura 3-14: Primer modo de vibración ($T_1=3.23s$).....	62
Figura 3-15: Segundo modo de vibración ($T_2=3.13s$).....	63
Figura 3-16: Tercer modo de vibración ($T_3=3.09s$).....	64
Figura 3-17: Registros sintéticos generados a partir de (a) San Felipe, (b) Melipilla y (c) Llo-lleo.	66
Figura 3-18: Espectro de respuesta de los registros artificiales compatibles con el espectro de diseño de la Norma de Diseño NCh2745.	67

Figura 3-19: Respuesta del centro de masas de cabezo ante sismos compatibles	68
Figura 3-20: Sección transversal típica del cabezo.	70
Figura 3-21: Pilote vertical típico del cabezo.	71
Figura 3-22: (a) Secciones FEM utilizadas para análisis Push-Over. Constitutivas 1D no lineales correspondientes a las fibras de (b) acero del pilote A572Gr50; (d) acero de refuerzo A630-H430; y (c) concreto de relleno H35	72
Figura 3-23: Pushover de pilote vertical típico del cabezo en (i) suelo infinitamente rígido y (ii) suelo infinitamente flexible.....	73
Figura 3-24: Registros de aceleración en San Pedro de la Paz debidos a terremoto Maule 2010.	75
Figura 3-25: Respuesta en desplazamiento del centro de masas de cabezo ante el sismo de San Pedro	76
Figura 3-26: Desplazamiento relativo medido entre el Cabezo aislado sísmicamente y el Puente de acceso no aislado, en el Muelle Coronel Sur debido al terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010	77
Figura 4-1: Aislamiento sísmico de la zona del puente de acceso.....	90

RESUMEN

Esta tesis describe el comportamiento sísmico de un grupo de puertos ubicado al sur de Chile a raíz del terremoto del Maule de 2010, el sexto mayor registrado en la historia sísmica. Se realizó una observación en terreno que incluyó 14 puertos en la zona de Concepción, Talcahuano y Coronel, aproximadamente a 95km al sur del epicentro.

Consistente a lo observado históricamente en puertos, los daños más comunes en este caso fueron originados por (i) fallas de suelo, y (ii) diseño estructural. Los daños relacionados al suelo fueron principalmente debido a licuación y *lateral spreading*. En cuanto a los daños estructurales, la respuesta sísmica de la estructura ante el efecto pilote-corto y torsión natural puso de manifiesto problemas en el diseño de los muelles.

Un caso excepcional, en comparación con otros muelles de la región, fue el comportamiento sísmico del Muelle Coronel Sur. Éste fue aislado sísmicamente en el año 2007, y a diferencia de muchos otros, pudo mantener sus operaciones luego del sismo. Basado en el excelente comportamiento de este muelle, el concepto de protección sísmica de puertos se está popularizando en Chile y en el mundo.

Este artículo incluye un modelo 3D que representa el comportamiento no-lineal del Muelle Coronel Sur. Los análisis llevados a cabo muestran que durante el terremoto la estructura fue sujeta a deformaciones y fuerzas cercanas al 75% de sus valores de diseño. Los pilotes y la superestructura se mantuvieron en el rango elástico, mientras que los aisladores experimentaron importantes deformaciones no lineales. Los resultados obtenidos con el modelo son comparados con el comportamiento real observado en terreno.

Palabras Claves: Observación de daños, Estudios post terremoto, Daño sísmico, Estructuras de puertos, Aislamiento sísmico de muelles

ABSTRACT

This thesis describes the seismic behavior of a group of ports located in southern Chile due to the Maule 2010 earthquake, the sixth largest earthquake in recorded history. A field observation was conducted, including 14 ports in the area of Concepcion, Talcahuano and Coronel, located about 95km south of the epicenter.

Consistent to the historically observed behavior of ports, the most common damage in this case were caused by (i) failure of soil, and (ii) structural design. Damage related to soil were mainly due to liquefaction and lateral spreading. As for structural damage, the seismic response of the structure due to pile-short effect and natural torsion revealed problems in the design of ports.

An exceptional case, compared to other ports of the region, was the seismic behavior of South Coronel Pier. This was seismically isolated in 2007, and unlike many others, was able to maintain its operations after the earthquake. Based on the excellent behavior of this pier, the concept of seismic protection in ports is becoming popular in Chile and worldwide.

This article includes a 3D model representing the nonlinear behavior of South Coronel Pier. The analyses carried out show that the structure was subject during the earthquake to deformation and forces close to 75% of design values. The piles and the superstructure maintained in the elastic range, while the insulators experienced significant nonlinear deformations. The results obtained with the model are compared with the real behavior observed in field.

Keywords: Damage observation, Post-earthquake studies, Seismic damage, Port structures, and Seismic isolation of ports.

1. INTRODUCCIÓN

En la madrugada del 27 de Febrero del 2010, una región de aproximadamente 560 kilómetros de largo y 200 kilómetros de ancho en la Placa del Pacífico deslizó por debajo de la Placa Sudamericana en un promedio de 7-8 metros a lo largo de la costa Chilena, causando un terremoto de magnitud $M_w = 8.8$, el sexto terremoto más grande conocido en la historia sísmica (USGS, 2010a). Algunas técnicas de inversión usando información tele sísmica muestran que la ruptura fue por primera vez bilateral, frente a otros sismos chilenos previos que presentaban una rotura desde el norte hacia el sur. La ruptura se extendió hacia el sur del epicentro (Cobquecura) por cerca de 200km hasta alcanzar la latitud del pueblo de Purén, y 360km hacia el norte hasta alcanzar la latitud de la ciudad de Valparaíso. La ruptura incluyó 2 zonas principales de deslizamiento, una a latitud 36.187° S y longitud 72.676° W cerca del pueblo de Cobquecura, y la otra en el océano a una latitud de 34.719° S y longitud 72.676° W cerca de la localidad de Pichilemu; en ambas zonas, el deslizamiento máximo ha sido estimado en 14.5m aproximadamente (USGS, 2010b).

Las pérdidas económicas resultantes de este evento sísmico han sido estimadas por el gobierno chileno en 30 mil millones de dólares. El 70% de este valor corresponde a daño en infraestructura, tanto pública como privada. El daño total en la industria de pesca y turismo alcanzó los 6.8 mil millones de dólares. Un total de 370.051 casas presentaron daño, 22% de ellas colapsando totalmente, alcanzando los 3.7 billones de dólares. Adicionalmente, 2.750 escuelas fueron dañadas (3 mil millones US\$), 17 hospitales tuvieron que cerrar y otros 62 presentaron daño estructural (2.8 mil millones US\$).

El comportamiento sísmico de estructuras portuarias han sido ampliamente estudiadas y documentadas en la literatura (Dash, Govindaraju, & Bhattacharya, 2009; Ghobarah, Saatcioglu, & Nistor, 2006; Mahoney, Francis, & Kennard, 2008; Mondal & Rai, 2008; PIANC, 2001) y muestran patrones recurrentes. Los casos históricos abarcan el comportamiento de todo tipo de estructuras, como muros de contención gravitacional, muros cortina de pilotes, muelles marginales sobre pilotes, muros de cortina celulares, rompeolas y grúas. En la mayoría de los casos, la interacción suelo estructura es de crítica importancia. Algunos enfoques incluyendo interacción inelástica suelo-estructura con el uso de métodos numéricos y avanzadas constitutivas plásticas han sido propuestas para abordar esta interacción dinámica no-lineal (Cai, Gould, & Desai, 2000; Küçükarslan, Banerjee, & Bildik, 2003). Además, algunos modelos de licuefacción de suelos, lateral spreading e inestabilidad de grupos de pilotes han sido también consideradas para representar estos patrones de daño (Bhattacharya, Adhikari, & Alexander, 2009; Dash, Bhattacharya, & Blakeborough, 2010).

Como resultado de toda esta investigación, países como EEUU, Japón, España, Alemania y Nueva Zelanda entre otros tienen sus propias guías y recomendaciones para el diseño sísmico de puertos (API, 2000; Army Corps of Engineers, 2008; Ministry of Transport of Japan, 1999; Puertos del Estado, 2008; Tomlimson & Woodward, 2008) con metodologías establecidas, criterios de daño, y procedimientos de análisis para diferentes estructuras portuarias. Sin embargo, a pesar de que estos patrones generales se repiten, estudios previos han demostrado que el comportamiento sísmico de estructuras portuarias muestra una variabilidad significativa, ya que los parámetros que controlan el

comportamiento del suelo son bastante inciertos. Debido a lo anterior, la evaluación y respuesta de puertos es particularmente desafiante (Na, Chaudhuri, & Shinozuka, 2008).

Entre estas estructuras portuarias, el Muelle Coronel Sur es particularmente interesante como punto de referencia debido a que fue aislado símicamente. Construido en el año 2007 con un concepto de aislamiento que combina pilotes verticales en paralelo con aisladores elastoméricos puestos sobre grupos de cuatro pilotes inclinados interconectados, este muelle logró mantenerse operativo después del terremoto.

Relacionado a lo mismo, la literatura en protección sísmica en estructuras de puerto es muy limitada. Existe un caso de aislamiento con disipadores friccionales en el Puerto de Los Ángeles, implementado en la ampliación del Sitio 136, y que aísla la superestructura del muelle de su subestructura, reduciendo la fuerza de inercia sobre los pilotes (Zmuda, Weismair, & Caspe, 1995). Otro caso de disipación de energía se implementó en un dique seco flotante en la Bahía de San Francisco, en el cual se reemplazó el sistema de amarre tradicional (rígido) por un dispositivo más flexible que aumentara el periodo de la estructura. Más recientemente, se han usado aisladores elastoméricos en el mejoramiento sísmico para aumentar la resistencia lateral de muelles en Nueva Zelanda y en otros puertos (Davidson, Bell, & George, 2003; Kilborn, Harn, & Firat, 2010).

Los objetivos de esta tesis pueden resumirse en dos ideas principales: (i) presentar e interpretar el comportamiento sísmico de las estructuras de puerto convencionales ante el terremoto del Maule del 2010, y (ii) analizar y representar el comportamiento del Muelle Coronel Sur, y así presentar el aislamiento sísmico de muelles como una alternativa para el diseño portuario futuro.

2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS PORTUARIAS DEL SUR DE CHILE DURANTE EL TERREMOTO DEL MAULE, 27 DE FEBRERO 2010

Ubicadas al sur del epicentro, en una distancia de 95 km aproximadamente, se ubican las ciudades de Concepción y Talcahuano. Estas fueron afectadas por un gran movimiento sísmico. A pesar de que esta zona es pequeña en comparación con otras ciudades de Chile, concentra cerca del 10% de la industria portuaria de Chile (MOP, 2005). El daño a las estructuras de puerto fue bastante significativo y está atribuido principalmente a licuación, ‘lateral spreading’, fallas estructurales de unión viga-pilote y ‘pounding’.

2.1 Contexto de estructuras portuarias

El sismo de magnitud $M_w=8.8$ generado por una falla de subducción ocurrió en la llamada ‘Constitucion Seismic Gap’ (Ruegg et al., 2009) en el límite en el que convergen las placas tectónicas de Nazca (Pacífica) y Sudamericana, con la primera moviéndose por debajo de la última en dirección este-oeste y a una velocidad promedio de 80mm al año (USGS, 2010a). Un mapa de la deformación de la corteza a lo largo de la línea de vista (LOS) del satélite (Rosen et al., 2000) (satélite ALOS PALSAR; fecha de imagen maestra: 13 de Febrero del 2010; fecha de imagen esclava 31 de Marzo del 2010; ángulo relativo a la dirección vertical: 39°; longitud de onda: 11.9cm; línea base: 767m; órbita ascendente) se muestra en la Figura 2-1.

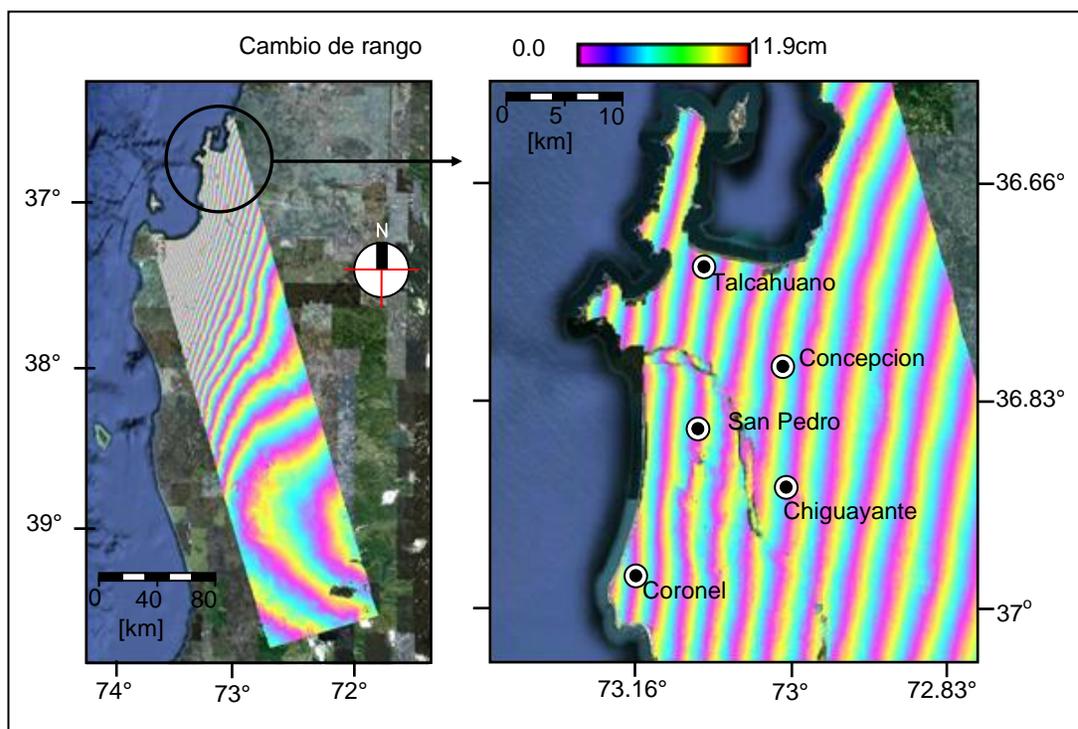


Figura 2-1: Deformación de la corteza en la región del Bío-Bío

En esta figura, el rango de colores de cada franja representa 119mm de desplazamiento co-sísmico de la superficie en la LOS del satélite. Este desplazamiento no es sólo vertical, sino que además posee una componente bastante relevante dirigida hacia el oeste, siendo consistente con la cinemática de la falla de subducción propia de estas placas, en donde la zona más cercana a la interfaz se recupera elásticamente en dirección vertical y oeste en relación a la geometría inicial previa al terremoto. La menor distancia entre dos franjas contiguas cerca de la costa implica un mayor gradiente de deformación como resultado de una mayor proximidad a la interacción de las placas. Si se cuentan el número de franjas desde el este hacia el oeste, es posible diferenciar un total de

aproximadamente 15 franjas para la zona de Concepción, lo que implica 1.8m de desplazamiento a lo largo de la LOS. Este valor es consistente con las mediciones que sugieren levantamientos de terreno en un rango entre 0.5 y 1.5m a lo largo de la costa de Talcahuano y otras zonas contiguas (Farías et al., 2010; Fritz et al., 2011).

Dos acelerogramas fueron registrados en las ciudades de Concepción y San Pedro, ubicados 103 y 111 km al sureste del epicentro, respectivamente (Barrientos, 2010). Los *peak* de aceleración del suelo (PGA) registrados en dirección Norte-Sur (N-S), Este-Oeste (E-W) y Arriba-Abajo (U-D) fueron 0.40g, 0.28g y 0.40g para el caso de Concepción; y 0.65g, 0.61g y 0.58g para el caso de San Pedro, respectivamente. Una comparación entre los espectros de respuesta con un amortiguamiento del 5% ante estos registros y el espectro de diseño especificado en la Norma Sísmica nacional en la fecha del evento NCh433 Of.96 (INN, 1996) se muestra en la Figura 2-2.

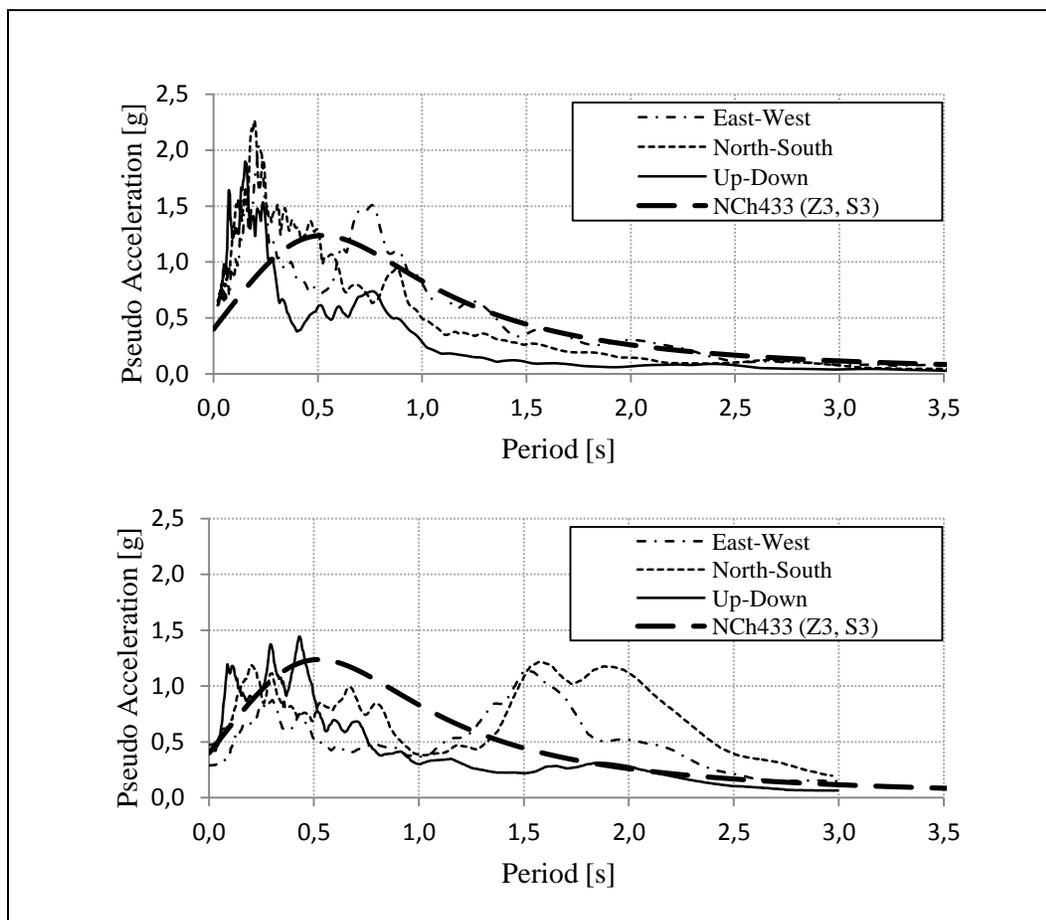


Figura 2-2: (a) Espectro de respuesta de San Pedro y (b) Espectro de respuesta de Concepción en comparación con el Espectro de Diseño de la Norma Sísmica Chilena

Aparentemente, el espectro de respuesta del sismo excede al espectro de diseño de la norma NCh433 en dos rangos de periodo: desde los 0 a 0.5s para ambos registros y desde los 1.25 a 3s para las componentes horizontales del registro de Concepción. El sismo está caracterizado también por importantes componentes verticales, las cuales fueron incluso mayores que las horizontales en algún rango de periodos, como por ejemplo en los cortos (0.0 a 0.5s). Además, los espectros de respuesta sugieren una importante amplificación por efectos de suelo para el caso

de Concepción en el rango de periodo entre 1.25 y 3s. Existe bastante discrepancia entre el espectro de respuesta y el espectro de la norma sísmica para diferentes suelos. Por ejemplo, el *peak* del espectro para un suelo tipo 3 según la norma está ubicado en un periodo cercano a los 0.5s, sin embargo el peak para el registro de Concepción ocurrió a valores de periodo entre 1.5 y 2s. Estos altos valores espectrales en periodos altos tienen como consecuencia grandes demandas de pseudo-desplazamiento.

El terremoto fue seguido por un importante tsunami consistente en una recesión inicial y tres olas principales. El tiempo de llegada de la primera ola fue de 30min, medido por mareógrafos ubicados a lo largo de la costa (Fritz et al., 2011). En la Figura 2-3 se indica la ubicación de las tres bahías principales y de algunas mediciones de ‘run-ups’ e inundaciones (denotado por triángulos), sumado a la ubicación de los puertos estudiados en esta investigación.

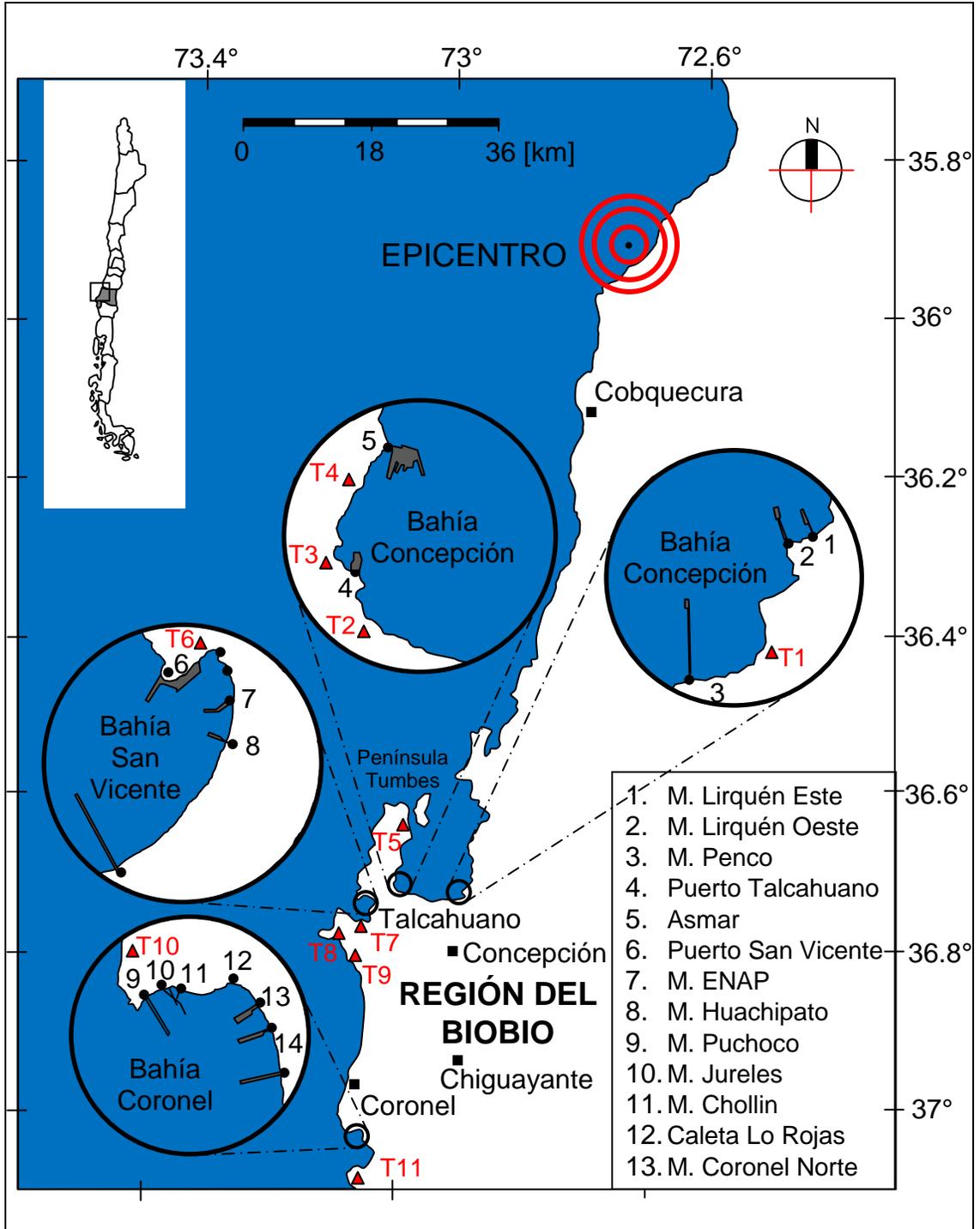


Figura 2-3: Ubicación de las bahías, puertos y mediciones de tsunami en la región de interés

Algunos modelos generados para este propósito (Carrión, Almar, Cienfuegos, Burgos, & Catalán, 2010) demuestran que luego del primer impacto frontal del mar en contra de la costa, las olas se reflejaron principalmente en dirección paralela a esta, desde las zonas de ruptura hacia el norte y sur. Luego, la Bahía de Concepción fue afectada por olas directas, al contrario de las Bahías San Vicente y Coronel que están orientadas hacia el sur-suroeste, tal como se muestra en la Figura 2-3. Este hecho es consistente con los valores de ‘run-up’ observados a lo largo de la costa, indicados en la Tabla 2-1, los cuales revelan un máximo run-up de 13m en la Península Tumbes (T5), un promedio de 7m en la Bahía Concepción (T1 a T5), y distancias de inundación mayores a los 150m en la mayoría de los casos. Por otra parte, mediciones más pequeñas fueron observadas en el Puerto San Vicente (hasta 3.4m en T6) ya que esta fue protegida contra el tsunami por la Península Tumbes, o en T8 y T9 con run-ups que no alcanzaron los 3m. Además, las distancias de inundación promediaron los 4.7m entre T6 y T11, lo que es mucho menor a aquellas observadas en la Bahía Concepción. De aquí que los puertos ubicados en la Bahía Concepción y sus estructuras fueron afectados por estos dos efectos, el tsunami y el movimiento sísmico. Resumido en la Tabla 2-2 se encuentran las características principales más relevantes de los distintos puertos considerados.

La clasificación de estas estructuras se divide en dos tipos: (i) tipo abierta y (ii) tipo cerrada, tal como se muestra en la Figura 2-4.

Tabla 2-1: Mediciones de inundaciones y 'run-ups' debidas al tsunami a lo largo de la costa entre Concepción y Talcahuano

ID Medición	Run-up (m)	Inundación (m)
T1	5.2-5.7	68.8-81.0
T2	5.2-8.0	159.0-261.3
T3	6.6	340.3
T4	7.4	166.6
T5	4.6-13.3	54.4-136.8
T6	3.4	44.1
T7	6.1	50.9
T8	3.0	45.7
T9	2.9	67.6-73
T10	1.9	20.0
T11	2.4	25.0

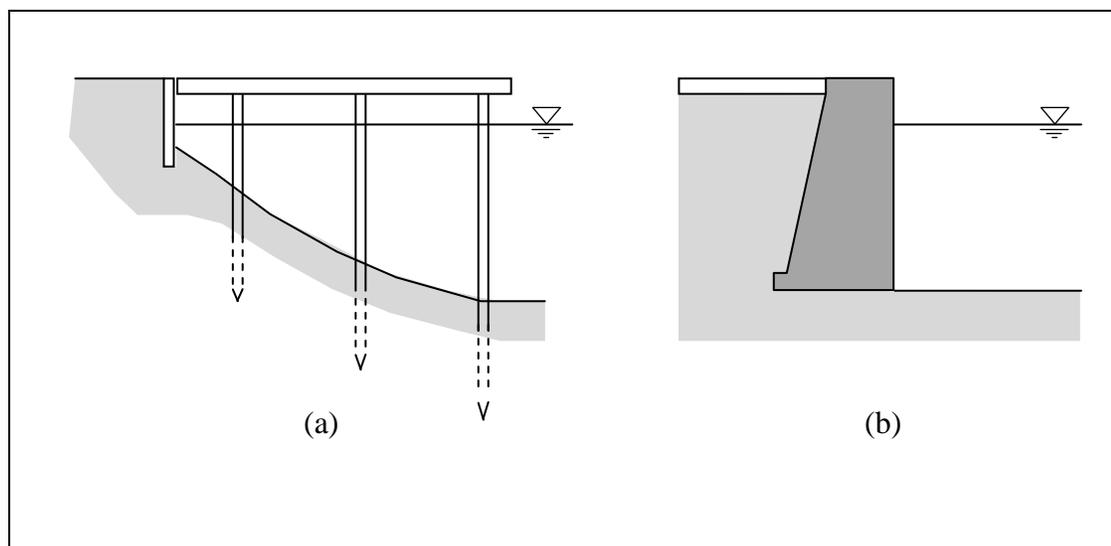


Figura 2-4: Tipos de estructura portuaria. (a) Tipo abierta. (b) Tipo cerrada

Tabla 2-2: Características principales de los puertos analizados

Puerto	Tipo Carga	Tipo Estructura	Largo (m)	Ancho (m)	N° Pilotes	Año Construc.
1	Contenedor	Muelle Perpendicular	616	~ 10	451	1953, 1985*
2	Contenedor	Muelle Perpendicular	710	~ 50	404	1995, 2000*
3	Granel	Muelle Perpendicular	1783	3	157	1970
4	Contenedor	Muro Contención	400	100	-	1935, 1973*
5	Marina	Muro Contención	740	360	-	1896
6	Contenedor	Muelle Marginal	20	605	782	1974, 1992*
7	Petróleo	Muelle Perpendicular	930	~ 6	~ 282	2009
8	Granel	Muelle Perpendicular	374	27	1496	1949, 1974*
9	Granel	Muelle Perpendicular	860	3	128	1991
10	Granel	Muelle Perpendicular	770	4,5	~ 192	1942, 1985*
11	Granel	Muelle Perpendicular	1115	3	128	2009
12	Pesca	Caleta	100	4	49	2000
13	Contenedor	Muelle Perpendicular	541	30	317	1996, 2000*, 2004**
14	Contenedor	Muelle Perpendicular	645	37	312	2007

* Primera extensión

** Segunda Extensión

La mayoría de estos puertos son clasificados como estructuras de tipo abiertas, esto es, muelles sobre pilotes. Estos pueden tener sus sitios de atraque paralelos a la costa, los cuales serán llamados muelles marginales, o perpendiculares a la costa, los cuales serán llamados muelles perpendiculares (Figura 2-5). Algunos son losa de concreto y otros marcos de acero con cintas transportadoras o tuberías, dependiendo de su propósito. Las estructuras de tipo cerradas en cambio son en su mayoría muros de contención y muros pilote. Sumado a lo anterior, existen también varias caletas más pequeñas utilizadas para la pesca y el turismo.

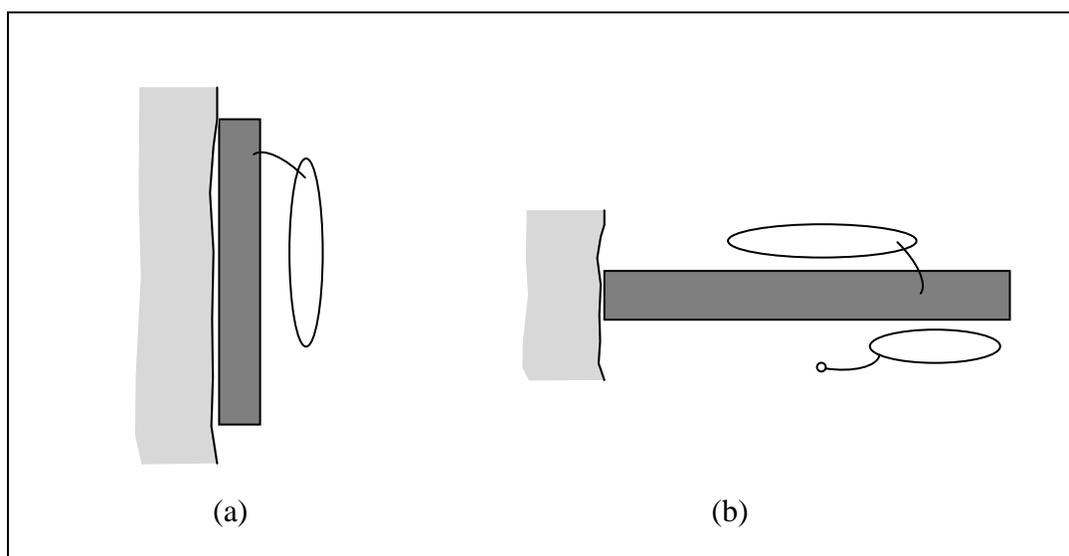


Figura 2-5: Tipos de muelle. (a) Muelle Marginal. (b) Muelle Perpendicular

2.2 Daño observado

Debido a que la mayoría de los puertos analizados son estructuras de tipo abierta, los daños más frecuentes aquí presentados son pertenecientes específicamente a este tipo de estructura portuaria, los cuales se detallan a continuación.

2.2.1 Resumen de daños

Los daños observados en estructuras portuarias más frecuentes pueden ser clasificados en: (i) originados por falla de suelo, y (ii) estructurales. Los daños relacionados a fallas de suelo como licuación y ‘lateral spreading’ estuvieron presentes en muchos casos. De hecho, todos los puertos ubicados en la Bahía Coronel mostraron una inclinación de los pilotes y fallas en muros de contención a lo largo de las zonas del puente de acceso debidas al movimiento de masas de suelo cercanas a la línea de la costa. Por otra parte, entre los problemas estructurales más comunes se encuentran los daños en la conexión losa-pilote, especialmente en los sistemas de arriostramiento debido a la falla de soldadura o el refuerzo de la cabeza de pilotes, pandeo, pérdida del cubrimiento de hormigón y ‘pounding’. Adicionalmente, muchos otros problemas locales ocurrieron en estos puertos, como desplazamientos laterales y asentamientos de suelos de relleno, tambaleo y desplazamientos laterales de muros de contención, colapso de muros de pilotes laminares, y fallas de conexiones en acero y pandeo de vigas y arriostramiento, incluso causando el colapso completo de pequeñas caletas. Las fallas no estructurales más comunes incluyen del desrielamiento de grúas y la ruptura de sistemas de amarre y protectores de impacto. Un resumen de los problemas típicos observados en los puertos considerados en este estudio se muestra en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Daños observados más frecuentes

Puerto	Tipo	Lateral Spreading	Licuación	Pilotes Inclinados	Acceso Puerto	Otros Daños Estructurales	Daño No Estructurales
1	Abierta	-	X	X	-	X	X
2	Abierta	-	-	-	-	X	-
3	Abierta	-	X	X	-	X	X
4	Cerrada	-	X	-	-	X	X
5	Cerrada	-	-	-	X	X	X
6	Abierta	X	X	-	X	X	-
7	Abierta	-	X	X	X	X	-
8	Abierta	X	X	X	X	X	X
9	Abierta	X	X	-	-	X	X
10	Abierta	X	X	-	X	X	X
11	Abierta	X	X	-	-	-	-
12	Abierta	X	X	X	X	X	X
13	Abierta	X	X	X	X	-	-
14	Abierta	X	X	-	X	-	-

A continuación, se hará una breve descripción de cada uno de los problemas mostrados en las columnas de la Tabla 2-3, y se muestra un ejemplo representativo de ese tipo de daño presente en alguno de los puertos antes mencionados.

2.2.2 Licuación

La capacidad del suelo para tomar carga proviene de la fricción y fuerzas de interacción entre las partículas de suelo. El peso propio y cualquier carga en corto plazo es tomada en parte por las partículas de suelo y en parte por el agua. A medida que el suelo arenoso saturado es agitado por un sismo, la presión de agua de los poros empieza a crecer (ya que la velocidad de carga del sismo conlleva una

condición no drenada, y la presión de poros no alcanza a disiparse durante el sismo). Este aumento puede alcanzar un nivel en el que las partículas de suelo pierden contacto entre ellas durante un tiempo breve, perdiéndose toda capacidad de soporte y rigidez del suelo (PIANC, 2001).

El daño originado por la licuación fue quizás el problema observado más recurrente en las estructuras de puerto. Asentamiento e inclinación de ciertas zonas de muelle y duques de alba ocurrieron repetidamente entre los puertos debido a esta pérdida temporal de rigidez y capacidad de soporte del suelo. Como ejemplo, se presenta en la Figura 2-6 el asentamiento diferencial de 17 pares de pilotes ubicados en la zona del puente de acceso del Muelle Lirquén Este, causando un desplazamiento relativo de 40cm entre los ejes A y C (a una distancia de 138m y 228m del estribo de la costa).

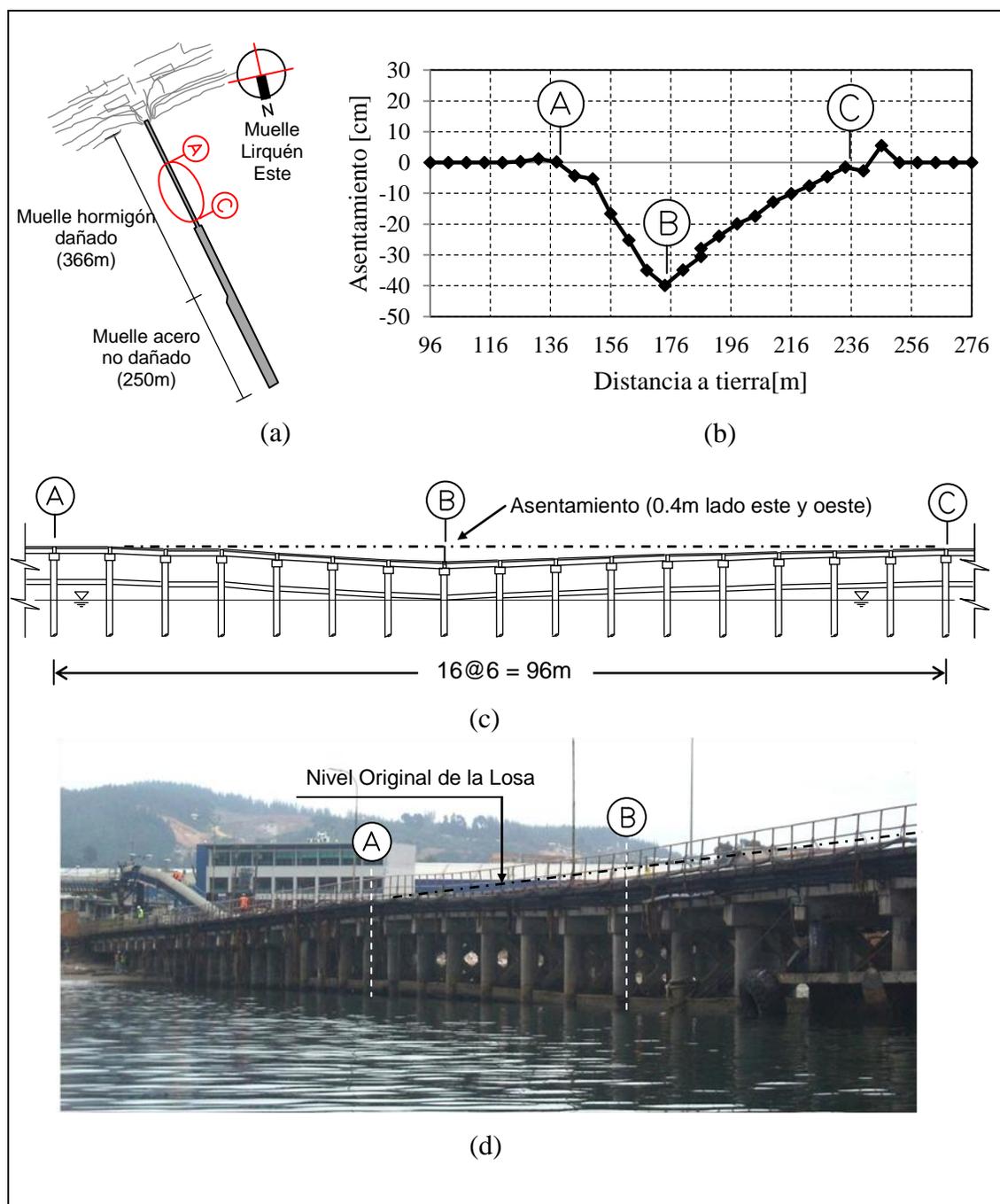


Figura 2-6: (a) Planta general del Muelle Lirquén Este. (b) Perfil de asentamientos entre el eje A (96m desde tierra) y el eje C (276m desde tierra). (c) Ilustración del asentamiento causado por licuefacción. (d) Foto del asentamiento

La sección transversal típica de este muelle consiste en tres pilotes circulares de hormigón armado (HA) de diámetro $\phi=70\text{cm}$ restringidos lateralmente por un sistema de arriostramiento de crucetas de HA de sección $30\times 30\text{cm}$, con vigas superior e inferior de $65\times 60\text{cm}$ y $50\times 60\text{cm}$ respectivamente. Como resultado de este asentamiento, algunas vigas longitudinales quedaron parcialmente sumergidas incrementando la posibilidad de corrosión y dificultando su reparación. Notar, sin embargo, que previo al terremoto existía ya un alto grado de corrosión y mantenimiento pobre de este muelle, especialmente en los elementos de HA. El recubrimiento de concreto se había perdido en algunos sectores y el refuerzo estaba expuesto en las juntas pilote viga y en las vigas de arriostramiento, reduciendo claramente la capacidad estructural de los elementos, tal como se muestra en la Figura 2-7. La zona del puente de acceso del muelle se mantiene en buenas condiciones para la operación portuaria y las grietas diagonales observadas no comprometen la estabilidad lateral para cargas de operación, sin embargo debieran ser reparadas para restaurar la capacidad sísmica lateral del muelle.

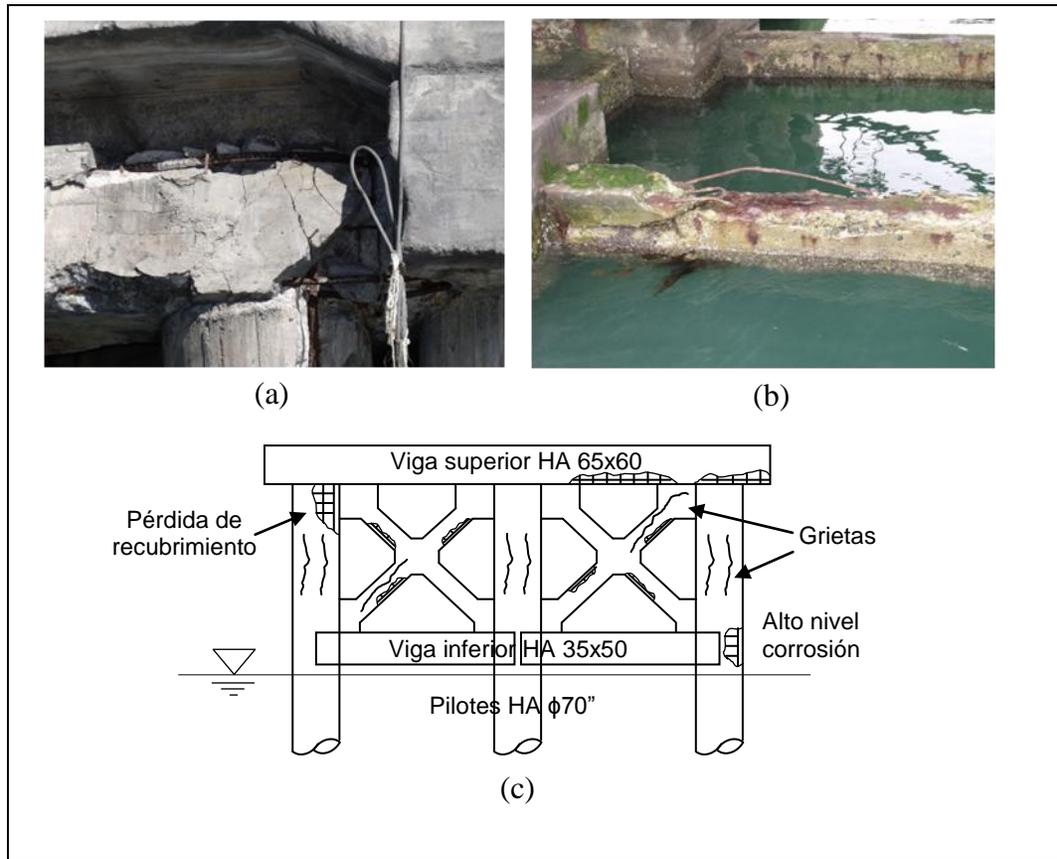


Figura 2-7: (a) Pérdida de recubrimiento de hormigón en la junta pilote-viga. (b) Alto nivel de corrosión. (c) Daño en sección transversal típica del Muelle Lirquén Este

2.2.3 Lateral Spreading

Para movimientos sísmicos de esta magnitud, la licuación de arenas sueltas saturadas es casi inevitable. Por lo mismo, si la capa de suelo resulta estar en alguna pendiente, esta tenderá a deslizarse pendiente abajo, fenómeno conocido como lateral spreading. Esta masa de suelo deslizante genera un empuje sobre el sistema de fundación, pudiendo generar importantes daños estructurales y afectando la estabilidad del sistema (Figura 2-8). De aquí entonces que existe una gran correlación entre estos dos conceptos: licuación y lateral spreading. De hecho,

en cada puerto que se observó este fenómeno existió licuación, lo que no fue siempre verdadero en caso contrario.

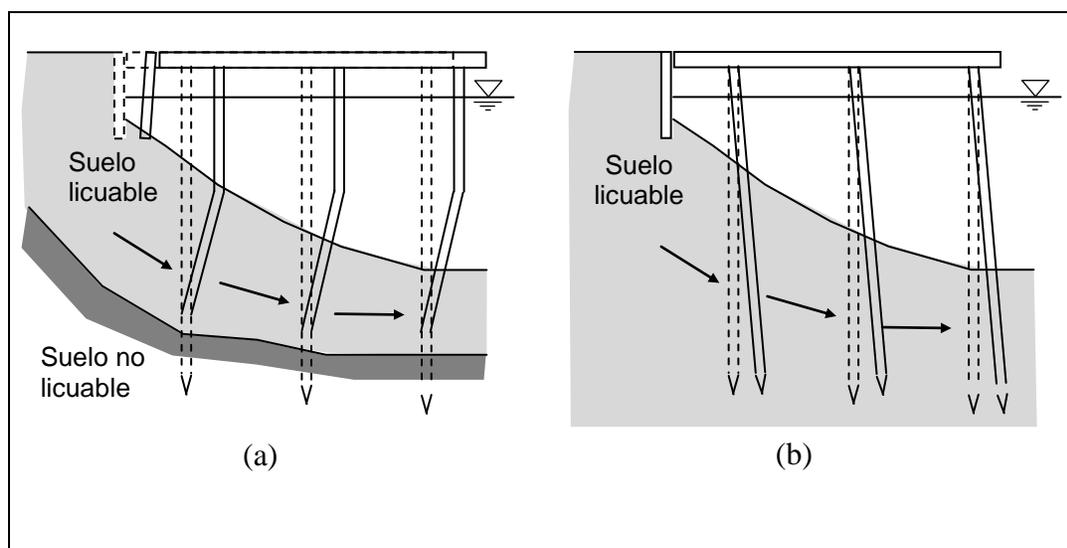


Figura 2-8: Fenómeno Lateral Spreading. (a) Modo de falla 1. (b) Modo de falla 2

Un ejemplo de lateral spreading es presentado para el caso del Muelle Coronel Norte en la Figura 2-9, en el que el sistema de fundación del puente de acceso fue severamente dañado. Este puente de acceso está compuesto de una losa de HA de 30cm de espesor apoyada sobre pilotes de acero verticales de $\phi=46\text{cm}$ e inclinados de $\phi=56\text{cm}$, ambos de 9.5mm de espesor. Las fuerzas inducidas por el desplazamiento de la masa de suelo en la orilla empujó y excedió la capacidad de soporte, generando una inclinación en las primeras 4 líneas de pilotes en aproximadamente 14 grados. Las placas de acero de 10mm que actuaban como arriostramientos (soldadas al alma y alas de las vigas transversales) pandearon y fluyeron. La soldadura en las cabezas de varios pilotes falló en corte, causando el desplazamiento de hasta 3m y dejando luces de viga de hasta 22m sin apoyo.

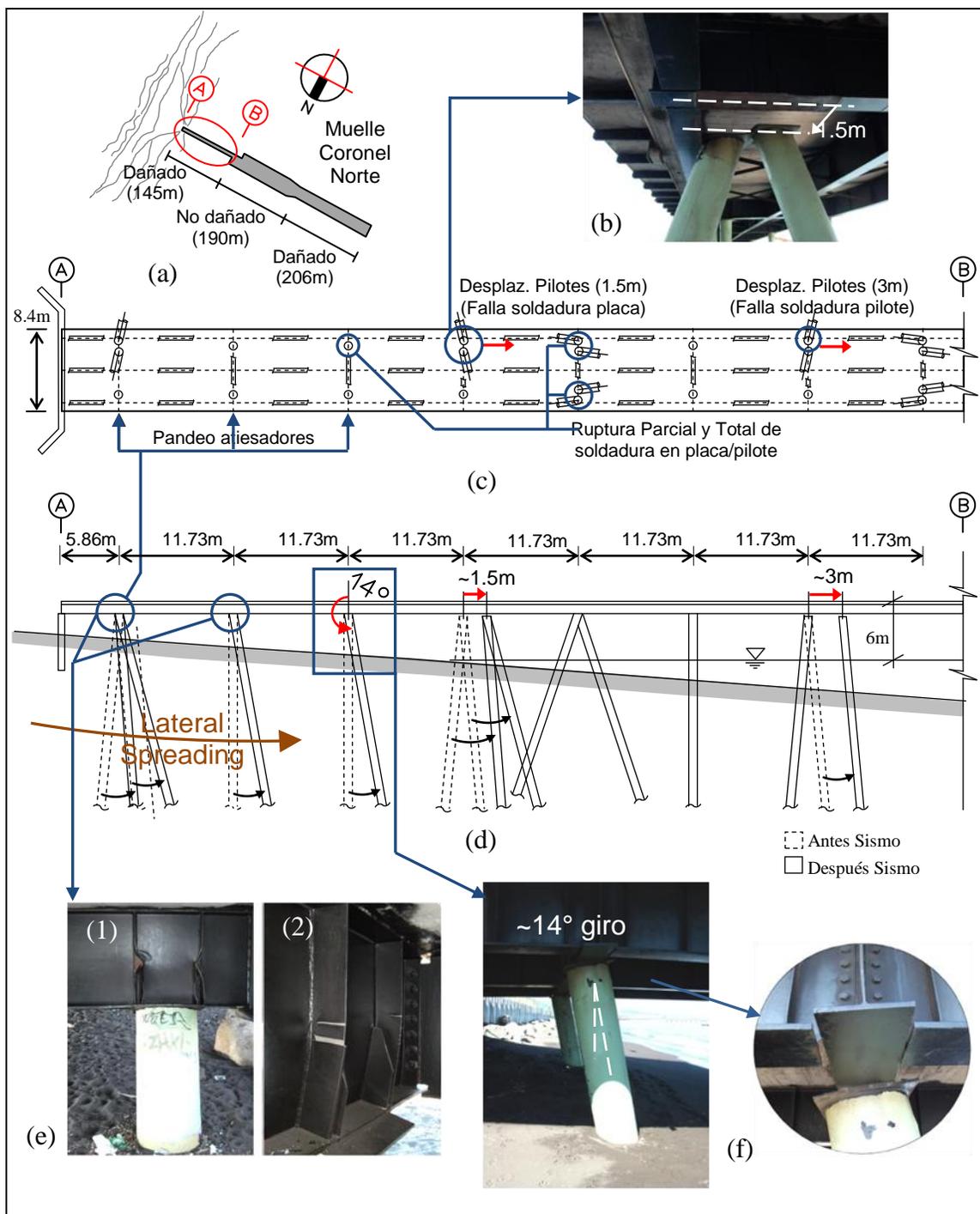


Figura 2-9: (a) Muelle Coronel Norte. (b) Falla y desplazamiento en 1.5m de pilote. (c) Planta puente de acceso. (d) Elevación puente de acceso. (e) Daño atiesadores: (1) Pandeo del alma y (2) fluencia del alma. (f) Inclinación de línea de pilotes

Otros casos como el mostrado anteriormente ocurrieron a lo largo de toda la bahía de Coronel. En la Figura 2-10 se muestran otros 2 ejemplos análogos al anterior, Muelle Jureles y Muelle Coronel Sur. En ambos casos, los pilotes sufrieron un desplazamiento del zapato (hacia el mar) mayor al que tuvo su cabeza. En el primer caso por ejemplo, las diagonales de arriostramiento fallaron axialmente. La diagonal que tomó compresión, falló por pandeo, mientras que la que tomó tracción, falló en su unión con el pilote del lado terrestre, tal como se indica en la figura.



Figura 2-10: Inclínación del sistema de fundación debido a Lateral Spreading. (a)

Muelle Jureles. (b) Muelle Coronel Sur

Notar que si el soporte completo del muelle (el suelo en este caso) se hubiese movido hacia el mar, la estructura se hubiera comportado correctamente. Sin embargo, el patrón de desplazamiento de los pilotes mostrado en la Figura 2-9 y Figura 2-10 (giro con respecto a la cabeza del pilote y falla por corte) sugiere que la losa ubicada en el puente de acceso no se movió lo mismo que el eje y punta de los pilotes, lo que correspondería al modo de falla 2 mostrado en la Figura 2-8. Esto puede ser explicado por un fenómeno que aparece cuando los pilotes inclinados en dirección longitudinal en el cabezo del muelle (ubicada mar adentro), los cuales poseen una pendiente del suelo marino mucho menor y consecuente menor o nulo lateral spreading actúan como un sistema de arriostramiento. Por esta razón, las vigas longitudinales y la losa del puente de acceso fueron sometidas a una fuerte compresión que probablemente no fue considerada en el diseño de la estructura. Una ilustración esquemática de este fenómeno se muestra en la Figura 2-11.

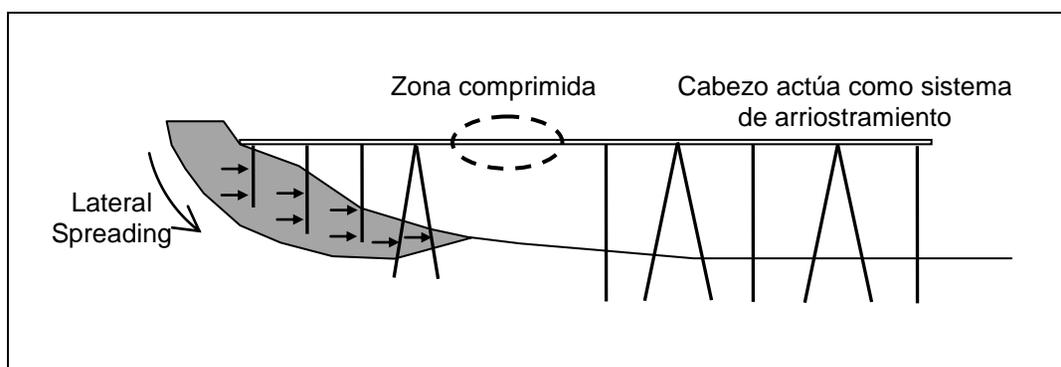


Figura 2-11: Compresión de zona del muelle asociada al fenómeno de ‘lateral spreading’

2.2.4 Unión viga-pilote en pilotes inclinados

El daño en la unión viga-pilote de los pilotes inclinados fue también muy frecuente en la mayoría de los muelles observados. Dado que los pilotes inclinados son construidos para resistir cargas laterales tales como sismos, tirones de bita, atraque y operaciones de grúa, estos son significativamente más rígidos lateralmente que los pilotes verticales y en consecuencia, toman mayores fuerzas sísmicas. De aquí entonces que la ductilidad y la capacidad de desplazamiento son temas principales en el diseño de este tipo de pilotes (PIANC, 2001). Otros dos conceptos son importantes en la interpretación del daño en muelles en este terremoto: (i) efecto pilotes cortos; y (ii) torsión natural. Los pilotes más cortos son también más rígidos y tienden a tomar considerablemente más carga lateral que los pilotes más largos. Como resultado, las tensiones en las uniones pilote-viga en la zona del puente de acceso son generalmente mayores (Mondal & Rai, 2008). Debido a esta mayor rigidez aportada por los pilotes cortos, la losa tiende a rotar en torno a la zona del puente de acceso, aumentando los desplazamientos sobre los pilotes del extremo más profundo del muelle (Figura 2-12). En resumen, la zona del puente de acceso experimentará una mayor demanda en fuerza, mientras que la zona del cabezo experimentará mayores desplazamientos.

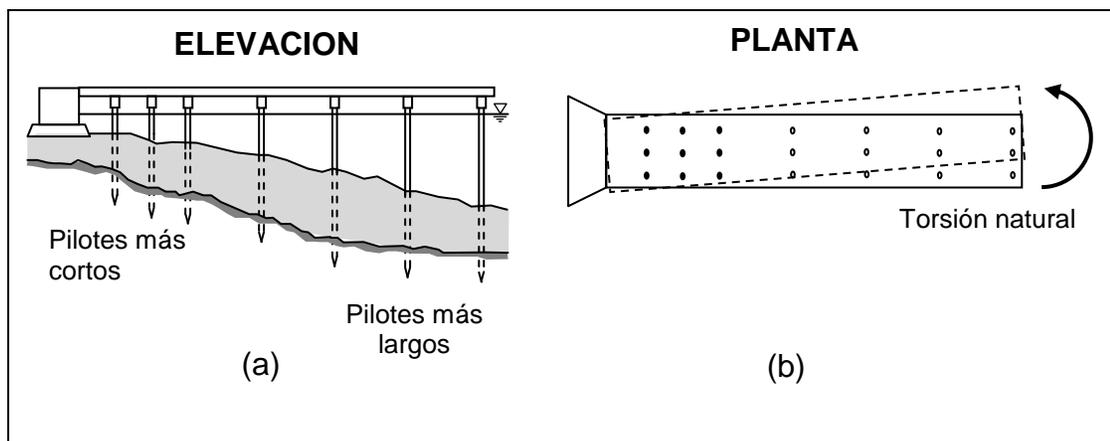


Figura 2-12: (a) Efecto pilotes cortos. (b) Torsión natural.

Un ejemplo de lo anterior es la distribución del daño de pilotes verticales e inclinados del muelle Coronel Norte ilustrado en la Figura 2-13. El daño está concentrado en la zona del cabezo (lejos de la línea costera) y en la zona del puente de acceso. De un total de 139 pilotes verticales, el 4% falló en los primeros 40m (correspondientes al puente de acceso) y el 0.7% (sólo un pilote) en la zona del cabezo a una distancia de 423m de la línea costera. Por otra parte, de un total de 169 pilotes verticales, el 5% falló en los primeros 88m, mientras que el 27% lo hizo en los últimos 160m.

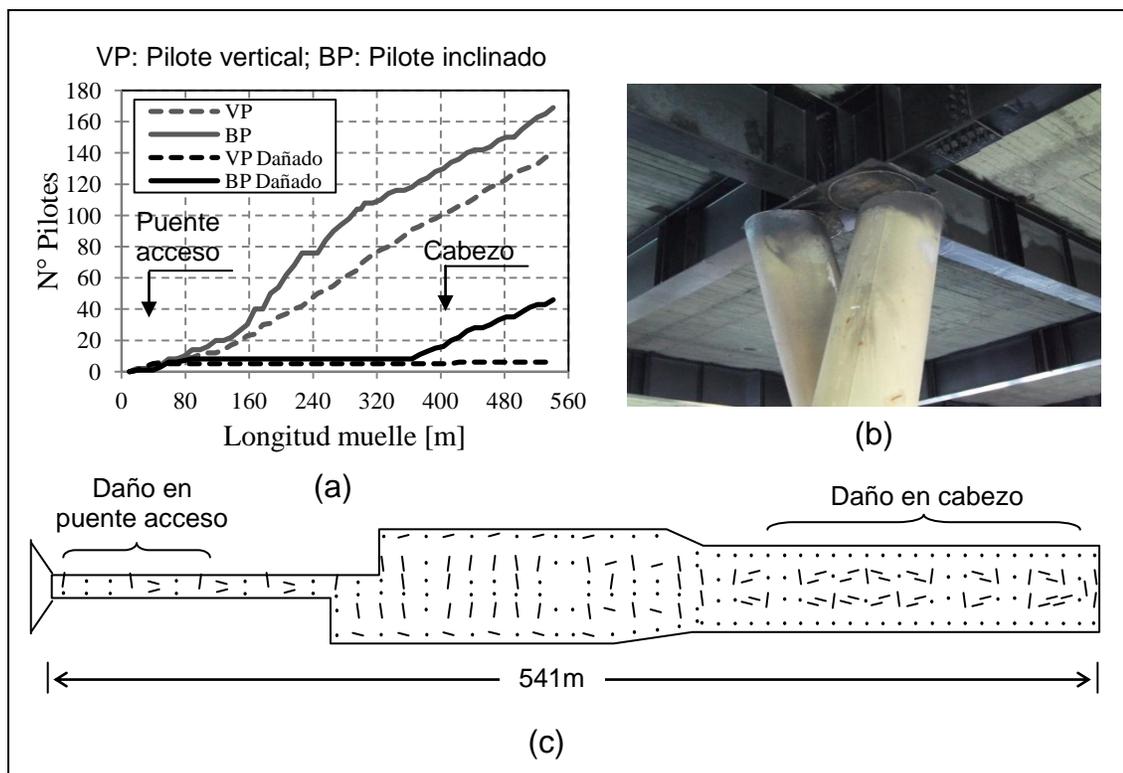


Figura 2-13: (a) Distribución de daño en pilotes verticales e inclinados a lo largo del eje longitudinal del Muelle Coronel Norte. (b) Falla de corte típico en pilotes del cabezo. (c) Planta general del Muelle Coronel Norte.

El mismo comportamiento fue observado en otros 2 muelles con características similares llamados Lirquén Este y Huachipato, en los cuales los pilotes inclinados fueron severamente dañados. Los pilotes inclinados en dirección transversal de los últimos 96m del muelle Huachipato ubicados en su cabezo se cortaron en la conexión con la losa; sin embargo, ningún pilote inclinado longitudinal o vertical tuvo daño estructural (Figura 2-14). Una explicación posible sería la torsión natural como se indicó anteriormente, en conjunto con un diseño insuficiente de conexión viga-pilote.

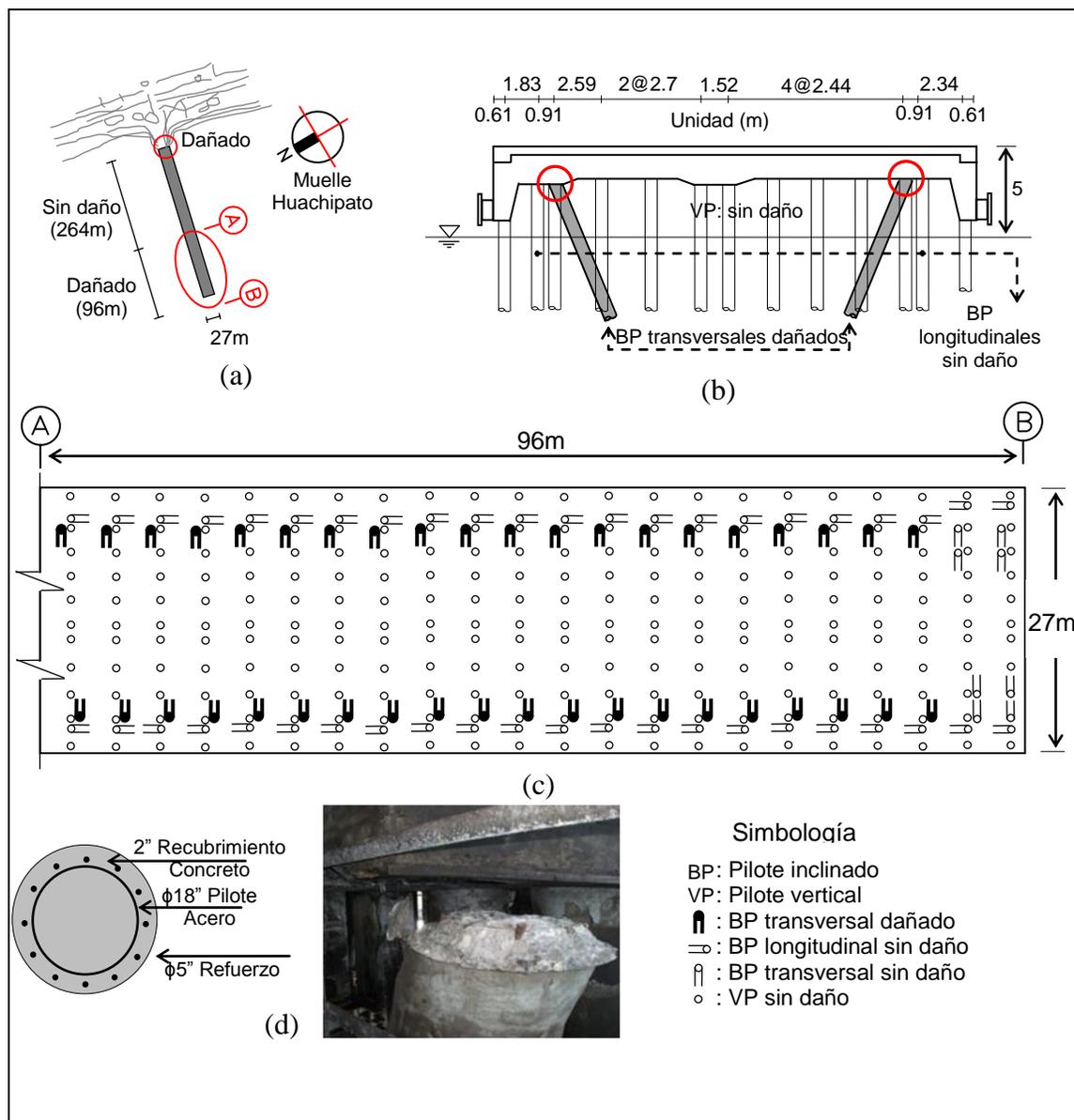


Figura 2-14: (a) Planta general del Muelle Huachipato. (b) Sección transversal típica del muelle. (c) Cabezo del muelle con daño en pilotes inclinados transversales. (d) Sección del pilote y falla de corte en unión viga-pilote.

2.2.5 Junta de acceso

El último y más frecuente daño fue observado en el acceso o puente en las estructuras de tipo abierta, tanto en muelles contenedores como en graneleros. Dado que la carga a granel es más liviana que los contenedores y requieren infraestructura más pequeña, es razonable considerar que el sismo induce fuerzas de inercia menores en muelles graneleros. Sin embargo, el daño se distribuyó parejamente en ambos tipos de estructura, y lo que es más, pequeñas estructuras como son las caletas pesqueras también sufrieron este tipo de daño.

Los distintos muelles tuvieron comportamientos específicos con desplazamientos diferenciales (horizontales y verticales), inclinación y ‘pounding’ entre la losa del muelle y el estribo o muro de contención, causando fracturas, falla y/o colapso del puente u otro elemento ubicado en la zona de acceso. En la Figura 2-15 se muestran tres casos diferentes de este tipo de daño. Los muelles de Huachipato y Jureles presentaron un comportamiento similar, en donde la zona antes mencionada estuvo sujeta a una fuerza de compresión excesiva. La losa de HA del muelle Huachipato se fracturó y hubo pandeo del refuerzo, generando importantes grietas a lo largo del ancho del muelle. En el muelle Jureles, la viga de acero que actúa como puente también pandeó. Por favor notar que la respuesta del muelle ENAP fue distinta. En este caso el diseño de la junta de acceso permitió a la viga longitudinal moverse libremente sobre del estribo como un apoyo deslizante. Las vigas se desplazaron 15cm hacia el mar sin daño, y con sólo 4 pernos – 2 en cada viga longitudinal – fallados (en fluencia) en corte y con necesidad de reparación.

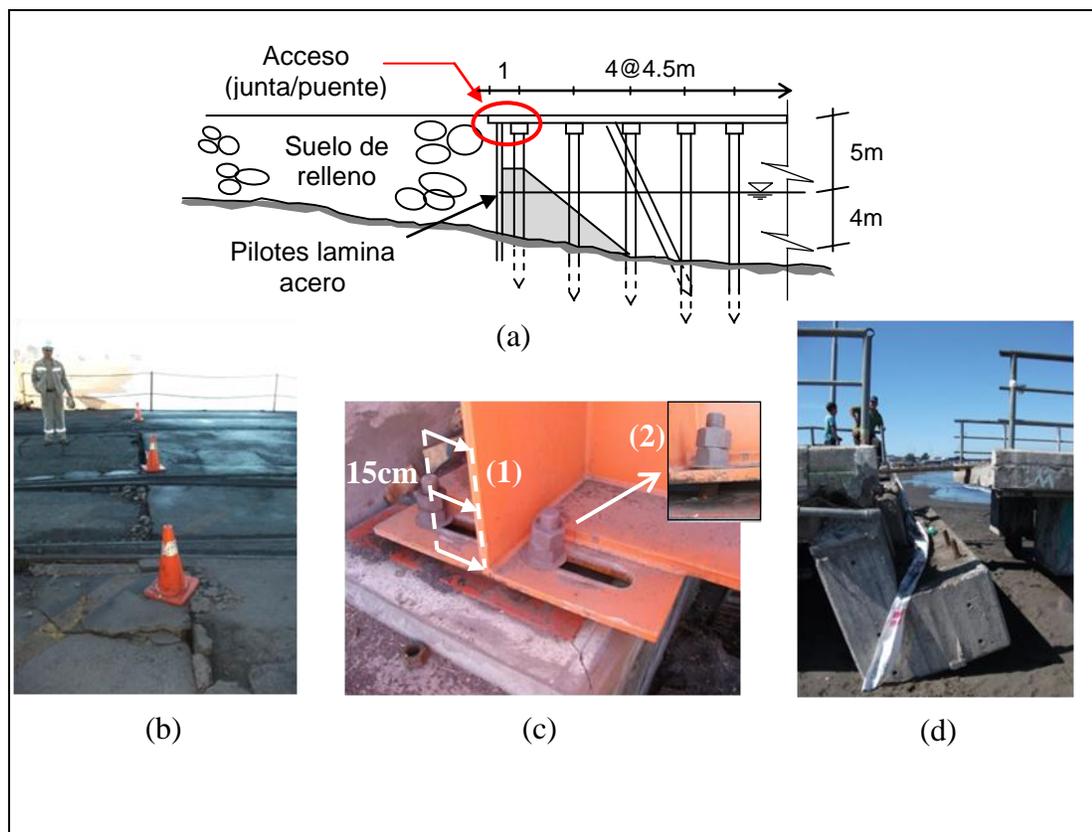


Figura 2-15: (a) Elevación del acceso de Muelle Huachipato (b) Grietas en losa de Muelle Huachipato. (c) Muelle ENAP: (1) Desplazamiento lateral hacia el mar de vigas longitudinales y (2) fluencia perno. (d) Colapso junta de acceso Caleta Lo Rojas.

2.2.6 Otros daños estructurales

Otros daños estructurales menos frecuentes ocurrieron en cada puerto en todo tipo de muros de contención de suelo y agua. Por ejemplo, un muro de contención de 100m de longitud del puerto de ASMAR hecho de pilotes laminares (Figura 2-16) sufrió daño irreparable. Debido a un momento flector excesivo, la pared del pilote laminar se fracturó. Algunas grietas horizontales significativas e incluso verticales se originaron debido a la falla combinada de los candados de unión entre los

pilotes. Un alto nivel de corrosión contribuyó a esta falla. Este hecho, sumado al efecto del agua (tsunami), causó la apertura de estas grietas y un flujo de suelo y material de relleno hacia el mar, lo que resultó en 2 consecuencias: (i) fractura y asentamiento de la losa; y (ii) un desplazamiento global del sistema de anclaje hacia el mar, induciendo un desplazamiento de la viga longitudinal y un desalineamiento de la línea de atraque, tal como se muestra en la figura. El mismo problema se observó también en el puerto de Talcahuano. En ambos casos, daño severo ocurrió en los galpones, así como en las redes de electricidad y agua ubicadas sobre la losa.

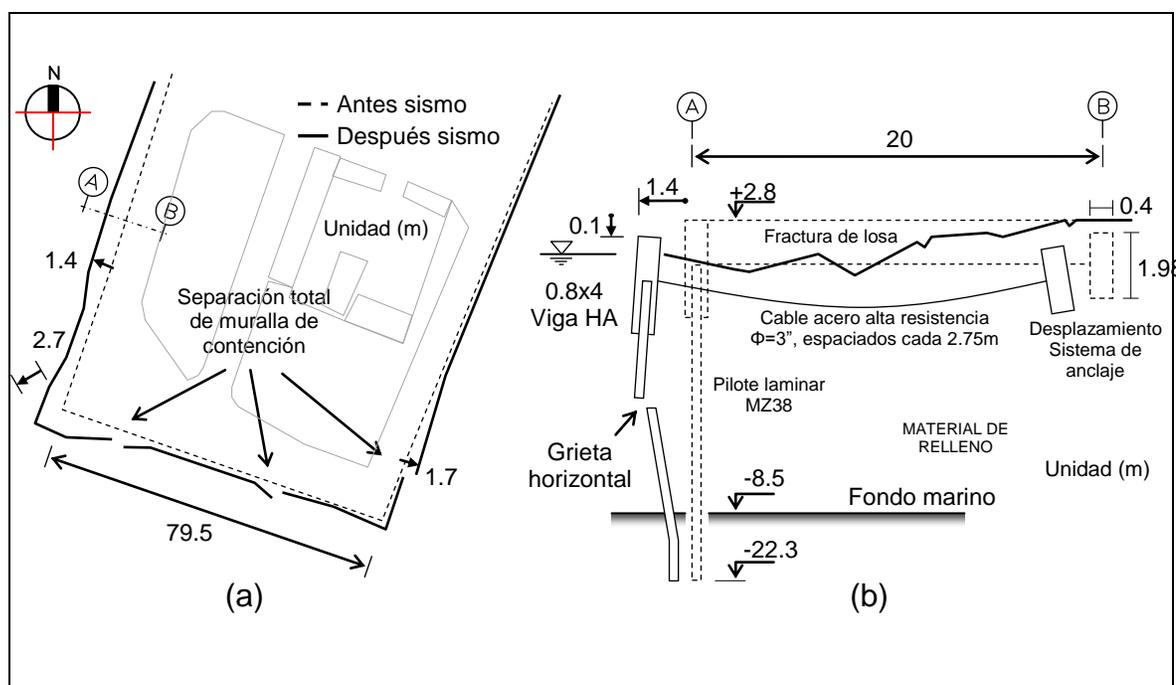


Figura 2-16: (a) Planta de desplazamientos de la muralla de pilote laminar del Molo Chacabuco del Puerto ASMAR. (b) Sección del daño típico.

Sumado a lo anterior, hubo muchas caletas y estructuras más pequeñas que quedaron severamente dañadas. Dado que se privilegió el estudio de los muelles más grandes, no se estudió en detalle estas estructuras menores, sin embargo, se muestra en la Figura 2-17 algunas imágenes de lo observado en terreno. En la mayoría de los casos de estructura abierta, fallaron las conexiones entre el pilote y las vigas, dejando sin apoyo a la estructura y haciendo que ésta se hundiera en el agua.

2.2.7 Otros daños NO estructurales

Los problemas no estructurales más comunes ocurrieron en las grúas y sistemas de amarre. Dos grúas utilizadas en el muelle Huachipato fueron dañadas; las estructuras de soporte de las grúas son marcos rígidos que no pueden acomodar los desplazamientos relativos de los rieles. De hecho, debido al tambaleo de la grúa, la pata del lado del muelle fue sometida a una compresión y momento flector excesivos, generando una rótula plástica y un mecanismo, el cual causó el desrielamiento de las ruedas y la ruptura de mecanismo de anclaje que las sujetan al riel. Una secuencia esquemática del mecanismo de falla es mostrada en la Figura 2-18. La grúa fue estabilizada con una barra de acero para impedir su vuelco completo debido al asentamiento relativo entre los soportes. Otro caso fue una de las grúas de Penco que quedó inclinada por el asentamiento diferencial de la fundación de pilotes. Los sistemas de amarre que fallaron lo hicieron debido a los fuertes tirones de bita de los buques que soltaron amarre como una maniobra preventiva contra efectos de tsunami inmediatamente después del sismo.

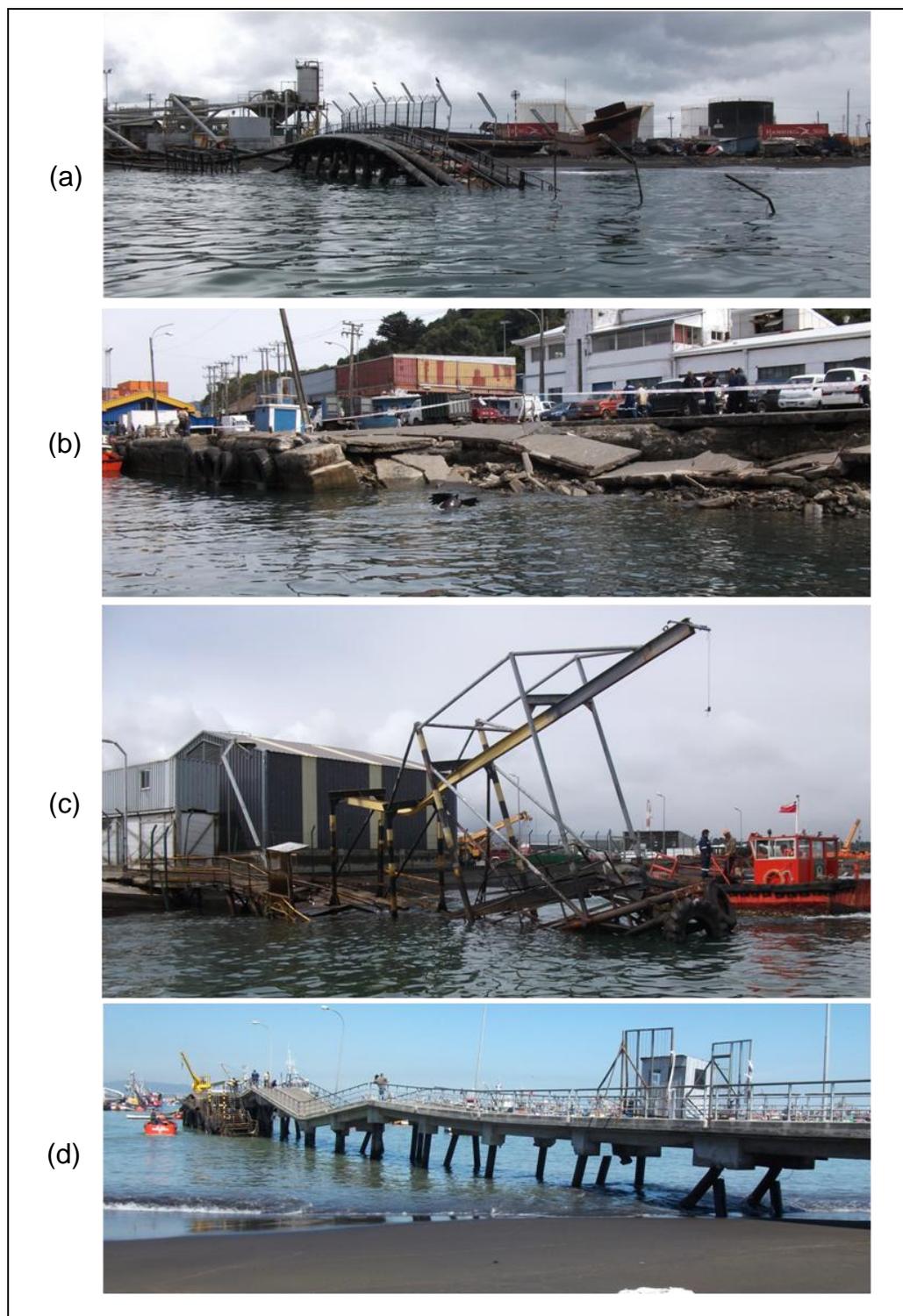


Figura 2-17: San Vicente: (a) Toma de petróleo, (b) y (c) caletas pesqueras. (d)

Caleta pesquera Coronel.

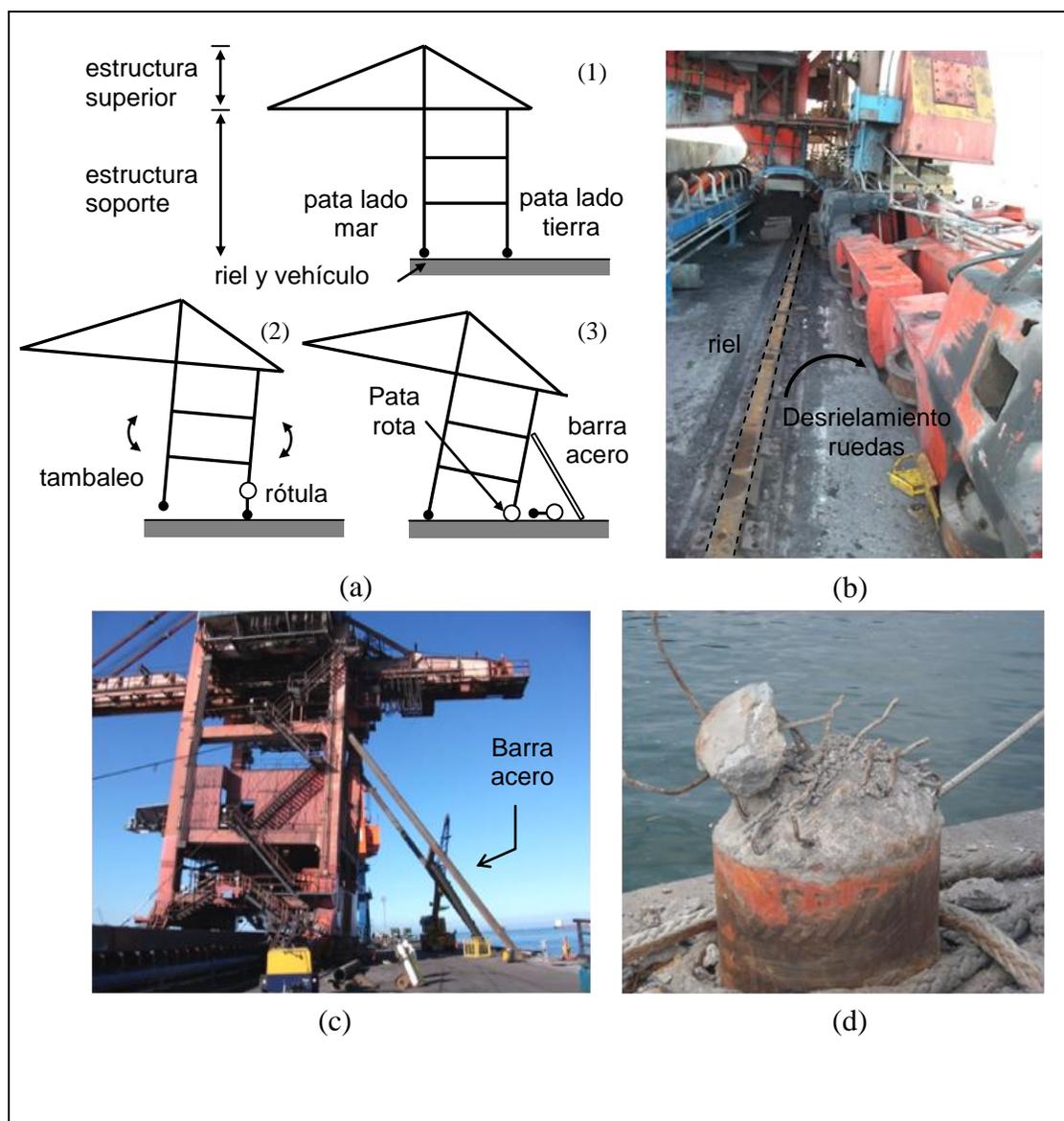


Figura 2-18: (a) Modo de falla de grúa Gantry del Muelle Huachipato. (b) Rueda de la pata del lado terrestre desrielada. (c) Grúa arriostrada para detener el vuelvo. (d)

Falla del sistema de amarre del Muelle Lirquén Este.

2.2.8 Factor de daño

Para resumir la información del daño, se definió un parámetro de factor de daño (FD) como la razón entre los costos de reparación y el costo original del proyecto. El FD fue calculado para cada puerto de manera de caracterizar el daño en términos de pérdidas económicas. Sin embargo, dado que usualmente los puertos están constantemente agregando nuevas instalaciones a las originales y ampliando o reparando su infraestructura en algunos casos, el costo original del proyecto no está muy bien definido. En consecuencia, el FD es calculado dividiendo el costo de reparación por una estimación del costo actual de construir un puerto con características similares al verdaderamente construido. Este costo considera únicamente los ítems relativos a la estructura, como son muros de contención, sistemas de fundación – pilotaje, anclajes y columnas – el puente de acceso y la zona del cabezo. Las componentes no estructurales como grúas, explanadas, galpones o sitios de acopio no fueron consideradas para el análisis. El detalle del costo de construcción de cada uno de los muelles considerados se presenta en los anexos de este documento.

Luego, un $FD=1$ representa una pérdida total de la infraestructura portuaria, con una necesidad de reconstrucción completa, mientras que un $FD=0$ significa que no se necesita ningún trabajo adicional para la continuidad de las operaciones portuarias. Este coeficiente y el costo de reparación para cada uno de los puertos considerados se muestran en la Tabla 2-4. Como se indica en la tabla, el mayor FD ocurrió para la Caleta Lo Rojas la cual sufrió el colapso total y tuvo que ser

demolida. La mayoría de las caletas de la región, las cuáles no fueron consideradas en este estudio, sufrieron colapso global. Su descripción no fue incluida para poder enfocarse en los puertos más grandes e importantes. Bajo esta premisa, el mayor FD fue calculado para el Puerto Talcahuano, debido principalmente a la falla del muro laminar de contención, desplazamiento lateral del suelo de relleno y fractura de la losa. Actualmente, los dos sitios de atraque están aún inoperativos y sólo pueden recibir pequeñas embarcaciones pesqueras. El menor FD fue calculado para el muelle Lirquén Oeste, el cual no requirió trabajo adicional para la continuidad de sus operaciones. Dado que se observó una alta variación entre los puertos, especialmente entre los de tipo cerrado y los de tipo abierto, se calculó un FD medio para cada tipo de estructura. Como un promedio de lo requerido para la reparación de estos muelles, un FD global es aproximadamente 0.21 y 0.81 para tipo abierto y tipo cerrado respectivamente. Aparentemente los puertos que sufrieron mayor daño fueron los de tipo cerrado, mientras que los de tipo abierto tuvieron un daño menor. Esto se explica debido a que el principal motivo de daños en estructuras portuarias es originado por licuación y lateral spreading, por lo tanto los muelles cerrados, que son los que poseen mayor superficie con suelos de relleno, son más vulnerables a este tipo de falla.

Tabla 2-4: Costos de reparación y factor de daño.

Puerto	Tipo	Costo Reparación (MUS\$)	Factor de Daño (FD)
1	Abierta	0.92	0.040
2	Abierta	0	0.000
3	Abierta	1.5	0.143
4	Cerrada	25	0.900
5	Cerrada	170	0.720
6	Abierta	50	0.834
7	Abierta	15	0.523
8	Abierta	12	0.238
9	Abierta	4	0.249
10	Abierta	4	0.204
11	Abierta	0.75	0.090
12	Abierta	0.78	1.000
13	Abierta	0.62	0.020
14	Abierta	0.17	0.005

MUS\$: Millones de dólares

3. MODELACIÓN DEL MUELLE CORONEL SUR

El puerto de Coronel, ubicado en la Bahía Coronel (Figura 2-3) contiene dos muelles de penetración. Uno de ellos, llamado Muelle Coronel Sur, está aislado sísmicamente desde el año 2007. La incorporación de aislamiento sísmico a este muelle sirvió para un doble propósito – primero, para alcanzar un diseño estructural de menor costo ya que se redujo el número de pilotes inclinados y segundo, mejorar el comportamiento sísmico en la estructura y garantizar continuidad operacional luego de un sismo. De hecho, debido a la incorporación de aislamiento, la demanda sísmica en la estructura fue reducida por un factor entre 4 y 5 con respecto al diseño original. Este objetivo fue alcanzado usando una solución híbrida de aislamiento que combina aisladores elastoméricos puestos sobre plataformas piramidales formadas de 4 pilotes inclinados, los que trabajan en paralelo con pilotes verticales.

Antes de describir la geometría y los resultados obtenidos en el caso de estudio del muelle Coronel Sur, se hará una breve descripción de cuáles son los dos tipos de estructura convencional más usados en la actualidad, y cuáles son las razones que hacen del diseño con aisladores sísmicos un sistema mucho más ventajoso.

3.1 Comparación entre diseño convencional y diseño con aislamiento

Las dos configuraciones más típicas utilizadas en la actualidad para un muelle convencional se muestran en la Figura 3-1.

El primer caso, denominado Marco Duplas, corresponde a un tablero apoyado sobre pilotes verticales y pilotes inclinados organizados en duplas concéntricas. La sollicitación sísmica es transmitida al suelo de fundación principalmente por los

pilotes inclinados, los que trabajan axialmente, minimizando las sollicitaciones en la viga del tablero. Su comportamiento sísmico está asociado al daño que se produce en el nudo de HA donde convergen los pilotes inclinados. Este sistema se caracteriza por ser muy rígido (periodo fundamental entre 0.8s y 0.9s) y bastante frágil.

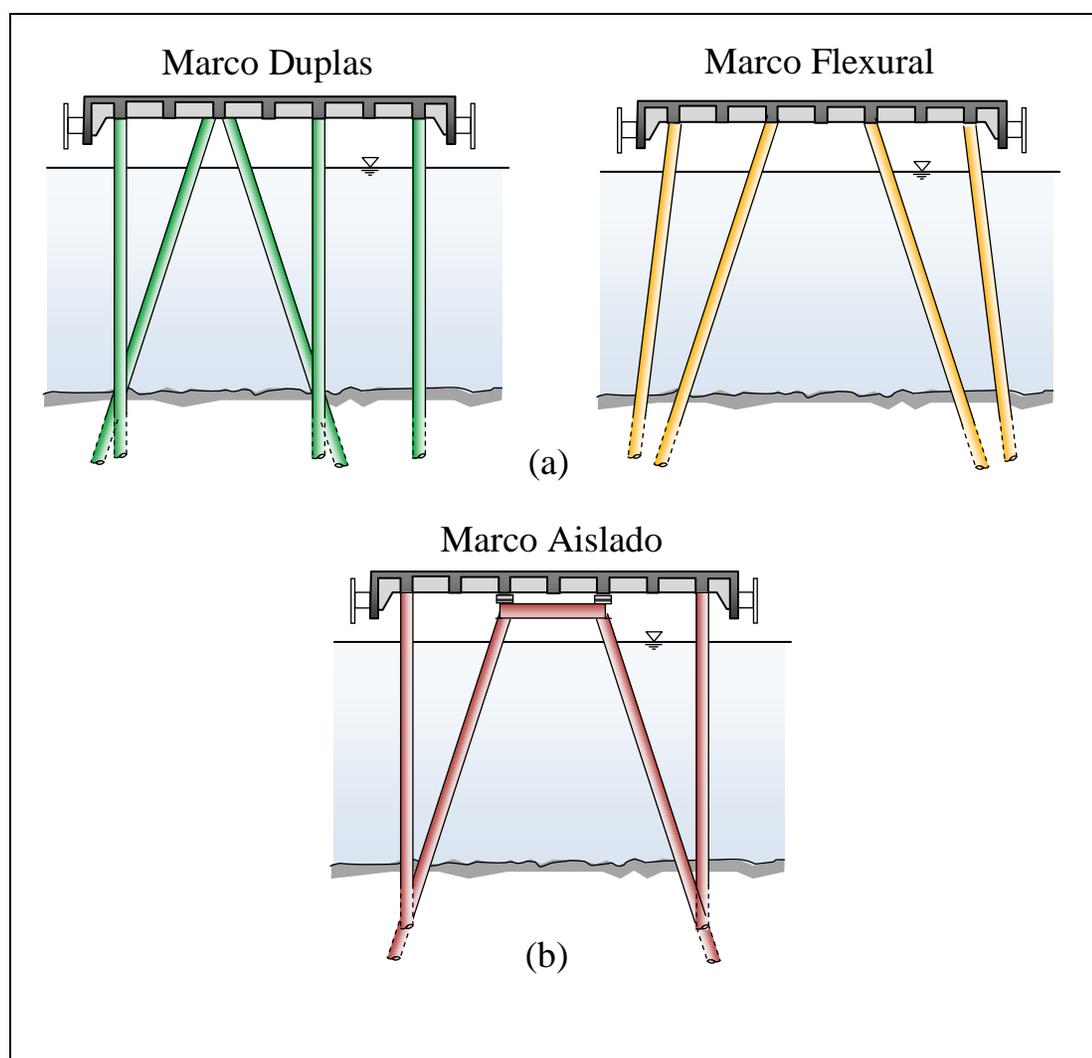


Figura 3-1: (a) Secciones típicas de muelles convencionales. (b) Sección típica de muelles con aislamiento sísmico

El segundo caso, denominado Marco Flexural, corresponde a un tablero apoyado sólo en pilotes inclinados. La carga sísmica se resiste a través de la unión viga pilote, las que trabajan en flexo-compresión. Esta estructuración es un poco más dúctil que el caso anterior, debido a la ductilidad que puede desarrollar la viga del tablero, la que está sometida a esfuerzos importantes. La estructura es más flexible, con periodos fundamentales entre 1.1s y 1.4s.

El tercer y último caso, denominado Marco Aislado, incorpora el concepto híbrido que hace funcionar pilotes verticales en paralelo con aisladores sísmicos colocados sobre mesas rígidas formadas por pilotes inclinados y unidos por vigas. Este sistema le da mucha flexibilidad a la estructura, logrando periodos fundamentales entre 3s y 4s, y alejándola de las mayores ordenadas espectrales en el espectro de diseño. La carga sísmica es resistida por el conjunto de aisladores y pilotes verticales, sin embargo son sólo los aisladores los que experimentan deformaciones no-lineales. Los pilotes y la viga se mantienen en rango elástico, lo que representa uno de los objetivos principales del aislamiento sísmico.

Para el diseño de los casos convencionales se utiliza la norma NCh2369 correspondiente a estructuras industriales. Para el caso del marco aislado en cambio, el diseño se rige por la norma NCh2745 correspondiente a estructuras con aislamiento sísmico.

El diseño de muelles con aislamiento sísmico presenta grandes ventajas por sobre el diseño convencional, las cuales se muestran en la Tabla 3-1. Estas pueden resumirse en los siguientes puntos:

Tabla 3-1: Ventajas de diseño aislado sobre el diseño convencional

	Diseño convencional		Aislado
	Duplas	Flexural	
Número pilotes	✗	✓	✓
Cuantía tablero	✗	✗	✓
Longitud penetración	✗	✗	✓
Anclaje pilotes	✗	✗	✓
Equipos	✗	✗	✓
Construcción pilotes	✓	✗	✓
Construcción tablero	✓	✗	✓✓
Plazo	✗	✗	✓
Costo	✗	✓	✓✓

1. El número de pilotes es mayor en el caso del Marco Duplas, debido a que en algunos nudos convergen dos pilotes inclinados. En el Marco Flexural y el Marco Aislado sólo converge un pilote por cada nudo. En la etapa de diseño del muelle Coronel Sur, esto se tradujo en una importante disminución del número de pilotes inclinados (reducción a la mitad del valor original).
2. Los esfuerzos en la viga del tablero en el Marco Aislado son mucho menores que para los casos convencionales. Esto implica que tanto las dimensiones de la viga como las cuantías de refuerzo son mucho menores.
3. El esfuerzo normal en compresión de los pilotes es mucho menor en el caso del Marco Aislado comparado con los dos casos convencionales. Esto trae como consecuencia que la longitud de penetración de los pilotes disminuye considerablemente. En el diseño del Muelle Coronel Sur, esto se tradujo en una

reducción de la longitud de penetración de 36m por cada pilote ubicado en el cabezo.

4. El esfuerzo normal en tracción de los pilotes para el caso del Marco Aislado es prácticamente nulo. En los casos convencionales sin embargo, existen tracciones importantes. En las obras portuarias, los pilotes que estén sometidos a tracción deben ser anclados a la roca cuando las condiciones del suelo no sean las apropiadas, lo que representa un alto costo. En la estructuración con aislamiento, no se necesita proporcionar estos anclajes.

5. La demanda sísmica tanto en aceleración como en desplazamiento en los equipos ubicados sobre el tablero, es mucho menor para el caso del Marco Aislado, debido a que el tablero tiende a quedarse inmóvil o se mueve muy poco con respecto a su posición original.

6. Relacionado a factibilidad constructiva de pilotes, el Marco Duplas y el Marco Aislado presentan ventajas con respecto al Marco Flexural. Para el Marco Duplas, el martillo se apoya sobre los pilotes verticales para ir avanzando, pudiendo hincar los pilotes inclinados. Para el Marco Aislado, el martillo puede apoyarse tanto en los pilotes verticales como en las mesas rígidas, lo que permite un correcto avance en profundidad. Sin embargo, la ausencia de pilotes verticales en el Marco Flexural obliga a arriostrar previamente los pilotes inclinados para poder tener soporte vertical para el martillo.

7. Relacionado a la factibilidad constructiva del tablero, el Marco Duplas presenta dificultad en el nudo de HA armado dada su alta cuantía de refuerzo en esa zona. Para el caso del Marco Flexural, las cuantías de refuerzo son mayores en

toda la viga, particularmente en los nudos de unión viga-pilote. El marco Aislado sin embargo presenta cuantías menores dada la menor demanda de esfuerzos.

8. Los plazos de ejecución de la obra son mayores en las dos configuraciones convencionales, debido principalmente al mayor número de pilotes para el primer caso, y la mayor complejidad constructiva para el segundo caso.

9. En resumen y considerando todos los puntos anteriormente descritos, el Marco Aislado presenta una reducción del costo total de la obra, tanto en seguridad de sus elementos como en términos constructivos, lo que representa la principal ventaja de la incorporación de aislamiento sísmico en muelles.

3.2 Geometría del Muelle Coronel Sur

3.2.1 Estructura

Este muelle de losa de hormigón armado apoyado sobre pilotes de acero, está constituido por un puente de acceso de 225m de longitud y 10m de ancho, más un cabezo de 400m de longitud y 36m de ancho. La resistencia lateral del sistema del cabezo está formada por un grupo de 24 mesas rígidas. Cada una está construida con 4 pilotes inclinados que forman una meseta piramidal, y 4 aisladores elastoméricos con núcleos de plomo (LRB). Los pilotes inclinados están conectados entre sí por vigas de acero para asegurar una sub-estructura suficientemente rígida que minimice la deformación lateral y así mejore la eficiencia del aislador.

Una elevación transversal típica del cabezo del muelle tiene 3 pilotes verticales y 2 pilotes inclinados. Los pilotes verticales están unidos directamente a la losa, por lo que incluyen un relleno de concreto en los primeros metros para conseguir una buena conexión losa-pilote. La geometría general del muelle y del sistema híbrido de aislamiento se puede ver en la Figura 3-2.

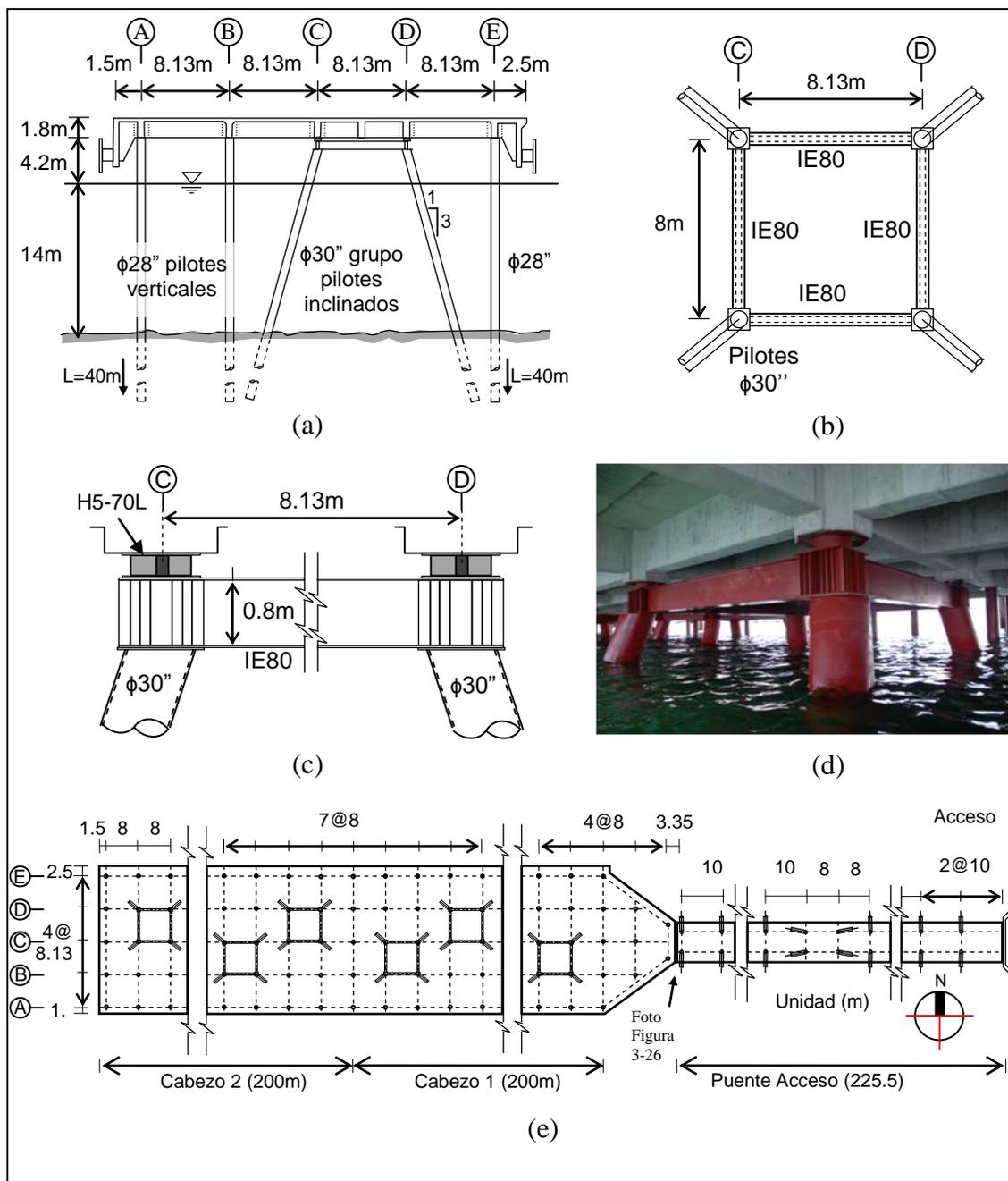


Figura 3-2: (a) Sección transversal típica del Muelle Coronel Sur. (b) Vista en planta de la mesa rígida de 4 pilotes inclinados. (c) Ubicación de aisladores en la mesa rígida. (d) Mesa rígida típica. (e) Vista en planta del Muelle Coronel Sur.

3.2.2 Perfil del suelo del Muelle Coronel Sur

Un aspecto crítico para el diseño del muelle es la rigidez lateral de los pilotes verticales, la que depende fuertemente de las propiedades del suelo. El estudio de suelos incluyó 8 sondajes marinos, denotados como SSM, y un sondaje en tierra, denotada como SST. También se hicieron ensayos in-situ a distintos pilotes, y ensayos de laboratorio. Todas las perforaciones, con excepción del SST, lograron llegar a roca. Se llevaron a cabo dos ensayos de carga (uno en compresión y el otro en tracción) en 2 pilotes diferentes ubicados en la zona del cabezo (en el mar). Adicionalmente, se ejecutaron 16 ensayos PDA. La ubicación de los sondajes, los ensayos de carga y los ensayos PDA se muestran en la Figura 3-3.

El perfil longitudinal mostrado fue inferido de todos los test y mediciones, el cual está representado por cuatro capas principales. Un primer estrato de fango de 5m de espesor en promedio, denotado como S_1 ; un segundo estrato de arena de densidad media-alta de espesor variable entre los 26m y 30m, denotado como S_2 ; una tercera capa de arcilla y limos denotada como S_3 ; y una cuarta capa de arenisca densa de grado fino, denotada como S_4 . En algunos sondajes se encontraron algunos sub-estratos delgados (menos de 3.2m) de grava.

Para analizar la estructura se creó un modelo de elementos finitos que contiene la estructura completa. El software utilizado para el análisis es de origen francés, llamado Code Aster (EDF et al., 2012). Para la generación de la geometría y la interfaz gráfica, se utilizó un software llamado Salome Meca (Open Cascade, 2000). La geometría del modelo generado se muestra en la Figura 3-4.

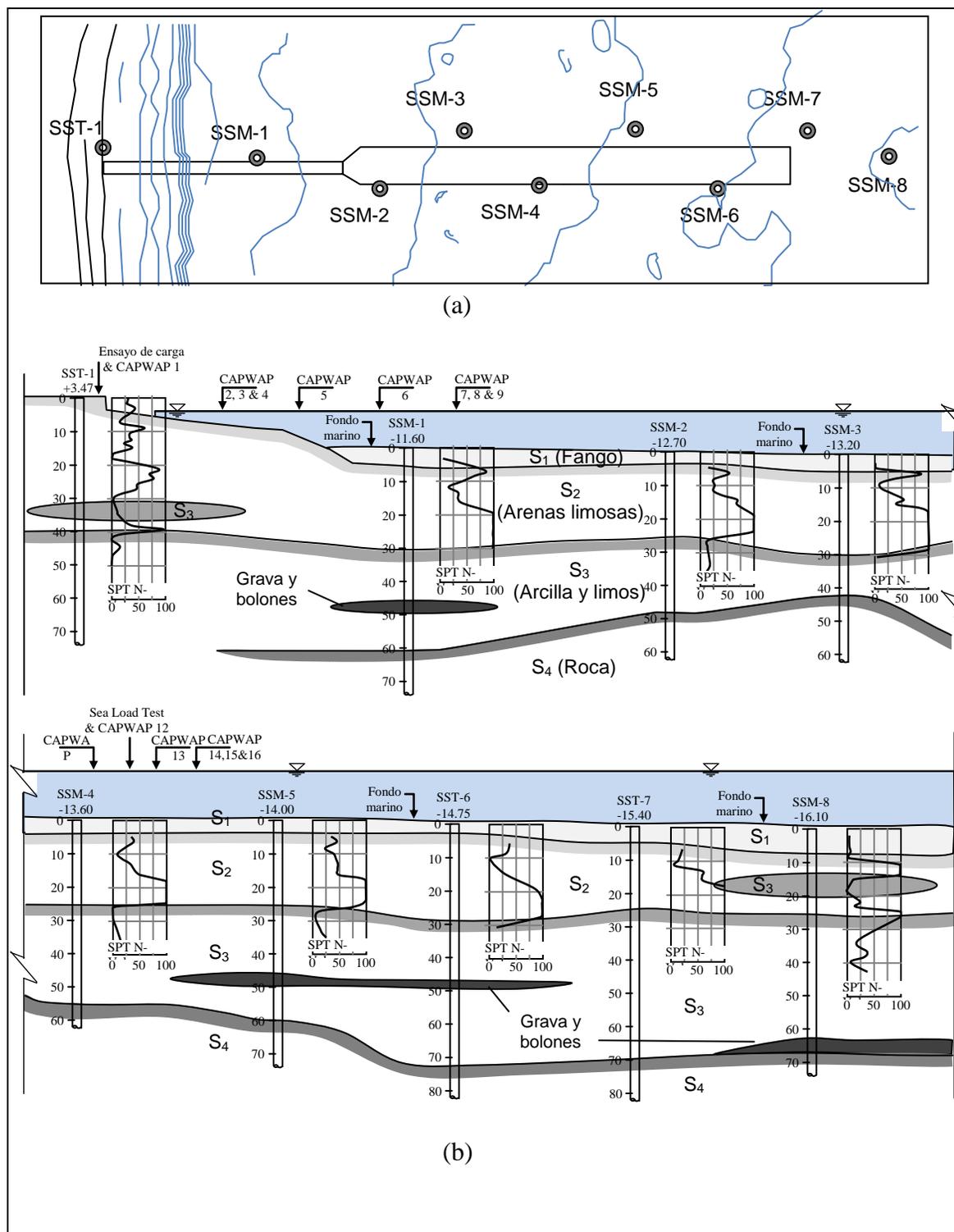


Figura 3-3: (a) Ubicación sondajes marinos del Muelle Coronel Sur. (b)

Estratigrafía del suelo obtenida de estudio de suelos.

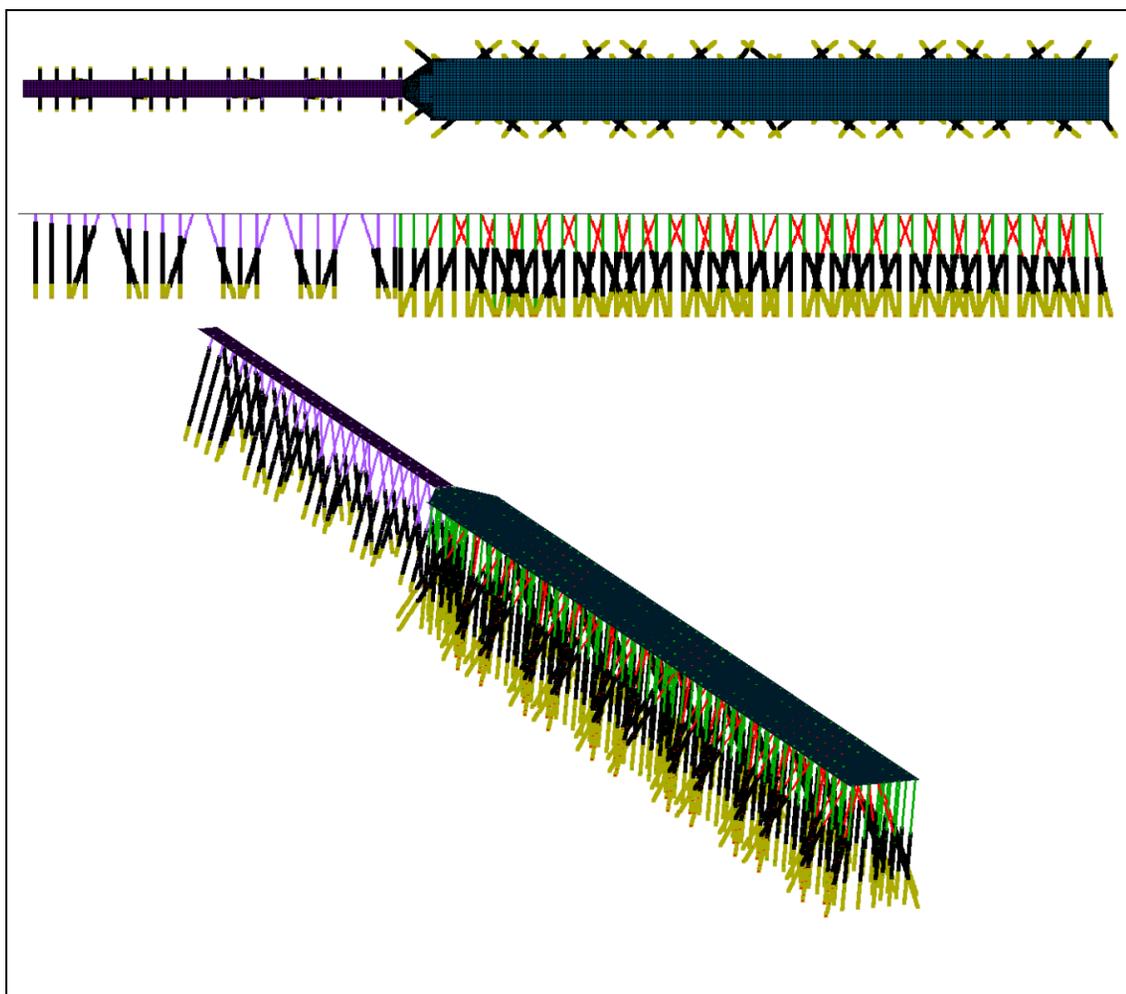


Figura 3-4: Geometría modelo Coronel Sur en Salome Meca

3.3 Elementos y propiedades

3.3.1 Suelo

El estudio de suelos determinó que la profundidad a la que debían ser hincados los pilotes fue -56m para la zona del cabezo, y -45m para la zona del puente de acceso. Esto implicó que los pilotes no alcanzaran la roca, sino que estuvieran en los 3 primeros estratos: fango, arena y arcilla. Para modelar la interacción del suelo con la estructura, se utilizaron resortes no lineales p-y, t-z y Q-z de acuerdo a las

recomendaciones del American Petroleum Institute (API, 2000) y de estándares costeros de Japón (Ministry of Transport of Japan, 1999). El concepto de estas curvas utilizado para este muelle se ilustra en la Figura 3-5.

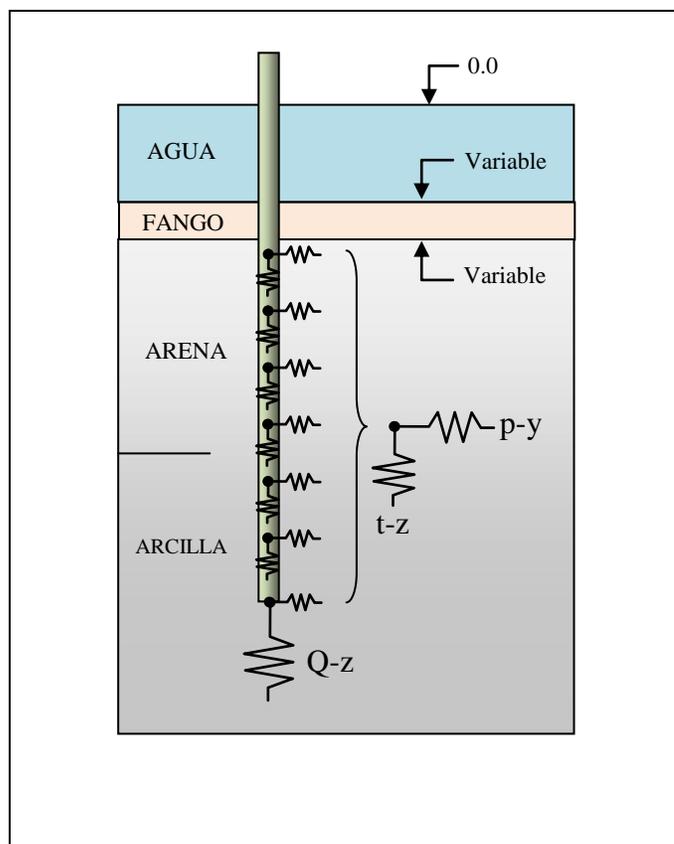


Figura 3-5: Modelación de la interacción pilote-suelo con resortes t-z, Q-z y p-y

a) Curvas t-z y Q-z

La resistencia axial que opone el suelo al pilote está compuesta por una combinación de adhesión o fricción a lo largo del eje del pilote (Resistencia de Manto) y resistencia de soporte en su punta (Resistencia de Punta). La relación de la transferencia de corte del suelo (t) y la deflexión local del pilote (z) en cualquier profundidad se describe usando curvas t-z. De igual forma, la relación entre la deflexión local y la reacción del suelo en la punta (Q) se describe usando curvas Q-z.

Las curvas utilizadas están construidas de acuerdo a las recomendaciones del API, las que se resumen en la Figura 3-6. Para el caso de la curva t - z , se supuso que el parámetro t_{\max} corresponde a la adherencia entre el pilote y el suelo, la cual se entregó en el estudio de suelos. Para la construcción de las curvas Q - z , se utilizó la resistencia de punta obtenida de ensayos PDA y ensayos de carga. Esta información se resume en la Figura 3-7.

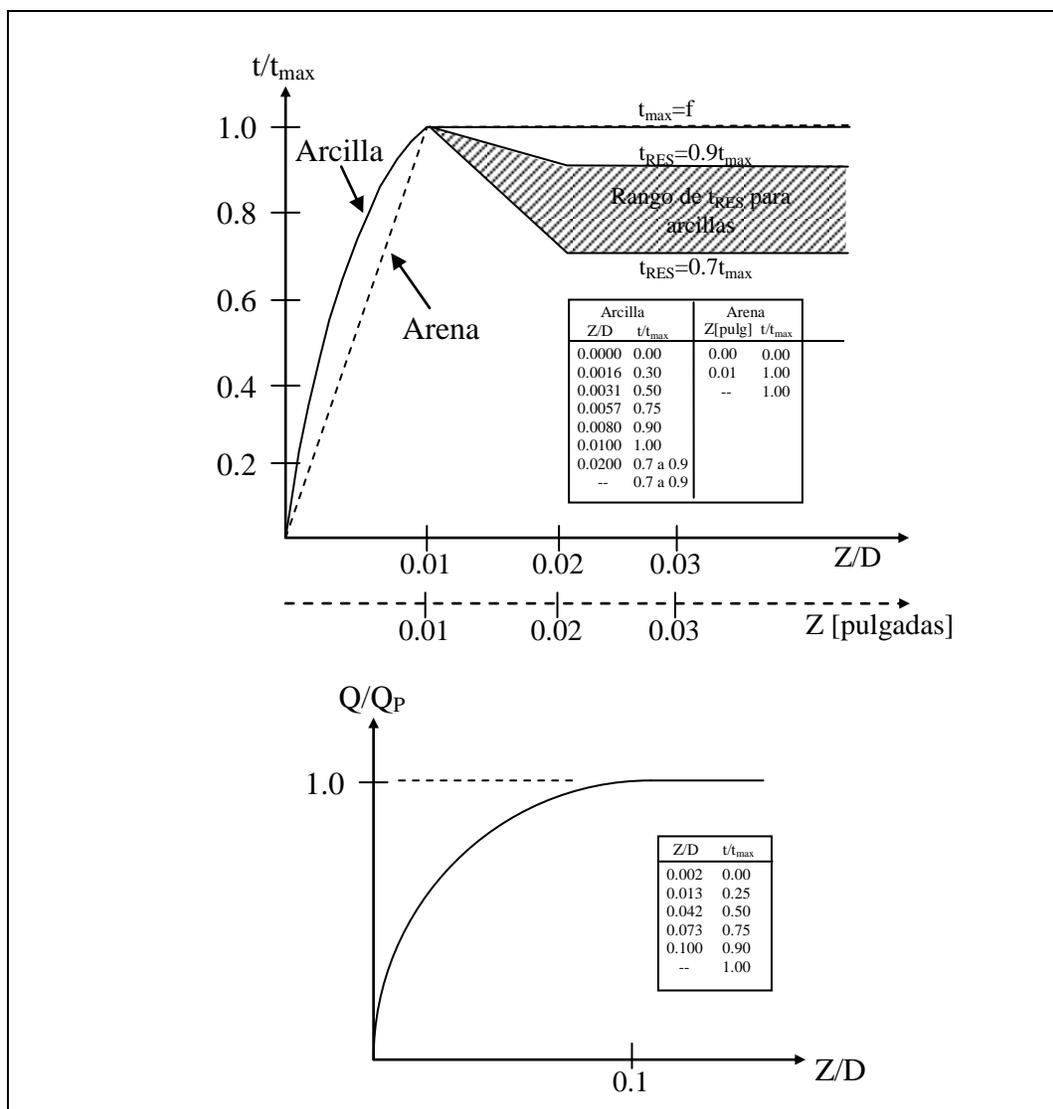


Figura 3-6: Curvas t - z y Q - z según API

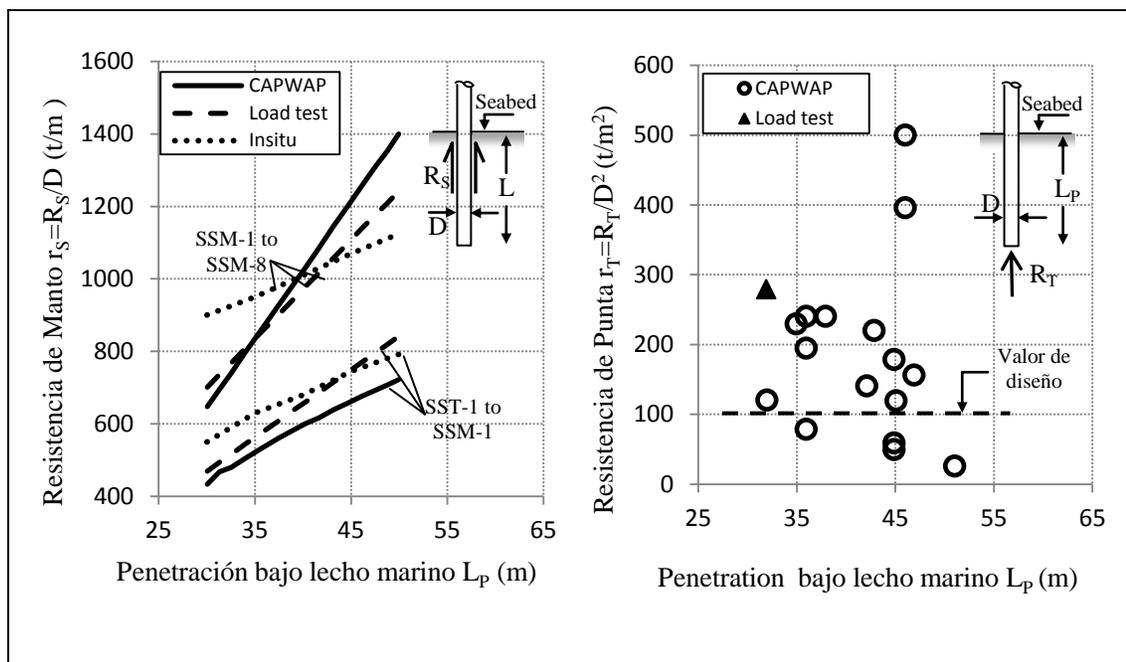


Figura 3-7: (a) Resistencia de Manto. (b) Resistencia de Punta.

b) Curvas p-y

Para los casos en que el pilote esté cargado lateralmente, la relación entre la resistencia lateral del suelo (p) y su deflexión lateral (y) se describen utilizando curvas p-y.

Para el caso de la capa de arcilla, las curvas se construyeron utilizando las recomendaciones del API, las cuales se resumen en la Figura 3-8.

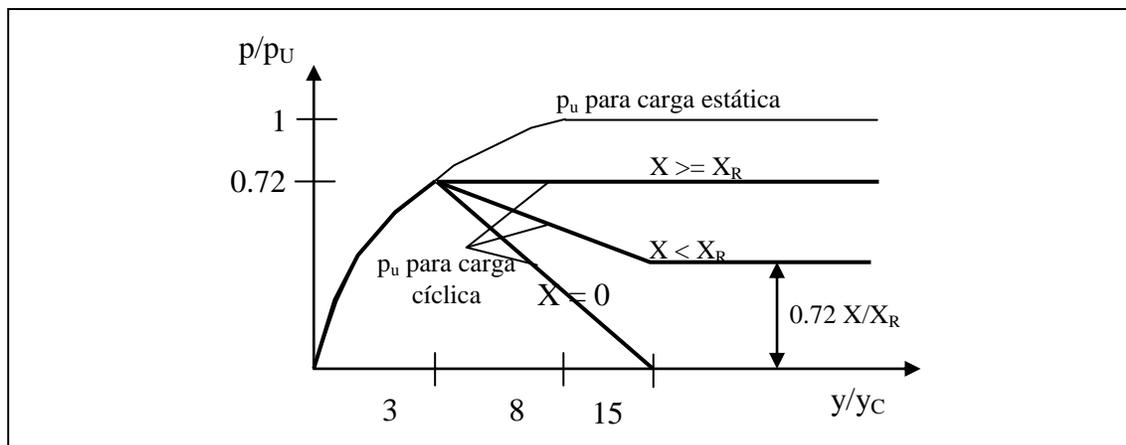


Figura 3-8: Curvas para arcilla p-y según API.

De esta figura, el desplazamiento de fluencia y_c puede determinarse con la siguiente expresión.

$$y_c = 2.5 \varepsilon_c D \quad (3.1)$$

Donde:

ε_c = Deformación en la cual ocurre la mitad de la máxima tensión en un ensayo de compresión no drenado.

D = Diámetro del pilote.

La resistencia máxima p_u puede calcularse de acuerdo a la siguiente expresión.

$$p_u = \begin{cases} 3c + \gamma X + \frac{JcX}{D} & \text{si } X < X_R \\ 9c & \text{si } X \geq X_R \end{cases} \quad (3.2)$$

Donde:

c = Resistencia al corte no drenado.

D = Diámetro del pilote.

γ = Peso unitario efectivo del suelo.

J = Constante empírica entre 0.25 y 0.5

X = Profundidad bajo la superficie.

X_R = Profundidad bajo superficie de la zona de reducción de resistencia. Para una condición de resistencia constante en profundidad, X_R queda determinado por: $X_R = 6D / (\gamma D / c + J)$.

Para el caso de la capa de arena en cambio, las curvas se construyeron siguiendo las recomendaciones del OCDI, ya que la exploración de suelo entregó la información necesaria. El método propuesto, llamado método PHRI, clasifica el suelo en dos categorías, dependiendo de los resultados de ensayos de penetración estándar: (i) Tipo-S, (ii) Tipo-C. El suelo Tipo-S se refiere a suelos que presentan el valor-N (valor de penetración estándar) proporcional a la profundidad, mientras que el Tipo-C a los suelos que presentan un valor-N constante en profundidad. La relación para ambos tipos puede escribirse mediante la siguiente relación.

$$\begin{aligned}
 \text{Suelo Tipo - S} \quad p &= k_s x \sqrt{y} \\
 \text{Suelo Tipo - C} \quad p &= k_c \sqrt{y}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Donde k_s y k_c son constantes de resistencia lateral, que dependen del valor-N, determinadas empíricamente (más información en OCDI, *Part V Foundations*). La variable x corresponde a la profundidad del suelo).

Dado que la capa de arena corresponde a un suelo Tipo-S, se utilizaron los perfiles de valores de penetración obtenidas por SPT para la construcción de las curvas p - y .

3.3.2 Aisladores sísmicos (LRB)

Los aisladores sísmicos son todos circulares, de diámetro $\phi=700\text{mm}$. Cada uno tiene 27 capas de goma natural de espesor $t_r=6\text{mm}$, sumando un total de $H_r=162\text{mm}$ de altura de goma. Cada capa de goma está interconectada por una placa circular de acero de espesor $t_s=3\text{mm}$, completando un total de 26 placas de acero. Además, cada aislador tiene un núcleo de plomo de $d_l=100\text{mm}$ de diámetro, y una tensión de fluencia de $\sigma_l=9.8\text{MPa}$ ($\sim 100 \text{ kgf/cm}^2$). Las placas de conexión basal y superior del aislador son cuadradas de lado $d_p=900\text{mm}$ y de espesor $t_p=22\text{mm}$. Los aisladores sísmicos están conectados a la losa y mesa rígida por 8 pernos de diámetro $\phi_b=32\text{mm}$ (1.25”) de alta resistencia.

Todos los aisladores sísmicos fueron sometidos a ensayos de corte-compresión en el Laboratorio de Ensayos Dinámicos del Departamento de Ingeniería Estructural de la PUC, para un desplazamiento de diseño $D_D=24.3\text{cm}$, y dos de ellos para un desplazamiento máximo de $D_M=29\text{cm}$. Estos ensayos consistieron en la aplicación de 5 ciclos completos de desplazamiento lateral equivalente a una deformación de corte $\gamma=\delta/H_R$: (i) $\gamma=0.25$, (ii) $\gamma=0.50$, (iii) $\gamma=1.00$, y (iv) $\gamma=1.50$. Todos los ensayos fueron hechos con una carga axial de 4.12MN (420tonf), la cual corresponde al

promedio de carga entre todos los aisladores de la combinación: $1.2D+L+E$ (donde D es el peso propio, L la sobrecarga y E un sismo de diseño). Se obtuvieron las fuerzas de corte, la rigidez lateral, la razón de amortiguamiento y módulo de corte para todos los LRB, antes y después de insertar núcleo de plomo, las cuales se resumen en la Tabla 3-2. En la Figura 3-9 se muestra una curva de histéresis de fuerza-deformación típica obtenida para uno de los aisladores antes y después de insertar núcleo de plomo.

Tabla 3-2: Parámetros de Fuerza Desplazamiento obtenidos para ensayo cíclico

LRB con núcleo de plomo	d_{\max} (+) [cm]	F_{\max} (+) [tonf]	d_{\max} (-) [cm]	F_{\max} (-) [tonf]	K_{ef} [tonf/cm]	G_{ef} [tonf/cm ²]	W_D [tonfcm]	ξ_{ef}
$\Upsilon = 0.25$	4.1	10	-4	-10,1	2.5	0.0107	39.9	0.155
$\Upsilon = 0.50$	8.1	13.5	-8.1	-13,2	1.6	0.0071	102,0	0.150
$\Upsilon = 1.00$	16.2	19.8	-16.1	-19,4	1.2	0.0052	261.7	0.131
$\Upsilon = 1.50$	24.3	28.3	-24.2	-27,4	1.1	0.0049	476.6	0.112

LRB sin núcleo de plomo	d_{\max} (+) [cm]	F_{\max} (+) [tonf]	d_{\max} (-) [cm]	F_{\max} (-) [tonf]	K_{ef} [tonf/cm]	G_{ef} [tonf/cm ²]	W_D [tonfcm]	ξ_{ef}
$\Upsilon = 0.25$	4.1	22.1	-4.1	-20,7	5.25	0.0226	175.4	0.320
$\Upsilon = 0.50$	8.1	25.3	-8.1	-23,9	3.03	0.0130	412.6	0.329
$\Upsilon = 1.00$	16.2	28.9	-16.2	-27,3	1.73	0.0074	780.2	0.273
$\Upsilon = 1.50$	24.2	34.2	-24.2	-33,5	1.39	0.0060	1102.3	0.214

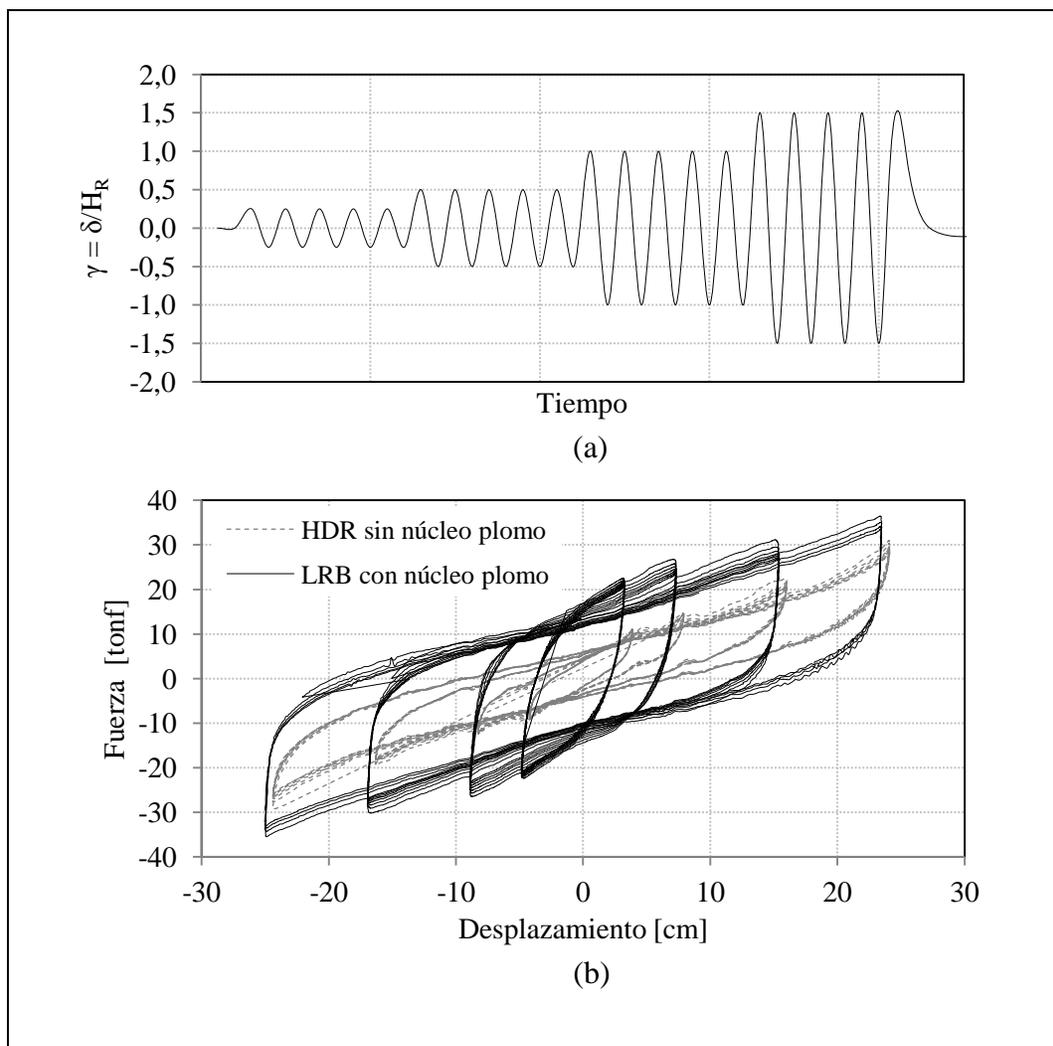


Figura 3-9: Ensayo de corte aisladores sísmicos (a) Prueba de carga y (b) Ciclo de histéresis experimental fuerza-desplazamiento.

Para modelar los aisladores, se utilizó un elemento discreto traslacional definido por un elemento lineal de 2 nodos. Cada elemento posee 3 grados de libertad traslacionales, correspondientes a la diferencia entre los desplazamientos traslacionales del nodo 1 con respecto al nodo 2 en cada dirección. Este elemento posee una ley constitutiva con endurecimiento cinemático que permite representar

de manera correcta el comportamiento al corte del aislador, más conocida como un comportamiento bilineal. Este comportamiento queda definido por 3 parámetros: la rigidez elástica del aislador (k_1), la rigidez post-fluencia del aislador (k_2) y la fuerza de fluencia del aislador (F_y).

Se calibraron las propiedades del elemento para conseguir una respuesta que se ajustara a los ensayos dinámicos presentados anteriormente, para el caso de los aisladores con núcleo de plomo, que son los utilizados en este muelle. Los valores de los parámetros calibrados son $k_1 = 10\text{MN/m}$ (1020tonf/m), $k_2 = 800\text{kN/m}$ (81.5tonf/m), y $F_y = 132\text{kN}$ (13.5tonf). Una comparación entre la respuesta al ensayo de corte y la respuesta calibrada en el modelo para la misma prueba de carga se muestra en la Figura 3-10.

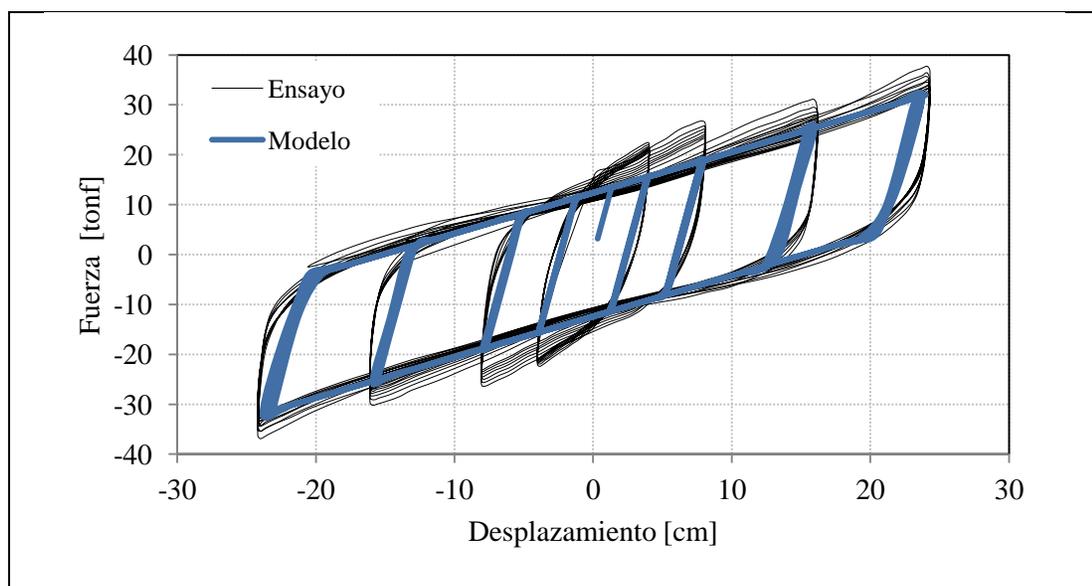


Figura 3-10: Calibración de aisladores utilizados en el modelo

3.3.3 Junta entre Puente de Acceso y Cabezo

Dado que existe una separación entre ambas partes del muelle (puente de acceso y cabezo), es necesario representar el impacto que pudiese existir entre ellas. Este fenómeno también se conoce como ‘pounding’, el cual fue descrito en el punto 2.2.2 como una de las principales causas de daño en las estructuras portuarias.

Este fenómeno se representó utilizando elementos de contacto, cuyas constitutivas se muestran en la Figura 3-11. En la convención utilizada, las tensiones negativas significan compresión.

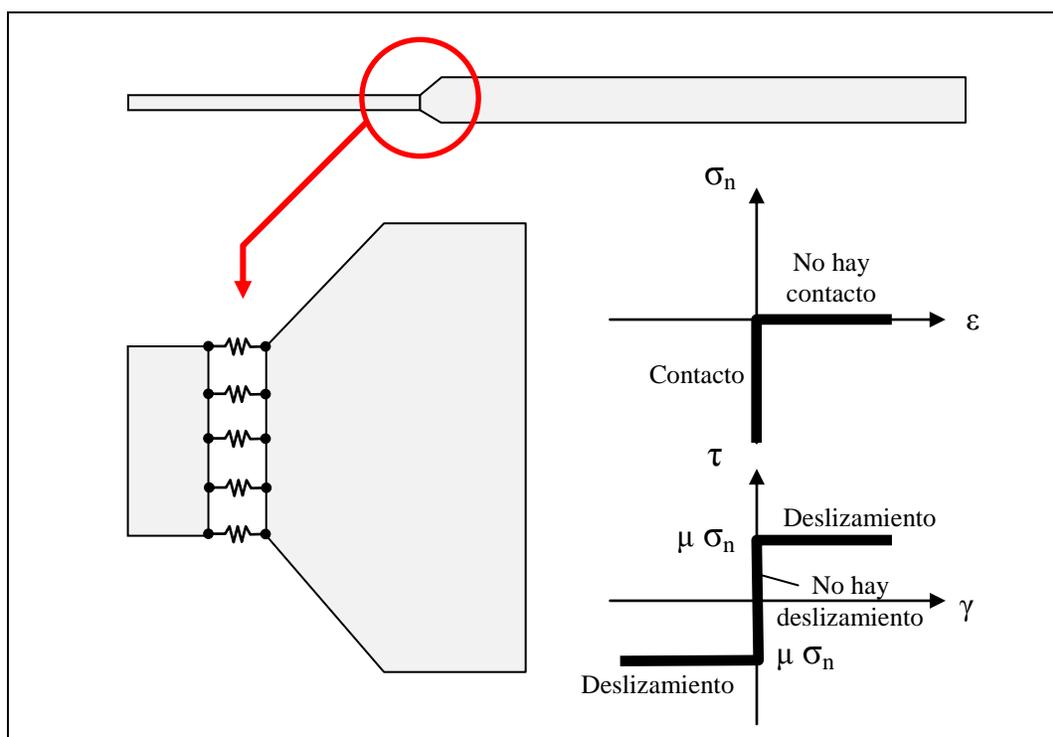


Figura 3-11: Elementos de contacto entre puente de acceso y cabezo

3.3.4 Losa, vigas y pilotes

Debido a que uno de los principales objetivos de la incorporación del aislamiento sísmico es disminuir la demanda sobre los elementos estructurales, es esperable que estos actúen en rango elástico. Por esta razón, la losa, viga y pilotes se modelaron con elementos elásticos.

3.4 Respuesta del Muelle

Las cargas a las que están sometidas este tipo de estructuras son complejas y bastante heterogéneas. Estas pueden dividirse en tres grupos generales: (i) provenientes del lado marino, (ii) proveniente del mismo muelle y (iii) proveniente del lado terrestre. Un resumen de qué tipo de cargas pertenecen a cada grupo se muestra en la Figura 3-12 (Thoresen, 2003).

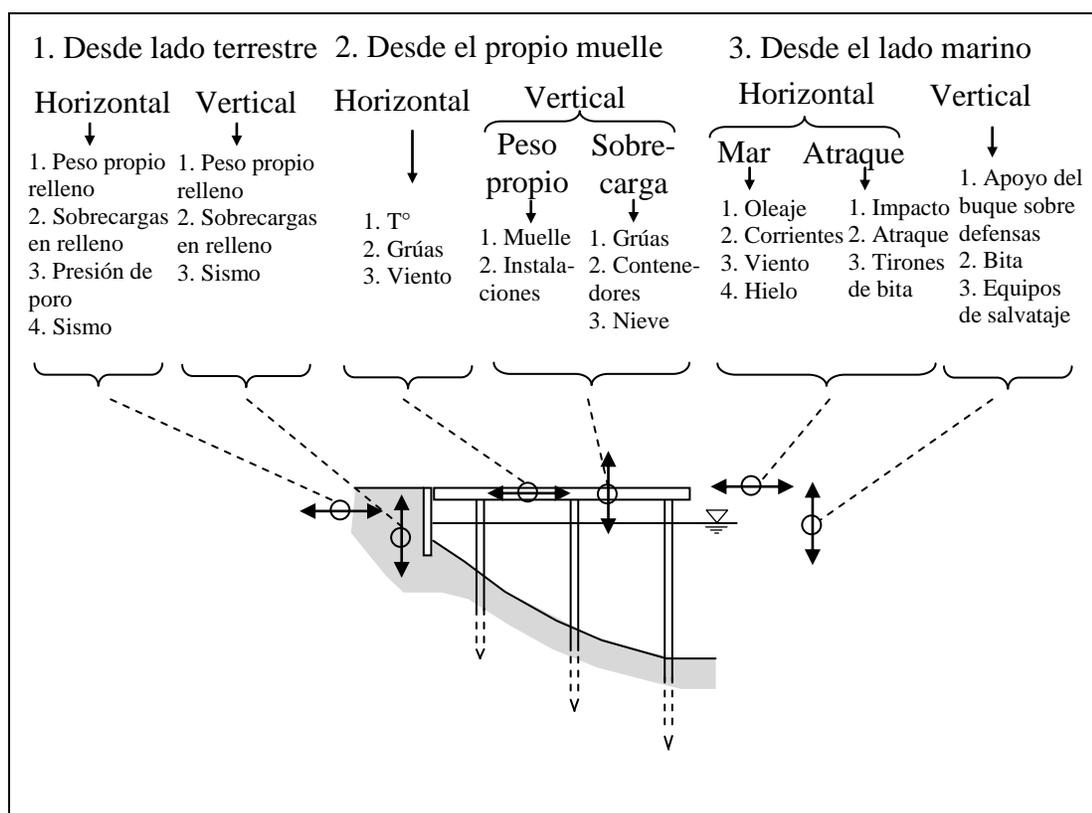


Figura 3-12: Cargas características de un muelle

Para el caso de estudio, las cargas solicitantes verticales que se tomarán en cuenta son: (i) peso propio y (ii) sobrecarga. Análogamente, las cargas horizontales analizadas son: (i) push-over y (ii) sísmicas.

3.4.1 **Peso Propio**

El muelle Coronel Sur está constituido de dos materiales principales, estos son el acero y el hormigón. Las densidades que se tomaron en cuenta para ambos materiales se muestran en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3: Densidad general de materiales utilizados

Material	Densidad [kg/m ³]
Acero	7850
Hormigón	2500

3.4.2 **Sobrecarga**

La sobrecarga de uso considerada será de 2.5tonf/m², la que es aplicada en la losa del cabezo. Para el caso sísmico, se tomará un 50% de ese valor.

3.4.3 **Análisis modal**

Se hizo un análisis modal del muelle para determinad cuáles son sus frecuencias y sus formas modales de vibración. Dada la no-linealidad de los aisladores sísmicos, los periodos fundamentales de la estructura pueden obtenerse suponiendo la rigidez secante de los aisladores, la cual puede variar entre su rigidez tangente elástica inicial y su rigidez final (Figura 3-13). Un resumen de los 10 modos fundamentales para dos rigideces distintas se muestran en la Tabla 3-4.

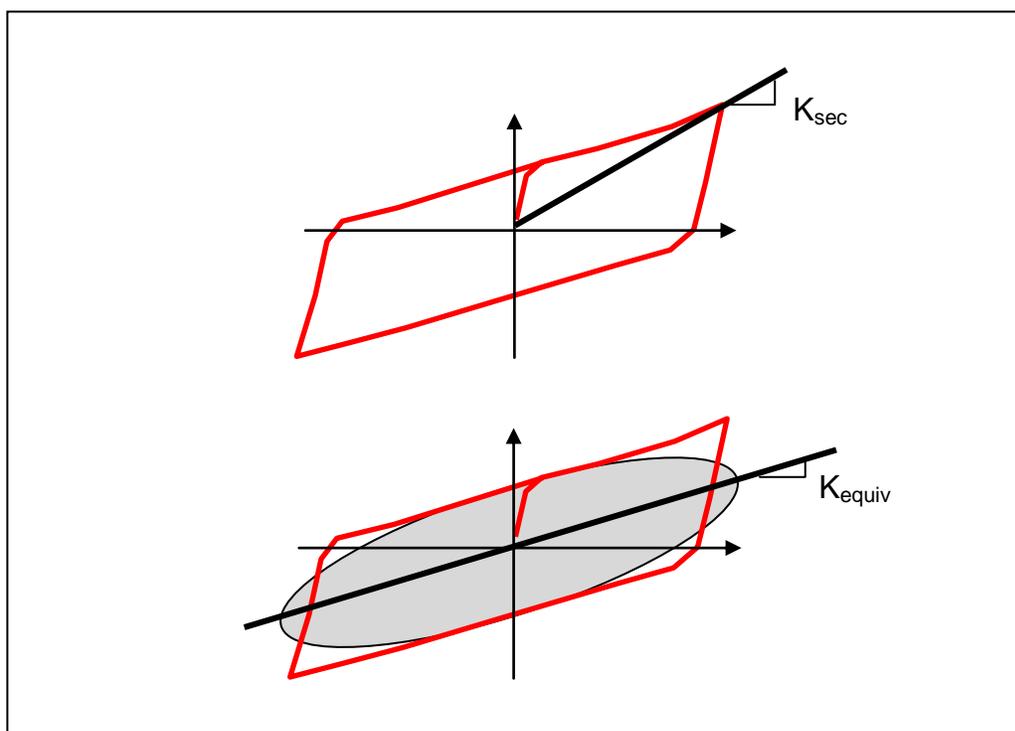


Figura 3-13: Variedad de rigideces posibles para un aislador sísmico.

Tabla 3-4: Frecuencias fundamentales de vibración del Muelle Coronel Sur

Modo	K_{sec}			K_{equiv}		
	T [s]	$m_{\phi trans}$	$m_{\phi long}$	T [s]	$m_{\phi trans}$	$m_{\phi long}$
1	3,23	32,1%	0,9%	3,79	44,6%	0,5%
2	3,13	3,7%	86,6%	3,64	1,1%	89,2%
3	3,09	54,5%	2,8%	3,54	44,5%	0,6%
4	0,41	~ 0%	~ 0%	0,42	~ 0%	~ 0%
5	0,39	~ 0%	~ 0%	0,42	~ 0%	~ 0%
6	0,38	~ 0%	~ 0%	0,42	~ 0%	~ 0%
7	0,38	~ 0%	~ 0%	0,41	~ 0%	~ 0%
8	0,38	~ 0%	~ 0%	0,41	~ 0%	~ 0%
9	0,37	~ 0%	~ 0%	0,40	~ 0%	~ 0%
10	0,36	~ 0%	~ 0%	0,40	~ 0%	~ 0%

La tabla indica que los modos más importantes son los tres primeros, es decir los modos aislados, y representan movimientos de un bloque rígido de la superestructura sobre el conjunto de aisladores y pilotes verticales, esto es, movimientos traslacionales y rotacionales de la losa. Estos son consistentes con el periodo objetivo del muelle, cercano a los 3s.

Para los modos más rígidos, es decir desde el cuarto modo en adelante, las formas modales corresponden a movimientos de las mesas rígidas de pilotes inclinados. Dado que las tres primeras frecuencias son las más importantes, estas se muestran en la Figura 3-14 a Figura 3-16.

Para las tres figuras, el desplazamiento está representado en una escala de colores, donde el color azul representa desplazamiento nulo, y el color rojo representa un desplazamiento máximo. De aquí entonces que para el caso del primer y tercer modo, las formas modales sugieren un giro de la losa completa con respecto a un pivote (movimiento rotacional) ubicado hacia el lado terrestre en el primer caso, y hacia el lado marino en el segundo caso. El segundo modo en cambio sugiere un movimiento de traslación en el eje longitudinal del muelle.

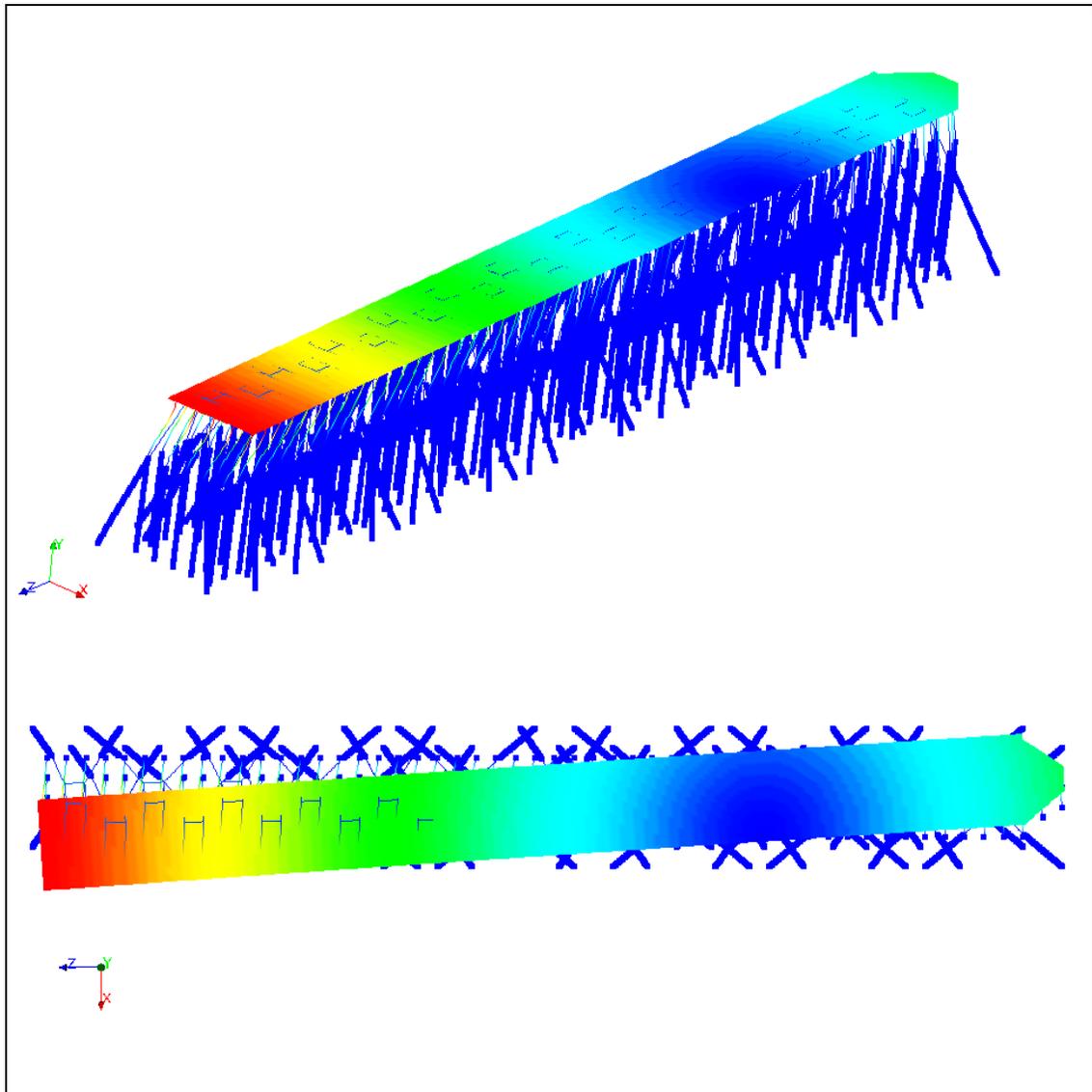


Figura 3-14: Primer modo de vibración ($T_1=3.23s$).

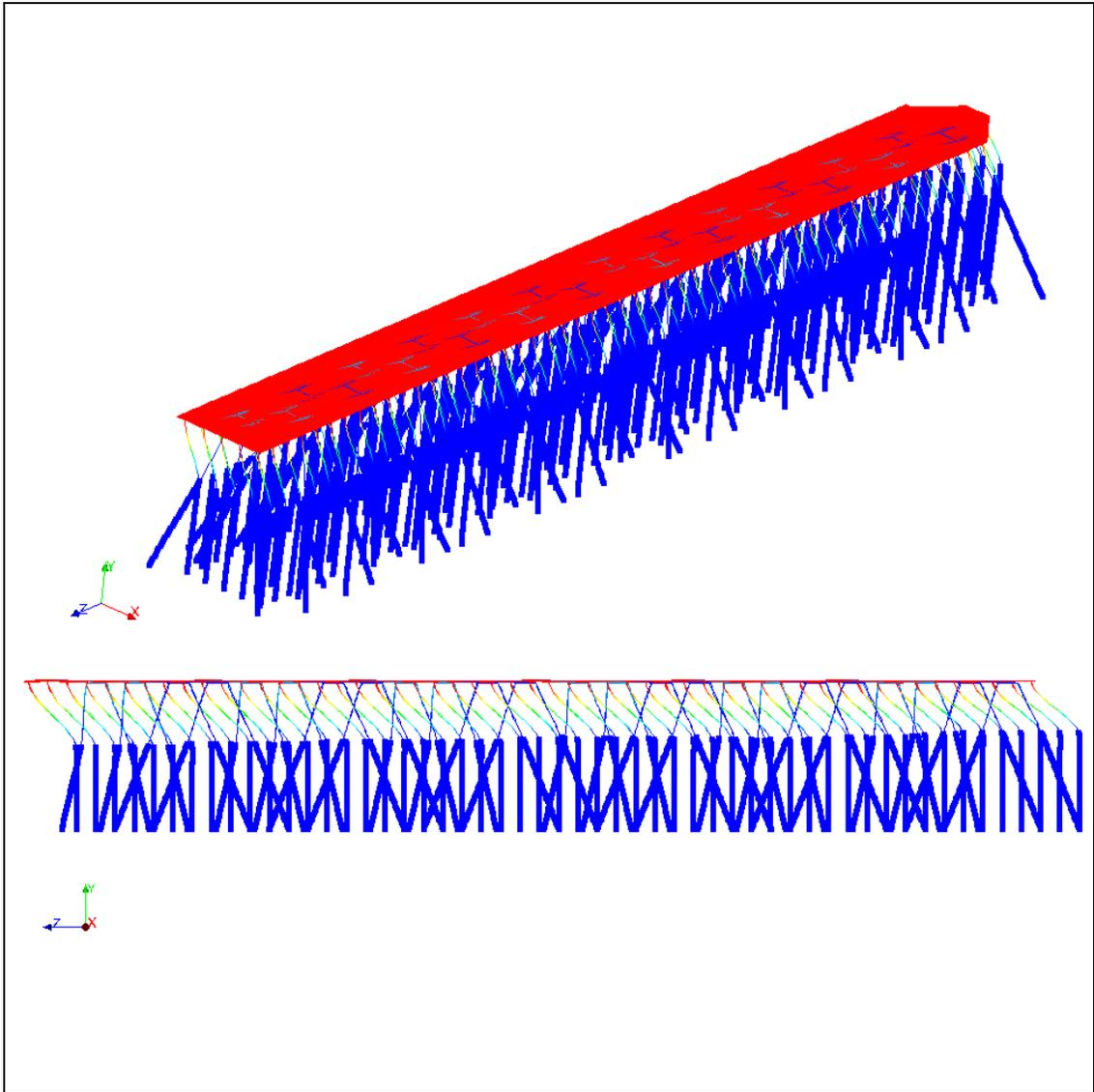


Figura 3-15: Segundo modo de vibración ($T_2=3.13s$).

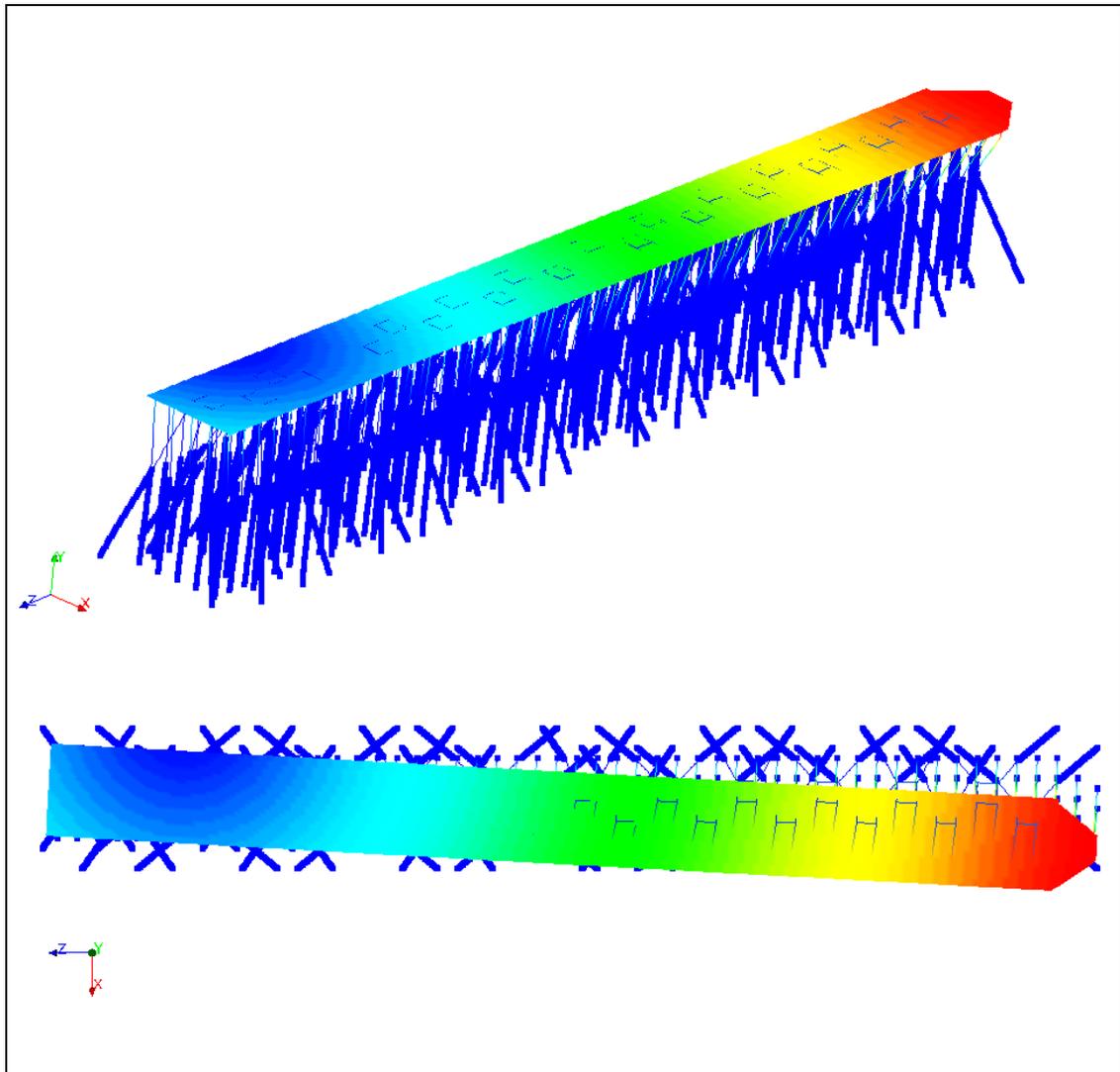


Figura 3-16: Tercer modo de vibración ($T_3=3.09s$).

3.4.4 Análisis Tiempo Historia ante NCh2745

El muelle de 645m de largo y 36.5m de ancho, tiene un peso sísmico total de 481.7MN (49120tonf), del cual el 8% pertenece al puente de acceso y 92% restante al cabezo. De todo lo anterior, el peso sísmico correspondiente a la losa del cabezo aislado es 390.7MN (39840tonf). Para validar la estructura inelástica, se hizo un análisis tiempo historia del cabezo aislado usando 3 acelerogramas generados en base a los registros de San Felipe, Melipilla y Lolleo del terremoto de Valparaíso de 1985, compatibles con el espectro de diseño de la NCh2745 (INN, 2003), zona sísmica 3 y suelo tipo II, los cuales se muestran en las Figura 3-17 y Figura 3-18. Estos acelerogramas compatible con la NCh2745 son generados a partir de registros semilla reales o aleatorios. Se hace un análisis en frecuencia del registro semilla, y se va amplificando o reduciendo la ordenada para cada frecuencia, con el objetivo de que el espectro de respuesta del registro generado sea lo más similar posible al espectro de diseño de la norma. Su respuesta global ante estos 3 sismos compatibles se resume en la Tabla 3-5.

El desplazamiento máximo del centro de masas del cabezo aislado se alcanzó para el caso del sismo San Felipe, logrando los 25.2 cm en dirección Z (longitudinal) y 25.7 cm en dirección X (transversal). La respuesta del centro de masas del cabezo para los 3 registros utilizados en el análisis se muestra en la Figura 3-19.

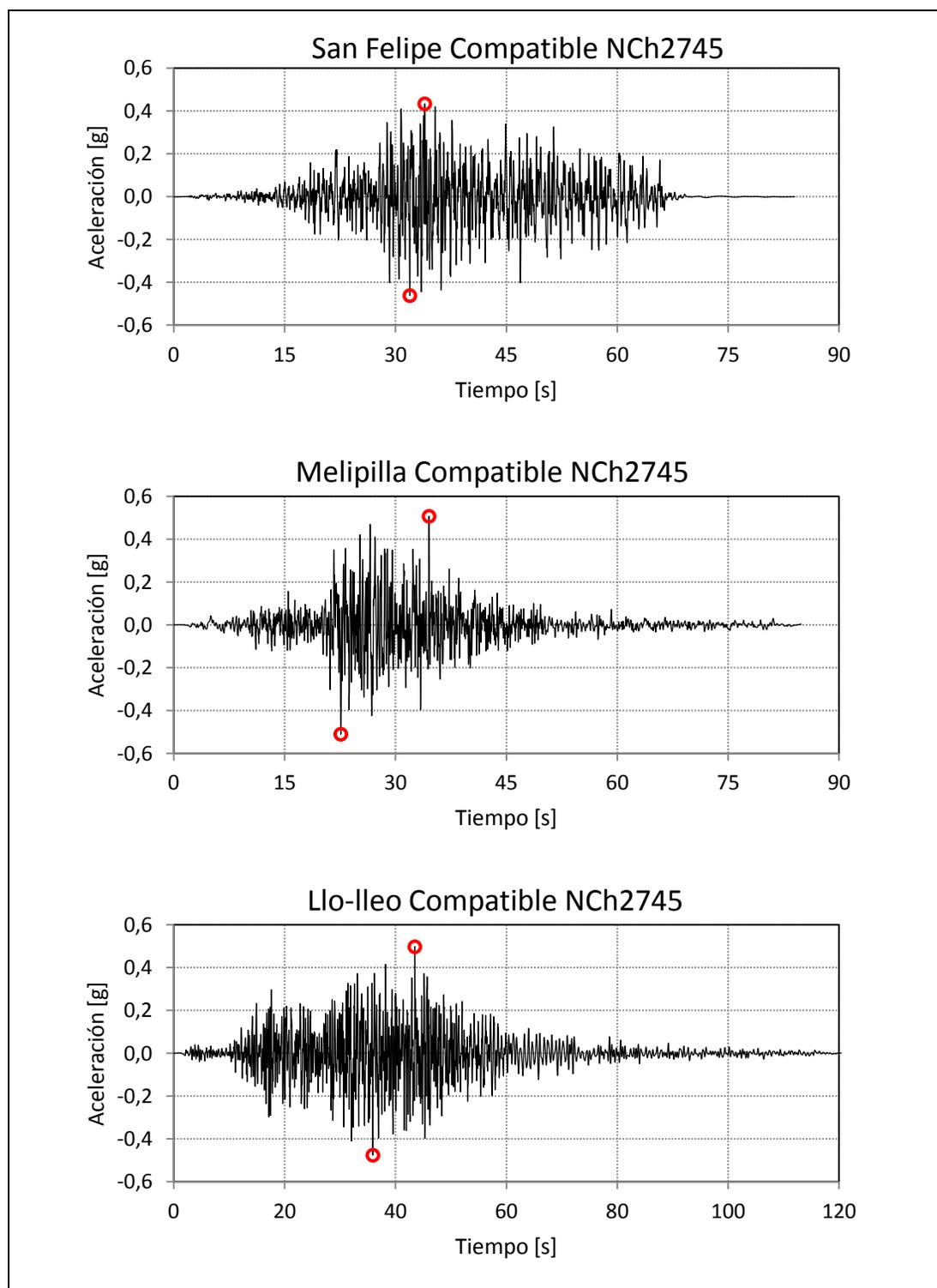


Figura 3-17: Registros sintéticos generados a partir de (a) San Felipe, (b) Melipilla y (c) Llo-Ileó.

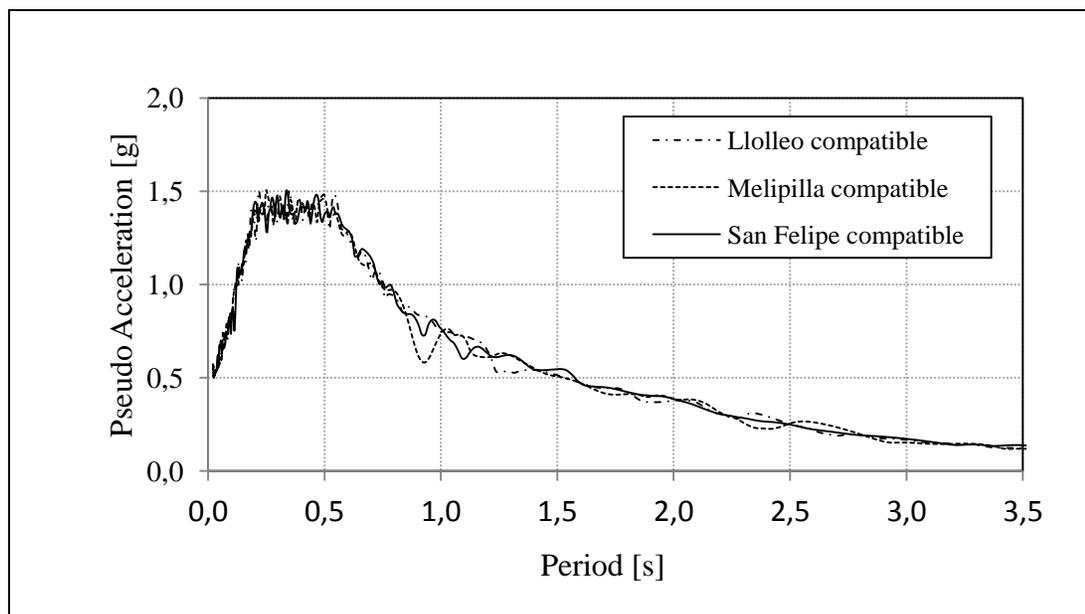


Figura 3-18: Espectro de respuesta de los registros artificiales compatibles con el espectro de diseño de la Norma de Diseño NCh2745.

Tabla 3-5: Respuesta global del cabezo del Muelle Coronel Sur aislado sísmicamente

	Registros sintéticos						Terremoto 27 Feb.	
	San Felipe		Melipilla		Llo-lleo		San Pedro	
Cabezo aislado	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir
Desplazamiento (cm)	24.9	25.2	25.7	25.5	20.9	22.4	9.0	18.1
Corte aislad. (tonf)	1156	2386	1448	2900	1250	2605	739	2366
Corte aislad. + pilotes vert. (tonf)	2077	3256	2584	4064	2265	3692	1169	3518
LRB más demandado	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir	X-dir	Z-dir
Deformación (cm)	24.27	24.45	24.75	24.37	22.8	21.92	8.92	17.30
Corte (tonf)	32.17	32.31	32.56	32.25	30.97	30.25	19.65	26.49
Axial (tonf)	435.7		417.18		409.97		400.65	

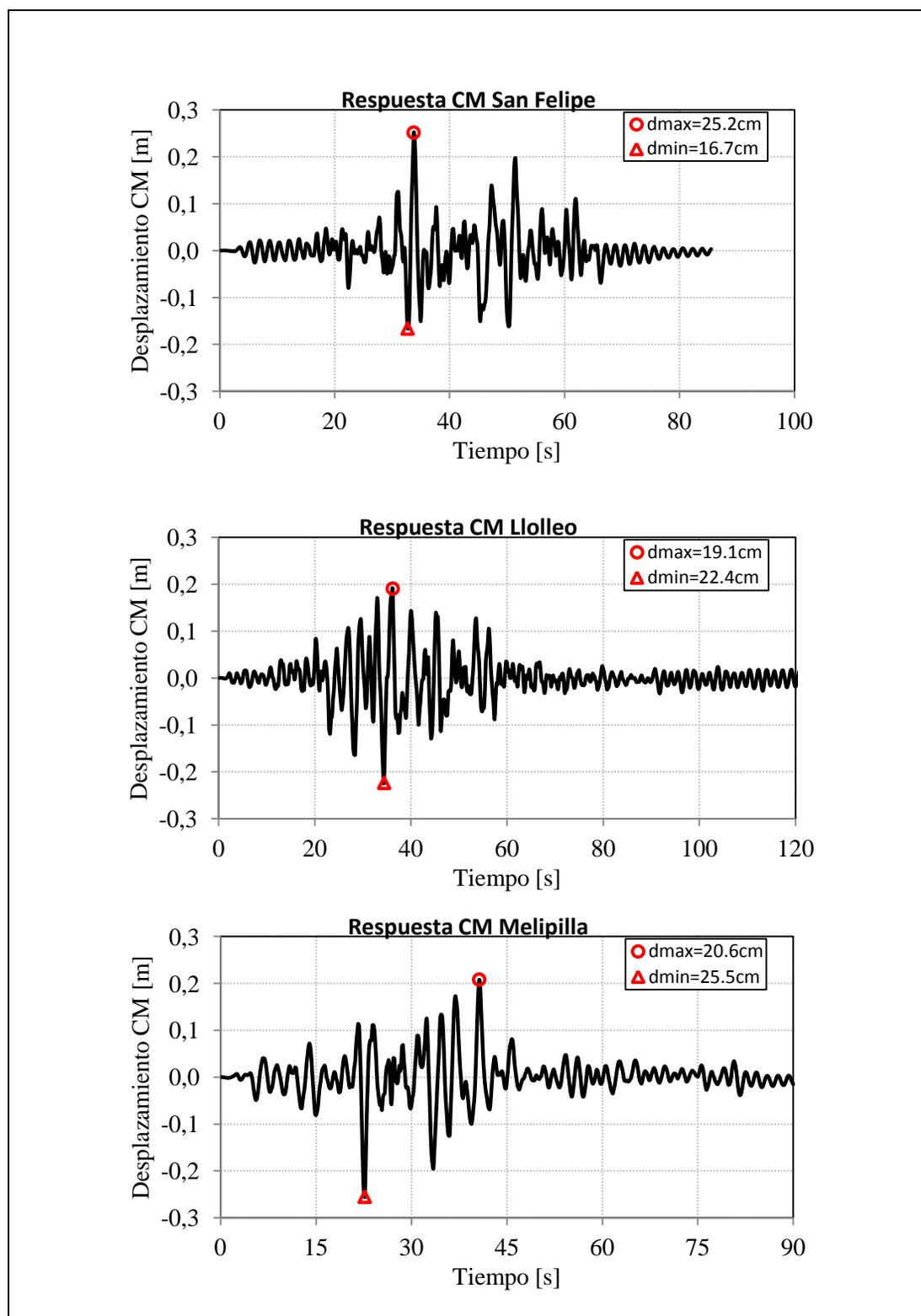


Figura 3-19: Respuesta del centro de masas de cabeza ante sismos compatibles

El corte sísmico total para todo el conjunto de aisladores del muelle ($N = 96$ LRB) se encuentra en un rango entre 11.34MN (1156tonf) y 28.45MN (2900tonf), lo que representa entre 2.9%-7.3% del peso sísmico del cabezo. Más aún, el corte sísmico tomado por la subestructura completa, esto es los pilotes verticales y los aisladores sísmicos, alcanza un máximo de 39.87MN (4064tonf), en este caso para Melipilla, lo que representa un 10.3% del peso sísmico del cabezo.

El aislador más demandado lateralmente fue sometido a una deformación de 24.75 cm, un corte de 314kN (32.01tonf), mientras que el más demandado axialmente fue de 4.26MN (435tonf) en compresión.

3.4.5 Análisis Push-Over a pilote vertical

Como se indicó anteriormente, en este sistema híbrido los pilotes verticales deben trabajar como “pilotes aisladores” en paralelo con los aisladores sísmicos. Los requerimientos de diseño para el pilote vertical son: (i) proveer, en conjunto con el sistema de aislamiento, una rigidez lateral consistente con el periodo de vibración fundamental ($T=3s$); y (ii) ser completamente estable para un desplazamiento lateral consistente con el del sistema de aislamiento, esto es $D_D=24.3cm$. Este desplazamiento es mucho mayor a uno impuesto en un muelle perpendicular convencional construido sobre pilotes inclinados. Una sección transversal típica de la zona aislada del muelle se muestra en la Figura 3-20.

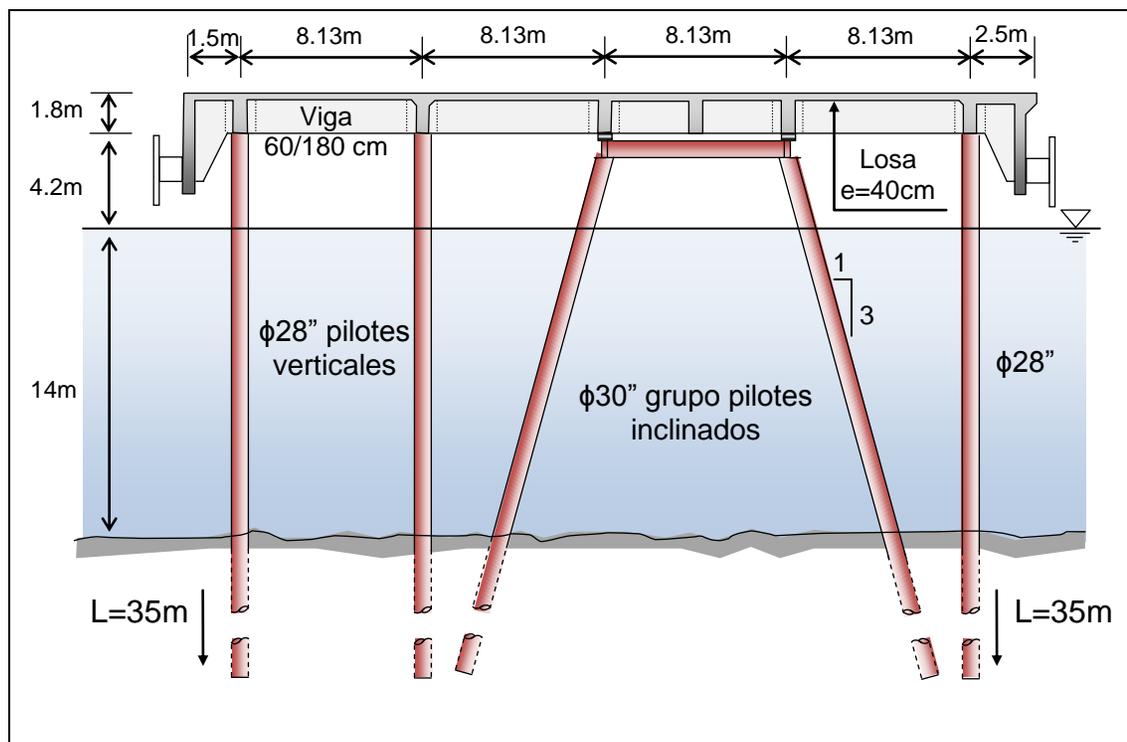


Figura 3-20: Sección transversal típica del cabezo.

El objetivo es demostrar que para el desplazamiento máximo D_D esperado del aislador, los pilotes verticales se mantendrán en un rango elástico. Para verificar la capacidad de deformación del pilote vertical, su rigidez lateral y estabilidad, se llevaron a cabo análisis Push-Over. Este análisis fue hecho a un pilote vertical típico de la zona del cabezo, cuya geometría consiste en una sección cilíndrica de espesor $e_p = 16\text{mm}$ y diámetro $\phi_p = 28''$, de acero A572 Gr.50. Los primeros 6.5m más cercanos a la losa están rellenos de hormigón H35, y tienen una armadura longitudinal de 18 barras $\phi_l = 36\text{mm}$ y una armadura transversal $\phi_t = 12\text{mm}$ cada 150mm, ambas de acero de refuerzo A630-420H ($\sigma_u=630\text{MPa}$, $\sigma_y=420\text{MPa}$). Además, la resistencia lateral de un pilote vertical está contribuida por la

colaboración de las vigas transversales de hormigón armado. La viga transversal típica tiene una sección rectangular de $60 \times 180 \text{ cm}^2$. Esta información se detalla en la Figura 3-21.

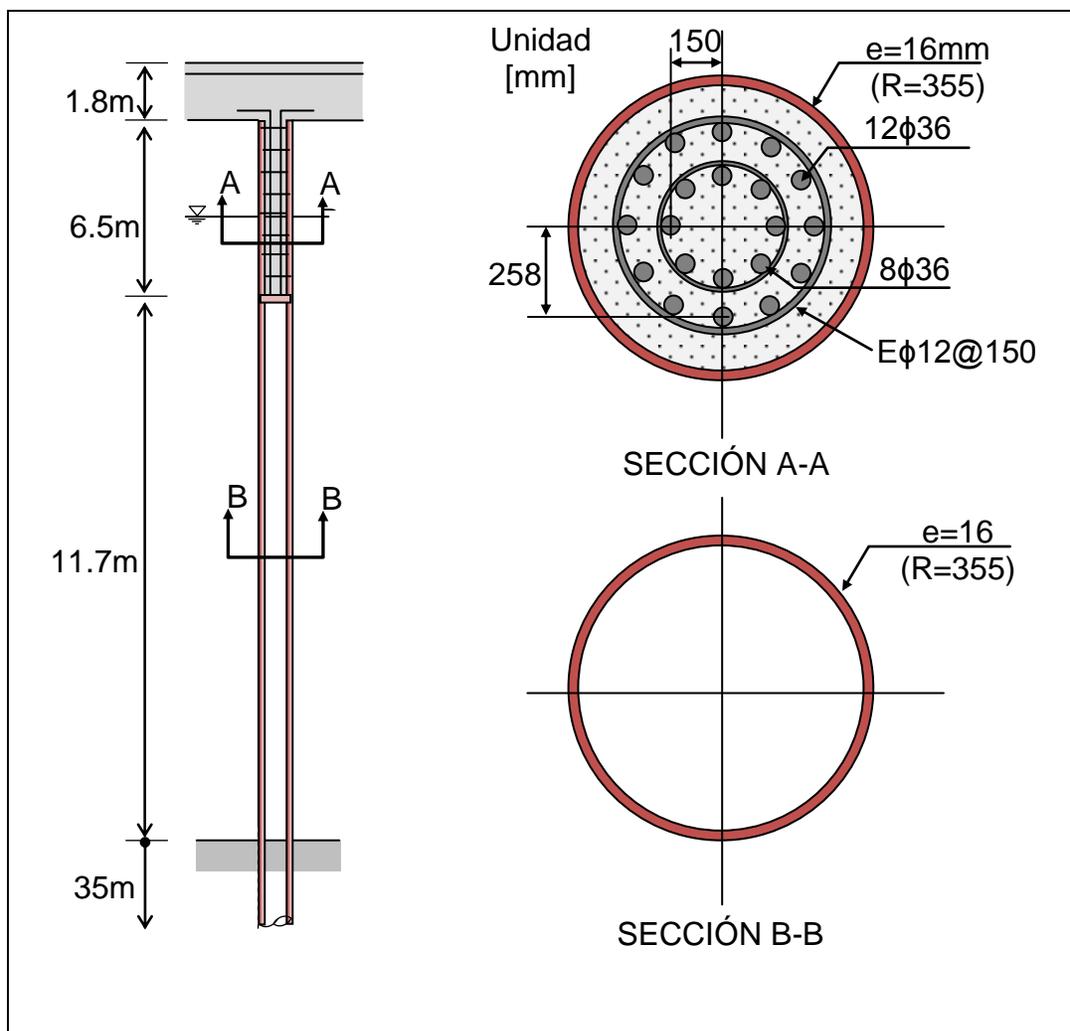


Figura 3-21: Pilote vertical típico del cabezo.

La modelación llevada a cabo consiste en un análisis por multifibras, donde se discretiza la sección en un número discreto de fibras y donde cada una posee un comportamiento 1D no lineal propio del material. Los comportamientos utilizados fueron elasto-plástico para el acero del pilote, Labord para el hormigón y Pinto

Menegotto para las armaduras de refuerzo. Las secciones construidas con elementos finitos y las constitutivas de los materiales se muestran en la Figura 3-22.

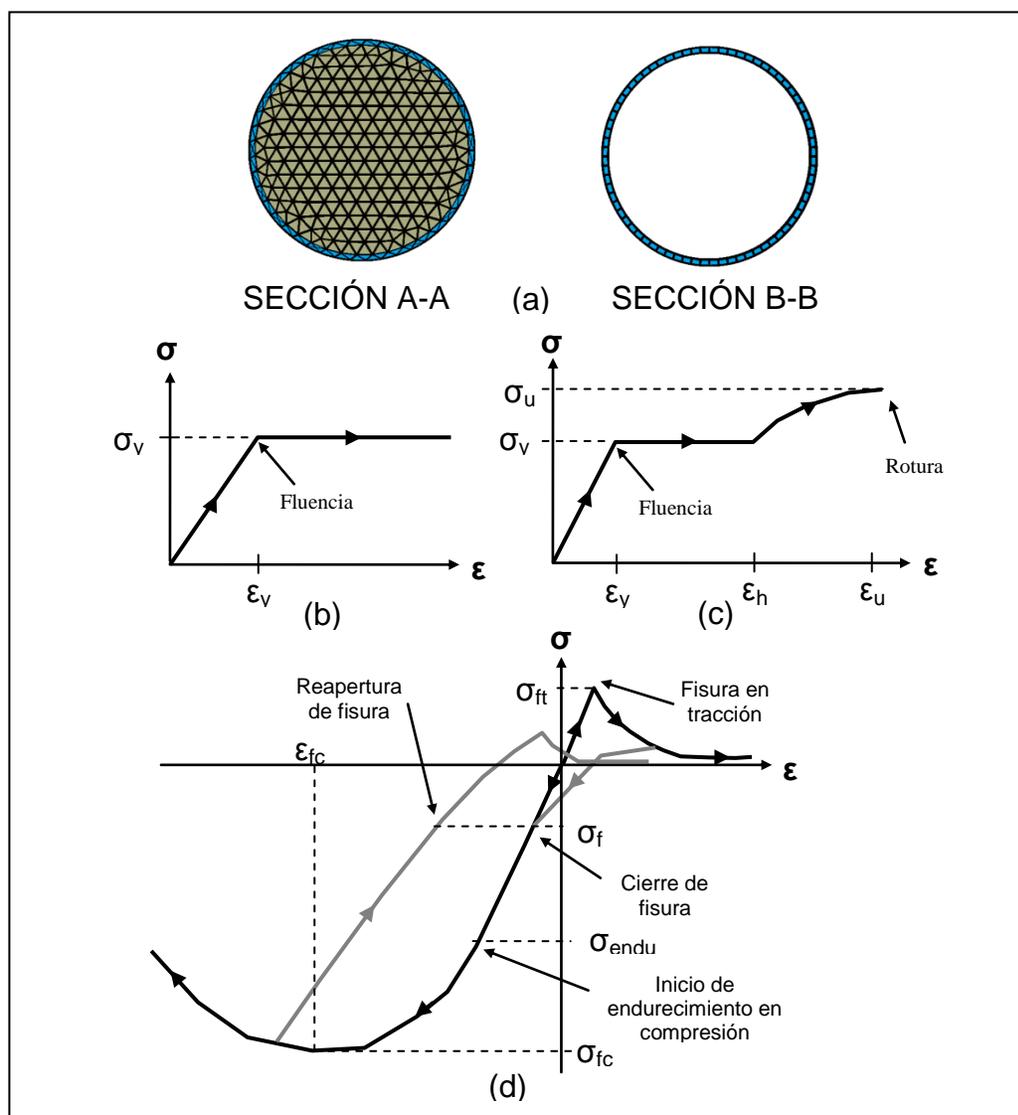


Figura 3-22: (a) Secciones FEM utilizadas para análisis Push-Over. Constitutivas 1D no lineales correspondientes a las fibras de (b) acero del pilote A572Gr50; (d) acero de refuerzo A630-H430; y (c) concreto de relleno H35

Los resultados obtenidos para el caso del pilote vertical descrito anteriormente se muestran en la Figura 3-23. Los casos analizados fueron (i) suelo infinitamente rígido; (ii) suelo infinitamente flexible.

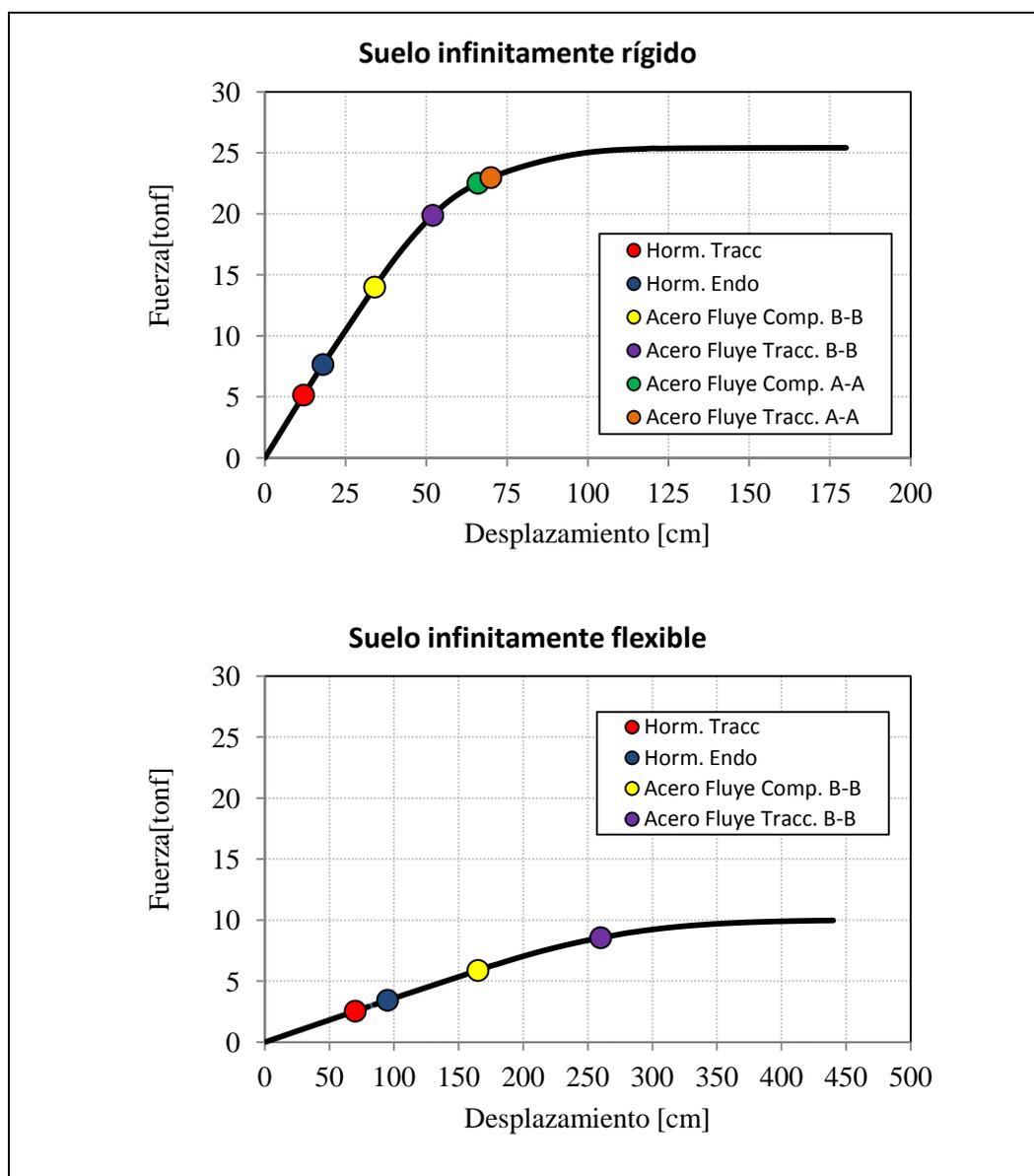


Figura 3-23: Pushover de pilote vertical típico del cabezo en (i) suelo infinitamente rígido y (ii) suelo infinitamente flexible

En el primer caso, se supuso que la rigidez lateral que aporta el suelo es tan alta que la condición de apoyo equivale a restringir el desplazamiento vertical y horizontal del pilote en toda la profundidad bajo el suelo. En el segundo caso, la rigidez que aporta el suelo se supuso nula, por lo que sólo se restringió el desplazamiento vertical y horizontal de la punta del pilote, ubicado a 35m de profundidad. El objetivo es demostrar que el pilote vertical se encuentra en rango elástico para el desplazamiento máximo del cabezo, esperado según el diseño.

Los resultados obtenidos muestran que la máxima demanda en fuerza ocurre para el caso de suelo infinitamente rígido, en el que se alcanza un desplazamiento lateral de al menos 35 cm sin que el acero del pilote entre en fluencia. A partir de los 35 cm, la primera fibra de acero entra en fluencia (compresión) en la base del pilote de sección B-B, y ya en los 52 cm se obtiene fluencia en tracción, también en la base del pilote de sección B-B. Este desplazamiento permite que los pilotes verticales se mantengan en rango elástico para el desplazamiento de diseño del aislador.

La primera rótula plástica se forma en la base del pilote (más cercana al suelo) y la segunda rótula plástica se forma en la unión viga-pilote.

3.4.6 Análisis Tiempo Historia ante 27/F

Idealmente estos resultados podrían ser comparados con aquellos derivados del movimiento sísmico del Maule el 27 de Febrero, 2010. Asumiendo que el registro disponible de San Pedro de la Paz es de alguna forma representativo del movimiento de esta región (el cual se muestra en la Figura 3-24), la respuesta tiempo historia del muelle es presentada en la Tabla 3-5 sólo como una referencia. La respuesta lateral predicha del centro de masas del muelle es de 18.1 cm de desplazamiento máximo en la dirección longitudinal y 9.0 cm en la dirección transversal.

El desplazamiento máximo del LRB predicho por el modelo es de 17.3cm, lo que representa un 71% del desplazamiento de diseño D_D ; una fuerza de corte cercana a las 26.49 tonf (76% del valor de diseño).

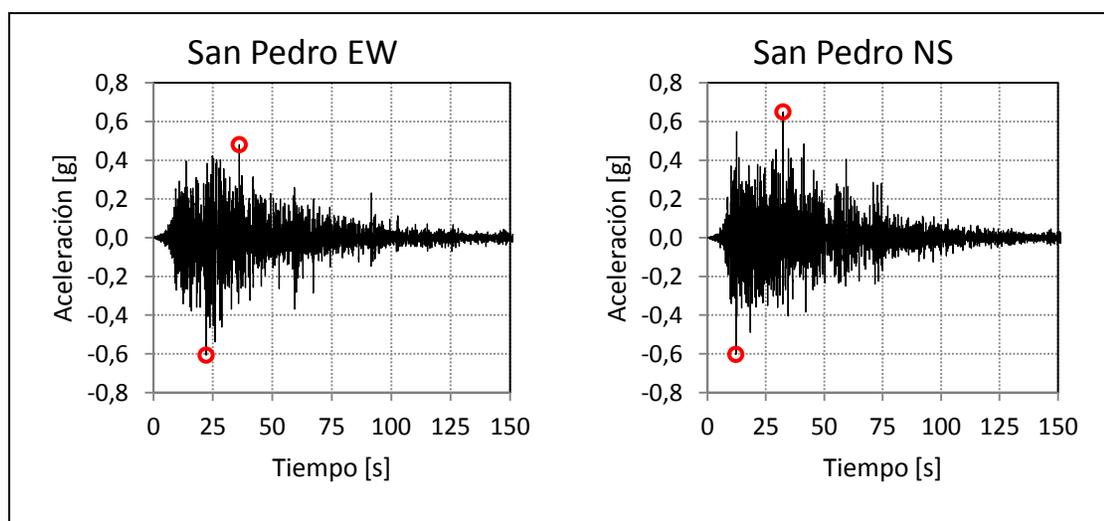


Figura 3-24: Registros de aceleración en San Pedro de la Paz debidos a terremoto Maule 2010.

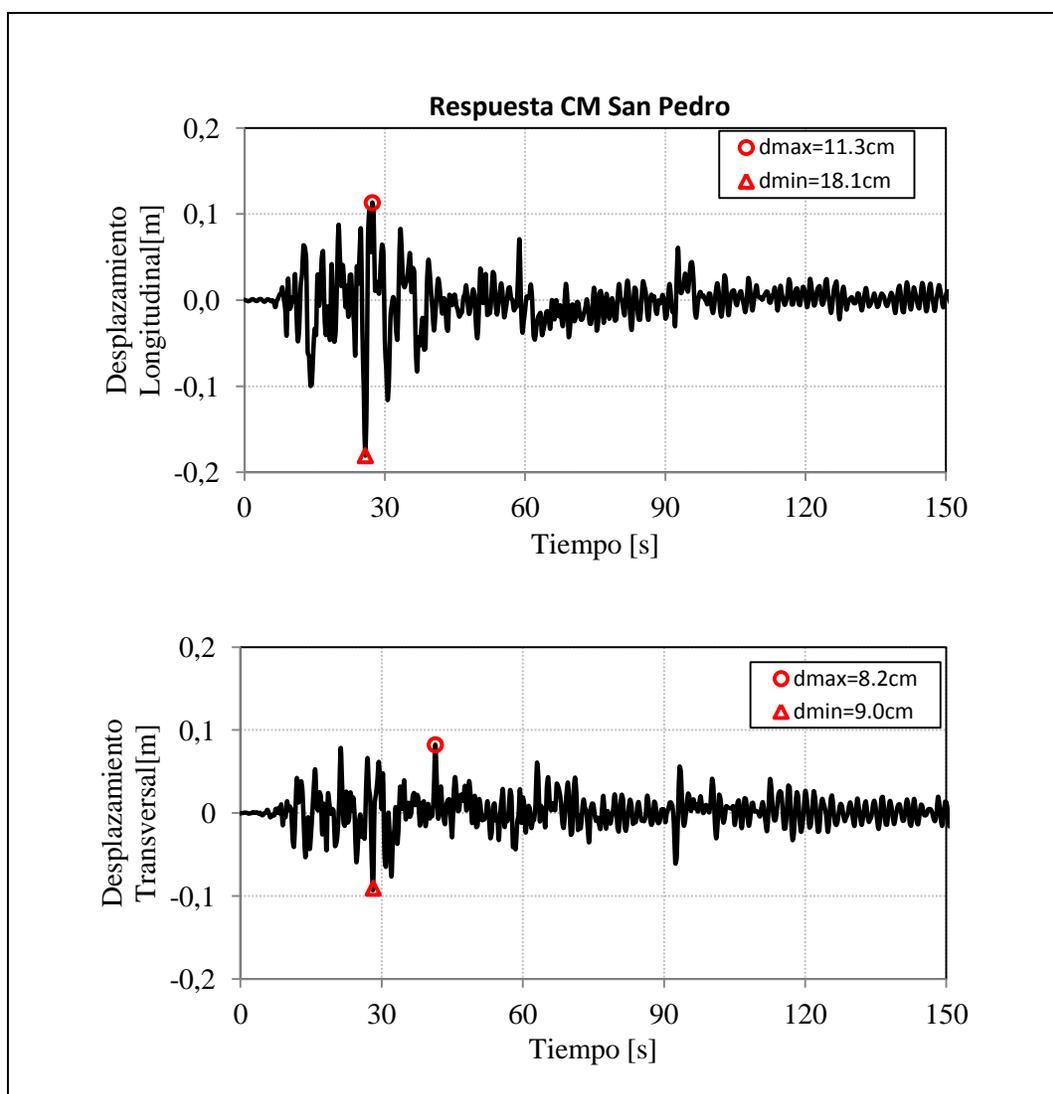


Figura 3-25: Respuesta en desplazamiento del centro de masas de cabezo ante el sismo de San Pedro

Este desplazamiento es consistente con el comportamiento observado en la separación entre la zona aislada (cabezo) y la no aislada (puente de acceso), mostrado en la Figura 3-26.

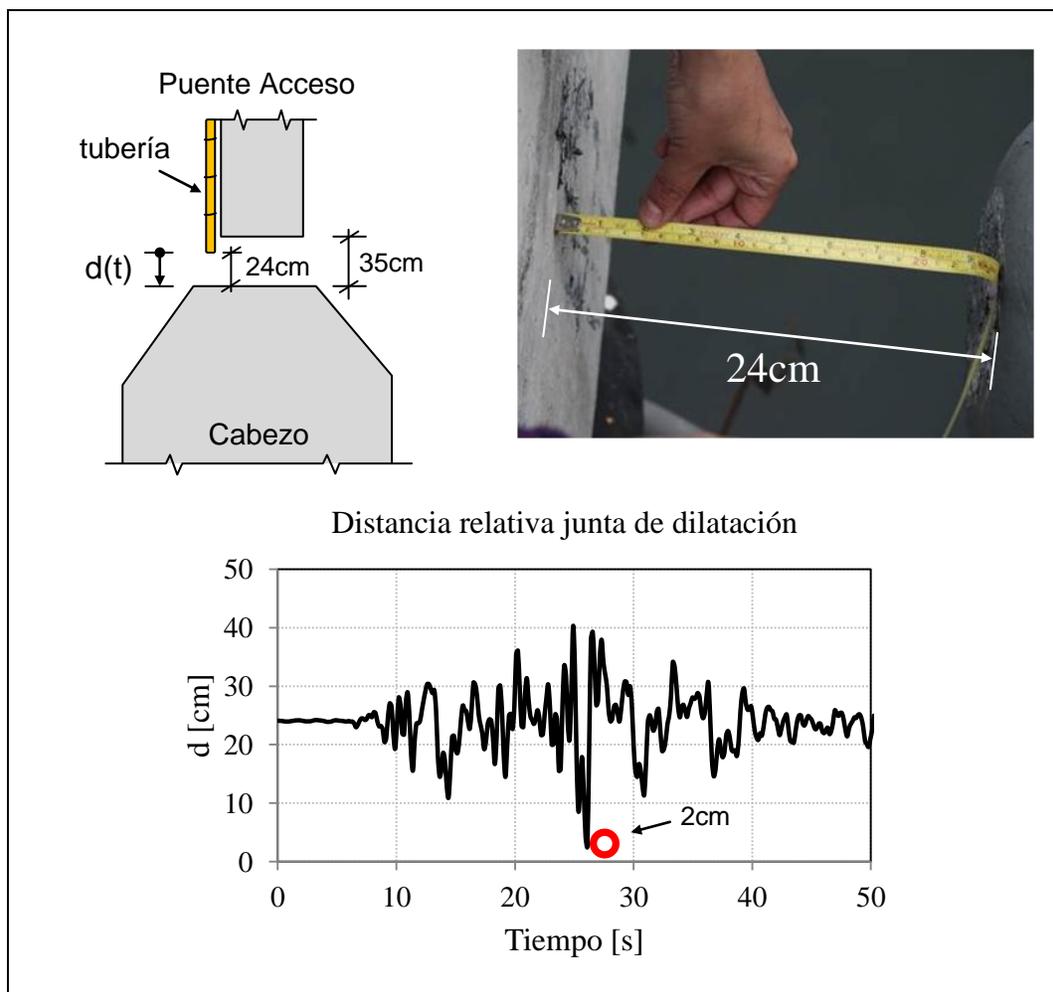


Figura 3-26: Desplazamiento relativo medido entre el Cabezo aislado sísmicamente y el Puente de acceso no aislado, en el Muelle Coronel Sur debido al terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010

Este muelle tiene una separación entre el puente de acceso y el cabezo de 35cm. Montado sobre el puente de acceso existe una tubería, la cual está a una distancia de 24cm del cabezo, tal y como se muestra en la Figura 3-26. Esta foto obtenida inmediatamente después del terremoto muestra que existió contacto o ‘pounding’ entre el cabezo aislado y la cañería montada en el puente, indicando que el

desplazamiento máximo relativo entre estas dos estructuras fue de al menos 24cm en la dirección longitudinal. La ubicación desde donde la foto fue tomada se muestra en la Figura 3-2.

La variable $d(t)$ representa la distancia en el tiempo entre estas dos estructuras, la cual comienza en un valor inicial de 24cm. Si el valor de la variable aumenta, significa que ambas estructuras se están separando durante el sismo, mientras que si el valor disminuye, significa que ambas estructuras se acercan. El modelo debería predecir que esta variable llegue a un valor $d = 0$, para así representar este contacto entre la tubería y el cabezo, sin embargo el valor mínimo que toma es de 2cm. A pesar de que no se llegó a la respuesta exacta, la muy pequeña diferencia entre el resultado entregado por el modelo y lo observado en terreno es bastante satisfactoria.

3.5 Comparación entre modelo de diseño y modelo actual

Durante la etapa de diseño del muelle Coronel, se concluyó que la incorporación del sistema de aislamiento sísmico del proyecto aumentaría la seguridad de la estructuras y de sus contenidos entre 4 y 5 veces, además de producir un ahorro importante en el costo de la obra comparada con la solución convencional. Este objetivo se consiguió con la solución híbrida de aisladores sísmicos y pilotes verticales.

A continuación se presenta una comparación entre los análisis hechos al cabezo y al pilote vertical durante la etapa de diseño y durante esta investigación, y se presentan las principales diferencias en cada uno de los análisis.

3.5.1 Comparación modelos y análisis del cabezo

En la etapa de diseño del muelle, se determinó que el cabezo de 400m se dividiría en dos partes iguales de 200m cada uno, separados por una junta de 35cm. Por lo tanto, para el estudio de la respuesta sísmica del muelle durante su etapa de diseño, se modeló una de estas secciones del cabezo en el software SAP2000.

Durante el diseño se llevó a cabo un análisis con un sistema lineal en primera instancia, en la que los aisladores se modelan con propiedades equivalentes de rigidez y amortiguamiento. Luego para la verificación no lineal del sistema, se hizo un análisis tiempo historia con constitutivas no-lineales para los aisladores. En el caso del modelo actual sin embargo, se hizo inmediatamente un análisis no lineal de tiempo historia ya que el objetivo fue conocer el comportamiento del muelle ante el sismo del 27 de febrero, en ningún caso estudiar un nuevo diseño para la estructura.

Un resumen de los principales puntos de diferencia entre el modelo generado durante la etapa de diseño y el modelo actual, los cuales se dividen en modelación, análisis y en resultados, se muestra en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6: Comparación muelle entre modelo de diseño y modelo actual

	Software	Diseño	Actual
		SAP2000	Code-Aster
Modelación	Análisis	Lineal equivalente + No-lineal tiempo historia	No-lineal tiempo historia
	Geometría estructura	Mitad cabezo	Cabezo completo + Puente acceso completo
	Geometría suelo	Cota suelo constante (-18.3m)	Cota suelo real (estratigrafía)
	Interacción suelo- estructura	Resortes lineales (coef. Balasto)	Resortes no-lineales (p-y, t-z, Q-z)
	Junta	No	Si
Análisis y resultados	Tiempo análisis	3 hrs	184 hrs
	Tamaño resultados	1 Gb	25Gb
	Análisis modal	Menos torsional	Más torsional
	Corte máximo conjunto de aisladores	80% del corte total	70% del corte total
	Desplazamiento CM	Mayores	Menores
Deformaciones LRB más demandado	Similar	Similar	

La primera y más relevante diferencia se encuentra en el tamaño del modelo y cantidad de elementos. Para el caso del diseño, se analizó la mitad del cabezo construido, es decir una sección de 200m de largo y 36.5m de ancho, apoyado en 12 mesas rígidas (completando 48 LRB y 48 pilotes inclinados) y en 82 pilotes verticales. El modelo actual, que consiste en la modelación del cabezo completo (416m de largo y 36.5 de ancho) y del puente de acceso (225m de largo y 10m de ancho), incluye un total de 24 mesas rígidas (96 LRB y 96 pilotes inclinados) y 164 pilotes verticales para el caso del cabezo, y un total de 32 pilotes inclinados para el caso del puente de acceso. Además, en el modelo original no se modelaron

elementos de losa, sino que se logró un movimiento rígido del tablero con una restricción cinemática entre los puntos de las vigas transversales y longitudinales. El modelo actual en cambio, incluye elementos de losa, con los que se logra representar este movimiento de manera natural, así también como su rigidez flexural.

Una segunda diferencia importante es que en el caso de diseño, se consideró la profundidad del lecho marino en la cota -18.3m y constante para todo el muelle. Sin embargo, el modelo actual incluye la estratigrafía real del suelo obtenida en el estudio de suelos.

Para incluir la interacción suelo-estructura, en ambos casos ésta se modeló con resortes. En el modelo de diseño, se asumió una rigidez lateral obtenida con un coeficiente de balasto creciente linealmente en profundidad ($k_{bal} = 716 * prof$ [tonf/m³], donde 'prof' es la distancia bajo el lecho marino). Se asumió que el suelo sólo aportaba en rigidez lateral, y la resistencia vertical se consiguió con un apoyo simple en la punta de cada pilote. En el modelo actual sin embargo, se consideraron resortes no lineales tanto horizontales como verticales (p-y, t-z y Q-z), consistentes con las recomendaciones portuarias para cada estrato existente en el estudio de suelos.

Por último, dado que en el modelo actual si consideró el puente de acceso, se incluyó una junta de contacto entre estas dos estructuras, para así representar la interacción e impacto del puente contra el cabezo.

Dadas las principales diferencias entre ambas modelaciones, se llegó a las siguientes conclusiones:

Primero, dada la alta diferencia entre el tamaño y número de elementos entre ambos casos, la diferencia en tiempo de análisis es considerable. Para el caso de diseño, un análisis no lineal tiempo-historia de 4 sismos (en promedio, los sismos tienen 90s de duración e intervalo de tiempo de 0.005s) demora aproximadamente 3hrs, mientras que en el modelo actual este toma cerca de 48hrs para sólo 1 sismo, lo que representa un costo computacional muy elevado. Sumado a esto, el tamaño de los archivos generados en los resultados son completamente distintos. Los archivos que genera SAP para los 4 sismos bordean 1Gb de memoria, mientras que los generados por Code-Aster son cercanos a los 25Gb.

La mayor relación de aspecto L/A (L largo y A ancho) del cabezo completo versus el modelo original, sumado a la mayor variabilidad de rigidez que aporta el suelo dada su estratigrafía no constante, hacen que el comportamiento del cabezo completo presente mayores componentes torsionales. Además, las constitutivas bilineales del aislador presentan algunas diferencias, ya que fueron mejor ajustadas a los ensayos de corte cíclico. Esto implicó que el corte que toma el conjunto de aisladores sísmicos es de un 80% para el modelo de diseño, pero de un 70% para el modelo actual.

Para los desplazamientos del CM del cabezo, se obtuvo que el modelo actual predice menores desplazamientos horizontales que el modelo de diseño (cerca del 90%), sin embargo, como las componentes torsionales son más importantes, el LRB más demandado está sometido a fuerzas y deformaciones similares en ambos casos (la diferencia es que el caso original el LRB más demandado se encuentra cercano al CM, pero en el otro caso se encuentra más alejado del CM).

En conclusión, la ventaja principal que presenta el modelo actual comparado con el modelo original de diseño es que al representar el muelle real, es decir cabezo completo y puente de acceso, es capaz de predecir la respuesta e interacción de estas dos estructuras. Sin embargo, el alto costo computacional que implica una modelación más precisa del suelo significa una importante desventaja. Por ende, el modelo utilizado en el diseño cumple con el objetivo para el que fue creado, el diseño sísmico del sistema de aislamiento y de sus elementos, y muestra resultados similares a los del cabezo completo. El modelo actual puede ser utilizado para conocer la respuesta más precisa del muelle completo ante cargas típicas de puerto, pero esto conlleva un alto costo computacional que debe tomarse en cuenta.

3.5.2 Comparación modelos y análisis de pilote vertical

Durante la etapa de diseño del muelle se estudió la capacidad en corte y la deformación última de un pilote vertical tipo, con el objetivo de evaluar la viabilidad técnica de la estructuración aislada desde el punto de vista de la resistencia. Se hicieron análisis Pushover, considerando efectos no lineales $P-\Delta$ y grandes deformaciones. Para incluir la interacción con el suelo, se asumieron 2 casos extremos, el primero con un suelo infinitamente rígido y el segundo con un suelo infinitamente flexible.

Durante esta investigación se hicieron nuevos análisis Pushover para un pilote vertical similar, también considerando los 2 casos extremos de interacción con el suelo. El objetivo principal de hacer nuevos análisis fue: (i) observar cuál es el comportamiento lateral del pilote cuando se incluye una sección de hormigón

armado y refuerzo longitudinal (Figura 3-21) e; (ii) identificar puntos de desempeño intermedios antes de llegar al desplazamiento de rotura. Estos 2 conceptos no fueron incluidos en el modelo original y se quiso estudiar sus consecuencias en los resultados.

Las diferencias fundamentales tanto en la modelación como en los resultados se muestran en la Tabla 3-7.

Tabla 3-7: Comparación pushover pilote vertical entre modelo de diseño y actual

		Diseño		Actual	
Software		SAP2000		Code-Aster	
Modelación	Sección transversal	Sólo B-B		Secciones A-A y B-B	
	Efectos P- Δ y grandes deformaciones	Si		No	
	Puntos desempeño	No		Si	
Resultados		Rígido	Flex	Rígido	Flex
	Capacidad	28.0	17.0	25.0	10.0
	Δ rotura	1.00	1.52	1.00	3.50
	Rigidez inicial	36.0	13.0	40.0	3.3

Como se comentó anteriormente, la principal diferencia entre ambos análisis es que durante esta investigación se incorporó una sección de pilote relleno de hormigón y refuerzo longitudinal en los primeros 6.5m más cercanos a la unión con la losa. El objetivo de esta configuración es principalmente asegurar una buena conexión viga-pilote.

En el diseño se concluyó que los efectos de no linealidad geométrica son importantes en todo rango de deformaciones, ya que rigidizan la estructura en

cerca de un 35%. En esta investigación no se estudiaron los casos de no linealidad geométrica, sino que se asumió que tal y como se concluyó en el diseño, ésta tendría el efecto de flexibilizar la estructura y de esta manera el pilote podría deformarse aún más lateralmente sin llegar a rotura.

Una segunda característica importante es que en esta investigación se identificaron los puntos de desempeño del pilote durante el Push-over, y de esta manera se conoció cuál es el comportamiento de cada fibra y a qué altura del pilote se presenta. En base a los resultados se concluyó que para la deformación de diseño del aislador (cerca de los 25cm) y en el caso más desfavorable, es decir para un suelo infinitamente rígido, el hormigón de la sección A-A se agrieta en tracción y entra en endurecimiento en compresión. Sin embargo esto no afectó la linealidad del pilote vertical completo, pues se observa linealidad hasta los 35cm aproximadamente, que coincide con el valor esperado de desplazamiento del cabezo para un sismo máximo. La primera rótula plástica se forma en la base del pilote (más cercana al suelo) y la segunda rótula plástica se forma en la unión viga-pilote, lo que no estaba claro en el modelo de diseño.

En cuanto a los resultados obtenidos en el caso de suelo infinitamente rígido, se observa que a pesar de que el pilote presenta una mayor rigidez tangente inicial (11% mayor comparado con la etapa de diseño) dado por la inclusión de la sección A-A, la capacidad máxima es un 11% menor. El desplazamiento de rotura es el mismo para ambos casos. Para el caso de suelo infinitamente flexible en cambio se observan diferencias más importantes. Esto se explica por la diferencia de cotas a las que se consideró que estaba la punta del pilote. En el caso del diseño, la punta

del pilote se encontraba en la cota -27m, sin embargo en esta investigación ésta se consideró en la cota -56m, tal como lo indicó el estudio de suelos. Los resultados obtenidos muestran una rigidez mucho menor (cerca de un 25%) pero un desplazamiento de rotura de casi el doble.

Dado que en ambos análisis se llegó a que en el rango de deformación esperada para el aislador, el pilote vertical se encontraría en rango lineal elástico, y que los resultados obtenidos no son considerablemente distintos (las rigideces obtenidas continúan estando en un rango similar al del aislador), se concluye que no existen diferencias importantes entre ambos análisis. La ventaja del análisis hecho en el diseño es que considera efectos no lineales geométricos, sin embargo no identifica de manera precisa donde ocurre fluencia y a qué altura, lo que sí está incluido en el análisis actual.

4. LECCIONES

Se presenta una revisión de algunas normas portuarias para identificar las recomendaciones de diseño aplicables a algunos de los problemas observados en los puertos. El daño considerado es el típico de las estructuras de tipo abierto dado que la mayoría de los puertos estudiados aquí pertenecen a este tipo. Un resumen de las provisiones de los códigos que sean aplicables y relevantes se presentan en la Tabla 4-1.

Se hizo una evaluación del potencial de licuación para el caso del Muelle Coronel Sur dado que ese fue el principal problema observado en los puertos. Basado en las recomendaciones de la Tabla 4-1, la información del SPT y el registro de San Pedro, se calculó el factor de seguridad FS para el sondaje SST-1- Se encontró que el FS es menor a 1 en el rango de profundidad entre los 5 y 35m. Esto representa una alta probabilidad de licuación que debiera haber sido mitigada en la fase de diseño del proyecto.

En general, no existen procedimientos cuantitativos para evaluar el potencial de ‘Lateral Spreading’ en los códigos; esto aparece en la mayoría como un concepto. Para tomarlo en cuenta, algunas normas incluyen algunos métodos pseudo-estáticos de estabilidad de pendientes y algunos representan el fenómeno con una pérdida de la capacidad de corte del suelo. Sin embargo, detalles de cómo esto puede afectar al sistema de fundación no son incluidos. Algunos trabajos recientes (Ashford, Boulanger, & Brandenberg, 2011; Boulanger, Kutter, Brandenberg, Singh, & Chang, 2003) intentan dar una guía para estimar estas cargas laterales que las capas licuables ejercen sobre los pilotes. Esto debiera ser incorporado pronto a los códigos para mejorar el diseño en este tipo de daño.

Tabla 4-1: Previsiones de normas que cubren los daños observados

Aspecto	Punto del código	Comentario
Licuación	Eurocode 8, Part 5, 4.1.3 MOTEMS, 3106F.3 OCDI, Part II, 13 ROM05, 3.10.4.2. PIANC, T4.4	La evaluación del potencial de licuación está basado en un factor de seguridad FS, calculado como la razón entre la resistencia del suelo (CRR) y la carga cíclica (CSR). CRR está basado en SPT/CPT/V _s y ensayos en laboratorio. CSR está basado en información del sismo (M _w y PGA) y sobrepresión de poros. Cada uno de estos códigos define un FS para el cual ocurrirá licuación, variando entre 1.0 y 1.4.
Lateral Spreading	BS 6349-1-2000, 54.3.2 EM-1110-2-1110 Part VI-5-5 Eurocode 8, Part. 5, 4.1.2 MOTEMS, 3106F.4 OCDI, Part V, 6 ROM05, 3.6.3.4 and 3.8.4 ROM05, 4.3.5.5 UFC 3-220-10N, Chapter 7	La evaluación de Lateral Spreading no es considerada en estos códigos; es sólo nombrada como un problema a ser considerado. Evaluación de estabilidad de taludes (factor de seguridad en un estado de equilibrio) contra superficies de falla causadas por el peso propio del suelo es considerada asumiendo superficie plana o circular. Sin embargo, estos son métodos pseudo-estáticos, los cuales no representan este complejo fenómeno.
Conexión viga-pilote	BS 6349-2-1988, 6.8.5, 6.12.2	Ejemplos de pilotes de acero tubulares o H, y de hormigón.
	MOTEMS, 3104F.2.7	Juntas de corte y capacidad de momento, longitud de desarrollo
	OCDI, Part V, 4.5.3 and 9.9.3	Conexión pilotes y longitud de empotramiento de cabezas de pilote
	PIANC, T5.5	Pilotes acero, hormigón pretensado, y consideraciones de conexión.
Pilotes inclinados	BS 6349-2-1988, 6.12.5.2 BS 8004, 7.3.3.5	Recomendados para resistir cargas laterales
	MOTEMS, 3107F.2.8	Curvas básicas <i>Pushover</i> para pilotes inclinados
	OCDI, Part VIII, 10.5.1	Fuerzas externas que actúan sobre pilotes inclinados
Torsión natural	MOTEMS, 3104F.4.2 OCDI, Part VIII, 9.5.4 PIANC, T5.5	Consideran que la losa gira como bloque rígido en el diseño individual del pilote para muelles marginales y pequeños grupos de pilotes.

Fue encontrado que las provisiones de los códigos que hacen referencia a estructuras de tipo abierta, sólo lo hacen para el caso de muelles marginales. No existen recomendaciones explícitas para los muelles más largos que están contruidos perpendiculares a la orilla. De aquí entonces que los problemas como la torsión natural y el efecto de pilotes cortos no son considerados explícitamente en los códigos ni guías de diseño.

Otra implicancia de diseño bastante interesante es que el ‘lateral spreading’ también induce daño debido a la compresión viga-losa. Cuando el suelo cercano al puente de acceso desliza, genera una fuerza lateral sobre la fundación de pilotes. Los pilotes inclinados longitudinalmente del cabezo del muelle ubicado hacia el mar, los cuales están en una pendiente casi nula y sin efectos de lateral spreading, actúan como un sistema de arriostramiento restringiendo el movimiento del muelle hacia el mar. Como resultado, las vigas longitudinales y la losa están sujetas a una fuerte compresión que no es considerada en el diseño de la estructura, tal y como se muestra en la Figura 2-11.

El balance correcto entre la rigidez de los pilotes verticales y los aisladores colocados en la cima de los pilotes inclinados entregan una solución interesante para distribuir las fuerzas laterales entre los elementos. Este concepto debiera ser incluido como una alternativa de diseño para estructuras de tipo abiertas debido a que es económico y ha probado su funcionamiento en el Muelle Coronel Sur.

Finalmente, la solución híbrida de aislamiento puede ser también interesante para muelles con pilotes de distinta longitud (como ocurre naturalmente para muelles perpendiculares). En ese caso, el aislamiento puede instalarse en el puente de acceso y

puede ayudar a homogeneizar la variabilidad de la rigidez lateral a lo largo del muelle
(Figura 4-1).

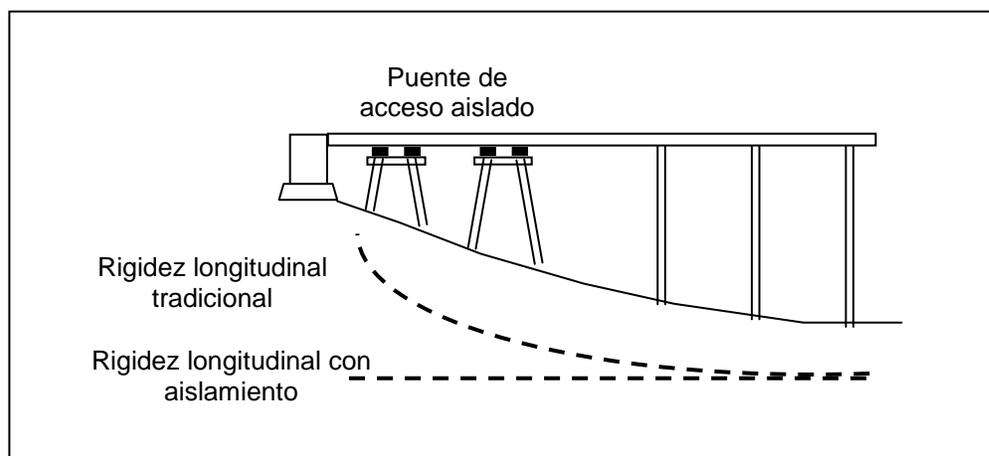


Figura 4-1: Aislamiento sísmico de la zona del puente de acceso

5. CONCLUSIONES

Este estudio sobre el comportamiento de estructuras de puerto ubicadas al sur del epicentro del terremoto del Maule del 27 de Febrero (Chile) y el caso de estudio del Muelle Coronel Sur deja las siguientes conclusiones:

El costo total en daño de estructuras portuarias en la región de Concepción y Talcahuano fue de 285 millones de dólares, y se atribuye principalmente a licuación y lateral spreading. Además, los daños estructurales son relativos a problemas de conexión viga-pilote.

Las provisiones de los códigos que hacen referencia a estructuras de tipo abierta, sólo lo hacen para el caso de muelles marginales. No existen recomendaciones explícitas para los muelles más largos que están contruidos perpendiculares a la orilla. De aquí entonces que los problemas como la torsión natural y el efecto de pilotes cortos no son considerados explícitamente en los códigos ni guías de diseño.

El lateral spreading también induce daño debido a la compresión viga-losa. Cuando el suelo cercano al puente de acceso desliza, genera una fuerza lateral sobre la fundación de pilotes. Los pilotes inclinados longitudinalmente del cabezo del muelle ubicado hacia el mar, los cuales están en una pendiente casi nula y sin efectos de lateral spreading, actúan como un sistema de arriostamiento restringiendo el movimiento del muelle hacia el mar. Como resultado, las vigas longitudinales y la losa están sujetas a una fuerte compresión que no es considerada en el diseño de la estructura.

Una comparación entre el resultado analítico para el diseño y el comportamiento observado del Muelle Coronel Sur aislado sísmicamente, muestra que la estructura fue

sometida a deformaciones y esfuerzos cercanos a $3/4$ de su valor de diseño. Los pilotes verticales y la superestructura se mantuvieron en el rango elástico, mientras que los aisladores sísmicos experimentaron deformaciones inelásticas importantes. Se logró que el muelle tuviera continuidad operacional, lo que fue un objetivo de diseño.

El balance correcto entre la rigidez entre los pilotes verticales y los aisladores colocados sobre los pilotes inclinados entregan una solución interesante para distribuir las fuerzas laterales entre los elementos. Este concepto debiera ser incluido como una alternativa de diseño para estructuras de tipo abiertas debido a que es económico y ha probado su funcionamiento en el Muelle Coronel Sur.

Actualmente, los estándares portuarios exigen que los pilotes verticales sean capaces de resistir la carga vertical impuesta por el muelle, dado que es muy probable que los pilotes inclinados fallen o se dañen ante un eventual sismo. Con el nuevo concepto de diseño híbrido, se asegura que los pilotes inclinados no sufran daño y puedan aportar siempre a la resistencia vertical. Esto implica que podrían disminuirse la cantidad de pilotes verticales necesarios, disminuyendo en gran medida el costo total del proyecto.

El concepto de aislamiento en muelles trae como consecuencia una disminución importante en la demanda sísmica sobre la estructura y sus elementos. En el caso de los pilotes, al disminuir la demanda, disminuye la longitud de penetración bajo el lecho marino, lo que también es un ahorro de gran magnitud en el costo total del proyecto.

Finalmente, la solución híbrida de aislamiento puede ser también interesante para muelles con pilotes de distinta longitud (como ocurre naturalmente para muelles perpendiculares). En ese caso, el aislamiento puede instalarse en el puente de acceso y

puede ayudar a homogeneizar la variabilidad de la rigidez longitudinal a lo largo del pilote.

Se ha propuesto implicaciones de diseño importantes en la observación de daño sísmico, las que pueden guiar algunas investigaciones futuras en la mejora de los estándares portuarios. La interacción dinámica suelo estructura que ocurre en las estructuras de puerto son muy complejas en naturaleza y requieren un análisis detallado. Esta tesis pretende tener ser una referencia preliminar a los ingenieros e investigadores involucrados en este desafiante problema sísmico.

BIBLIOGRAFIA

- API. (2000). Recommended Practice for Planning , Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design. *API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD), 21st Edition, 24-WSD*, 236.
- Army Corps of Engineers, U. (2008). *Costal Engineering Manual (CEM. No. EM 1110-2-1100)*.
- Ashford, S. A., Boulanger, R. W., & Brandenberg, S. J. (2011). *Recommended Design Practice for Pile Foundations in Laterally Spreading Ground*.
- Barrientos, S. (2010). *Terremoto Cauquenes 27 de Febrero 2010* (p. 20). Retrieved from www.sismologia.cl
- Bhattacharya, S., Adhikari, S., & Alexander, N. a. (2009). A simplified method for unified buckling and free vibration analysis of pile-supported structures in seismically liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(8), 1220-1235. doi:10.1016/j.soildyn.2009.01.006
- Boulanger, R., Kutter, B., Brandenberg, S., Singh, P., & Chang, D. (2003). *Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground During Earthquakes: Centrifuge Experiments & Analyses*. Davis, California.
- Cai, Y. X., Gould, P. L., & Desai, C. S. (2000). Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil – pile – structure systems and application. *Engineering Structures*, 22, 191-199.
- Carrión, B., Almar, R., Cienfuegos, R., Burgos, L., & Catalán, P. (2010). *Modelado numérico de la propagación del tsunami del 27 de febrero de 2010: Análisis preliminar del comportamiento hidrodinámico del evento*. Santiago de Chile. Retrieved from www.prdw.cl
- Dash, S. R., Bhattacharya, S., & Blakeborough, A. (2010). Bending–buckling interaction as a failure mechanism of piles in liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(1-2), 32-39. Elsevier. doi:10.1016/j.soildyn.2009.08.002
- Dash, S. R., Govindaraju, L., & Bhattacharya, S. (2009). A case study of damages of the Kandla port and customs office tower supported on a mat-pile foundation in liquefied soils under the 2001 Bhuj earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 333- 346. doi:10.1016/j.soildyn.2008.03.004

- Davidson, B. J., Bell, D. K., & George, S. F. (2003). The implementation of seismic isolation in the retrofit of a large wharf. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 36, 208-217.
- EDF, LAEGO, Ecole Centrale Paris, LMT, INSA, & Ecole Centrale Nantes. (2012). Code Aster. Retrieved from www.code-aster.org
- Farías, M., Vargas, G., Tassara, A., Carretier, S., Baize, S., Melnick, D., & Bataille, K. (2010). Land-level changes produced by the Mw 8.8 2010 Chilean earthquake. *Science (New York, N.Y.)*, 329(5994), 916. doi:10.1126/science.1192094
- Fritz, H. M., Petroff, C. M., Catalán, P. A., Cai, Y. X., Cienfuegos, R., Winckler, P., Kalligeris, N., et al. (2011). Field Survey of the February 2010 Chile Tsunami. *Pure and Applied Geophysics*, 168, 1989-2010. doi:10.1007/s00024-011.0283-5
- Ghobarah, A., Saatcioglu, M., & Nistor, I. (2006). The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure. *Engineering Structures*, 28(2), 312-326. doi:10.1016/j.engstruct.2005.09.028
- INN. (1996). *Norma Chilena NCh433 Oficial 1996 Diseño Sísmico de Edificios*.
- INN. (2003). *Norma Chile NCh2745 Oficial 2003 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*.
- Kilborn, J., Harn, R., & Firat, Y. (2010). Seismic Retrofit of Piers Supported on Battered Piles Using Lead-Rubber Bearings. *Ports 2010: Building on the Past, Respecting the Future*, 25-28, 71-80.
- Küçükarslan, S., Banerjee, P. K., & Bildik, N. (2003). Inelastic analysis of pile soil structure interaction. *Engineering Structures*, 25(9), 1231-1239. doi:10.1016/S0141-0296(03)00083-X
- MOP. (2005). *Sistema Portuario de Chile 2005*. Retrieved from www.mop.cl
- Mahoney, M., Francis, M., & Kennard, D. (2008). Performance of the Kawaihae Harbor Port Facility Resulting from the October 2006 Earthquake. *Proceedings of the Solutions to Coastal Disasters Congress 2008*, 312(October 2006), 83-83. Asce. doi:10.1061/40968(312)83
- Ministry of Transport of Japan. (1999). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan* (pp. 1-664).
- Mondal, G., & Rai, D. C. (2008). Performance of harbour structures in Andaman Islands during 2004 Sumatra earthquake, 30, 174-182. doi:10.1016/j.engstruct.2007.03.015

Na, U. J., Chaudhuri, S. R., & Shinozuka, M. (2008). Probabilistic assessment for seismic performance of port structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), 147-158. doi:10.1016/j.soildyn.2007.05.003

Open Cascade. (2000). Salome Meca. Retrieved from www.salome-platform.org

PIANC. (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. World Association for Waterborne Transport Infrastructure.

Puertos del Estado. (2008). *ROM 0.5-94 Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Madrid.

Rosen, P. A., Hensley, S., Joughin, I. A. N. R., Li, F. U. K. K., Madsen, S. N., Member, S., Rodríguez, E., et al. (2000). Synthetic Aperture Radar Interferometry. *Proceedings of the IEEE*, 88(3), 1-102.

Ruegg, J. C., Rudloff, a., Vigny, C., Madariaga, R., de Chabalier, J. B., Campos, J., Kausel, E., et al. (2009). Interseismic strain accumulation measured by GPS in the seismic gap between Constitución and Concepción in Chile. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175(1-2), 78-85. doi:10.1016/j.pepi.2008.02.015

Thoresen, C. A. (2003). *Port Designer's Handbook* (Thomas Tel., pp. 1-549).

Tomlinson, M., & Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice* (5th ed.). London: Psychology Press.

USGS. (2010a). *M8.8 offshore Bío-Bío, Chile, earthquake of 27 February 2010*. Retrieved from <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/recenteqsww/Quakes/us2010tfan.php>

USGS. (2010b). *Finite Fault Model*. earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/finite_fault.php. Retrieved from earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/finite_fault.php

Zmuda, R., Weismair, M., & Caspe, M. (1995). Base isolating a wharf using sliding friction isolators at the port of los angeles. *Ports '95* (pp. 1263-1274).

ANEXOS

ANEXO A : COSTOS CONSTRUCCIÓN MUELLES (RESUMEN)

Los costos de construcción de cada muelle fueron calculados en base a partidas unitarias y sus costos asociados, obtenidos gracias a PRDW Aldunate Vásquez. Estos costos fueron calculados para todas las estructuras de tipo abiertas a partir de los planos estructurales de cada muelle, con la única excepción del Muelle Lo Rojas, cuyo costo se asumió igual al costo de reconstrucción debido al terremoto (ya que fue demolido). Esto quiere decir para 11 de los 14 muelles considerados en este estudio.

Para el caso de las estructuras cerradas (2 de los 14 muelles), los costos de construcción se obtuvieron directamente de la empresa Aldunate Vásquez en el caso de ASMAR, y del sr. Carlos Aránguiz del Puerto Talcahuano.

A continuación se presenta un resumen de los costos obtenidos para todos los muelles antes mencionados.

RESUMEN									
Muelle	Puente acceso		Cabezo 1		Cabezo 2		Total Infra	TOTAL	
	(US\$)	(US\$/ml)	(US\$)	(US\$/m ²)	(US\$)	(US\$/m ²)	(US\$)	(US\$)	
1	Lirquen 1	4.840.713	19.718	5.273.796	3.416	5.770.629	1.154	15.885.138	22.759.168
2	Lirquen 2	6.626.164	12.942	14.599.511	1.649	0	0	21.225.675	29.391.976
3	Penco	5.582.288	3.216	625.477	3.011	0	0	6.207.765	10.505.945
4	Talcahuano	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	30.000.000
5	Asmar	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	240.000.000
6	San Vicente	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	59.963.085	59.963.085
7	ENAP	9.282.973	10.028	5.060.774	2.109	0	0	14.343.747	28.657.381
8	Huachipato	0	0	25.959.962	3.550	8.465.094	3.273	34.425.057	50.476.727
9	Puchoco	7.659.804	8.907	2.414.547	12.073	0	0	10.074.351	16.073.656
10	Jureles	8.543.842	12.382	5.179.323	12.073	0	0	13.723.165	19.614.875
11	Chollin	4.615.806	4.310	1.049.977	2.654	0	0	5.665.783	8.297.182
12	Lo Rojas	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	no aplica	Demolición	Demolición
13	Coronel Norte	1.474.833	10.136	19.085.452	1.383	0	0	20.560.285	30.459.260
14	Coronel Sur	3.201.349	14.197	20.715.741	1.391	0	0	23.917.030	35.741.643

El total infra indica sólo la parte estructural del puente acceso más cabezo. No incluye IVA, ni contingencias, ni costos generales, ni utilidades. Tampoco postes de amarre, dolphins, bitas ni defensas

El TOTAL incluye iva, contingencias, ingeniería, postes de amarre, dolphins, bitas y defensas. Pero sólo indica la obra marítima

ANEXO B : COSTOS CONSTRUCCIÓN MUELLES (DETALLE)

B.1 LIRQUÉN ESTE

1.1 Approach Zone					
1.1.1 Piles		1.1.2 Deck		1.1.3 Beams	
Number of piles	105 ud	Large	245,5 m	Large (trsv)	295,2 m
Large	12,9 m	Width	7,2 m	Area (trsv)	3,8 m ²
Diameter	0,80 m	Thickness	0,20 m	Large (long)	1718,5 m
				Area (long)	0,302 m ²
Total Volume	680,8 m ³	Total Volume	353,5 m ³	Total Volume	1652 m ³
1.1.4 Foundations					
Large	295,2 m				
Area	3,0 m ²				
Total Volume	885,6 m ³				

1.2 Berthing Zone 1					
1.2.1 Piles		1.2.2 Deck		1.2.3 Beams	
Number of piles	147 ud	Large	120,6 m	Large (trsv)	268,8 m
Large	12,9 m	Width	12,8 m	Area (trsv)	4,120 m ²
Diameter	0,80 m	Thickness	0,20 m	Large (long)	603,0 m
				Area (long)	0,32 m ²
Total Volume	953,2 m ³	Total Volume	308,7 m ³	Total Volume	1300 m ³
1.2.4 Foundations					
Large	268,8 m				
Area	3,0 m ²				
Total Volume	806,4 m ³				

1.3 Berthing Zone 2					
1.3.1 Piles		1.3.2 Deck		1.3.3 Beams	
Number of piles	199 ud	Large	250 m	Large (trsv)	640 m
Large	30 m	Width	20 m	Area (trsv)	0,0224 m ²
Diameter	0,66 m	Thickness	0,40 m	Large (long)	2250 m
Thickness	0,02 m			Area (long)	0,0224 m ²
Volume	240,2 m ³			Volume	64,74 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	1885,7 ton	Total Volume	2000 m ³	Total Weigth	508,2 ton

1.5. Postes amarre					
1.5.1 Piles		1.5.2 Deck		1.5.3 Estructura metálica	
Number of piles	ud	Area	m ²	Number of jackets	un
Large	m	Thickness	m	Large	m
Diameter	m			Diameter	m
Thickness	m			Thickness	m
Volume	0,0 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	0,0 ton/un	Volume	0,0 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	un				
Total Weigth	0,0 ton	Total Volume	0,0 m ³	Total Weigth	0,0 ton

1.6. Duques de alba					
1.6.1 Piles		1.6.2 Deck		1.6.3 Estructura metálica	
Number of piles	4 ud	Area	9 m ²	Number of jackets	0 un
Large	16,5 m	Thickness	1 m	Large	0 m
Diameter	0,51 m			Diameter	0 m
Thickness	0,01 m			Thickness	0 m
Volume	1,0 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	8,1 ton/un	Volume	9,0 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	1 un				
Total Weigth	8,1 ton	Total Volume	9,0 m ³	Total Weigth	0,0 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	COSTO UNIT [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					17.167.053
2.1	PUENTE ACCESO					4.840.713
2.1.1	Suministro pilotes	m3	681	820	558.294	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	105	15.000	1.575.000	
2.1.3	Estructura hormigon	m3	1652	820	1.354.813	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	354	820	289.886	
2.1.5	Fundaciones	m3	886	1.200	1.062.720	
2.2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					30.538
2.2.1	Hormigones	m3	37	820	30.538	
2.3	CABEZO 1 (horm)					5.273.796
2.3.1	Suministro pilotes	m3	953	820	781.611	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	147	15.000	2.205.000	
2.3.3	Estructura hormigon	m3	1.300	820	1.066.341	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	309	820	253.164	
2.3.5	Fundaciones	m3	806	1.200	967.680	

2.3	CABEZO 2 (acero)					5.770.629
2.3.1	Suministro pilotes	ton	1.886	820	1.546.283	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	30	15.000	450.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	508	4.200	2.134.346	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	2.000	820	1.640.000	
2.4	DUQUES DE ALBA					74.027
2.4.1	Suministro pilotes	ton	8	820	6.647	
2.4.2	Hinca de pilotes	Ud.	4	15.000	60.000	
2.4.3	Estructura Metálica	ton	0,0	820	0	
2.4.4	Losa de Hormigón	m3	9,0	820	7.380	
2.7	VARIOS					1.177.350
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	20	32.000	640.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	39	8.650	337.350	
2.7.4	Boyas	Ud.	0	250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	17.507.053
Contingencias					20%	3.501.411
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	1.750.705
TOTAL						22.759.168

Consideraciones

1. La zona del puente de acceso es considerada hasta el eje 41. La zona de cabezo 1 es considerada desde el 41 hasta el 62 (hormigón) y el cabezo 2 desde el 62 hasta el último (acero)
2. El área de las vigas transversales del puente fue multiplicado por 3.5 para representar las vigas inferiores y cruzetas de HA. Además se le agregó una viga de fundación de 1m por 1.5m y multiplico por 2 (ver "Plano de armaduras refuerzo")
3. El área de las vigas transversales del cabezo 1 fue multiplicado por 3.5 para representar las vigas inferiores y cruzetas de HA. Además se le agregó una viga de fundación de 1m por 1.5m y multiplico por 2 (ver "Plano de armaduras refuerzo")
4. Se consideró para el cabezo 2 un pilote tipo de 26" de diametro por 2cm espesor
5. Se considero un largo de pilote en cabezo 2 de 30m, pero no se tiene suelos. Sólo hay una info en el plano "Planta y elevacion pilotajes" correspondiente a ampliacion
6. Se considera el ancho de cabezo 2 como un promedio ya que la seccion no es uniforme.
8. Se consideró un diametro promedio para puente de 80cm (tramos N°1, N°2, N°3)
9. Se consideró un espesor de la mitad del diametro para los pilotes de HA (o sea pilotes llenos)
10. Se consideró que el dolphin está entre ejes 33 y 34.
11. El dolphin tiene pilotes de ficha=8m
12. Se consideró un estribo igual al promedio de coronel norte y sur ya que no existe info de como es al estribo utilizado

B.2 LIRQUÉN OESTE

2.1 Approach Zone					
2.1.1 Piles		2.1.2 Deck		2.1.3 Beams	
Number of piles	164 ud	Large	512 m	Large (trsv)	601,6 m
Large	30 m	Width	9,4 m	Peso unit	0,123 ton/m
Diameter	0,69 m	Thickness	0,30 m	Large (long)	1024,0 m
Thickness	0,014 m			Peso unit	0,117 ton/m
Volume	145 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	1141 ton	Total Volume	1444 m ³	Total Weigth	193,8 ton

2.2 Berthing Zone					
2.2.1 Piles		2.2.2 Deck		2.2.3 Beams	
Number of piles	260 ud	Large	196,8 m	Large (trsv)	1170 m
Large	32 m	Width	45 m	Area (trsv)	0,201 m ²
Diameter	0,80 m	Thickness	0,35 m	Large (long)	2164,8 m
Thickness	0,016 m			Area (long)	0,251 m ²
Volume	327,9 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	2573,8 ton	Total Volume	3100 m ³	Total Weigth	778,0 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					22.269.213
2.1	PUENTE DE ACCESO					6.626.164
2.1.1	Suministro pilotes	ton	1.141	1.900	2.168.235	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	164	15.000	2.460.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	194	4.200	813.980	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	1.444	820	1.183.949	
2.2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					30.538
2.2.1	Hormigones	m3	37	820	30.538	
2.3	CABEZO					14.599.511
2.3.1	Suministro pilotes	ton	2.574	1.900	4.890.266	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	260	15.000	3.900.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	778,0	4.200	3.267.573	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	3.099,6	820	2.541.672	

2.7	VARIOS					1.013.000
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	20	32.000	640.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	20	8.650	173.000	
2.7.4	Boyas	Ud.	0	250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	22.609.213
	Contingencias				20%	4.521.843
	Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.				10%	2.260.921
TOTAL						29.391.976

Consideraciones

1. Se asumio largo pilotes puente acceso igual a 30m, pero no se tiene la info de suelos
2. Se asumio diametro de 27", pero hay de 22", 24", 26", 28", 30" y 32"
3. Se asumio un espesor de 14mm pero en realidad hay desde 1cm hasta 2cm
4. Se toma largo pilotes igual a 32m según plano PLQ-3-03 Planta de detalles de pilotes
5. Se asumio diametro de 80cm de pilotes cabeza. Espesor de 15mm. Obtenido en plano PLQ-3-03 Planta de detalles de pilotes
6. Se asumio que vigas long para cabeza son el promedio de las 4 vigas ppales del cabeza original
7. Se asumio que vigas transv para cabeza son el promedio de las 3 más repetidas
8. Se asumio un estribo igual al promedio de coronel norte y coronel sur que ya que no se tiene info disponible.

B.3 PENCO

3.1 Approach Zone					
3.1.1 Piles		3.1.2 Deck		3.1.3 Beams	
Number of piles	138 ud	Large	1736 m	Large (trsv)	268,38 m
Large	35 m	Width	4,26 m	Area (trans)	0,026 m ²
Diameter	0,56 m	Thickness	0,00 m	Large (long)	1736,0 m
Thickness	0,010 m	(no tiene losa HA)		Area (long)	0,037 m ²
Volume	79 m ³			Volume	70,62 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	623 ton	Total Volume	0,0 m ³	Total Weigth	554,3 ton

3.2 Berthing Zone					
3.2.1 Piles		3.2.2 Deck		3.2.3 Beams	
Number of piles	19 ud	Large	19,6 m	Large (trsv)	42,4 m
Large	60 m	Width	10,6 m	Area (trsv)	0,026 m ²
Diameter	0,56 m	Thickness	0 m	Large (long)	15 m
Thickness	0,01 m	(no tiene losa HA)		Area (long)	0,051 m ²
Volume	18,7 m ³			Volume	1,85 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	147,1 ton	Total Volume	0 m ³	Total Weigth	14,5 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					7.741.496
2.1	PUENTE DE ACCESO					5.582.288
2.1.1	Suministro pilotes	ton	623	1.900	1.184.064	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	138	15.000	2.070.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	554	4.200	2.328.224	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	0	820	0	
2.3	CABEZO					625.477
2.3.1	Suministro pilotes	ton	147	1.900	279.468	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	19	15.000	285.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	14,5	4.200	61.009	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	0,0	820	0	
2.4	DUQUES DE ALBA					252.431
2.4.1	Suministro pilotes	ton	62	1.900	117.671	
2.4.2	Hinca de pilotes	Ud.	8	15.000	120.000	
2.4.3	Estructura Metálica	ton	0,0	4.200	0	
2.4.4	Losa de Hormigón	m3	18,0	820	14.760	
2.7	VARIOS					1.281.300
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	2	32.000	64.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	2	8.650	17.300	
2.7.4	Boyas	Ud.	4	250.000	1.000.000	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	8.081.496
Contingencias					20%	1.616.299
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	808.150
TOTAL						10.505.945

Consideraciones

1. Se asumió un largo de pilote de puente de acceso en 30m, pero no se tiene info.
2. Se asumió un largo de pilote de cabezo en 60m, pero no se tiene info.
3. Tiene un puente de amarre. Se asumio
4. Se incluyeron las boyas. OJO
5. Se asumio dolphin tipo de 3x3x1m
6. No se considero estribo ya que al parecer no tiene

B.4 SAN VICENTE

7.1 Sitio 1							
7.1.1 Piles		7.1.2 Deck		7.1.3 Beams		7.1.5 Muro contension	
Number of piles	186 ud	Large	155 m	Large (trsv)	619,38 m	Area	1,17 m ²
Large	32,1 m	Width	19,98 m	Area (trans)	0,630 m ²	Large	155 m
Diameter	0,68 m	Tickness	0,27 m	Large (long)	155,0 m	Total Volume	181,35 m ³
Thickness	0,015 m			Area (long)	6,232 m ²	7.1.6 Relleno	
Volume	188 m ³						
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³						
Total Weigth	1476 ton	Total Volume	836,2 m ³	Total Volume	1356,1 m ³		
7.1.6 Talud		7.1.6 Mejora# de suelo					
Area RIPRAP (transv)	74,6 m ²	Large	155 m				
Large	155 m	Width	20 m				
Total Volume RR	11563 m ³	Tickness	4,6 m				
Area Cantera (transv)	117 m ²	Area (planta)	3100 m ²				
Large	155,0 m	Volume	14260 m ³				
Total Volume Cante	18135 m ³						

7.2 Sitio 2							
7.2.1 Piles		7.2.2 Deck		7.2.3 Beams		7.1.5 Muro contension	
Number of piles	531 ud	Large	285 m	Large (trsv)	1158,84 m	Area	2,07 m ²
Large	32,1 m	Width	19,98 m	Area (trsv)	0,630 m ²	Large	285 m
Diameter	0,61 m	Tickness	0,27 m	Large (long)	285 m	Total Volume	589,95 m ³
Thickness	0,015 m			Area (long)	6,645 m ²	7.1.6 Relleno	
Volume	480,6 m ³					Area	m ²
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³					Large	m
Total Weigth	3772,7 ton	Total Volume	1537 m ³	Total Volume	2624,0 m ³	Total Volume	0 m ³
7.1.6 Talud		7.1.6 Mejora# de suelo					
Area RIPRAP (transv)	74,6 m ²	Large	285 m				
Large	285 m	Width	20 m				
Total Volume RR	21261 m ³	Tickness	4,6 m				
Area Cantera (transv)	117 m ²	Area (planta)	5700 m ²				
Large	285,0 m	Volume	26220 m ³				
Total Volume Cante	33345 m ³						

7.3 Sitio 3							
7.2.1 Piles		7.2.2 Deck		7.2.3 Beams		7.1.5 Muro contension	
Number of piles	80 ud	Large	161 m	Large (trsv)	480 m	Area	2,07 m ²
Large	32,1 m	Width	24 m	Peso unit (trans)	0,230 ton/m	Large	161 m
Diameter	0,61 m	Tickness	0,27 m	Large (long)	1932 m	Total Volume	333,27 m ³
Thickness	0,015 m			Peso unit (long)	0,230 ton/m	7.1.6 Relleno	
Volume	72,0 m ³					Area	m ²
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³					Large	m
Total Weigth	565,2 ton	Total Volume	1043 m ³	Total Weight	554,8 ton	Total Volume	0 m ³
7.1.6 Talud		7.1.6 Mejora# de suelo					
Area RIPRAP (trans)	74,6 m ²	Large	161 m				
Large	161 m	Width	20 m				
Total Volume RR	12011 m ³	Tickness	4,6 m				
Area Cantera (transv)	117 m ²	Area (planta)	3220 m ²				
Large	161,0 m	Volume	14812 m ³				
Total Volume Cante	18837 m ³						

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					45.785.450
2.1	Sitio 1					10.481.456
2.1.1	Suministro pilotes	ton	1.476	1.900	2.804.629	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	186	15.000	2.790.000	
2.1.3	Estructura hormigon	m ³	1.356	820	1.112.008	
2.1.4	Losa de Hormigón	m ³	836	820	685.654	
2.1.5	Estribo hormigon	m ³	181	820	148.707	
2.1.6	Relleno RIPRAP	m ³	11.563	44	504.704	
2.1.7	Relleno desmonte de cantera	m ³	18.135	27	489.645	
2.1.8	Relleno compactado con rodillo	m ³	14.260	48	687.261	
2.1.9	Vibrosuccion	m ²	3.100	351	1.088.100	
2.1.10	Compactacion dinamica	m ²	3.100	55	170.748	

2.2	Sitio 2					24.435.917
2.3.1	Suministro pilotes	ton	3.773	1.900	7.168.151	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	531	15.000	7.965.000	
2.3.3	Estructura hormigon	ton	2.624,0	820	2.151.640	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	1.537,5	820	1.260.718	
2.3.5	Estribo hormigon	m3	590,0	820	483.759	
2.3.6	Relleno RIPRAP	m3	21.261,0	44	928.005	
2.3.7	Relleno desmonte de cantera	m3	33.345,0	27	900.315	
2.3.8	Relleno compactado con rodillo	m3	26.220,0	48	1.263.673	
2.3.9	Vibrosuccion	m2	5.700	351	2.000.700	
2.1.10	Compactacion dinamica	m2	5.700	55	313.956	
2.3	Sitio 3					8.786.976
2.3.1	Suministro pilotes	ton	565	1.900	1.073.931	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	80	15.000	1.200.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	554,8	4.200	2.329.992	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	1.043,3	820	855.490	
2.3.5	Estribo Hormigon	m3	333,3	820	273.281	
2.3.6	Relleno RIPRAP	m3	12.010,6	44	524.241	
2.3.7	Relleno desmonte de cantera	m3	18.837,0	27	508.599	
2.3.8	Relleno compactado con rodillo	m3	14.812,0	48	713.865	
2.3.9	Vibrosuccion	m2	3.220,0	351	1.130.220	
2.3.10	Compactacion dinamica	m2	3.220,0	55	177.358	
2.7	VARIOS					2.081.100
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	55	32.000	1.760.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	14	8.650	121.100	
2.7.4	Boyas	Ud.		250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	46.125.450
Contingencias					20%	9.225.090
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	4.612.545
TOTAL						59.963.085

Consideraciones

1. Se consideró que el sitio 1 comprende los ejes 89 a 82 y 1 a 23
2. Se consideró un largo de pilotes de 32,1m (tomando ficha=15m)
3. Para cada sitio se considero un diametro promedio entre los pilotes de cada seccion transversal
4. Se consideró que los pilotes de hormigon son de acero.
5. Se consideró un espesor de 1.5cm
6. Sitio 2 comprende ejes 24 a 81
7. Sitio 3 comprende ejes 90 a 109
9. Se asumio 1 bita cada 4 defensas
10. Se asumio una seccion de talud igual para los 3 sitios, compuesta de relleno RIPRAP y desmonte de cantera
11. Se asumio un mejoramiento de suelo 20m hacia adentro de la union entre muelle y tierra, con un espesor de 4.6m
12. Se asumio una compactacion dinamica de 20m de longitud hacia adentro, y de espesor igual a la profundida de dragado (-12.5m)

B.5 ENAP

7.1 Approach Zone					
7.1.1 Piles		7.1.2 Deck		7.1.3 Beams	
Number of piles	86 ud	Large	925,7 m	Large (trsv)	314,5 m
Large	30 m	Width	8,5 m	Area (trans)	0,079 m ²
Diameter	1,00 m	Thickness	0 m	Large (long)	1851,4 m
Thickness	0,020 m	(no tiene losa HA)		Area (long)	0,079 m ²
Volume	159 m ³			Volume	170,56 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	1247 ton	Total Volume	0,0 m ³	Total Weigth	1338,9 ton

7.2 Berthing Zone					
7.2.1 Piles		7.2.2 Deck		7.2.3 Beams	
Number of piles	46 ud	Large	32 m	Large (trsv)	375 m
Large	55 m	Width	75 m	Area (trsv)	0,079 m ²
Diameter	1,00 m	Thickness	0,25 m	Large (long)	224 m
Thickness	0,02 m			Area (long)	0,079 m ²
Volume	155,8 m ³			Volume	47,17 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	1222,9 ton	Total Volume	600 m ³	Total Weigth	370,3 ton

7.4. Postes amarre					
7.4.1 Piles		7.4.2 Deck		7.4.3 Estructura metálica	
Number of piles	10 ud	Area	136 m ²	Number of jackets	un
Large	55 m	Thickness	1 m	Large	m
Diameter	1,00 m			Diameter	m
Thickness	0,020 m			Thickness	m
Volume	33,9 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	265,9 ton/un	Volume	136,0 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	2 un				
Total Weigth	531,7 ton	Total Volume	272,0 m ³	Total Weigth	0,0 ton

7.5. Duques de alba					
7.5.1 Piles		7.5.2 Deck		7.5.3 Estructura metálica	
Number of piles	7 ud	Area	81 m ²	Number of jackets	un
Large	55 m	Thickness	1 m	Large	m
Diameter	1,00 m			Diameter	m
Thickness	0,020 m			Thickness	m
Volume	23,7 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	186,1 ton/un	Volume	81,0 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	10 un				
Total Weigth	1861,0 ton	Total Volume	810,0 m ³	Total Weigth	0,0 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					21.704.139
2.1	PUENTE DE ACCESO					9.282.973
2.1.1	Suministro pilotes	ton	1.247	1.900	2.369.457	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	86	15.000	1.290.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	1.339	4.200	5.623.516	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	0	820	0	
2.3	CABEZO					5.060.774
2.3.1	Suministro pilotes	ton	1.223	1.900	2.323.538	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	46	15.000	690.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	370,3	4.200	1.555.236	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	600,0	820	492.000	
2.4	DUQUES DE ALBA					5.250.018
2.4.1	Suministro pilotes	ton	1.861	1.900	3.535.818	
2.4.2	Hinca de pilotes	Ud.	70	15.000	1.050.000	
2.4.3	Estructura Metálica	ton	0,0	4.200	0	
2.4.4	Losa de Hormigón	m3	810,0	820	664.200	
2.5	POSTES DE AMARRE					1.533.274
2.5.1	Suministro pilotes	ton	532	1.900	1.010.234	
2.5.2	Hinca de pilotes	Ud.	20	15.000	300.000	
2.5.3	Estructura Metálica	ton	0	4.200	0	
2.5.4	Losa de Hormigón	m3	272	820	223.040	
2.7	VARIOS					577.100
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	8	32.000	256.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	14	8.650	121.100	
2.7.4	Boyas	Ud.		250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	22.044.139
Contingencias					20%	4.408.828
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	2.204.414
TOTAL						28.657.381

Consideraciones

1. Se asumió un largo de pilote de puente de acceso en 30m, pero no se tiene info. Se sacó de fotos que saqué
2. Se asumió un largo de pilote de cabezo en 55m, pero no se tiene info. Se obtuvo de las fotos que saqué.
3. Ancho de puente se obtuvo de google earth
4. Se supuso diametro de pilotes de puente de 1m. Sólo de verlo en las fotos, nada seguro. Lo mismo con el espesor (foto bastante clara con dedo)
5. La seccion de viga long y transv se saco visualmente de fotos. Aproximado
6. El numero de pilotes del cabezo se obtuvo de la foto del plano, consistente con las fotos sacadas
7. Se asumio que los dolphins son los 10 chiquititos, y los postes de amarre los 2 grandes
8. Se supuso un ancho de dolphin de 1m
9. Se supuso espesor cabezo 25cm
10. Se supuso 1 bita en cada dolphin y 2 por cada poste de amarre
11. No se consideró estribo ya que al parecer no tiene.

B.6 HUACHIPATO

13.1 Berthing Zone I					
13.1.1 Piles		13.1.2 Deck		13.1.3 Beams	
Number of piles	1162 ud	Large	276,0 m	Large (trsv)	1590 m
Large	25 m	Width	26,5 m	Area (trsv)	0,288 m ²
Diameter	0,46 m	Thickness	0,30 m	Large (long)	3311,7 m
Thickness	0,010 m			Area (long)	0,192 m ²
Volume	389,2 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	3054,9 ton	Total Volume	2229,1 m ³	Total Volume	1094,9 m ³

13.2 Berthing Zone II					
13.2.1 Piles		13.2.2 Deck		13.2.3 Beams	
Number of piles	334 ud	Large	97,6 m	Large (trsv)	583 m
Large	25 m	Width	26,5 m	Area horm (trsv)	0,72 m ²
Diameter	0,46 m	Thickness	0,30 m	Large (long)	1464 m
Thickness	0,0095 m			P. lineal acero (long)	0,082 ton/m
Volume	111,9 m ³			Area horm (long)	0,25 m ²
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	878,1 ton	Total Volume	788,3 m ³	Total Weigth (acero)	119,5 ton
				Total Volume	778,4 m ³

13.3. Port Acces					
13.3.1 Rock Fill		13.3.2 Tabla estaca			
Large	21 m	N tablas	94 un		
Area	18,75 m	Large	15 m		
	m	Area	0,02 m ²		
	m				
	m				
	m				
Total Volume	393,75 m ³	Total Weight	28,2 ton		

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					38.488.252
2.1	CABEZO 1					25.959.962
2.1.1	Suministro pilotes	ton	3.055	1.900	5.804.263	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	1.162	15.000	17.430.000	
2.1.3	Estructura hormigon	m3	1.095	820	897.825	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	2.229	820	1.827.874	
2.2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					3.551.795
2.2.1	Rellenos	m3	394	8.500	3.346.875	
2.2.2	Suministro Tabla estaca	ton	28	2.600	73.320	
2.2.3	Hinca Tablaestaca	un	94	1.400	131.600	
2.3	CABEZO 2					8.465.094
2.3.1	Suministro pilotes	ton	878	1.900	1.668.351	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	334	15.000	5.010.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	119,5	4.200	501.988	
2.3.3	Estructura hormigon	m3	778,4	820	638.321	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	788,3	820	646.434	
2.7	VARIOS					511.400
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.		32.000	0	
2.7.3	Bitas	Ud.	36	8.650	311.400	
2.7.4	Boyas	Ud.		250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.		200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.		7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	38.828.252
Contingencias					20%	7.765.650
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	3.882.825
TOTAL						50.476.727

Consideraciones

1. Se eligió un valor de largo de pilotes en puente y cabezo de 25m según plano "5-1005 Ampliación, planta, secciones cargas", pero no se tiene el informe de suelos
2. El diametro y espesor de pilotes se consideró igual al que tenían los pilotes del segundo tramo (ampliación)
3. Se supuso vigas de 3 pies de altura (hormigon) por 1 pie de ancho (transversales) y 2 pies de altura (hormigon) por 1 pie de ancho (longitudinales) para cabezo 1
5. Las vigas longitudinales del cabezo 2 tienen acero y hormigon. Las transversales solo hormigon
6. Las vigas transversales del cabezo 2 fueron supuestas como la seccion VA-VD del plano "5-1029 Ampliación. Plataforma prolongacion detalles de vigas"
7. Falta incluir el enrocado del acceso
8. Se supuso una tabla estaca de area 0,02 m² y largo 15m según plano 5-3 Pier and unloader. Abutment and aproach fill

B.7 PUCHOCO

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					12.024.351
2.1	PUENTE DE ACCESO					7.659.804
2.1.1	precio unitario	m	860	8.907	7.659.804	
2.3	CABEZO					2.414.547
2.3.1	precio unitario	m2	200	12.073	2.414.547	
2.7	VARIOS					1.950.000
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.		32.000	0	
2.7.3	Bitas	Ud.		8.650	0	
2.7.4	Boyas	Ud.	7	250.000	1.750.000	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	12.364.351
Contingencias					20%	2.472.870
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	1.236.435
TOTAL						16.073.656

Consideraciones

1 Se considero que el precio lineal del puntnte de acceso es igual al promedio del mismo item entre los muelles jureles, enap y chollin por ser de características similares

2 Se supuso 7 boyas

B.8 JURELES

13.1 Approach Zone1 (antigua)					
13.1.1 Piles		13.1.2 Deck		13.1.3 Beams	
Number of piles	ud	Large	440 m	Large (trsv)	m
Large	m			Peso lineal (trsv)	ton/m
Diameter	m			Large (long)	m
Thickness	m			Peso lineal (long)	ton/m
Volume	0,0 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	0,0 ton	Total Large	0,0 m ²	Total Weigth	0,0 ton

13.2 Aprach zone 2 (nueva)					
13.2.1 Piles		13.2.2 Deck		13.2.3 Beams	
Number of piles	46 ud	Large	250 m	Large (trsv)	24 m
Large	40 m	Width	2 m	Peso lineal (trsv)	0,07 ton/m
Diameter	0,80 m			Large (long)	500 m
Thickness	0,02 m	Area	29,14 m ²	Peso lineal (long)	0,07 ton/m
Volume	90,2 m ³	Width	0,98 m		
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	707,9 ton	Total Vol	28,6 m ³	Total Weigth	38,6 ton

13.2 Berthing Zone					
13.2.1 Piles		13.2.2 Deck		13.2.3 Beams	
Number of piles	16 ud	Area	429 m ²		
Large	40 m	Tickness	0,98 m		
Diameter	0,80 m				
Thickness	0,02 m				
Volume	31,4 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	246,2 ton	Total Volume	420,4 m ³		

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					14.748.365
2.1	PUENTE DE ACCESO					5.448.247
2.1.1	precio unitario	m	440	12.382	5.448.247	

2.1	PUENTE DE ACCESO					3.095.595
2.1.1	Suministro pilotes	ton	708	1.900	1.344.979	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	46	15.000	690.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	39	4.200	162.199	
2.1.4	Estructura correa	m	250	3.500	875.000	
2.1.5	Hormigon	m3	29	820	23.417	
2.3	CABEZO					5.179.323
2.3.1	Suministro pilotes	ton	246	1.900	467.819	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	16	15.000	240.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	0,0	4.200	0	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	420,4	3.500	1.471.504	
2.4.4	Torre transferencia	un	1,0	3.000.000	3.000.000	
2.7	VARIOS					1.025.200
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	8	32.000	256.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	8	8.650	69.200	
2.7.4	Boyas	Ud.	2	250.000	500.000	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	15.088.365
Contingencias					20%	3.017.673
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	1.508.837
TOTAL						19.614.875

Consideraciones

1 Se consideró que las vigas tanto long como trans son iguales

2 Se consideró que hay 2 vigas longitudinales

3 Se asumio que los duques de alba pertenecen al cabezo

4 Se asume que el puente de acceso antiguo tiene un precio lineal igual al del segundo tramo

5 Se incluye costo de torre de transferencia, estimada en 3MM\$

6 Se supuso 2 bitas y 2 defensas por cada duque de alba (4 duques)

B.9 CHOLLIN

13.1 Approach Zone					
13.1.1 Piles		13.1.2 Deck		13.1.3 Beams	
Number of piles	110 ud	Large	1071 m	Large (trsv)	120 m
Large	50 m	Width	2,5 m	Area (trsv)	0,019 m ²
Diameter	0,51 m	Tickness	0,00 m	Large (long)	2142,0 m
Thickness	0,012 m	(se puso 0 ya que no es de horm)		Area (long)	0,019 m ²
Volume	102,8 m ³			Volume	43,4 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	807,3 ton	Total Volume	0,0 m ³	Total Weigth	340,9 ton

13.2 Berthing Zone					
13.2.1 Piles		13.2.2 Deck		13.2.3 Beams	
Number of piles	18 ud	Area	395,6 m ²	Large (trsv)	92 m
Large	50 m	Tickness	0,25 m	Peso lineal (trsv)	0,304 ton/m
Diameter	0,81 m			Large (long)	86 m
Thickness	0,014 m			Peso lineal (long)	0,304 ton/m
Volume	31,6 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	248,2 ton	Total Volume	98,9 m ³	Total Weigth	54,1 ton

13.3. Port Acces					
13.3.1 Radier Cepa 2		13.3.2 Cepas terrestres		13.3.3 Cepas terrestres	
Large	7 m	Fundaciones		Estructura	
Width	3 m	Volumen Fund	0,067 m ³	Large	6 m
Tickness	0,1 m	NFundaciones	4 un	Peso espec	0,025 ton/m
				N Cepas	2 un
Total Volume	2,1 m ³	Total Volume	0,268	Total Weigth	0,3 ton
13.3.4 Excavaciones					
Large	0,4 m				
Width	0,4 m				
Tickness	0,55 m				
N Funda	4 un				
Total Volume	0,352 m ³				

13.4. Postes amarre					
13.4.1 Piles		13.4.2 Deck		13.4.3 Estructura metálica	
Number of piles	ud	Area	82,8 m ²	Number of jackets	un
Large	m	Thickness	0,25 m	Large	m
Diameter	m			Diameter	m
Thickness	m			Thickness	m
Volume	0,0 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	0,0 ton/un	Volume	20,7 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	3 un				
Total Weigth	0,0 ton	Total Volume	62,1 m ³	Total Weigth	0,0 ton

13.5. Duques de alba					
13.5.1 Piles		13.5.2 Deck		13.5.3 Estructura metálica	
Number of piles	ud	Area	m ²	Number of jackets	un
Large	m	Thickness	m	Large	m
Diameter	m			Diameter	m
Thickness	m			Thickness	m
Volume	0,0 m ³			Volume	0,0 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	0,0 ton/un	Volume	0,0 m ³ /un	Weigth	0,0 ton/un
Number of Torres	un				
Total Weigth	0,0 ton	Total Volume	0,0 m ³	Total Weigth	0,0 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					6.042.447
2.1	PUENTE DE ACCESO					4.615.806
2.1.1	Suministro pilotes	ton	807	1.900	1.533.906	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	110	15.000	1.650.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	341	4.200	1.431.900	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	0	820	0	
2.2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					3.792
2.2.1	Hormigones Fundacion	m3	0,268	820	220	
2.2.2	Hormigon radier	m3	2,1	1.500	3.150	
2.2.3	Excavaciones	m3	0,352	1.200	422	
2.3	CABEZO					1.049.977
2.3.1	Suministro pilotes	ton	248	1.900	471.609	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	18	15.000	270.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	54,1	4.200	227.270	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	98,9	820	81.098	

2.5	POSTES DE AMARRE					50.922
2.5.1	Suministro pilotes	ton	0	1.900	0	
2.5.2	Hinca de pilotes	Ud.	0	15.000	0	
2.5.3	Estructura Metálica	ton	0	4.200	0	
2.5.4	Losa de Hormigón	m3	62	820	50.922	
2.7	VARIOS					321.950
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	3	32.000	96.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	3	8.650	25.950	
2.7.4	Boyas	Ud.	0	250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	6.382.447
Contingencias					20%	1.276.489
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	638.245
TOTAL						8.297.182

Consideraciones

1. Se eligió un valor de largo de pilotes (puente) de 50m, pero no se tiene el informe de suelos
2. El diametro es el promedio (aproximado) de los pilotes del puente. Se obtuvo de los planos estructurales. Todos tenían el mismo espesor de 12mm
3. El diametro y el espesor es el promedio (aproximado) en los pilotes del cabezo. Se obtuvo de los planos estructurales.
4. Las torres de amarre no consideraron los pilotes ya que estaban considerados en el puente de acceso. Se consideraron todas iguales (3)

B.10 CORONEL NORTE

13.1 Approach Zone					
13.1.1 Piles		13.1.2 Deck		13.1.3 Beams	
Number of piles	34 ud	Large	145,5 m	Large (trsv)	100,8 m
Large	32 m	Width	8,4 m	Area (trsv)	0,023 m ²
Diameter	0,56 m	Thickness	0,37 m	Large (long)	436,5 m
Thickness	0,010 m			Area (long)	0,016 m ²
Volume	19,1 m ³			Volume	9,4 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	149,6 ton	Total Volume	452,2 m ³	Total Weigth	73,8 ton

13.2 Berthing Zone					
13.2.1 Piles		13.2.2 Deck		13.2.3 Beams	
Number of piles	271 ud	Area	13799 m ²	Large (trsv)	1302 m
Large	56 m	Thickness	0,37 m	Area (trsv)	0,032 m ²
Diameter	0,81 m			Large (long)	2823 m
Thickness	0,014 m			Area (long)	0,0162 m ²
Volume	533,2 m ³			Volume	87,40 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Total Weigth	4185,5 ton	Total Volume	5105,6 m ³	Total Weigth	686,1 ton

13.3. Port Acces		
13.3.1 Estribo		
Large 1	8,6 m	
Large 2	4,7 m	
Height 1	2 m	
Height 2	1,3 m	
Thickness 1	0,6 m	
Thickness 2	0,23 m	
Total Volume	26,982 m ³	

13.4. Postes amarre					
13.4.1 Piles		13.4.2 Deck		13.4.3 Estructura metálica	
Number of piles	4 ud	Area	16 m ²	Number of jackets	8 un
Large	35 m	Thickness	0,5 m	Large	5 m
Diameter	0,81 m			Diameter	0,9144 m
Thickness	0,0159 m			Thickness	0,0127 m
Volume	5,6 m ³			Volume	1,4 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	43,7 ton/un	Volume	8,0 m ³ /un	Weigth	11,3 ton/un
Number of Torre	3 un				
Total Weigth	131,0 ton	Total Volume	24,0 m ³	Total Weigth	33,9 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					23.090.200
2,1	PUENTE DE ACCESO					1.474.833
2.1.1	Suministro pilotes	ton	150	1.900	284.173	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	34	15.000	510.000	
2.1.3	Estructura metálica	ton	74	4.200	309.844	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	452	820	370.815	
2,2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					22.125
2.2.1	Hormigones	m3	27	820	22.125	
2,3	CABEZO					19.085.452
2.3.1	Suministro pilotes	ton	4.185	1.900	7.952.369	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	271	15.000	4.065.000	
2.3.3	Estructura metálica	ton	686,1	4.200	2.881.466	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	5.105,6	820	4.186.617	
2,5	POSTES DE AMARRE					590.990
2.5.1	Suministro pilotes	ton	131	1.900	248.974	
2.5.2	Hinca de pilotes	Ud.	12	15.000	180.000	
2.5.3	Estructura Metálica	ton	34	4.200	142.336	
2.5.4	Losa de Hormigón	m3	24	820	19.680	
2,7	VARIOS					1.916.800
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	45	32.000	1.440.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	32	8.650	276.800	
2.7.4	Boyas	Ud.	0	250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.	0	200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.	0	7.500	0	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	23.430.200
Contingencias					20%	4.686.040
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	2.343.020
TOTAL						30.459.260

Consideraciones

1. Los largos de los pilotes son el promedio (aproximado) de las longitudes en cada tramo (cabezo y puente) basado en el archivo de mecánica de suelos "Informe Geotecnico Etapa 2"
 2. Los diámetros y espesores tb son el promedio (aproximado). Se obtuvo de los planos estructurales
 3. Espesor de la losa (hormigon) es el promedio
 4. Las areas de las vigas (transversales y longitudinales) son un prom aproximado obtenido de los planos de la Etapa 1 del proyecto. Ahí salen las secciones. Estas son de acero
 5. El area de la losa del cabezo se obtuvo del plano D'WG con el polyline (me entrega el area del poligono). Era mas facil ya que la losa no es rectangular
 6. Los 3 torres de amarre fueron supuestas iguales a la torre N°1 de la primera etapa
 7. La estructura metálica de los postes de amarre se consideró un numero de jackets igual al doble del valor real, para representar las diagonales que estos tienen
 8. El estribo se considero de 2 alturas, 2 largos y 2 espesores.
-

B.11 CORONEL SUR

14.1 Approach Zone					
14.1.1 Piles		14.1.2 Deck		14.1.3 Beams	
Number of piles	50 ud	Large	225,5 m	Large (trsv)	240 m
Large	52,705 m	Width	10 m	Area (trsv)	0,858 m ²
Diameter	0,71 m	Thickness	0,32 m	Large (long)	451,0 m
Thickness	0,016 m			Area (long)	0,858 m ²
Volume	92,1 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	722,9 ton	Total Volume	721,6 m ³	Total Volume	592,9 m ³

14.2 Berthing Zone					
14.2.1 Piles		14.2.2 Deck		14.2.3 Beams	
Number of piles	260 ud	Large	408 m	Large (trsv)	1861,5 m
Large	62 m	Width	36,5 m	Area (trsv)	0,89 m ²
Diameter	0,74 m	Thickness	0,32 m	Large (long)	2448,0 m
Thickness	0,018 m			Area (long)	0,89 m ²
Volume	655,1 m ³				
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³				
Total Weigth	5142,1 ton	Total Volume	4765,4 m ³	Total Volume	3826,8 m ³

14.3. Port Acces	
14.3.1 Estribo	
Large 1	12 m
Large 2	4 m
Height 1	2 m
Height 2	1,5 m
Thickness 1	1 m
Thickness 2	0,25 m
Total Volume	47,5 m ³

14.4. Aislamiento	
Vigas mesas rígidas	
N vigas	96 un
Largo cada viga	8 m
Peso unit	0,3002 ton/m
Total Weigth	230,6 ton/m
Aisladores	
N aisladores	96 un

14.4. Postes amarre					
14.4.1 Piles		14.4.2 Deck		14.4.3 Estructura metálica	
Number of piles	4 ud	Area	20,4 m ²	Number of jackets	4 un
Large	52,705 m	Thickness	0,6 m	Large	3 m
Diameter	0,71 m			Diameter	0,8128 m
Thickness	0,016 m			Thickness	0,032 m
Volume	7,4 m ³			Volume	0,9 m ³
Unitary Weigth	7,85 ton/m ³			Unitary Weigth	7,85 ton/m ³
Weigth	57,8 ton/un	Volume	12,2 m ³ /un	Weigth	7,4 ton/un
Number of Torre	1 un				
Total Weigth	57,8 ton	Total Volume	12,2 m ³	Total Weigth	7,4 ton

ITEM	DESCRIPTION	UNID	CANT	UNITARY COST [USD]	SUBTOTAL [USD]	TOTAL [USD]
1	INSTALACION DE FAENAS					340.000
1.1.1	Instalación de faenas	gl	1	180.000	180.000	
1.1.2	Movilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
1.1.3	Desmovilización de equipos	gl	1	80.000	80.000	
2	OBRAS CIVILES MARÍTIMAS					27.153.572
2.1	PUENTE DE ACCESO					3.201.349
2.1.1	Suministro pilotes	ton	723	1.900	1.373.477	
2.1.2	Hinca de pilotes	Ud.	50	15.000	750.000	
2.1.3	Estructura hormigón	m3	593	820	486.160	
2.1.4	Losa de Hormigón	m3	722	820	591.712	
2.2	ESTRIBO PUENTE DE ACCESO					38.950
2.2.1	Hormigones	m3	48	820	38.950	
2.3	CABEZO					20.715.741
2.3.1	Suministro pilotes	ton	5.142	1.900	9.770.075	
2.3.2	Hinca de pilotes	Ud.	260	15.000	3.900.000	
2.3.3	Estructura hormigón	ton	3.826,8	820	3.138.006	
2.3.4	Losa de Hormigón	m3	4.765,4	820	3.907.661	
2.5	POSTES DE AMARRE					210.971
2.5.1	Suministro pilotes	ton	58	1.900	109.878	
2.5.2	Hinca de pilotes	Ud.	4	15.000	60.000	
2.5.3	Estructura Metálica	ton	7	4.200	31.056	
2.5.4	Losa de Hormigón	m3	12	820	10.037	
2.7	VARIOS					2.986.561
2.7.1	Protección catódica	gl	1	200.000	200.000	
2.7.2	Defensas	Ud.	36	32.000	1.152.000	
2.7.3	Bitas	Ud.	38	8.650	328.700	
2.7.4	Boyas	Ud.		250.000	0	
2.7.5	Prueba de carga Estática (Tracción)	Ud.		200.000	0	
2.7.6	Prueba de carga Dinámica	Ud.		7.500	0	
2.7.7	Aisladores elastomericos con plomo	Ud.	96	3.516	337.536	
2.7.8	Vigas mesas rigidas	ton	231	4.200	968.325	
SUB-TOTAL					(NO INCLUYE IVA)	27.493.572
Contingencias					20%	5.498.714
Ingeniería, inspección, supervisión, trabajos de terreno, etc.					10%	2.749.357
TOTAL						35.741.643

Consideraciones

1. Los largos de los pilotes son el promedio (aproximado) de las longitudes en cada tramo (cabezo y puente) basado en el archivo de mecanica de suelos "Inf. 2819-1065-2007 Muelle Puerto de Coronel"
2. Los diametros y espesores tb son el promedio (aproximado). Se obtuvo de los planos estructurales
3. Espesor de la losa es el promedio
4. Las areas de las vigas (transversales y longitudinales) son un prom aproximado obtenido de los planos. Son de hormigon
5. Se considero que para el caso del cabezo, el diametro promedio era de 29", ya que habian pilotes de 28" y de 30". Idem para puente acceso
6. Se considero que para el caso del cabezo, el espesor promedio era de 1.8cm ya que habian pilotes de 2cm y de 1.6cm.
7. La estructura metálica de los postes de amarre se consideró un numero de jackets igual al doble del valor real, para representar las diagonales que estos tienen
8. El estribo se considero de 2 alturas, 2 largos y 2 espesores.
9. Se supuso que cada aislador costaba \$1780000. Sin embargo este valor corresponde a otro tipo de aislador, no al usado finalmente.

ANEXO C : COSTOS REPARACIÓN MUELLES

El costo de reparación de cada uno de los muelles considerados en este estudio se obtuvo gracias a la colaboración de muchas personas que ayudaron en esta investigación. En la siguiente tabla se resume el nombre y cargo y/o empresa que colaboró con el costo de reparación de cada muelle debido al terremoto de Chile del 2010.

Muelle	Fuente	Cargo, Empresa
Lirquen Este	Gonzalo Guerrero	Coordinador de Proyectos, PRDW Alunate Vásquez
Lirquen Oeste	Gonzalo Guerrero	Coordinador de Proyectos, PRDW Alunate Vásquez
Penco	Daniel Sotomayor	Sub-gerente Desarrollo, Muelle Penco
Talcahuano	Carlos Aránguiz	Gerente de Desarrollo, Puerto Talcahuano
Asmar	Cristián Meza	Coordinador de Proyectos, PRDW Alunate Vásquez
San Vicente	Carlos Aránguiz	Gerente de Desarrollo, Puerto Talcahuano
ENAP	Edilio Dagnino	Propuerto
Huachipato	Edilio Dagnino	Propuerto
Puchoco	Miguel Muñoz	Cabo Froward
Jureles	Miguel Muñoz	Cabo Froward
Chollin	Miguel Muñoz	Cabo Froward
Lo Rojas	MOP	Ministerio de Obras Públicas
Coronel Norte	Eduardo Faúndez	Ingeniero Inspector Técnico de Obras, Puerto de Coronel
Coronel Sur	Eduardo Faúndez	Ingeniero Inspector Técnico de Obras, Puerto de Coronel