



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL Y TIEMPO-HISTORIA NO LINEAL EN DISEÑO DE
MUELLE TRANSPARENTE CON GRÚAS STS ANTE SISMO Y VIENTO,
CONSIDERANDO PERNOS REEMPLAZABLES Y ANCLAJES MÓVILES SEGÚN
PROY. NCH2369**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MATÍAS ANDRÉS PANTOJA CUARTAS

**PROFESOR GUÍA:
HUGO BAESLER CORREA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JOSÉ MANUEL GONZÁLEZ WILLSON**

DAVID CAMPUSANO BROWN

**SANTIAGO DE CHILE
2022**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

POR: MATÍAS ANDRÉS PANTOJA CUARTAS

FECHA: 2022

PROFESOR GUÍA: HUGO BAESLER CORREA

**ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL Y TIEMPO-HISTORIA NO LINEAL EN DISEÑO DE
MUELLE TRANSPARENTE CON GRÚAS STS ANTE SISMO Y VIENTO,
CONSIDERANDO PERNOS REEMPLAZABLES Y ANCLAJES MÓVILES SEGÚN
PROY. NCH2369**

La actividad portuaria a lo largo de la historia del país ha sido un factor clave para el desarrollo económico, posicionado a los puertos de Chile como la principal entrada y salida de mercancías de la costa Pacífico del continente Sudamericano. Sin embargo, hasta hace no mucho tiempo no se contaba con una norma específica que estableciera los criterios de diseño sísmicos de la infraestructura de muelles transparentes.

En el proyecto de norma NCh2369 se destina un capítulo exclusivamente para el diseño de muelles transparentes, en el cual se han incorporado soluciones de conexión viga-pilote con pernos reemplazables, conexiones de grúa STS con el tablero mediante anclajes móviles, entre otros.

El objetivo del presente trabajo de título es analizar el comportamiento sísmico de un muelle transparente, cuyo sistema resistente se compone de marcos a momento constituidos por pilotes de acero y vigas de hormigón armado, las cuales junto a la losa conforman el tablero de hormigón armado. Sobre la losa se considera la operación de cuatro grúas STS, que cumplen la función de transferir la carga desde el buque hacia el muelle y viceversa.

El trabajo realizado consiste en desarrollar un modelo en el *software SAP 2000* versión 22, que permita analizar el comportamiento sísmico del muelle transparente con grúas STS frente a cargas de sismo y viento, incorporando los criterios de diseño establecidos en el proyecto de norma NCh2369 en INN definidos en el capítulo 13.

Para lo anterior, se realiza en primera instancia un análisis modal espectral considerando el espectro de diseño y de referencia definido en el proyecto de norma NCh2369, junto a las combinaciones de carga que permitan obtener las fuerzas generadas tanto en la conexión viga-pilote, como en los anclajes móviles de las grúas STS frente a cargas de sismo y viento. Posteriormente, mediante registros de aceleración sísmica se realiza un análisis tiempo-historia no lineal, el cual permite estudiar efectos no lineales en las conexiones viga-pilote y en los anclajes móviles de las grúas STS.

El trabajo concluye con la evaluación técnica de implementar la conexión viga-pilote definida en la norma para el muelle en estudio, y con proposición de diseño del anclaje móvil para su implementación en proyectos de nuevos muelles con grúas STS.

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a mi madre María Eugenia y a mi padre Juan Carlos por el amor y apoyo incondicional que me han dado durante toda la vida, por entregarme las herramientas y brindarme las oportunidades para estudiar esta linda carrera y por enseñarme que con esfuerzo y perseverancia se pueden cumplir todas las metas que uno se propone. También agradecer a mis hermanos Tomás y Diego por su apoyo durante todo el proceso.

También no puedo dejar de agradecerle a mi familia, particularmente a mi tía Cecilia y a mi abuelita “Meche” por su constante apoyo y preocupación, sobre todo en los momentos más difíciles que surgieron durante la carrera, infinitas gracias.

Agradecer a la Feña por su amor, apoyo y compañía durante prácticamente todo este proceso universitario.

A los tremendos amigos que me ha dado la vida, Diego L, Tomás S, Coni D, Feña S, Claudio T, Dani I, Fernando J y Esteban R.

A mi profesor guía Hugo Baesler por su ayuda y disposición para explicarme y enseñarme temas más allá de los alcances de este trabajo.

Finalmente, agradecer a mis compañeros de trabajo en Ferrovial. En primer lugar, a mis jefes Alberto T y Nicolás A por darme la oportunidad y las facilidades para trabajar con vosotros mientras terminaba mi carrera, y a mis amigos Nicole, Kenneth, Mirza, Cami, Cote, Magda, Luis, Erika y Pancho por hacer que el día a día en la oficina sea un lugar agradable.

Tabla De Contenido

1	Introducción	1
1.1	Objetivo general	2
1.2	Objetivos específicos	2
1.3	Alcances.....	3
1.4	Metodología.....	3
1.4.1	Recopilación de antecedentes.....	3
1.4.2	Modelación y análisis.....	4
1.4.3	Análisis de resultados.....	4
2	Marco teórico	5
2.1.1	Proyecto de actualización de norma NCh2369	5
2.1.2	Conexión entre viga de hormigón y pilote de acero en muelle transparente ...	10
2.1.3	Descarrilamiento de grúas STS	12
2.1.4	Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras	15
3	Antecedentes	17
3.1	Localización y características del proyecto	17
3.1.1	Características generales en el diseño del proyecto	17
3.2	Vientos máximos y operacionales	19
3.3	Mecánica de suelos.....	19
3.4	Registros de aceleración sísmica	20
3.4.1	Registro aceleración Llole 1985.....	20
3.4.2	Registro aceleración Constitución 2010.....	21
3.4.3	Registro aceleración Concepción 2010.....	22
3.5	Antecedentes normativos.....	23
3.5.1	Norma NCh3171	23
3.5.2	Norma NCh432	24
4	Modelación de la estructura	26
4.1	Modelo del muelle	26
4.1.1	Geometría vigas.....	27
4.1.2	Geometría pilotes	28
4.1.3	Materiales vigas y tablero	28

4.1.4	Materiales pilotes	28
4.1.5	Relación ancho-espesor pilotes de acero.....	28
4.1.6	Mecánica de suelos.....	30
4.2	Modelo de la grúa	32
4.3	Modelo muelle-grúa	33
4.4	Masa sísmica	33
4.5	Conexión grúa-tablero	34
4.6	Conexión viga-pilote	36
4.7	Cargas	39
4.7.1	Cargas permanentes.....	39
4.7.2	Cargas vivas	39
4.7.3	Cargas de viento	40
4.7.4	Cargas sísmicas	41
4.7.5	Combinaciones de carga.....	48
5	Análisis y resultados	50
5.1	Análisis modal-espectral.....	50
5.1.1	Corte basal mínimo	50
5.1.2	Análisis de desplazamientos.....	51
5.1.3	Fuerzas máximas en conexión viga-pilote en función de la distribución de grúas en el tablero	51
5.1.4	Fuerzas máximas en conexión grúa-tablero en función de la distribución de grúas sobre el tablero.....	52
5.1.5	Demanda sísmica en pilotes	54
5.2	Análisis tiempo-historia no lineal.....	54
5.2.1	Conexión viga-pilote	55
5.2.2	Conexión grúa-tablero.....	58
5.2.3	Fuerzas para diseño de anclajes móviles.....	64
6	Conclusiones y recomendaciones	68
6.1	Análisis modal espectral.....	68
6.2	Análisis tiempo-historia no lineal.....	69
6.3	Conclusiones generales.....	71
6.4	Recomendaciones	72
6.4.1	Diámetro de pilotes	72
6.4.2	Rótulas plásticas.....	72

6.4.3	Anclajes móviles	72
7	Glosario.....	74
8	Bibliografía	75
Anexos		77
	Anexo A	77
	Anexo B	78
	Anexo C	81

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Proyecto de norma NCh2369.....	5
Tabla 2.2: Factores de escala utilizados en modelo físico	13
Tabla 2.3: Estados de carga considerados para el análisis.....	16
Tabla 3.1: Dimensiones del buque de diseño.....	18
Tabla 3.2: Dimensiones principales de grúa STS	18
Tabla 3.3: Combinaciones de carga de la norma NCh3171.....	24
Tabla 3.4: Disposiciones generales norma NCh432	25
Tabla 4.1: Dimensiones de vigas	27
Tabla 4.2: Dimensiones de pilotes	28
Tabla 4.3: Propiedades hormigón armado vigas y tablero.....	28
Tabla 4.4: Propiedades acero pilotes	28
Tabla 4.5: Resistencia a momento esperada para pilotes.....	30
Tabla 4.6: Estratigrafía del suelo de fundación	30
Tabla 4.7: Constantes de balasto estáticas para cada horizonte	30
Tabla 4.8: Cargas para el análisis de la grúa.....	33
Tabla 4.9: Valores carga columna de agua	39
Tabla 4.10: Valores sobrecarga de uso	39
Tabla 4.11: Distribución de grúas STS sobre el tablero	40
Tabla 4.12: Viento operacional y máximo considerado en el análisis.....	40
Tabla 4.13: Tabla 3A NCh432, factor de forma C.....	41
Tabla 4.14: Cargas para viento operacional y máximo.....	41
Tabla 4.15: Factor de reducción y amortiguamiento de la estructura.....	43
Tabla 4.16: Factores de amplificación de cada registro de aceleración.....	47
Tabla 4.17: Simbología para combinaciones de cargas	48
Tabla 4.18: Combinaciones de carga	49
Tabla 5.1: Corte basal mínimo.....	50
Tabla 5.2: Corte basal sentido longitudinal y transversal	50
Tabla 5.3: Verificación de desplazamientos máximos.....	51
Tabla 5.4: Cortes y momentos máximos en conexión viga-pilote para cada distribución de grúas	52

Tabla 5.5: Tracciones y cortes máximos en conexión grúa-tablero para cada distribución de grúas	53
Tabla 5.6: Solicitaciones máximas de tracción y corte sobre anclaje móvil por carga de viento máximo	54
Tabla 5.7: Distribución de cortes en línea de pilotes transversal.....	54
Tabla 5.8: Momentos máximos en conexión viga-pilote para cada registro, escenario 1	55
Tabla 5.9: Momentos máximos en conexión viga-pilote para cada registro, escenario 2	55
Tabla 5.10: Desplazamientos, tracciones y cortes máximos en apoyos de grúas STS para cada registro	58
Tabla 5.11: Desplazamientos verticales máximos apoyos lado tierra para cada grúa, registro de Constitución 2010	59
Tabla 5.12: Tracciones y cortes máximos en apoyos lado mar para cada grúa, registro de Constitución 2010	60
Tabla 5.13: Fuerzas máximas obtenidas del análisis para diseñar el anclaje móvil	65
Tabla C.1: Cortes y momentos máximos en conexión viga-pilote en análisis modal espectral para distintas distribuciones de grúa	82
Tabla C.2: Tracciones máximas en conexión grúa-tablero en análisis modal espectral para distintas distribuciones de grúa	83

Índice de Figuras

Figura 2.1: Conexiones viga-pilote definidas en ASCE 61-14.....	10
Figura 2.2: Detalle de conexión viga - pilote propuesta por Figueroa, F. (2017).....	12
Figura 2.3: Desempeño grúas STS según estudio de Kanayama, Kashiwazaki, Nakamura & Kobayashi	13
Figura 2.4: Modelación elementos de apoyo grúas STS.....	14
Figura 2.5: Desempeño grúas STS según estudio de Kosbab.....	14
Figura 3.1: Ubicación geográfica del proyecto.....	17
Figura 3.2: Componentes principales de la grúa STS.....	18
Figura 3.3: Peligro de licuefacción en zona de emplazamiento del proyecto.....	20
Figura 3.4: PGA estación Llolleo componente HNE durante terremoto 1985	21
Figura 3.5: PGA estación Llolleo componente HNN durante terremoto 1985.....	21
Figura 3.6: PGA estación Llolleo componente HNZ durante terremoto 1985	21
Figura 3.7: PGA estación Constitución componente HNE durante terremoto 27F 2010.....	22
Figura 3.8: PGA estación Constitución componente HNN durante terremoto 27F 2010	22
Figura 3.9: PGA estación Constitución componente HNZ durante terremoto 27F 2010.....	22
Figura 3.10: PGA estación Concepción componente HNE durante terremoto 27F 2010	23
Figura 3.11: PGA estación Concepción componente HNN durante terremoto 27F 2010.....	23
Figura 3.12: PGA estación Concepción componente HNZ durante terremoto 27F 2010	23
Figura 4.1: Vista 3D muelle transparente	26
Figura 4.2: Vista en planta muelle transparente.....	27
Figura 4.3: Vista elevación plano X-Z muelle transparente	27
Figura 4.4: Vista elevación plano Y-Z muelle transparente	27
Figura 4.5: Vista 3D modelo muelle con resortes.....	31
Figura 4.6: Vista elevación plano Y-Z muelle transparente con resortes	32
Figura 4.7: Modelo de la grúa STS en el SAP 2000	32
Figura 4.8: Modelo integrado muelle-grúa	33
Figura 4.9: Ubicación de rótulas en bogies de grúa STS	34
Figura 4.10: Elemento de alta rigidez para análisis modal espectral.....	35
Figura 4.11: Elementos tipo link y de alta rigidez para análisis tiempo-historia no lineal, escenario 1	36
Figura 4.12: Elementos de alta rigidez para análisis tiempo-historia no lineal, escenario 2 .	36
Figura 4.13: Gráfico carga-deformación rótulas plásticas	37

Figura 4.14: Niveles de desempeño rótulas plásticas	38
Figura 4.15: Elementos tipo hinge eje transversal - SAP 2000	38
Figura 4.16: Elementos tipo hinge vista 3D- SAP 2000	39
Figura 4.17: Espectro de diseño horizontal definido en proyecto de norma NCh2369	43
Figura 4.18: Espectro de diseño vertical definido en proyecto de norma NCh2369	44
Figura 4.19: Espectro de referencia horizontal definido en proyecto de norma NCh2369	45
Figura 4.20: Espectro de referencia vertical definido en proyecto de norma NCh2369.....	46
Figura 4.21: Espectro de referencia y combinación SRSS de pseudo espectros de aceleración de registros sísmicos utilizados.....	47
Figura 4.22: Espectro de referencia y combinación SRSS de pseudo espectros de aceleración de registros sísmicos amplificados.....	48
Figura 5.1: Estado rótulas plásticas en pilotes del eje A para cada registro sísmico en escenario 1.....	56
Figura 5.2: Variación de momento máximo en pilotes del eje A, escenario 1	57
Figura 5.3: Variación de momento máximo en pilotes del eje A, escenario 2	57
Figura 5.4: Numeración de grúas STS sobre el tablero	58
Figura 5.5: Desplazamiento vertical en apoyos lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	59
Figura 5.6: Desplazamiento transversal en apoyos lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	60
Figura 5.7: Variación de la fuerza axial en conexiones lado mar de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	61
Figura 5.8: Variación de la fuerza de corte en conexiones lado mar de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	62
Figura 5.9: Variación de la fuerza axial en conexiones lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	63
Figura 5.10: Variación de la fuerza de corte en conexiones lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010	64
Figura 5.11: Disposición de anclajes móviles en bogies	65
Figura 5.12: Esquema de interacción rueda-riel	66
Figura 5.13: Propuesta de solución de anclaje móvil para muelles nuevos.....	67
Figura A.1: Código de Matlab parte 1	77
Figura A.2: Código de Matlab parte 2	77
Figura B.1: Variación de momento máximo en pilotes del eje B, escenario 1	78
Figura B.2: Variación de momento máximo en pilotes del eje C, escenario 1	78

Figura B.3: Variación de momento máximo en pilotes del eje D, escenario 1	79
Figura B.4: Variación de momento máximo en pilotes del eje E, escenario 1	79
Figura B.5: Variación de momento máximo en pilotes del eje B, escenario 2	80
Figura B.6: Variación de momento máximo en pilotes del eje C, escenario 2	80
Figura B.7: Variación de momento máximo en pilotes del eje D, escenario 2	81
Figura B.8: Variación de momento máximo en pilotes del eje E, escenario 2	81

1 INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia de Chile la actividad portuaria ha jugado un rol importante en la economía del país con la exportación principalmente de salitre y cobre. Debido al cambio climático, es fundamental la generación de energías renovables, como por ejemplo, el hidrógeno y amoníaco verde (H_2 y NH_3), en donde Chile asoma como el país en el cual se puede producir el H_2 y NH_3 de menores costos a nivel mundial. Para poder exportar grandes cantidades de este combustible, se requiere una fuerte inversión en infraestructura portuaria en los próximos años.

Lo anterior supone grandes desafíos para la ingeniería chilena, debido a que las estructuras deben ser resilientes, asegurar la continuidad operacional, y lo más importante, se debe velar por proteger la vida de los trabajadores. Adicionalmente, los proyectos de terminales portuarios que se desarrollen a futuro deberán ser verdes, con equipamiento de energía renovable y las navieras con barcos que utilizarán H_2 o NH_3 como combustible para no generar huella de carbono.

Uno de los elementos más importantes en la operación del puerto son las grúas STS (*Ship to Shore*), ya que son los equipos principales para la carga y descarga de buques. Estas grúas son manejadas mediante un operador que se encuentra en la cabina, a 50 metros de altura aproximadamente, la cual se mueve junto con el *trolley* para posicionar los contenedores dentro o fuera del barco según corresponda. Debido a la ubicación de la cabina, se tiene que frente a un sismo el operador no puede descender con facilidad, por lo que debe permanecer en la cabina de la grúa durante el evento.

Otro elemento de suma importancia en los muelles es la conexión viga-pilote. En el proyecto de norma NCh2369, específicamente en su capítulo 13, se define una conexión viga-pilote para el muelle con pernos reemplazables, los cuales se deben diseñar para fluir ante cargas sísmicas, y de este modo, prevenir que otros elementos entren en el rango inelástico de deformaciones. Adicionalmente, en el capítulo 11 de la misma norma, se definen los criterios de diseño para equipos móviles industriales, como es el caso de las grúas STS.

En el presente trabajo de título se realizan dos análisis. En el primero, se estudian las solicitaciones que se generan en la conexión de la grúa con el tablero frente a cargas de sismo y viento. Para lo cual, en primer lugar, se realiza un análisis modal espectral combinando por un lado sismo de diseño con viento operacional, y por otro lado considerando únicamente el viento máximo. Posteriormente, se realiza un análisis tiempo-historia no lineal para obtener los desplazamientos y solicitaciones máximas en los apoyos de la grúa, lo cual permitirá diseñar a futuro el anclaje móvil para el equipo.

El segundo análisis que se realiza es el estudio de las fuerzas que se generan en la conexión viga-pilote ante cargas sísmicas, para posteriormente diseñar los elementos de dicha conexión. El análisis va de la mano con lo indicado en el párrafo anterior, ya que se realiza en primea instancia un análisis modal espectral con distintas configuraciones de grúa sobre el tablero, con el fin de obtener la situación más desfavorable, y posteriormente, se realiza un análisis tiempo-historia no lineal para obtener los momentos máximos en los pilotes y en la conexión de éstos con las vigas.

1.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de este trabajo de título es realizar un análisis modal espectral y tiempo-historia no lineal para el diseño de un muelle transparente con grúas STS ante cargas de sismo y viento, considerando pernos reemplazables y anclajes móviles según lo indicado en el proyecto de norma NCh2369.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar y analizar en detalle los siguientes capítulos del proyecto de norma NCh2369:
 - Capítulo 5: Análisis sísmico.
 - Capítulo 11.6: Grandes equipos móviles.
 - Capítulo 13: Estructuras marítimas del tipo muelle transparente.
- Recopilar antecedentes tales como información de vientos operacionales y máximos, mecánica de suelos del puerto en estudio y registros de aceleración sísmicos del terremoto de Lolleo de 1985 y del Maule de 2010.
- Modelar en *SAP 2000* el muelle incluyendo la interacción suelo-estructura, para lo cual se consideran los antecedentes de mecánica de suelos y se define la estructuración en base a proyectos similares. El modelo de la grúa fue facilitado por la empresa *PMI Energy Services*.
- Estudiar las solicitaciones obtenidas en los anclajes móviles de las grúas STS para el análisis modal espectral, combinando por un lado sismo de diseño con viento operacional, y por otro lado considerando únicamente el viento máximo. Para el análisis tiempo-historia no lineal se obtienen las solicitaciones considerando los registros de aceleración sísmica.
- Estudiar los momentos generados en la conexión viga-pilote ante estados de carga sísmicos tanto para el análisis modal espectral como para el análisis tiempo-historia no lineal.
- Mediante la metodología propuesta por Esparza, Y., obtener las cargas de diseño de los anclajes móviles para la estructura estudiada.
- Evaluación técnica de implementar la conexión viga-pilote definida en la norma para la estructuración del muelle, análisis de factibilidad de extender el uso de anclajes móviles a los cuatro apoyos de las grúas STS para resistir cargas de sismo y viento, y proposición de diseño del anclaje móvil para su implementación en proyectos de nuevos muelles con grúas STS.

1.3 ALCANCES

- Analizar las solicitudes generadas en la conexión de las grúas STS con el tablero frente a solicitudes de viento operacional y viento máximo, y también ante registros de aceleración sísmicos del terremoto de Llolleo de 1985 y del Maule del año 2010. Para lo cual se obtienen los desplazamientos y fuerzas máximas en la conexión grúa-tablero, con el objetivo de poder diseñar a futuro una conexión de anclaje móvil.
- Estudiar el desempeño de muelles transparentes considerando la conexión viga-pilote como zona de plastificación, empleando el concepto de rótulas plásticas para simular los pernos reemplazables definidos en el capítulo 13 del proyecto de norma NCh2369. Para lo cual el muelle transparente se somete a los registros de aceleración sísmicos del terremoto de Llolleo de 1985 y del Maule del año 2010.
- Todos los análisis realizados en el presente trabajo de título se realizan respecto al borrador del proyecto de norma NCh2369 con fecha 4 de abril del 2022.

1.4 METODOLOGÍA

Para completar satisfactoriamente los objetivos anteriormente indicados, la metodología de trabajo empleada es la presentada a continuación:

1.4.1 RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

Se realiza una revisión de los trabajos de título de Figueroa, F. (2017) y de Esparza, Y. (2020) para recopilar antecedentes. Particularmente del primero se rescatan resultados del modelamiento de la conexión viga-pilote con pernos reemplazables del muelle transparente, y del segundo, la metodología para calcular las fuerzas en el diseño de anclajes móviles para grúas STS.

Por otro lado, se realiza una recopilación de información de la página de la Armada de Chile respecto a vientos que permiten la operación del puerto, y los vientos máximos registrados en la zona de estudio.

Por otra parte, se obtienen de la página de la Red de cobertura Nacional de acelerógrafos, los registros de aceleración sísmica del terremoto de Llolleo 1985 y del Maule 2010 que se utilizarán para el análisis tiempo-historia no lineal.

Los antecedentes generales del proyecto, tales como mecánica de suelos, tipo de muelle y grúa STS a analizar fueron facilitados por la empresa *PMI Energy Services*.

Dentro del marco normativo, el análisis considera el estudio del proyecto de norma NCh2369, particularmente los capítulos 5, 11 y 13, los cuales determinan los parámetros sísmicos, requisitos de diseño de equipos móviles y obras marítimas respectivamente. Adicionalmente, las combinaciones de carga a utilizadas son las definidas por la norma NCh3171 of. 2017 y las cargas de viento se modelan considerando lo estipulado en la NCh432 of. 2010.

1.4.2 MODELACIÓN Y ANÁLISIS

Una vez realizada la recopilación de antecedentes, se genera el modelo en el *software SAP 2000* versión 22 del muelle transparente, cuyo sistema resistente se compone de marcos a momento constituidos por pilotes de acero y vigas de hormigón armado, las cuales junto a la losa conforman el tablero de hormigón armado. Sobre la losa se considera la operación de cuatro grúas STS, que cumplen la función de transferir la carga desde el buque hacia el muelle y viceversa. El modelo de la grúa fue facilitado por la empresa *PMI Energy Services*, por lo que se importa al modelo estructural generado.

En el modelo se incluye adicionalmente la interacción suelo-estructura, la cual se modela utilizando resortes de rigidez variable en función de la profundidad, lo cual representa las constantes de balasto indicadas en el informe de mecánica de suelos consultado.

Se realiza en primer lugar un análisis modal espectral para estudiar las fuerzas generadas en los anclajes móviles y en la conexión viga-pilote ante cargas de sismo y viento. Posteriormente, se realiza un análisis tiempo-historia no lineal utilizando los registros de aceleración del terremoto de Lolleo de 1985 y del terremoto del Maule de 2010.

1.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se analizan los resultados obtenidos del modelo integrando el muelle y las grúas para el análisis modal espectral, incorporando cargas de sismo y viento frente a distintas distribuciones de grúas sobre el tablero, con lo cual se obtiene la situación más desfavorable para la conexión viga-pilote y para la conexión grúa-tablero. Con este resultado se procede a estudiar el modelo para el análisis tiempo-historia no lineal, en el cual se analizan dos escenarios.

El primer escenario consiste en modelar la conexión grúa-tablero del lado tierra como un elemento tipo *link* aislador, el cual permite el desplazamiento longitudinal, transversal y vertical, mientras que las conexiones del lado mar se consideran como apoyos rotulados de alta rigidez, que restringen el levantamiento y desplazamiento transversal del elemento. Se analiza este escenario ya que se presenta como recomendación en el proyecto de norma NCh2369 para prevenir y evitar el total descarrilamiento de las grúas.

En el segundo escenario se consideran todas las conexiones grúa-tablero como elementos rotulados de alta rigidez, de modo de analizar la factibilidad de extender el uso de los anclajes móviles a las conexiones del lado tierra en la industria portuaria, y de este modo diseñar este elemento para resistir cargas sísmicas y de viento máximo, barajando una alternativa a la actual solución que se utiliza en la industria.

Para ambos escenarios se evalúa el comportamiento de la conexión viga-pilote y las sollicitaciones en las conexiones grúa-tablero, lo que permite discutir la necesidad de realizar modificaciones en la estructuración propuesta del muelle, calcular las fuerzas para el diseño del anclaje móvil y proponer su diseño para muelles nuevos.

2 MARCO TEÓRICO

2.1.1 PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DE NORMA NCh2369

Para el diseño sismorresistente de estructuras industriales se debe utilizar la norma chilena NCh2369 Of.2003, sin embargo, esta norma no posee requisitos específicos sobre los criterios de diseño para obras del tipo marítimo-portuarias, las cuales son de carácter industrial. Por este motivo, la presente norma se encuentra en proceso de actualización, en el cual se incorporó un capítulo específico para el diseño de obras de este tipo. Dicho capítulo es el N°13, cuyo nombre es “Estructuras Marítimas de tipo Muelle Transparente”.

El alcance del capítulo 13 corresponde a estructuras ubicadas en zonas de borde marino o situaciones similares, en que el nivel de terreno se encuentre por debajo del nivel de las aguas, abarcando estructuras que cuenten con un único nivel de tablero de operaciones construido sobre pilotes que se apoyan en el fondo marino.

A continuación, se citan las principales secciones del borrador del proyecto de norma NCh2369 con fecha de 4 de abril del 2022 que se utilizan para el desarrollo del presente trabajo de título [1]:

Tabla 2.1: Proyecto de norma NCh2369

Disposiciones generales	
Capítulo	Descripción
4	Disposiciones de aplicación general
4.1.1	<p>Principios e hipótesis básicos</p> <p>Las disposiciones de diseño de esta norma, aplicadas en conjunto con las normas de diseño específicas de cada material, están orientadas al cumplimiento de los objetivos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none">a) Protección de la vida en la industria<ul style="list-style-type: none">a.1) Evitar el colapso de estructuras para sismos más severos que el sismo de diseño.a.2) Evitar incendios, explosiones o emanaciones de gases y líquidos tóxicos.a.3) Proteger el medio ambiente.a.4) Asegurar la operatividad de las vías de escape durante la emergencia sísmica.b) Continuidad de operación de la industria<ul style="list-style-type: none">b.1) Mantener los procesos y servicios esenciales.b.2) Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria.b.3) Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

Disposiciones generales	
Capitulo	Descripción
4.3	<p>Clasificación de estructuras y equipos según su importancia</p> <p>Para los efectos de la aplicación de esta norma, las estructuras y equipos se clasifican en categorías de ocupación y operación según la naturaleza de su uso. A cada categoría indicada a continuación le corresponde un coeficiente de importancia (I):</p> <p>Categoría I: obras y equipos menores, cuya falla sísmica no ocasiona detenciones prolongadas ni tampoco puede poner en peligro otras estructuras. $I= 0,8$.</p> <p>Categoría II: obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles de reparación rápida que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción. $I= 1$.</p> <p>Categoría III: obras críticas o esenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas serias de producción. $I= 1,2$.</p> <p>Categoría IV: obras y equipos esenciales que deben mantener su operación durante el sismo de diseño. $I= 1,2$.</p>
4.5	<p>Combinaciones de cargas:</p> <p>La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y los distintos tipos de sobrecargas se debe hacer usando las reglas de superposición incluidas en los puntos 9.1 y 9.2 de la norma chilena NCh3171.</p>
5	Análisis sísmico
5.1.1	<p>Dirección de la solicitación sísmica</p> <p>Las estructuras se deben analizar, como mínimo, para las acciones sísmicas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares. Estas direcciones deben elegirse de manera de detectar los efectos más desfavorables.</p>
5.1.2	<p>Masa sísmica para el modelo estructural</p> <p>Para el cálculo de las fuerzas de inercia durante un sismo, las cargas de operación se pueden reducir de acuerdo con su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño. Se pueden desprestigiar las masas que queden bajo el nivel del suelo natural, siempre que la fundación se haya construido contra el terreno natural o que los rellenos instalados entre ella y el suelo natural sean adecuadamente compactados y controlados</p>

Disposiciones generales	
Capitulo	Descripción
5.2.2	<p>Métodos lineales</p> <p>Se pueden usar tres procedimientos:</p> <p>1.- Análisis estático o de fuerzas equivalentes: solo para estructuras de categoría I y II, de hasta 4 niveles y altura no mayor a 12 m, siempre que no se presente alguna de estas irregularidades:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Irregularidad torsional: la deformación lateral máxima estimada en un extremo de la estructura, transversal a uno de sus ejes, es mayor a 1,2 veces la deformación lateral promedio del nivel. - Irregularidad de piso blando: la rigidez lateral de un nivel es menor al 70% de la rigidez lateral del nivel superior, o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores. - Irregularidad de masa: la masa sísmica de cualquier nivel es mayor al 150% de la masa sísmica de un nivel adyacente. Esto no aplica al último nivel. - Irregularidad geométrica vertical: la dimensión horizontal del sistema resistente lateral en cualquier nivel es mayor al 130% de dicha dimensión en un nivel adyacente. <p>2.- Análisis modal espectral: para cualquier tipo de estructuras</p> <p>3.- Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico: de acuerdo con lo estipulado en la sección 5.10</p>
5.2.3	<p>Métodos no-lineales</p> <p>Los métodos de análisis tiempo-historia no-lineales corresponden a uno de los métodos de análisis especiales permitidos para cualquier sistema estructural. Las condiciones y restricciones que corresponden se establecen en la sección 5.10</p>
5.4.1	<p>Espectro de diseño</p> <p>Se define el siguiente espectro de diseño para la dirección horizontal:</p> $S_a(T_H) = 0,7 \frac{IS_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$ <p>Se define el siguiente espectro de diseño para la dirección vertical:</p> $S_a(T_v) = 0,7 \frac{IS_{aV}(T_v)}{Rv} \left(\frac{0,05}{\xi_v} \right)^{0,4}$
5.4.2	<p>Espectro de referencia</p> <p>Se define el siguiente espectro de referencia para la dirección horizontal:</p> $S_{aH}(T_H) = 1,4 SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^P}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$ <p>Se define el siguiente espectro de referencia para la dirección vertical:</p>

Disposiciones generales	
Capítulo	Descripción
	$S_{av(TV)} = SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{1,7T_V}{T_0} \right)^P}{1 + \left(\frac{1,7T_V}{T_0} \right)^3} \right)$ <p>La razón de amortiguamiento incorporada en los espectros de referencia es 0,05.</p>
5.6.5	<p>Torsión Los efectos de la torsión debido a variaciones de la distribución de las cargas de operación, ubicación de las sobrecargas y peso propio, deben ser considerados en el diseño estructural.</p>
5.10.2	Análisis tiempo-historia. Requisitos generales
5.10.2.1	<p>Selección y ajuste de registros sísmicos Se deben seleccionar componentes horizontales y verticales de al menos tres registros de aceleración del suelo. Cuando no se disponga de registros reales, se pueden considerar registros artificiales. Para cada par de componentes horizontales se deben construir los espectros elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% y combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben escalar o ajustar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para los pares de componentes horizontales, no resulte menor que 1,17 veces el espectro objetivo a nivel de diseño o máximo indicado en 5.4.3, según, según corresponda, en el rango de períodos entre 0,2T y 1,5T, donde T es el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.</p>
5.10.4.1	<p>En la selección de registros para el análisis tiempo-historia no lineal, se debe considerar tanto el espectro objetivo a nivel de diseño como el espectro objetivo a nivel máximo, de acuerdo con lo indicado en 5.4.3. La selección de registros sísmicos debe realizarse de acuerdo con lo indicado en 5.10.2.1.</p>
5.10.4.3	<p>En los análisis de respuesta no lineal en el tiempo, la razón de amortiguamiento inherente de la estructura debe ser definido como sigue: Suelos A y B según tabla 5.3: $\xi = 0,02$ Suelos C, D y E según tabla 5.3: $\xi = 0,03$</p>
5.10.4.5	<p>Como criterio de aceptación adicional e independiente, debe verificarse que el sistema estructura-equipos posea una resistencia lateral mínima compatible con un corte basal de diseño de 0,25 S Ao I veces el peso sísmico del sistema. Esta verificación debe realizarse mediante análisis modal espectral para componentes horizontales de la demanda sísmica y debe ser consistente con lo establecido en 4.5 y 5.6.</p>
11	Estanques, chimeneas, y equipos generales
11.6	<p>Grandes equipos móviles Como parte del diseño estructural, deben realizarse estudios específicos tendientes a evaluar la estabilidad de los equipos móviles importantes (cargadores y descargadores de material a granel, apiladores, grúas portal u otros similares). Para esto, los modelos de análisis deben considerar de manera explícita las propiedades estructurales y dinámicas de los equipos (y sus componentes relevantes.) En general, se deben utilizar modelos integrados que representen de buena forma la</p>

Disposiciones generales	
Capitulo	Descripción
	<p>interacción entre los equipos y la estructura de apoyo (o fundaciones), y que permitan evaluar (en caso de existir) el desempeño de topes sísmicos, anclajes, u otro elemento cuyo fin sea entregar estabilidad ante eventos sísmicos.</p> <p>En ausencia de un análisis de desempeño estructural (de tipo tiempo-historia no lineal) se acepta como indicador de estabilidad suficiente el que no se produzcan tracciones netas en los apoyos de los equipos para un análisis especial del tipo modal espectral que considere la demanda sísmica establecida por el espectro elástico (R=1,0) de sitio o el espectro de referencia cuando sea aplicable.</p> <p>Para otros casos debe evaluarse mediante un análisis de desempeño el potencial descarrilamiento parcial de un equipo móvil mientras no se presenten daños que impidan la continuidad de operación y el equipo no presente riesgo de volcamiento o caída. No debe aceptarse el descarrilamiento total (todos los apoyos) de equipos.</p>
13	Estructuras Marítimas de tipo Muelle Transparente
13.1	<p>El alcance del presente capítulo corresponde a estructuras ubicadas en zonas de borde marino o situaciones similares, en que el nivel de terreno se encuentre por debajo del nivel de las aguas. Las disposiciones del presente capítulo cubren el diseño sismorresistente de estructuras que cuenten con un único nivel de tablero de operaciones construido sobre pilotes que se apoyan en el fondo marino.</p> <p>Para proyectos de especial importancia, en los cuales se requiera garantizar un desempeño específico frente a uno o más niveles de sollicitación sísmica, u obras cuyo daño tanto estructural como no estructural pueda comprometer la seguridad de la población o el medio ambiente, se deben desarrollar y cumplir estándares de diseño más exigentes que los expuestos en la presente norma y consistentes con los objetivos que sea necesario garantizar</p>
13.2	<p>Para el diseño de las obras cubiertas por el presente capítulo debe aplicarse la disposición 8.3.4 (correspondiente a estructuras de acero) en todos aquellos pilotes pertenecientes al sistema resistente a cargas gravitacionales cuya falla sea incompatible con una continuidad de operación teórica del puerto luego de un evento sísmico severo.</p>
13.3	<p>Aquellas estructuras cuya falla comprometa la continuidad de operación del puerto (tales como muelles de carga o descarga u otros similares) deben ser clasificadas como importantes u esenciales desde el punto de vista de su diseño sismorresistente.</p>
13.4	<p>Las sollicitaciones sísmicas de diseño para las estructuras marítimas tradicionales (sin sistemas de protección sísmica como aislación o disipación de energía), se determinan de acuerdo con lo establecido en el capítulo 5, con las modificaciones y complementos que se indiquen en este capítulo.</p>
13.5	<p>El factor de modificación de respuesta y razones de amortiguamiento para diseño de estructuras marítimas específicas se debe tomar de la Tabla 13.1. Los valores deben escogerse de manera que las sollicitaciones sísmicas sean las más exigentes entre las opciones disponibles en la tabla y a las que pueda asimilarse la estructura. Deben utilizarse los mismos valores para los análisis en todas las direcciones horizontales aplicables y combinaciones de éstas.</p>

Disposiciones generales	
Capítulo	Descripción
13.14	<p>Como parte del diseño estructural, deben realizarse estudios específicos tendientes a evaluar la estabilidad de las grúas u otros equipos importantes (cargadores, descargadores, etc.) que operen sobre los tableros de muelles durante eventos sísmicos severos. Para esto, los modelos de análisis deben considerar de manera explícita las propiedades estructurales y dinámicas de los equipos importantes. En general, se deben utilizar modelos integrados que representen de buena forma la interacción entre los equipos y el tablero, y que permitan evaluar (en caso de existir) el desempeño de topes sísmicos, anclajes u otro elemento cuyo fin sea entregar estabilidad ante eventos sísmicos.</p> <p>En ausencia de un análisis de desempeño estructural del muelle (del tipo tiempo-historia no lineal) se acepta como indicador de estabilidad suficiente el que no se produzcan tracciones netas en los apoyos de los equipos para un análisis modal espectral que considere la demanda sísmica establecida por el espectro elástico ($R=1,0$) de referencia.</p>

2.1.2 CONEXIÓN ENTRE VIGA DE HORMIGÓN Y PILOTE DE ACERO EN MUELLE TRANSPARENTE

Para el diseño sismorresistente de estructuras marítimas, se recomienda el análisis y estudio de la norma ASCE/COPRI 61-14 “*Seismic Design of Piers and Wharves*” [2].

Este documento establece los criterios de diseño para estructuras marítimas tipo muelle. En el capítulo 7, señala las cinco conexiones permitidas para muelles transparentes, sin embargo, indica que se permiten otros tipos de conexiones respaldadas debidamente mediante ensayos experimentales, modelamiento de elementos finitos u otro análisis que considere una respuesta no lineal.

En la siguiente Figura se indican las conexiones permitidas en la norma ASCE 61-14, junto a una descripción de cada una de ellas:

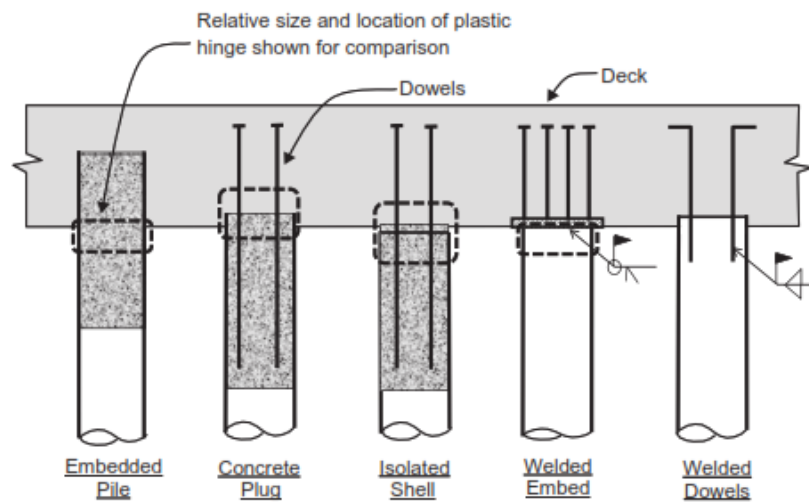


Figura 2.1: Conexiones viga-pilote definidas en ASCE 61-14

1. ***Embedded Pile:*** en el proceso constructivo de esta conexión, el pilote es embebido en hormigón para conectarse a la viga, por lo que se genera una conexión rígida que permite la transferencia de momentos entre ambos elementos. Como se observa en la Figura 2.1, no se utilizan barras de acero para el anclaje entre ambos elementos.
2. ***Concrete Plug:*** la principal característica de esta conexión es que el tapón de hormigón situado dentro del pilote de acero tiene una menor intrusión dentro de la viga. Esta característica, junto a las barras de anclaje le dan una alta capacidad de ductilidad a la conexión (Park, Priestley and Walpole, 1983).
3. ***Isolated Shell:*** en esta conexión, el tapón de hormigón situado dentro del pilote no se conecta con la viga. La unión entre ambos elementos es por medio de las barras de anclaje.
4. ***Welded Embed:*** esta conexión no lleva tapón de hormigón, para unir las barras de anclaje al pilote se utiliza una placa de acero soldada a este último, en la cual se sueldan las barras de anclaje para conectar el pilote con la viga.
5. ***Welded Dowels:*** en esta conexión se sueldan las barras de anclaje al perfil del pilote, de esta manera no se utiliza el hormigón para generar la unión viga-pilote. Esta conexión no está permitida en el proyecto de norma NCh2369, puesto que en el capítulo 13.7 se señala que no se permite ejecutar soldaduras que conecten las barras de anclaje con el pilote.

Del análisis de la geometría y configuración de las conexiones señaladas anteriormente, se desprende que no permiten realizar la inspección de los elementos de anclaje de la unión viga-pilote luego del evento sísmico.

En cuanto a lo anterior, se tiene que en la sección 4.1.1.b.3 del proyecto de norma NCh2369, establece que uno de los principios de diseño de la norma en cuestión es asegurar la continuidad operacional, lo que considera facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

En suma, se indica en los comentarios del borrador de esta, que de acuerdo con los lineamientos de diseño sismorresistente del capítulo 13, ante solicitaciones sísmicas moderadas a severas la respuesta debe ser predominantemente elástica. Sin embargo, pueden existir incursiones en el rango inelástico en zonas concentradas, las cuales deben estar disponibles para su posterior reparación.

Dados los antecedentes presentados en los párrafos predecesores, el trabajo de título de Figueroa, F. (2017) propone un mecanismo de falla de la conexión viga-pilote similar al tipo *Concrete Plug*, pero con una variante que considera barras de anclaje reemplazables [3]. En la Figura 2.2 se indica la conexión propuesta:

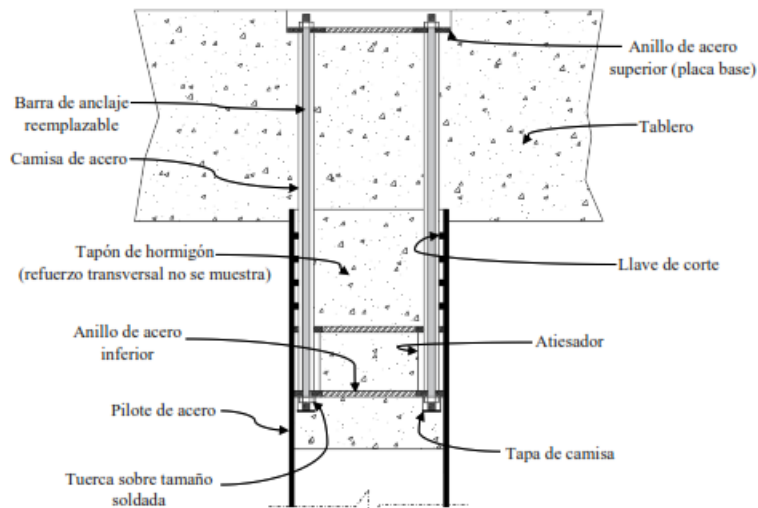


Figura 2.2: Detalle de conexión viga - pilote propuesta por Figueroa, F. (2017)

2.1.3 DESCARRILAMIENTO DE GRÚAS STS

Las grúas STS son uno de los componentes en la cadena de logística y producción más vulnerables de un puerto, y al mismo tiempo, uno de los más relevantes para su funcionamiento, ya que como se ha indicado anteriormente son los equipos que permiten la transferencia de contenedores de los buques que atracan en el muelle.

Uno de los estudios con modelos a escala realizados en Japón luego del terremoto de Kobe en 1995, titulado “*Large shaking table test of a container crane by strong ground excitation*” [4], analiza el fenómeno de levantamiento de grúas STS en eventos sísmicos y sus consecuencias en el desempeño ante cargas dinámicas.

En el estudio se realizó un modelo de la grúa a escala 1:15 y se le aplicó un esfuerzo sísmico uniaxial en dirección perpendicular a los rieles por los cuales se desplaza sobre el tablero. Paralelamente, se desarrolló un modelo de elementos finitos considerando efectos no lineales para representar el fenómeno físico, obteniendo resultados parecidos en ambos sistemas respecto a la respuesta de la estructura. En la siguiente Figura se ilustra el comportamiento observado de la grúa:

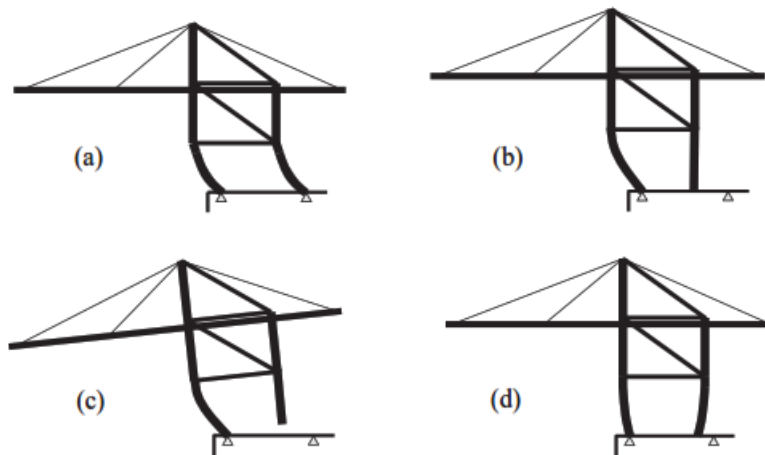


Figura 2.3: Desempeño grúas STS según estudio de Kanayama, Kashiwazaki, Nakamura & Kobayashi

Del análisis de la Figura 2.3, se puede describir el comportamiento de la estructura de la siguiente manera: (a) producto de la carga sísmica la grúa se desplaza hacia el lado mar; (b) debido al desplazamiento lateral de la grúa, se levantan las ruedas del lado tierra, aumentando la carga axial en apoyos del lado mar; (c) apoyos del lado mar se deforman producto del aumento de la carga axial; (d) debido a la deformación de apoyos en lado mar, al descender apoyos de lado tierra quedan fuera del riel, es decir, descarrilados.

Otro estudio analizado es el publicado por Benjamin Kosbab el año 2010, quien en su trabajo de tesis de doctorado “*Seismic performance evaluation of port container cranes allowed to uplift*” [5] evaluó el desempeño sísmico de grúas STS permitiendo el levantamiento, en otras palabras, modeló de manera realista el efecto del levantamiento en grúas ante un evento sísmico.

Para lo anterior, realizó por un lado un modelo físico a escala compuesto principalmente por elementos de acero, y por otro lado un modelo de elementos finitos. El autor señala que el factor de escala para el modelo físico es de 1:20 para que sea físicamente manejable, adicionalmente indica que como las cargas de gravedad e inercia son críticas en la respuesta del levantamiento, el factor de escala para la aceleración es 1:1, lo mismo ocurre para el módulo de elasticidad.

En la siguiente Tabla se resumen los factores de escala utilizados en el estudio:

Tabla 2.2: Factores de escala utilizados en modelo físico

Parámetro	Factor
Geometría	20
Módulo elástico	1
Aceleración	1
Masa	400
Tiempo	$\sqrt{20}$

En el modelo físico se utilizó un prototipo de grúa STS modelo J100, ya que es la que cuenta con la configuración, geometría y características de elementos estructurales y equipos mecánicos más utilizada en la industria. Al utilizar este modelo, se pueden extrapolar los resultados a un espectro más amplio de modelos de grúas STS con características similares.

Debido a que no es posible modelar explícitamente los *bogies* de conexión grúa-riel, se simplifica el modelo usando columnas rígidas apoyadas sobre discos de fricción para simular el comportamiento de la estructura real, esto se presenta en la siguiente Figura:

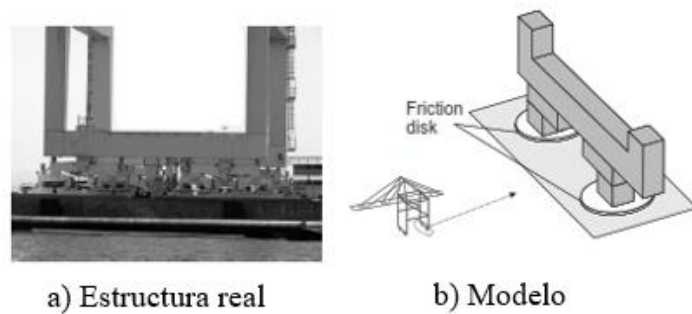


Figura 2.4: Modelación elementos de apoyo grúas STS

Para medir los resultados del ensayo se utilizaron 56 acelerómetros, 25 potenciómetros lineales, 96 medidores de tensión y 4 celdas de carga. Por otro lado, los registros sísmicos utilizados contemplan aceleraciones en ambas direcciones horizontales y aceleración vertical, con magnitudes del orden de 7 Mw.

La respuesta obtenida del modelo se puede dividir en tres etapas, las cuales se ilustran en la siguiente Figura:

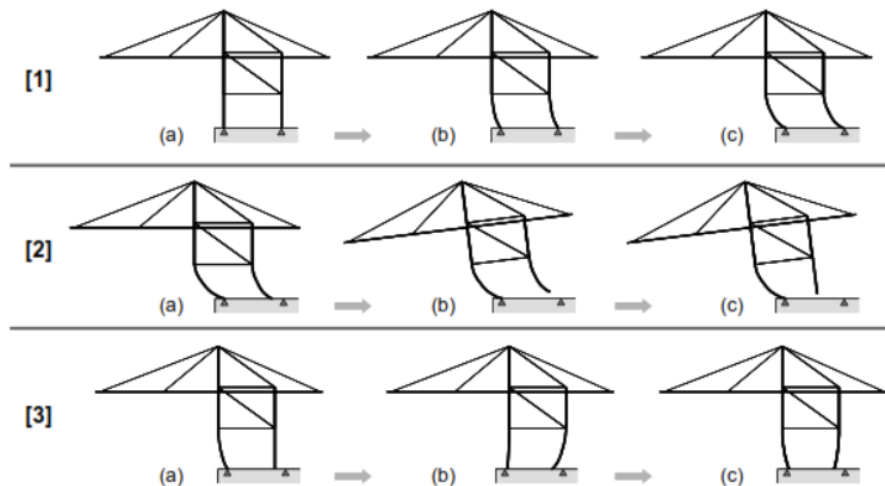


Figura 2.5: Desempeño grúas STS según estudio de Kosbab

Del análisis de la Figura 2.5, se puede describir el comportamiento de la grúa de la siguiente manera:

1. Producto de la carga sísmica, la estructura se desplaza hacia el lado mar (a-c).

2. Las ruedas del lado tierra comienzan a deslizarse cuando todo el peso de la estructura se transfiere a los apoyos del lado mar (a). Como resultado, aumenta considerablemente la sollicitación sobre los apoyos del lado mar, lo cual provoca su deformación y la elevación de los apoyos del lado tierra (b). La situación en (b) genera que las columnas de apoyo del lado tierra se descarguen elásticamente y vibren (c).
3. Los apoyos del lado tierra vuelven a posicionarse sobre el tablero, pero fuera del riel, dando origen al vaivén en sentido inverso al descrito anteriormente (a). Producto de la oscilación hacia el lado tierra los apoyos del lado mar se deslizan hacia el lado tierra, generando una situación potencial de levantamiento de dichos apoyos, lo que aumenta la sollicitación en los apoyos del lado tierra (b). Finalmente, producto del vaivén hacia ambos sentidos, ambos apoyos se deforman provocando deformaciones residuales en la estructura (c).

La respuesta descrita anteriormente se observa como resultado de las simulaciones experimentales y analíticas, en donde se obtiene que la grúa no se vuelca, pero queda totalmente descarrilada.

De los estudios presentados anteriormente, se observa que el descarrilamiento de grúas STS ante eventos sísmicos es inminente, generando peligro de colapso de la estructura si el levantamiento es considerable. En ambos estudios se obtiene que las ruedas del lado tierra son las primeras en levantarse.

Por este motivo, el trabajo de título de Esparza Y. propone un diseño de conexión con anclaje móvil en los apoyos del lado mar para estructuras existentes, con el objetivo de prevenir el descarrilamiento de grúas STS evidenciado en los estudios analizados [6]. Este requisito quedó establecido en el capítulo 13 del proyecto de norma NCh2369.

2.1.4 GUÍA PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

La guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras fue desarrollada por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) a través de la Dirección de Obras Portuarias (DOP) el año 2013, la cual se fundamenta en gran parte por los lineamientos sísmicos establecidos en la norma NCh2369 Of. 2003, y tiene por objetivo generar criterios para el diseño, construcción, operación y conservación de proyectos marítimo-portuarios públicos y privados que deben ser sometidos a la revisión y aprobación de la DOP, de acuerdo con lo establecido en la ley [7].

En el capítulo 4.4.2.3 del documento se señala una breve descripción del muelle transparente, para luego indicar su estructuración, estados de carga a considerar para su análisis, combinaciones de carga y criterios de falla.

A continuación, se indican los estados de carga a considerar para el análisis de grúas STS sobre muelle transparente de acuerdo con lo señalado en la guía. Adicionalmente, se menciona si se consideran para el análisis del presente trabajo de título:

Tabla 2.3: Estados de carga considerados para el análisis

Estado de carga	Aplica para el análisis
Peso propio	Si
Sobrecarga	Si
Sistemas de transporte y manipulación de carga	Si
Amarre	No
Atraque	No
Sismo	Si
Temperatura	No
Viento	Si
Oleaje	No
Corrientes	No

Las cargas que predominan para el análisis son las indicadas en la Tabla 2.3, puesto que su influencia sobre la estructura a analizar es significativa. En el caso del viento, forma parte del conjunto de cargas a estudiar, por lo que se debe considerar en cualquier escenario. Por otro lado, las cargas no consideradas tienen menor influencia en la respuesta de la estructura, y para simplificar el análisis del presente trabajo de título se omiten.

3 ANTECEDENTES

3.1 LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El proyecto en estudio se ubica en la Región del Biobío, Chile, cercano al actual puerto de San Vicente y a la desembocadura del río Biobío.

A modo general, consiste en un puerto cuyas obras de abrigo contemplan el diseño de rompeolas a fin de crear una dársena para atraque, ante el oleaje del W y NW.

El frente de atraque corresponde a un muelle transparente, diseñado para operar con buques Super Post-Panamax, equipado con grúas STS de 100 pies de trocha, para poder transferir la carga transportada por los buques. Adicionalmente, se tiene que la profundidad de dragado en la dársena debe estar en los -17m NRS.

A continuación se presenta una Figura para ilustrar la zona geográfica del proyecto en estudio.



Figura 3.1: Ubicación geográfica del proyecto

3.1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES EN EL DISEÑO DEL PROYECTO

El buque de diseño corresponde a un Super Post-Panamax, el cual tiene las siguientes dimensiones:

Tabla 3.1: Dimensiones del buque de diseño

Super Post Panamax	
Eslora (m)	400
Manga (m)	59
Calado (m)	14
Capacidad (TEUs)	18.000 - 20.000

La grúa considerada para los procesos de estiba y desestiba del buque corresponde a grúas STS, las cuales tienen una estructuración en base a pórticos, de cuatro columnas y dos vigas en voladizo en la parte superior, por las cuales se desliza el *trolley* junto a la cabina de operación. Las dimensiones principales se detallan en la siguiente Tabla y en la Figura 3.2 se indican sus componentes principales.

Tabla 3.2: Dimensiones principales de grúa STS

Grúa STS	
Alcance (m)	73
Altura de elevación (m)	54
Trocha (pies)	100

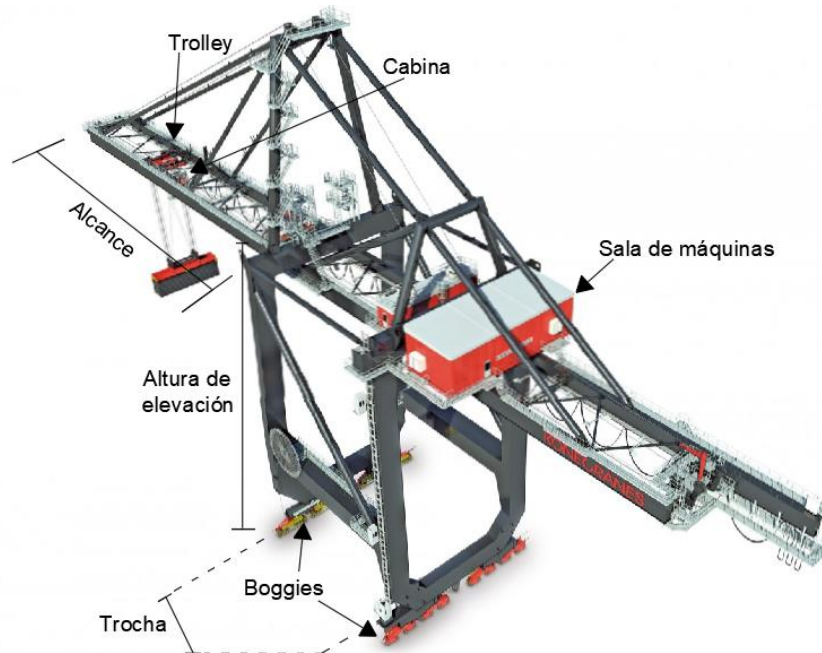


Figura 3.2: Componentes principales de la grúa STS

Como se indicó anteriormente, el frente de atraque debe satisfacer los requerimientos mínimos para permitir el atraque de un buque Super Post-Panamax, por lo que el largo del tablero debe ser al menos de 430 metros y la profundidad de dragado debe ser de 17 metros.

3.2 VIENTOS MÁXIMOS Y OPERACIONALES

De acuerdo con lo mencionado en secciones anteriores, para obtener información respecto a los vientos y oleajes de la zona se consulta la página de la Armada de Chile, particularmente la información para el puerto de San Vicente, ya que se encuentra en las cercanías del proyecto en estudio.

Conforme a lo indicado en el ordinario N°12.600/94/VRS con fecha 24 de agosto de 2020 emitido por la capitanía de puerto de San Vicente, el cual establece las condiciones de operación del frente de atraque del puerto del mismo nombre, indica que en la bahía de San Vicente la dirección del viento predominantes es del S y SW, con intensidades promedio en la temporada estival de 14 nudos, alcanzando en ocasiones como máximo 35 nudos. En temporada invernal, cuando la bahía es afectada por el paso de sistemas frontales la dirección del viento predominante es del N y NW, alcanzando intensidades promedio de 30 nudos, con máximos de 50 nudos [8].

Por otro lado, el ordinario N°12.600/227/VRS con fecha 04 de noviembre de 2014 emitido por la capitanía de puerto de Coronel establece que con vientos mayores a 20 nudos se deben suspender las maniobras de buques en el círculo de giro y la entrada de buques a la dársena [9].

Para el análisis de vientos en el puerto en estudio, se considera la información emitida por ambos ordinarios. De la capitanía de puerto de San Vicente se utiliza la información indicada respecto a los vientos máximos, y de la capitanía de puerto de Coronel los vientos operacionales.

3.3 MECÁNICA DE SUELOS

Debido a que el proyecto en estudio se encuentra en etapa de ingeniería conceptual, aun no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, imágenes satelitales dan cuenta del exhaustivo proceso de traslado de sedimentos hacia la zona en los últimos años, por lo que en estratos someros se espera tener arenas poco consolidadas.

A mayores profundidades se espera encontrar arenas más consolidadas, ya que se estima que los depósitos de sedimentos en la zona comenzaron hace 4.000 años aproximadamente, por lo que el suelo debe haber pasado por un proceso natural de compactación y cementación, procesos que incrementan su resistencia.

Del análisis del mapa 12-2: Peligro de licuefacción del Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin) ilustrado en la Figura 3.3, se obtiene que para los sectores donde se podría ubicar el puerto en estudio tiene un bajo peligro de presentar licuefacción, sin embargo, no se puede descartar completamente hasta obtener los resultados de la mecánica de suelos del sitio donde se emplazará el proyecto.



Figura 3.3: Peligro de licuefacción en zona de emplazamiento del proyecto

3.4 REGISTROS DE ACELERACIÓN SÍSMICA

Los registros de aceleración sísmica para desarrollar el análisis tiempo-historia no lineal corresponden a los registros del terremoto de Llolleo de 1985 y del Maule de 2010.

Las estaciones utilizadas son: Llolleo, Constitución y Concepción, cada una con sus tres componentes (vertical, longitudinal y transversal). Dichos registros se ilustran en el informe de Boroschek R., Soto P. & Leon R [10], y la base de datos se obtiene del sitio web de la red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC) perteneciente a la Universidad de Chile [11].

3.4.1 REGISTRO ACELERACIÓN LLOLLEO 1985

En la estación de Llolleo se registraron máximos de PGA horizontal de 0,564 (g), y PGA vertical de 0,702 (g). A continuación, se muestran los registros de aceleraciones en sus tres componentes:

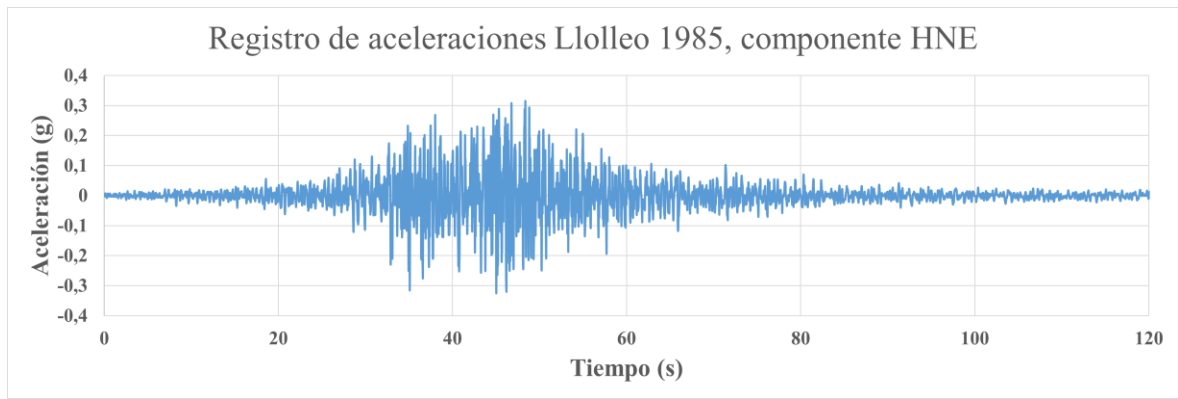


Figura 3.4: PGA estación Llolleo componente HNE durante terremoto 1985

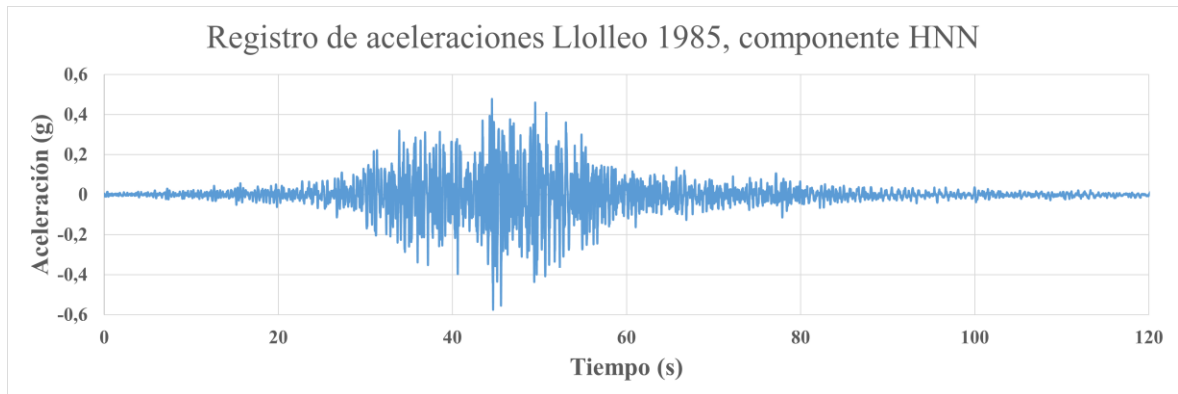


Figura 3.5: PGA estación Llolleo componente HNN durante terremoto 1985

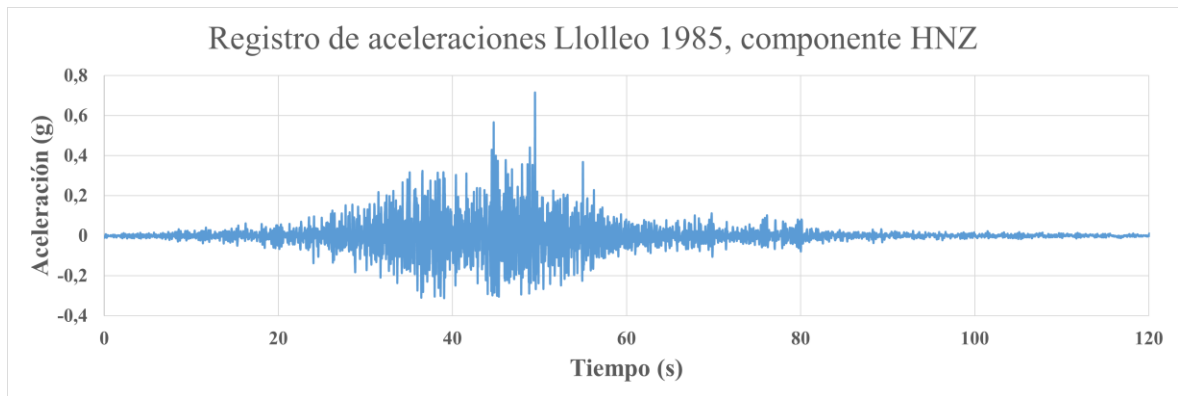


Figura 3.6: PGA estación Llolleo componente HNZ durante terremoto 1985

3.4.2 REGISTRO ACELERACIÓN CONSTITUCIÓN 2010

En la estación de Constitución se registraron máximos de PGA horizontal de 0,640 (g), y PGA vertical de 0,352 (g). A continuación, se muestran los registros de aceleraciones en sus tres componentes:

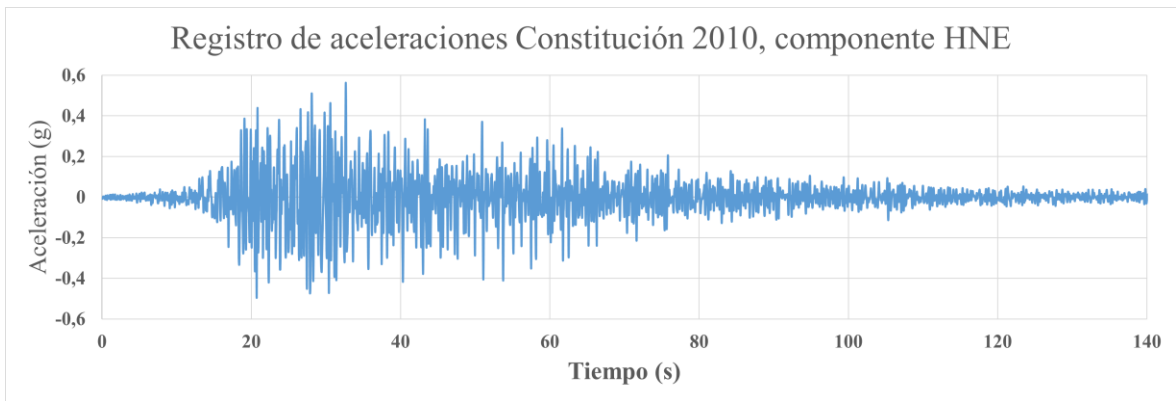


Figura 3.7: PGA estación Constitución componente HNE durante terremoto 27F 2010

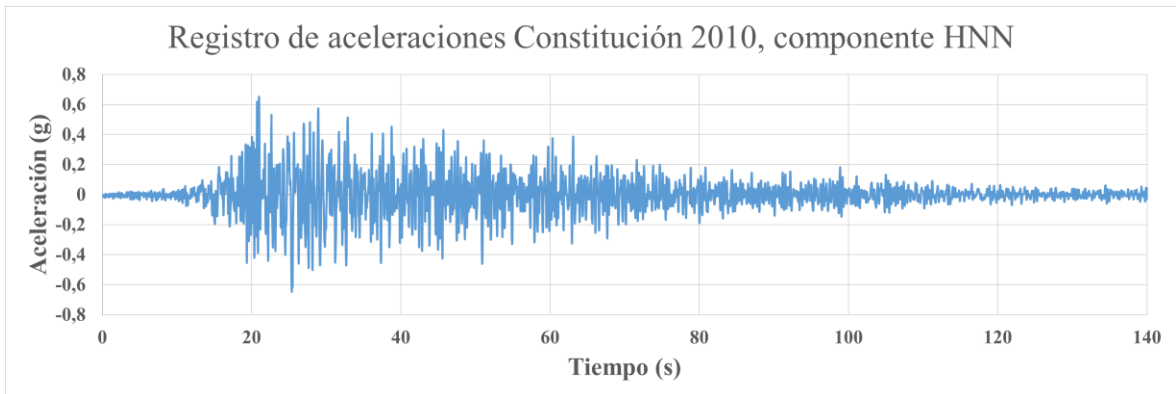


Figura 3.8: PGA estación Constitución componente HNN durante terremoto 27F 2010

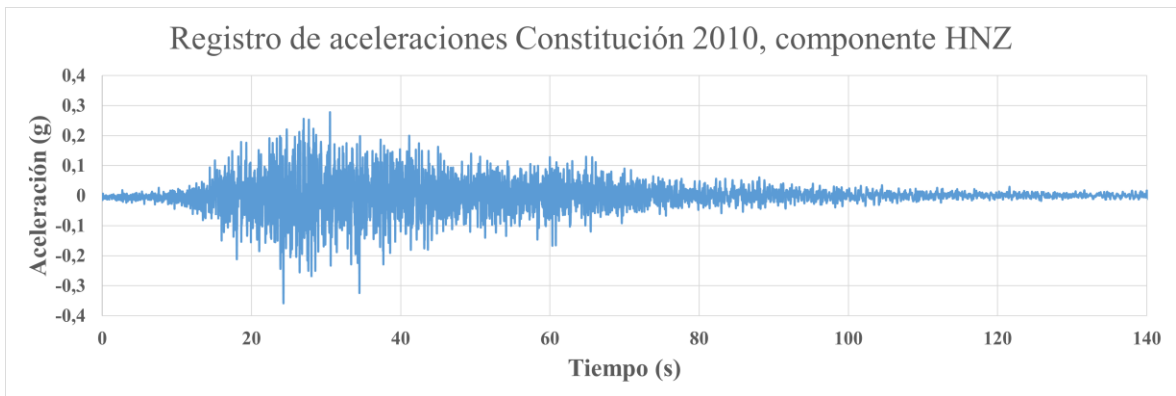


Figura 3.9: PGA estación Constitución componente HNZ durante terremoto 27F 2010

3.4.3 REGISTRO ACELERACIÓN CONCEPCIÓN 2010

En la estación de Concepción se registraron máximos de PGA horizontal de 0,402 (g), y PGA vertical de 0,397 (g). A continuación, se muestran los registros de aceleraciones en sus tres componentes:

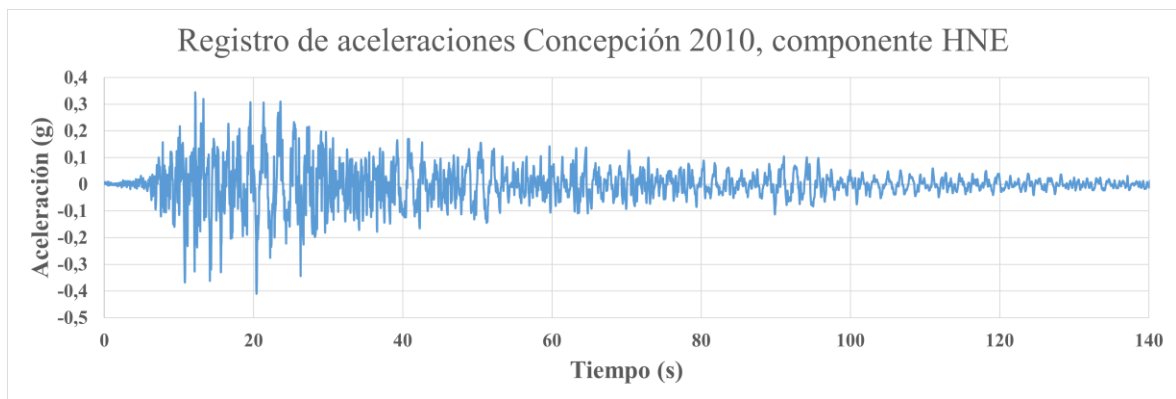


Figura 3.10: PGA estación Concepción componente HNE durante terremoto 27F 2010

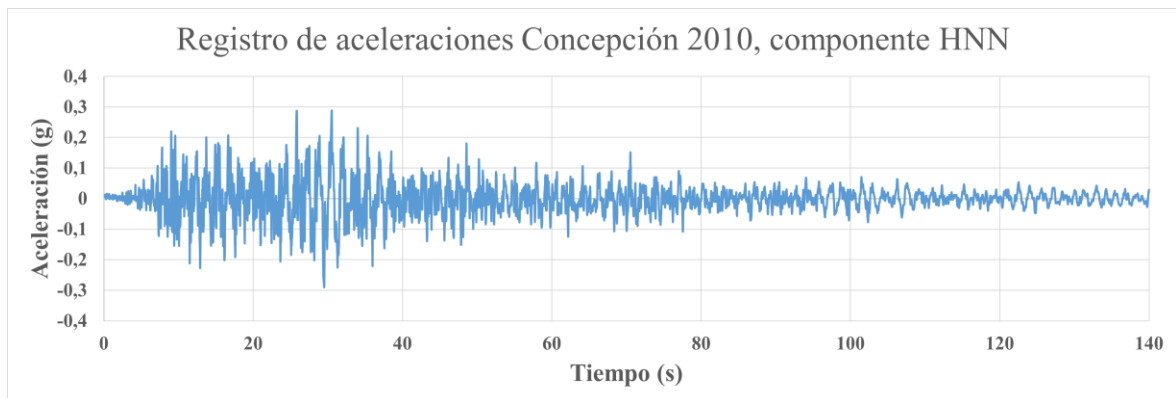


Figura 3.11: PGA estación Concepción componente HNN durante terremoto 27F 2010

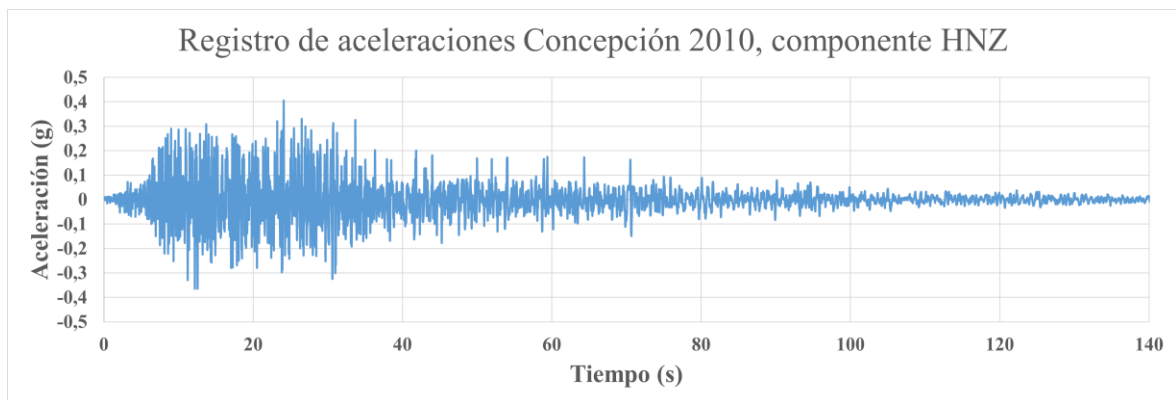


Figura 3.12: PGA estación Concepción componente HNZ durante terremoto 27F 2010

3.5 ANTECEDENTES NORMATIVOS

3.5.1 NORMA NCh3171

La norma NCh3171 oficial del año 2017 establece las disposiciones normativas relacionadas con las combinaciones de carga a utilizar para el análisis estructural de todo proyecto. Al momento de escoger las combinaciones de carga a emplear, hay que tener presente que se deben considerar

todas las cargas permanentes presentes en la estructura actuando en conjunto con el valor máximo de la carga crítica, la que típicamente corresponde al sismo en todas sus direcciones [12].

En la siguiente Tabla se resumen las disposiciones generales de combinaciones de carga indicadas en la norma:

Tabla 3.3: Combinaciones de carga de la norma NCh3171

Disposiciones generales	
Capítulo	Descripción
9.1	Factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia
9.1.1	<p>Combinaciones básicas Los elementos estructurales deben ser diseñados de manera que su resistencia sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) $1,4D$ 2) $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ 3a) $1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + L$ 3b) $1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + W$ 4) $1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ 5) $1,2D + 1,4E + L + 0,2S$ 6) $0,9D + 1,6W$ 7) $0,9D + 1,4E$
9.2	Combinaciones de cargas nominales que se usan en el método de diseño por tensiones admisibles
9.2.1	<p>Combinaciones básicas Los elementos estructurales deben ser diseñados de manera que su resistencia sea mayor o igual que el efecto de las cargas nominales en las combinaciones siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) D 2) $D + L$ 3) $D + (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ 4) $D + 0,75L + 0,75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ 5a) $D + W$ 5b) $D + E$ 6a) $D + 0,75W + 0,75L + 0,75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ 6b) $D + 0,75E + 0,75L + 0,75S$ 7) $0,6D + W$ 8) $0,6D + E$

3.5.2 NORMA NCh432

La norma NCh432 oficial del año 2010 establece la forma en que se debe considerar la acción del viento en el cálculo tanto de la estructura resistente, como de los revestimientos y elementos secundarios [13].

A continuación, se resumen las disposiciones generales usadas de la presente norma en el análisis de la grúa STS sobre el muelle transparente:

Tabla 3.4: Disposiciones generales norma NCh432

Disposiciones generales	
Capítulo	Descripción
5.2	Solicitaciones producidas por el viento
5.2.1	Se considerará que la dirección de la acción del viento que actúa sobre cualquier superficie es perpendicular a ella. Se omitirá, en consecuencia, la consideración de acciones tangenciales.
5.2.2	Las acciones perpendiculares citadas, podrán ser presiones o succiones. Las presiones se considerarán de signo positivo y las succiones, de signo negativo.
6	Presión básica del viento
6.1	<p>Los valores de las presiones y succiones serán considerados proporcionales a una magnitud denominada "<i>presión básica del viento</i>" a la que se le puede aplicar la fórmula:</p> $q = \frac{u^2}{16}$ <p>Donde: q = presión básica, en kg/m² u = velocidad máxima instantánea del viento, en m/s</p>
7	Superficie de cálculo
7.1	Las áreas sobre las cuales se ejerce la acción del viento se tomarán en cuenta en la forma que se indica en la Tabla 2 de la presente norma.
9	Factor de forma
9.1	La fuerza del viento por unidad de superficie se obtendrá multiplicando la presión básica q por un factor de forma C
9.2.3.4	<p>Estructuras enrejadas en forma de torre o mástil</p> <p>a) Cuando la torre tiene cuatro patas los valores de C serán los de la tabla 3A. b) Cuando la torre tiene tres patas los valores de C serán los de la tabla 3B.</p>
9.2.3.5	<p>En el cálculo de 9.2.3.4, los elementos que forman parte de una cara dada se calcularán solicitados por la componente del viento normal a dicha cara, sin que la componente paralela a la cara ejerza acción alguna sobre dichos elementos. Las componentes paralelas a las caras se tomarán en cuenta para evaluar la sollicitación total de la torre, por ejemplo: seguridad al vuelco, corte basal, fundaciones, etc.</p> <p>En todos los casos, los coeficientes de forma dados se multiplicarán por la presión básica y por la superficie de cada cara proyectada sobre el plano perpendicular al viento.</p>

4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Todas las estructuras son modeladas en el programa *SAP 2000 V22*, el cual permite trazar la geometría de cada elemento, definir materiales y geometría de secciones, para luego modelar el comportamiento de la estructura ante diversos estados de cargas ya sea estáticas o dinámicas, como por ejemplo, el peso propio y la carga sísmica respectivamente.

4.1 MODELO DEL MUELLE

La estructura analizada corresponde a un muelle transparente, el cual se compone de un sistema resistente en base a marcos de momento, conformados por vigas de hormigón armado y pilotes de acero hincados al fondo marino. Sobre el sistema de marcos se ubica el tablero de hormigón armado, el cual se modela como un diafragma rígido.

El muelle tiene 432 metros de largo y 36,13 metros de ancho, bajo el tablero se ubica el sistema de marcos resistentes, el cual consta de 5 líneas de pilotes verticales equiespaciados a 7,6 metros en el sentido transversal, y 58 líneas de pilotes verticales en el sentido longitudinal distanciados 7,5 metros entre sí. La estructura resistente se ilustra en las siguientes Figuras, en las cuales se oculta la modelación de la interacción suelo-estructura, la solución completa se indica en la Figura 4.8.

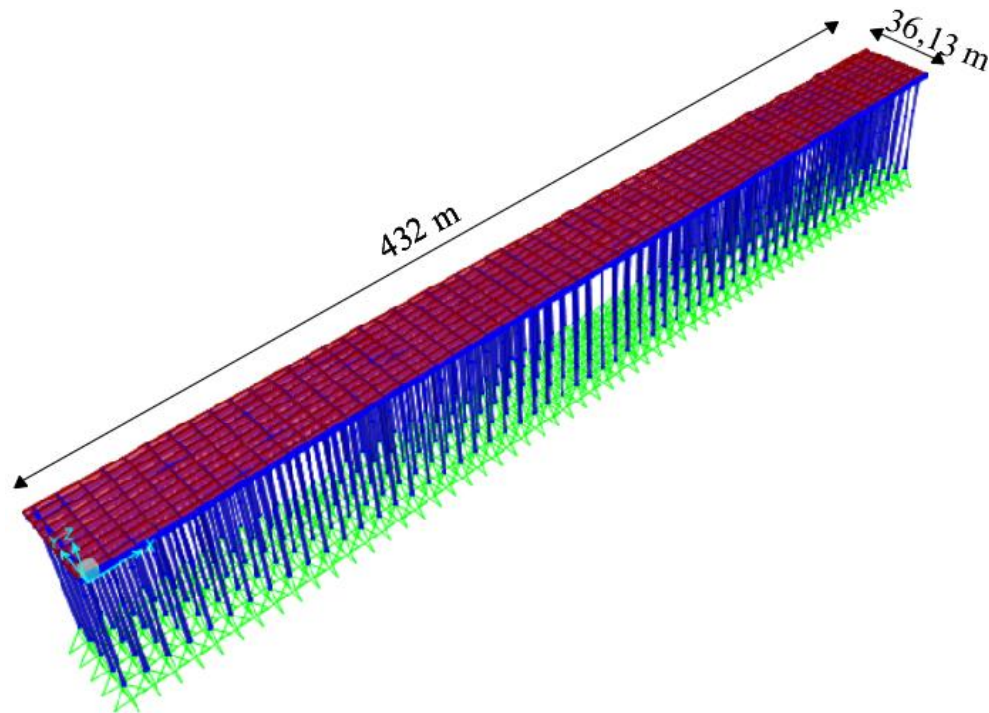


Figura 4.1: Vista 3D muelle transparente

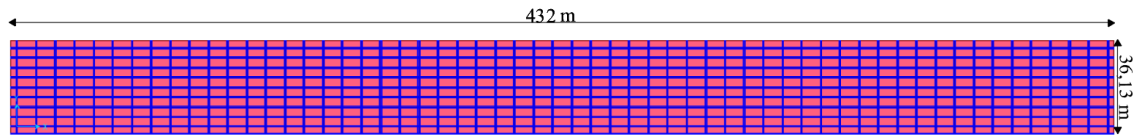


Figura 4.2: Vista en planta muelle transparente

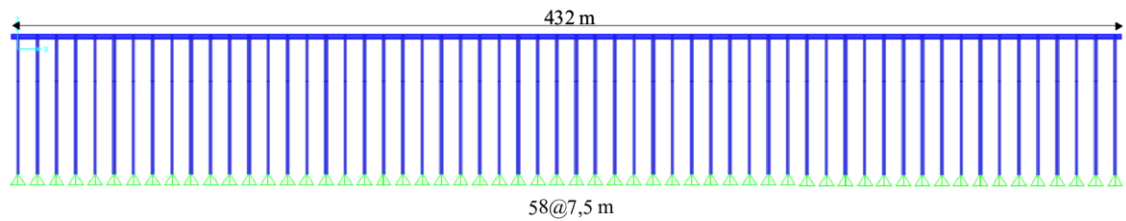


Figura 4.3: Vista elevación plano X-Z muelle transparente

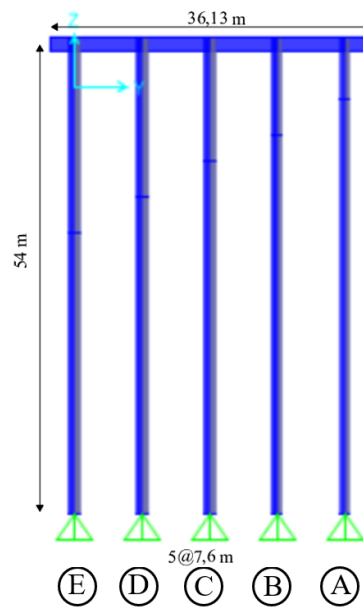


Figura 4.4: Vista elevación plano Y-Z muelle transparente

4.1.1 GEOMETRÍA VIGAS

Todas las vigas de la estructura resistente son de sección rectangular, las dimensiones se indican a continuación:

Tabla 4.1: Dimensiones de vigas

Elemento	Ancho (mm)	Alto (mm)
Vigas longitudinales principales	700	1600
Vigas longitudinales secundarias	700	1200
Vigas transversales	700	1600
Vigas perimetrales	500	1600

4.1.2 GEOMETRÍA PILOTES

Los pilotes modelados en la estructura resistente son de sección circular, las dimensiones se indican en la siguiente Tabla:

Tabla 4.2: Dimensiones de pilotes

Elemento	Diámetro (mm)	Espesor (mm)
Pilotes eje A	1100	25
Pilotes eje B	1200	25
Pilotes eje C	1200	25
Pilotes eje D	1200	25
Pilotes eje E	1200	25

El eje A corresponde a los pilotes de menor longitud, es decir, a los del lado tierra, mientras que el eje E corresponde a los pilotes de longitud mayor, los del lado mar. En la Figura 4.6 se presenta un corte transversal del muelle, indicando cada línea de pilotes con su respectivo eje.

4.1.3 MATERIALES VIGAS Y TABLERO

El tablero y las vigas se modelan como elementos de hormigón armado, el cual tiene las propiedades indicadas en la siguiente Tabla:

Tabla 4.3: Propiedades hormigón armado vigas y tablero

Elemento	Material	Densidad (ton/m ³)	f'c (MPa)	Ec (MPa)	Coef Poisson
Tablero	H40	2,5	35	28353	0,2
Vigas longitudinales					
Vigas transversales					

4.1.4 MATERIALES PILOTES

Los pilotes se modelan como elementos de acero, el cual tiene las propiedades indicadas en la siguiente Tabla:

Tabla 4.4: Propiedades acero pilotes

Elemento	Material	fy (MPa)	Es (MPa)	Densidad (ton/m ³)	Coef Poisson
Pilotes eje A	A572 GR50	345	210000	7,85	0,3
Pilotes eje B	A36	250			
Pilotes eje C					
Pilotes eje D					
Pilotes eje E					

4.1.5 RELACIÓN ANCHO-ESPESOR PILOTES DE ACERO

Se debe verificar que las secciones circulares de acero utilizadas en los pilotes satisfagan las relaciones de ancho-espesor indicadas en la Tabla 8.1 del proyecto de norma NCh2369, las cuales corresponden a las estipuladas en la AISC 360-16 [14].

La relación ancho-espesor de la sección (λ), se define de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{D}{t}$$

Donde D es el diámetro del perfil y t el espesor.

El límite λ_p se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda_p = 0,0716 \frac{E}{F_y}$$

De acuerdo con la sección B4. “*Member properties*” de la AISC 360, una sección califica como compacta si su relación ancho-espesor no excede el valor de λ_p .

Adicionalmente se tiene que en su capítulo F “*Desing of members for flexure*” sección F8, se indica que para elementos de sección circular compactos no aplica el estado límite de pandeo local.

4.1.5.1 PILOTES EJE A

La relación ancho-espesor λ para esta sección es 44 y el límite λ_p es 44. Dado lo planteado en 4.1.5, se tiene que la sección no está sujeta a pandeo local.

4.1.5.2 PILOTES EJE B-E

La relación ancho-espesor λ para esta sección es 48 y el límite λ_p es 59. Dado lo planteado en 4.1.5, se tiene que la sección no está sujeta a pandeo local.

4.1.5.3 RESISTENCIA A MOMENTO DE PILOTES

La resistencia a momento de los pilotes depende de las relaciones ancho espesor calculadas anteriormente, debido a que si la sección no está sujeta a pandeo local, el estado límite que controla la resistencia del pilote es la fluencia, la cual de acuerdo con lo indicado en la AISC 360, se determina con la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde F_y es la fluencia del acero y Z el módulo plástico de la sección.

Como se verá en el siguiente capítulo, se espera que en caso de fallar el pilote, su modo de falla sea dúctil, por lo que se utilizará la resistencia esperada del material, la cual se determina con la siguiente expresión definida en la AISC 341-16 [15]:

$$M_{pe} = R_y F_y Z$$

Los valores de R_y dependen del tipo de acero, para los aceros utilizados en el modelo se tienen los siguientes valores:

- ASTM A36: $R_y = 1,5$
- A572 GR.50: $R_y = 1,1$

De este modo, la resistencia a momento esperada de los pilotes es la siguiente:

Tabla 4.5: Resistencia a momento esperada para pilotes

Pilotes	Tipo de acero	Fy (MPa)	Z (m ³)	Mn (tonf*m)	Mpe (tonf*m)
Eje A	A572 Gr. 50	345	0,0289	1017	1119
Eje B, C, D y E	ASTM A36	250	0,0345	880	1320

4.1.6 MECÁNICA DE SUELOS

Actualmente no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos del sitio donde se emplazará el proyecto, por lo que se consulta el informe de mecánica de suelos de los sitios 2 y 3 del puerto de San Vicente para ver la estratigrafía del sector [16].

Para obtener las constantes de balasto, se utiliza el informe de mecánica de suelos del proyecto T-2 del puerto de Valparaíso, ya que la estratigrafía es similar a la del puerto de San Vicente. El suelo en el T-2 del puerto de Valparaíso clasifica como suelo tipo III según la NCh2369 of. 2003. Esta clasificación corresponde a suelo tipo C-D en el proyecto de norma NCh2369.

Adicional a lo anterior, de acuerdo con opinión de expertos se espera de manera preliminar que no se cuente con estrato de roca granítica basal en la cual se pueda hincar el pilote, por lo que los pilotes se hincan hasta el horizonte H-3 indicado en la siguiente Tabla:

Tabla 4.6: Estratigrafía del suelo de fundación

Horizonte	Descripción
H-0	Capa de fango marino, blando y licuable el cual es removido íntegramente bajo el prisma resistente.
H-1	Enrocado 1"-4" a 1"-6" depositado bajo el agua sin compactar.
H-2	Horizonte de limo de baja plasticidad.
H-3	Depósito de arena fina a media, muy compactada, con finos limosos sin plasticidad.

4.1.6.1 CONSTANTE DE BALASTO

Las constantes de balasto del informe de mecánica de suelos del T-2 del puerto de Valparaíso que se utilizarán en el desarrollo del presente trabajo de título son las indicadas en la siguiente Tabla:

Tabla 4.7: Constantes de balasto estáticas para cada horizonte

Horizonte	Constante de balasto estática (ke)	Observación
H-1	$k_{e1} = 900 \frac{\sqrt{Z}}{D}$	En ton/m ³ si el diámetro (D) del pilote y la profundidad (Z) medida a partir de la

Horizonte	Constante de balasto estática (k_e)	Observación
		superficie del talud del prisma, se expresan en metros.
H-2	$k_{e2} = \frac{1700}{D}$	En ton/m ³ si D se expresa en metros.
H-3	$k_{e3} = 1500 \frac{\sqrt{Z}}{D}$	En ton/m ³ si D y Z, bajo la superficie del talud del prisma se expresan en metros.

La constante de balasto sísmica (k_s) se calcula con la siguiente expresión, la cual se indica en el informe de mecánica de suelos.

$$k_s = 1,5k_e$$

Para modelar el suelo de fundación se consideran resortes en ambas direcciones (longitudinal y transversal), cuyas rigideces varían en profundidad en función del estrato. En cuanto al tipo de apoyo de los pilotes en el fondo marino, se considera un apoyo rotulado, el cual permite la rotación y restringe el desplazamiento en todos los ejes. En las siguientes Figuras se indican la asignación de resortes en el modelo estructural.

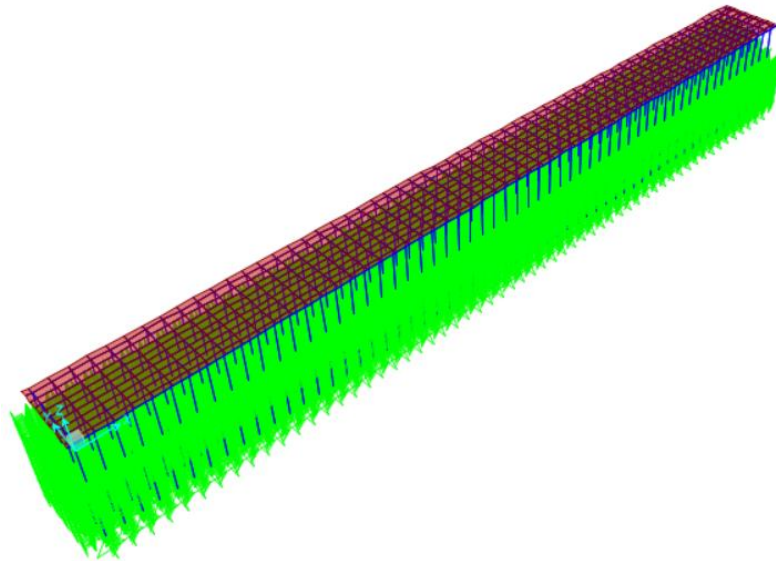


Figura 4.5: Vista 3D modelo muelle con resortes

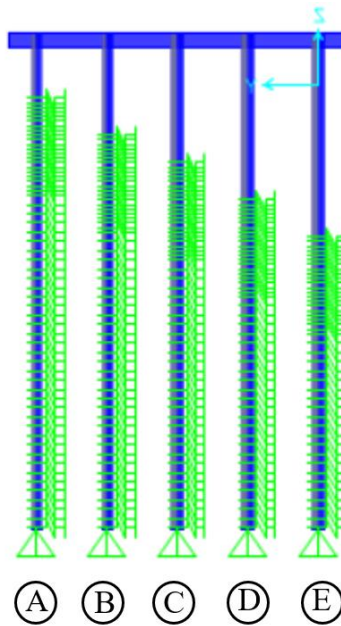


Figura 4.6: Vista elevación plano Y-Z muelle transparente con resortes

4.2 MODELO DE LA GRÚA

La grúa como se ha indicado anteriormente corresponde a una grúa STS de 100 pies de trocha. El modelo estructural de ésta es en base a elementos tipo *frame* y fue facilitado por la empresa *PMI Energy Services*. La geometría se indica en la siguiente Figura:

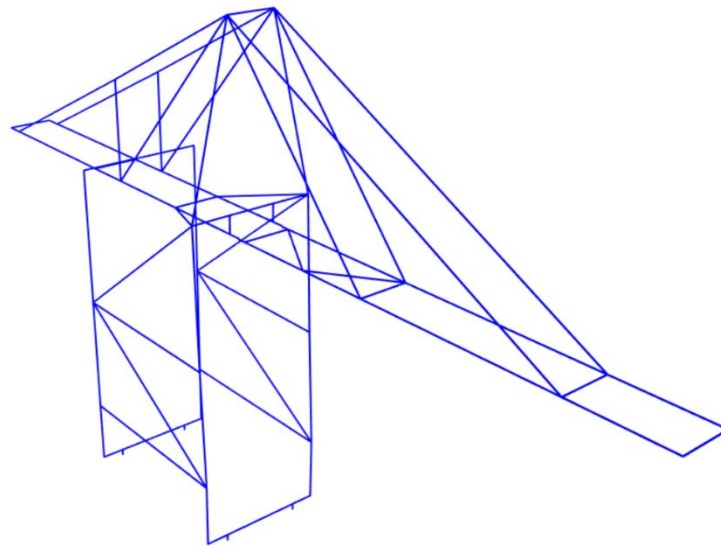


Figura 4.7: Modelo de la grúa STS en el SAP 2000

Para el análisis de los anclajes móviles se consideran cargas externas como lo es el sismo y viento, pero también cargas propias de la grúa y su sistema de levante. Estas últimas se consideran en el modelo como cargas puntuales ubicadas en el sector más desfavorable de la estructura, el cual corresponde a la extensión máxima que puede alcanzar el *trolley* hacia el lado mar.

Las cargas de la grúa y sistema de levante se indican a continuación:

Tabla 4.8: Cargas para el análisis de la grúa

Carga	Símbolo	P (tonf)
Peso propio grúa (<i>Dead load</i>)	DL	1450
Peso trolley (<i>Trolley load</i>)	TL	28
Peso sistema de levante (<i>Lift system</i>)	LS	20
Carga levantada (<i>Lifted load</i>)	LL	65

Los valores de las cargas TL, LS y LL corresponden a los entregados en los criterios de diseño del consultor certificador de la grúa (*Liftech*). La carga levantada considera el peso de dos contenedores.

4.3 MODELO MUELLE-GRÚA

El análisis de la estructura contempla la operación simultánea de 4 grúas STS, se analizan distintas distribuciones de éstas sobre el tablero para determinar la que genera mayor sollicitación sobre la estructura resistente y en la conexión grúa-tablero. En la sección 4.7.2 se indican las distintas disposiciones consideradas, y en las secciones 5.1.3 y 5.1.4 se exponen los resultados del análisis.

En la siguiente Figura se presenta el modelo integrado muelle-grúa:

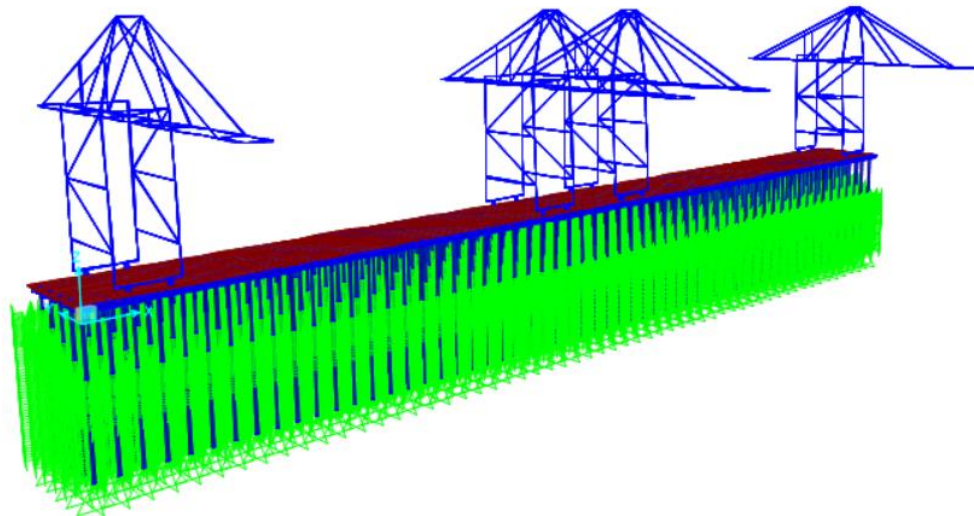


Figura 4.8: Modelo integrado muelle-grúa

4.4 MASA SÍSMICA

La masa sísmica definida para el análisis de la estructura es la siguiente:

$$Masa_{sismica} = PP + 0,25SC + 4Masa_{sismicagrúa}$$

Con:

$$Masa_{sismicagrúa} = DL + TL$$

Se reduce el valor de la sobrecarga, debido a su baja probabilidad de ocurrencia simultáneamente con el sismo.

4.5 CONEXIÓN GRÚA-TABLERO

Para el análisis modal espectral, las conexiones de los cuatro apoyos de la grúa con el tablero se modelan como una conexión rígida, mediante un elemento de acero de alta rigidez que restringe el desplazamiento lateral de la grúa, pero permite la rotación en torno al eje Y, ya que los *bogies* disponen de rótulas que permiten la rotación en el sentido del desplazamiento del equipo.

En la Figura 4.9 y Figura 4.10 se indican los *bogies* y el elemento de alta rigidez en *SAP 2000* respectivamente.

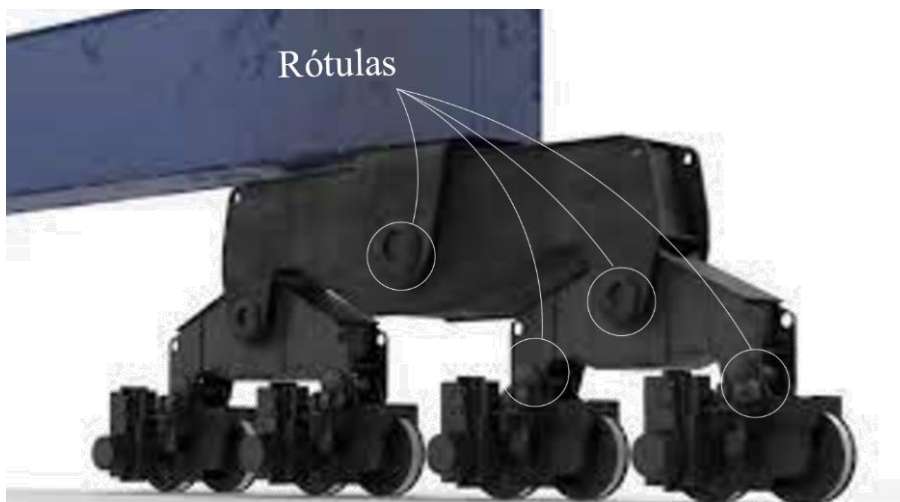


Figura 4.9: Ubicación de rótulas en bogies de grúa STS

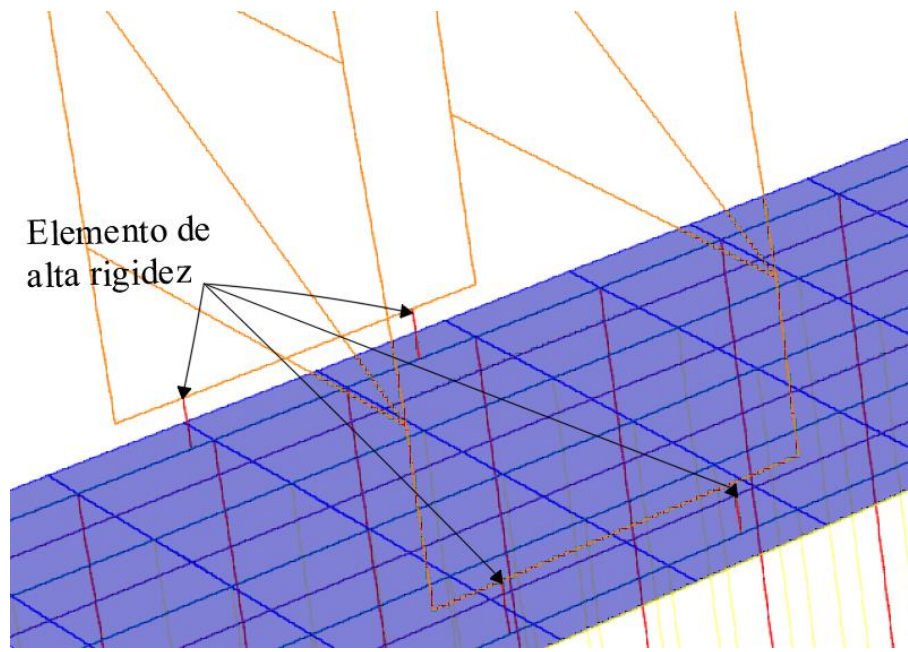


Figura 4.10: Elemento de alta rigidez para análisis modal espectral

Por otro lado, para el análisis tiempo-historia no lineal se realizan dos modelos. En el primero las conexiones grúa-tablero del lado tierra se modelan con un elemento tipo *link* aislador, el cual permite el desplazamiento longitudinal, transversal y vertical de los apoyos, mientras que las conexiones del lado mar se mantiene con el elemento de alta rigidez para restringir los desplazamientos, el cual simula el anclaje móvil (escenario 1). Lo anterior se debe a que en el capítulo 13 y 11.6 del proyecto de norma NCh2369 se prohíbe el levantamiento de los apoyos del lado mar, pero permite el levantamiento en los apoyos del lado tierra siempre y cuando no se presenten daños que impidan la continuidad operacional del equipo.

En el segundo análisis se modelan todas las conexiones grúa-tablero como elementos de alta rigidez, al igual que en el análisis modal espectral, lo cual simula tener anclajes móviles tanto en el lado mar como en el lado tierra (escenario 2).

En la siguientes Figuras se indica la modelación de los apoyos para el análisis tiempo-historia no lineal en los escenarios 1 y 2:

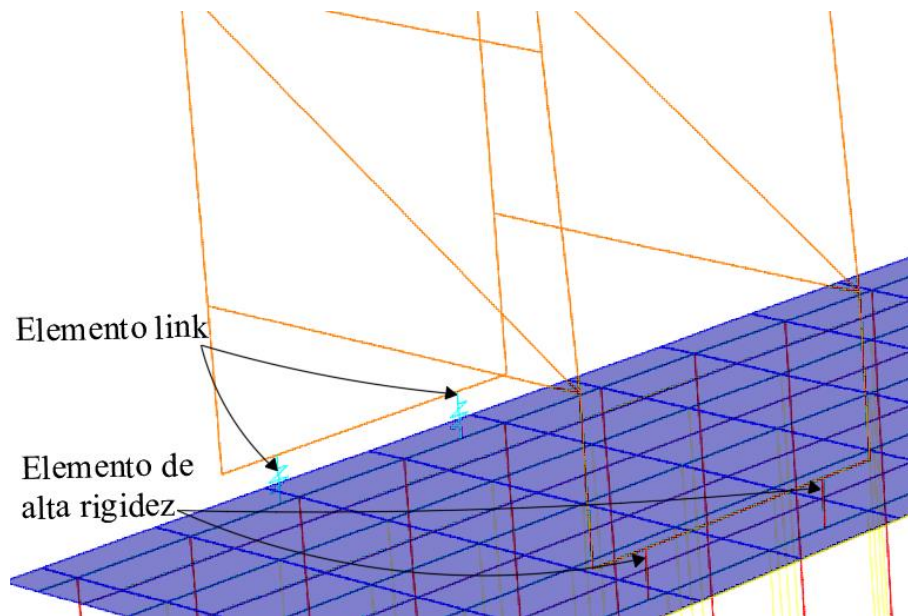


Figura 4.11: Elementos tipo link y de alta rigidez para análisis tiempo-historia no lineal, escenario 1

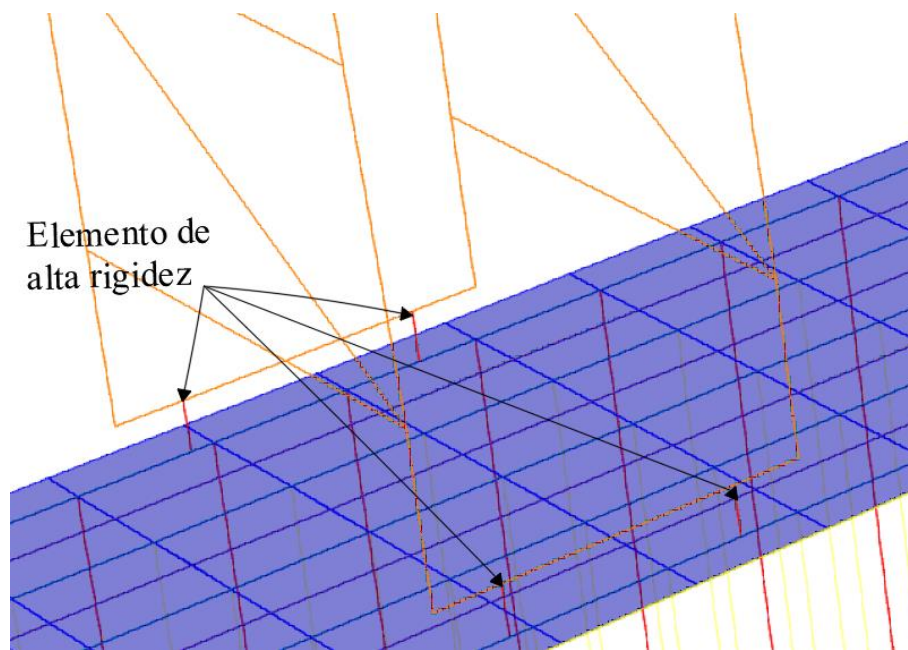


Figura 4.12: Elementos de alta rigidez para análisis tiempo-historia no lineal, escenario 2

4.6 CONEXIÓN VIGA-PILOTE

Para el análisis modal-espectral se considera una conexión rígida, ya que este análisis permite estudiar el comportamiento de la estructura en el rango elástico. En primer lugar, se realiza el análisis considerando el espectro de diseño con el factor de reducción $R=3$, lo cual permite obtener los momentos reducidos en la conexión para diseñar los pernos reemplazables. Posteriormente, para el diseño de pilotes, vigas y otros elementos estructurales se debe considerar el espectro de diseño con el factor de reducción $R=1$. De este modo, se le otorga un grado de ductilidad a la estructura, en donde los pernos reemplazables actúan con elementos fusibles.

Para el análisis tiempo-historia no lineal se consideran elementos tipo *hinge* ubicados en la unión viga-pilote, los cuales permiten modelar las rótulas plásticas, que a su vez permiten simular los pernos reemplazables.

La modelación del elemento tipo *hinge* se realiza en base a lo estipulado en el documento ASCE 41-13, definiendo para este caso una rótula sometida a flexión biaxial M2-M3, la cual permite considerar los efectos que se producen fuera del plano. El corte y la compresión en la conexión no se consideran en el análisis, ya que el núcleo de hormigón embebido dentro del pilote es el encargado de resistir y distribuir dichas cargas, mientras que los pernos reemplazables son los responsables de resistir los momentos generados.

El comportamiento de las rótulas plásticas definidas es el indicado en la Figura 4.13, en la cual se tiene que para el tramo (A-B) el comportamiento es elástico, luego se presenta un comportamiento inelástico en el tramo (B-C) alcanzando su resistencia máxima en el punto C, en el tramo (C-D) se produce una reducción abrupta de la resistencia del elemento, la cual llega hasta el tramo (D-E), donde se presenta la resistencia residual, la cual se indica en gráfico con la letra c. Los parámetros a, b y c se definen en la Tabla 9-6 de la ASCE 41-13 [17].

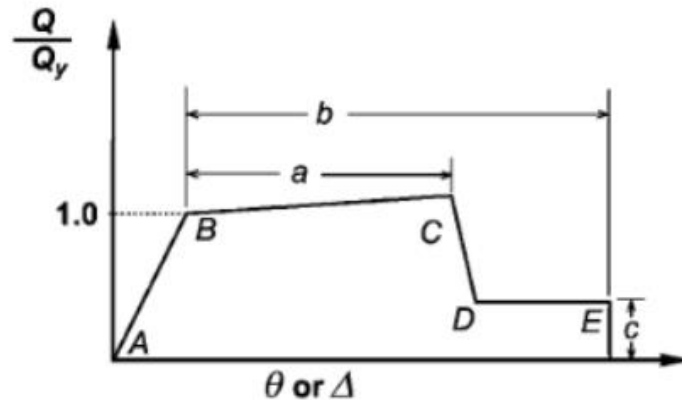


Figura 4.13: Gráfico carga-deformación rótulas plásticas

Adicionalmente se definen tres niveles de desempeño para las rótulas plásticas, el primero corresponde a la ocupación inmediata (IO), y significa que los daños no son estructurales, permitiendo la ocupación de la estructura luego del sismo. En segundo lugar, se tiene el de seguridad de vida (LS), en donde la estructura posee daños estructurales menores que no ponen en peligro la vida de las personas. Finalmente, en el nivel de prevención de colapso (CP) la estructura presenta una pérdida significativa de resistencia, lo que genera un inminente peligro de colapso. En la Figura 4.14 se indican los niveles de desempeño, los cuales se relacionan con los tramos indicados en la Figura anterior.

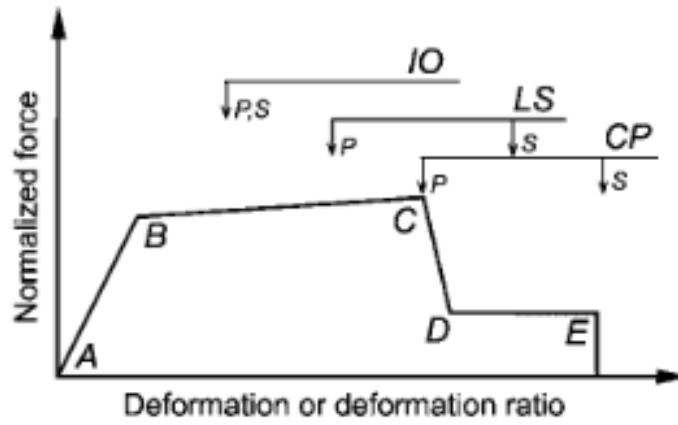


Figura 4.14: Niveles de desempeño rótulas plásticas

En cuanto a la modelación del elemento, las siguientes Figuras ilustran cómo se representan los elementos tipo *hinge* en SAP 2000:

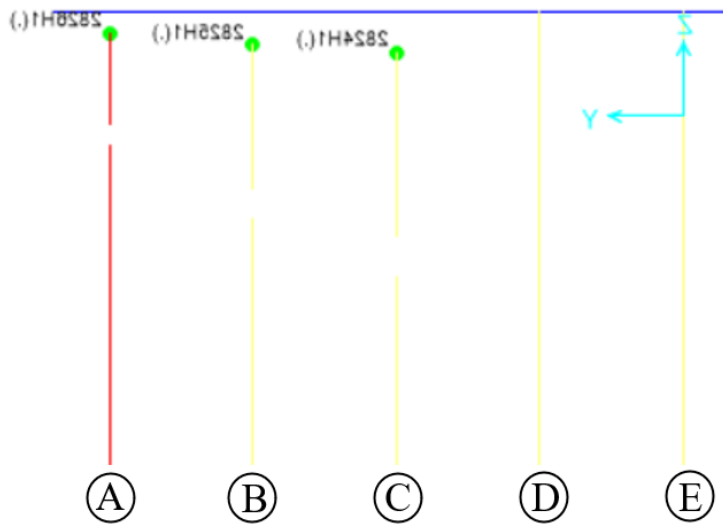


Figura 4.15: Elementos tipo hinge eje transversal - SAP 2000

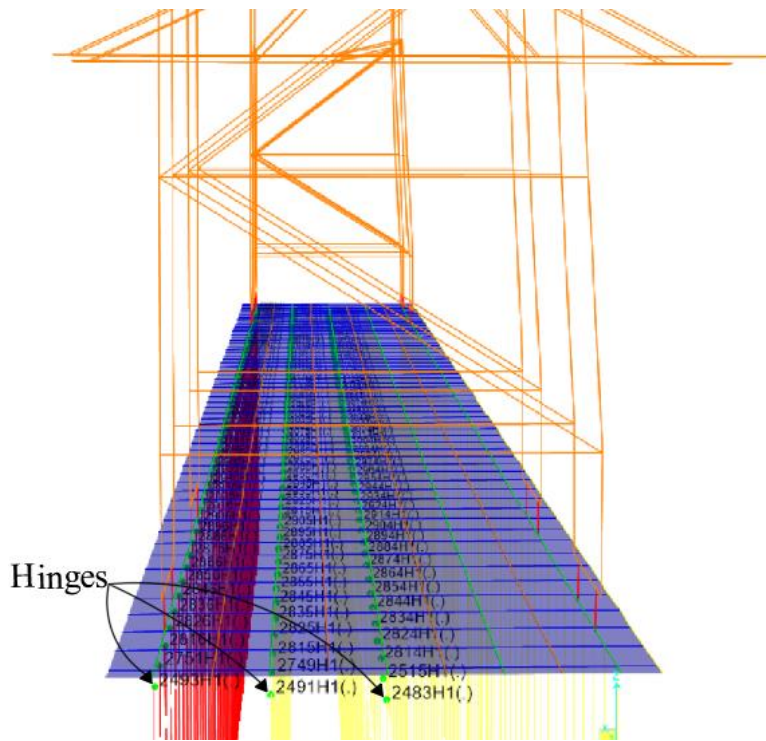


Figura 4.16: Elementos tipo hinge vista 3D- SAP 2000

4.7 CARGAS

4.7.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes consideradas en el análisis corresponden a las cargas de peso propio de los elementos de la estructura producto de la fuerza de gravedad. Adicionalmente, como los pilotes de acero son perfiles tubulares sumergidos en el mar, el interior es ocupado por una columna de agua cuyo peso se debe considerar en el análisis.

Tabla 4.9: Valores carga columna de agua

Elemento	Diámetro (m)	Carga lineal (tonf/m)
Pilotes eje A	1,1	0,95
Pilotes eje B, C, D y E	1,2	1,13

4.7.2 CARGAS VIVAS

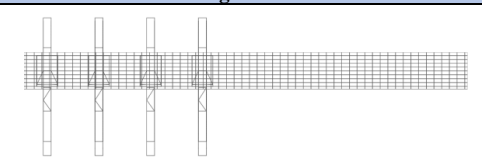
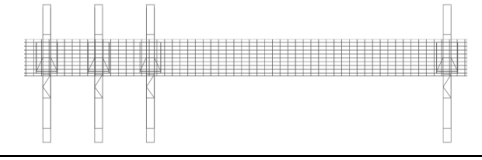
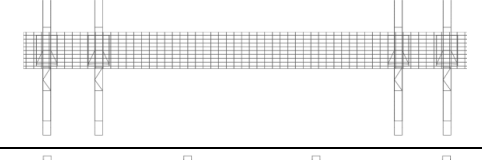
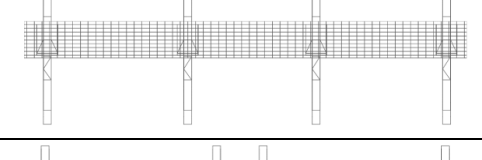
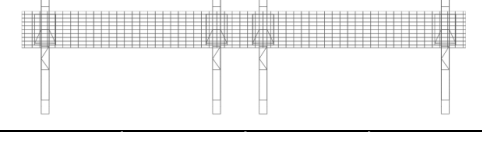
Dentro de las cargas vivas se tiene la sobrecarga de uso, la cual cuantifica las cargas producto del tránsito de personas, maquinaria como vehículos y montacargas, y cargas de operación y mantenimiento de la estructura. Estas cargas se aplican sobre la losa del muelle como una carga distribuida en la dirección y sentido de la fuerza de gravedad.

Tabla 4.10: Valores sobrecarga de uso

Elemento	Estática (tonf/m ²)	Sísmica (tonf/m ²)
Losa	2,5	1,25

Adicional a la sobrecarga de uso se tiene la carga producto de la operación de las grúas STS, las cuales se desplazan longitudinalmente sobre el tablero. El análisis considera la operación constante de 4 grúas portacontenedores, las cuales se pueden situar en distintas posiciones a lo largo del muelle. A continuación, se presenta una Tabla con las distintas distribuciones analizadas:

Tabla 4.11: Distribución de grúas STS sobre el tablero

N° Posición	Distribución grúas en el tablero
1	
2	
3	
4	
5	

4.7.3 CARGAS DE VIENTO

El análisis de la estructura considera el efecto de la carga del viento sobre la grúa, particularmente las solicitaciones en los apoyos de ésta, para lo cual se utilizan las disposiciones generales de la norma NCh432 junto a los antecedentes de viento indicados en la sección 3.2.

Para el viento máximo se consideran los 50 nudos medidos durante la temporada invernal, mientras que para el viento operacional se considera la condición límite de operación, es decir, 20 nudos.

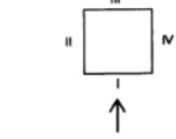
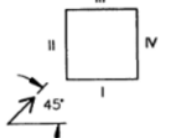
Tabla 4.12: Viento operacional y máximo considerado en el análisis

Viento	Velocidad (kt)	Velocidad (km/h)	Presión básica q (kg/m ²)
Viento operacional	20,0	37,0	6,6
Viento máximo	50,0	92,5	41,2
Viento máximo NCh432	95,6	176,9	151,0

Dado que para el viento máximo se obtiene una presión básica menor a la definida en la norma, se utiliza el valor mínimo que se indica en ésta, que corresponde al viento de diseño. El valor indicado en la tabla equivale a la presión a una altura de 50 metros en estructuras situadas frente al mar.

El factor de forma C se determina de acuerdo con la Tabla 3A de la norma, la cual se indica a continuación:

Tabla 4.13: Tabla 3A NCh432, factor de forma C

Viento normal		Componente normal a la cara Componente paralela a la cara	I	II	III	IV
			1,6	0	1,2	0
Viento oblicuo		Componente normal a la cara Componente paralela a la cara	0,56*k		0,42*k	
			k= 1,1 en torres de acero			

La condición más desfavorable para la estructura, es decir, la que genera una mayor sollicitación sobre ésta y en consecuencia, sobre sus apoyos, es la de viento normal. Considerando esta situación, la carga solicitante producto del viento es la siguiente:

Tabla 4.14: Cargas para viento operacional y máximo

Viento	Presión básica q (kg/m ²)	Cara I (kg/m ²)	Cara II (kg/m ²)	Cara III (kg/m ²)	Cara IV (kg/m ²)
Viento operacional	6,6	10,56	0,0	7,92	0,0
Viento máximo	151,0	241,6	0,0	181,2	0,0

4.7.4 CARGAS SÍSMICAS

Para el análisis sísmico de la estructura se considera el análisis lineal modal espectral y el análisis especial tiempo-historia no lineal. Las cargas sísmicas de cada uno se determinan mediante espectros de respuesta y acelerogramas reales respectivamente.

4.7.4.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral considera el estudio del modelo estructural utilizando dos espectros. El primero de ellos corresponde al espectro de diseño, el cual permite obtener las fuerzas sísmicas para el diseño de los elementos estructurales, como lo son las vigas, pilotes y pernos reemplazables. El segundo espectro que se utiliza corresponde al espectro de referencia, mediante el cual es posible obtener los desplazamientos de la estructura, lo que permite diseñar los anclajes móviles, entre otras cosas.

El espectro de diseño en la dirección horizontal y vertical se define en la sección 5.4.1 del proyecto de norma NCh2369.

4.7.4.1.1 ESPECTRO DE DISEÑO DIRECCIÓN HORIZONTAL

Se define el siguiente espectro de diseño para la dirección horizontal:

$$S_a(T_H) = 0,7 \frac{IS_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

Donde,

$$S_{aH(T_H)} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

Algunos parámetros indicados en las ecuaciones presentadas se obtienen de Tablas contenidas en el prNCh2369:

- $S_{aH(T_H)}$ corresponde al espectro de referencia horizontal, el cual se define y se calcula en la sección 4.7.4.1.3.
- Aceleración efectiva máxima (A_0), parámetro que depende de la zonificación sísmica de la estructura. Como se indicó en el capítulo predecesor, el proyecto se ubica en la Región del Biobío, Chile, por lo que la zonificación sísmica de acuerdo con la Tabla 5.1 de la norma corresponde a la zona 3, en la cual se establece un valor de aceleración efectiva máxima:

$$A_0(g) = 0,4$$

- Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación (S , T' , T_0 , n y p), se determinan conforme a la información indicada en las Tablas 5.3 y 5.4 de la norma.

De acuerdo con la información indicada en la sección 3.3, se tiene que el suelo de fundación puede clasificar como suelo tipo C y D. Para el análisis se optó por la clasificación sísmica más desfavorable, la cual corresponde a suelo tipo D.

Los valores de los parámetros para este tipo de suelo son los siguientes:

$$\begin{aligned} S &= 1,20 \\ T_0(s) &= 0,75 \\ T'(s) &= 0,85 \\ n &= 1,80 \\ p &= 1,0 \end{aligned}$$


- Factor de modificación de la respuesta (R) y razón de amortiguamiento (ξ), se determinan de acuerdo con lo indicado en la Tabla 13.1 de la norma, la cual define los valores de estos factores según el tipo de estructura marítima.

El proyecto clasifica como estructura N°4 de acuerdo con lo indicado en la Tabla 4.15 y está compuesto por vigas de hormigón, por lo que se tiene lo siguiente:

$$R = 3,0$$

$$\xi = 0,04$$

Tabla 4.15: Factor de reducción y amortiguamiento de la estructura

Sistema sismo-resistente		Esquema	R	Vigas de acero	Vigas de hormigón
				ξ	ξ
4	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre cuplas de pilotes de acero o pilotes verticales formando marcos resistentes a momento, construido sobre talud		3,0	0,03	0,04

- e) El factor de importancia (I) depende de la categoría de ocupación de cada estructura. Para el caso del muelle transparente, su falla compromete la continuidad operacional del puerto, por lo que califica como estructura esencial. De acuerdo con la tabla 4.1 del proyecto de norma NCh2369, las estructuras esenciales tienen un factor de importancia 1,2.

Con estos parámetros, junto con la fórmula del espectro es posible determinar el espectro de diseño horizontal, el cual se presenta en la siguiente Figura:

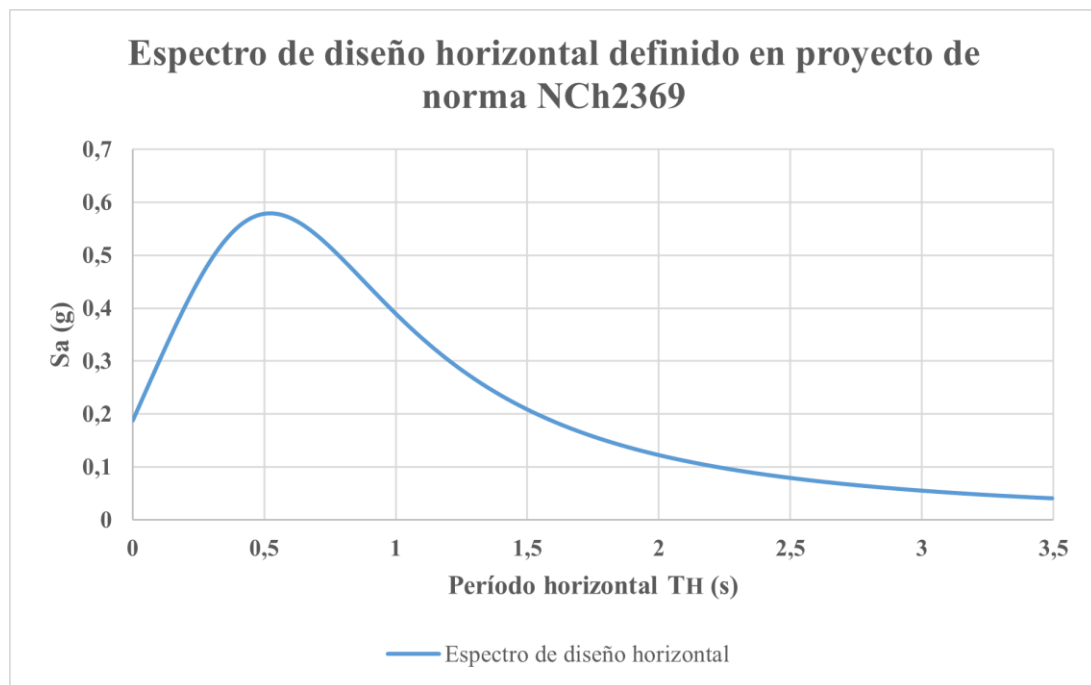


Figura 4.17: Espectro de diseño horizontal definido en proyecto de norma NCh2369

4.7.4.1.2 ESPECTRO DE DISEÑO DIRECCIÓN VERTICAL

El espectro de diseño para la dirección vertical se define de la siguiente forma:

$$S_a(T_v) = 0,7 \frac{IS_{av}(T_v)}{R_v} \left(\frac{0,05}{\xi_v} \right)^{0,4}$$

Donde,

$$S_{av}(T_v) = SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(1,7 \frac{T_v}{T_0} \right)^p}{1 + \left(1,7 \frac{T_v}{T_0} \right)^3} \right)$$

Con $S_{av}(T_v)$ el espectro de referencia para la dirección vertical, el cual se define en la sección 5.4.2 del proyecto de norma NCh2369. En cuanto al espectro de referencia, se emplean los mismos parámetros de aceleración efectiva y relativos al tipo de suelo utilizados para determinar el espectro de diseño horizontal.

En la siguiente Figura se ilustra el espectro de diseño vertical:

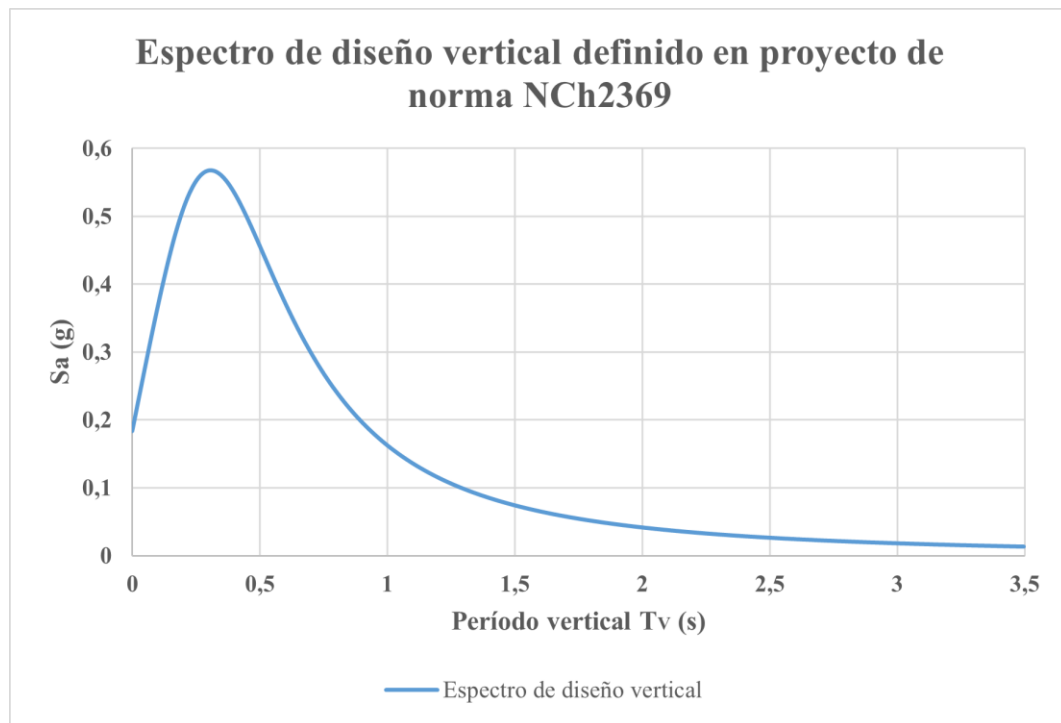


Figura 4.18: Espectro de diseño vertical definido en proyecto de norma NCh2369

4.7.4.1.3 ESPECTROS DE REFERENCIA HORIZONTAL Y VERTICAL

Los espectros de referencia para obtener las deformaciones de la estructura son los definidos en la sección 5.4.2 del proyecto de norma NCh2369, y como se indicó anteriormente, se utiliza como parámetro para obtener el espectro de diseño.

El espectro de referencia para la dirección horizontal se define de la siguiente forma:

$$S_{aH(T_H)} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

De manera análoga al espectro de diseño, se utilizan los mismos parámetros de aceleración efectiva y relativos al tipo de suelo. El espectro de referencia obtenido se presenta en la siguiente Figura:

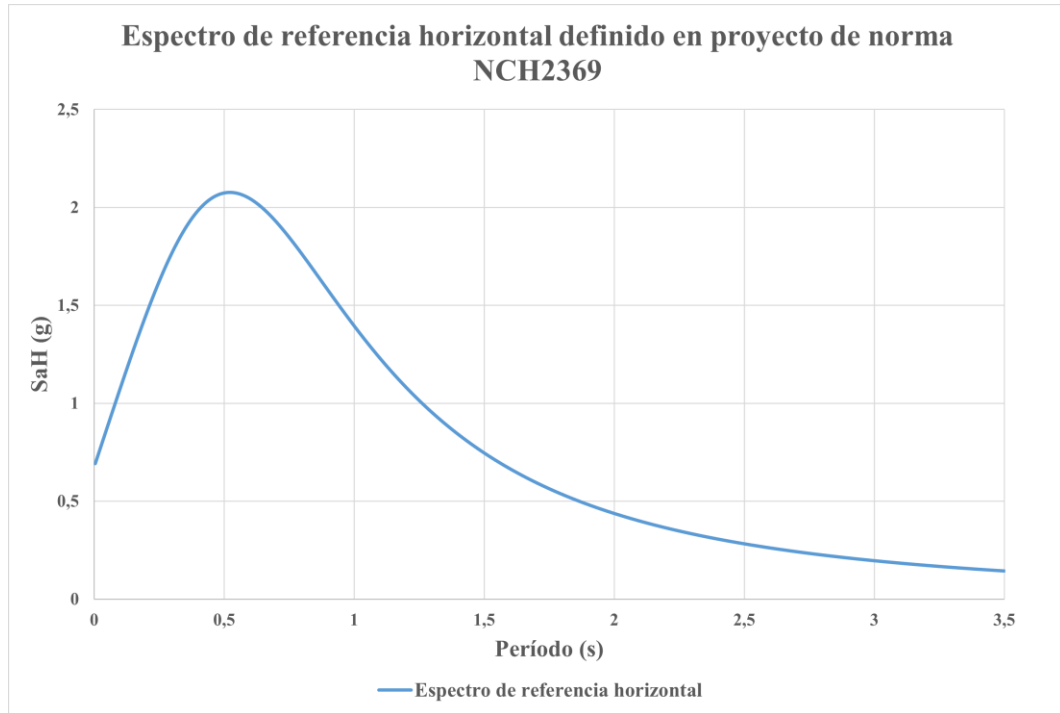


Figura 4.19: Espectro de referencia horizontal definido en proyecto de norma NCh2369

En cuanto al espectro de referencia en la dirección vertical, se define de la siguiente manera:

$$S_{aV(T_V)} = SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^p}{1 + \left(1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^3} \right)$$

De manera análoga al espectro de diseño, se utilizan los mismos parámetros de aceleración efectiva y relativos al tipo de suelo. El espectro de referencia obtenido se presenta en la siguiente Figura:

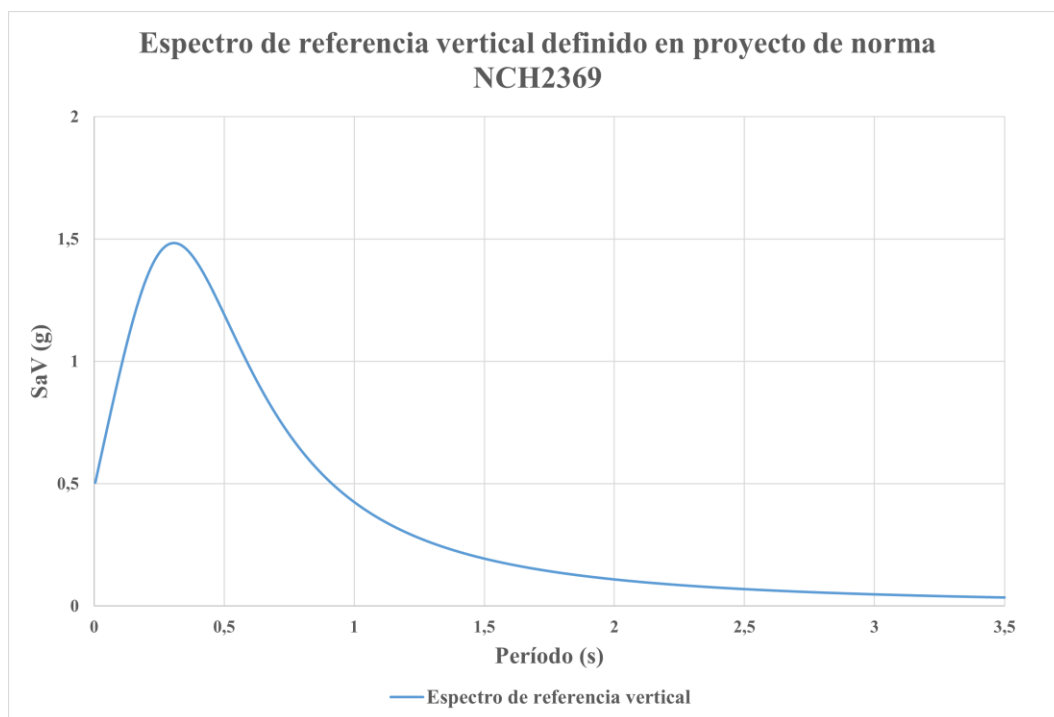


Figura 4.20: Espectro de referencia vertical definido en proyecto de norma NCh2369

4.7.4.2 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA NO LINEAL

El análisis tiempo-historia no lineal se realiza de acuerdo con los requisitos definidos en la sección 5.10.2 del proyecto de norma NCh2369, el cual está dentro de la categoría de análisis especiales.

Como se indicó en la sección 3.4, los registros de aceleración utilizados para este análisis corresponden a los registros de Lolleo de 1985 de magnitud 8,0 Mw, y Constitución y Concepción durante el terremoto del Maule de magnitud 8,8 Mw del año 2010.

4.7.4.2.1 ESPECTROS ELÁSTICOS DE PSEUDO ACELERACIÓN

La norma establece como requisito general para este tipo de análisis, que para cada par de componentes horizontales de los registros de aceleración, se deben construir los espectros elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$), y combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben escalar o ajustar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para los pares de componentes horizontales, no resulte menor que 1,17 veces el espectro de referencia.

De acuerdo con lo indicado en el párrafo anterior, se elaboraron los espectros de pseudo aceleración de las componentes horizontales de cada registro, y posteriormente, se realizó la combinación SRSS de éstos. En la siguiente Figura se presentan los resultados obtenidos:

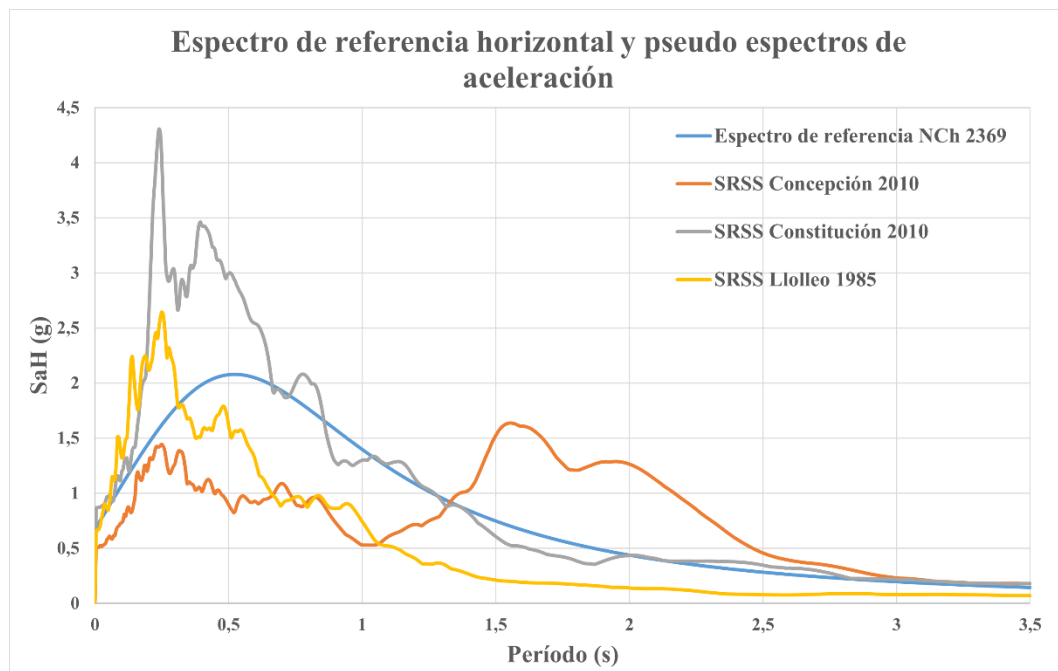


Figura 4.21: Espectro de referencia y combinación SRSS de pseudo espectros de aceleración de registros sísmicos utilizados

Se observa en la Figura anterior, que las combinaciones SRSS de los espectros de cada evento no cumplen la relación de ser mayor a 1,17 veces el espectro de referencia. Por lo que los registros de aceleración se deben amplificar por un factor de manera tal de cumplir con dicha relación. Los factores utilizados para mayorar cada registro se indican en la siguiente Tabla:

Tabla 4.16: Factores de amplificación de cada registro de aceleración

Registro	Factor
Lolleo	2,0
Constitución	1,4
Concepción	2,5

A continuación, se presenta la combinación SRSS de las componentes horizontales de cada registro de aceleración amplificado por los factores indicados en la Tabla 4.16

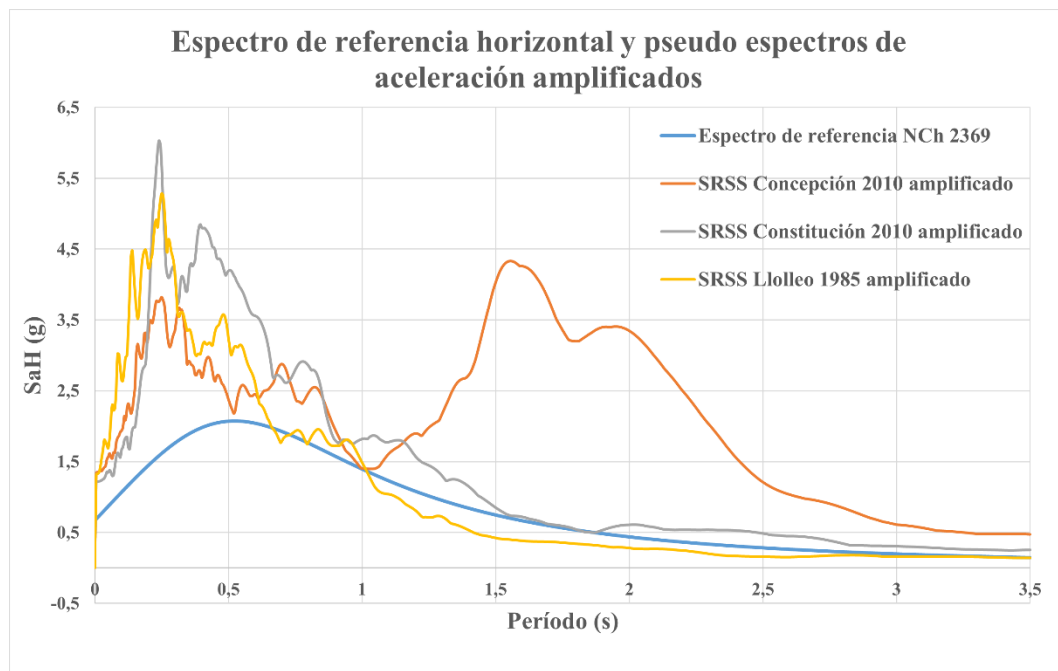


Figura 4.22: Espectro de referencia y combinación SRSS de pseudo espectros de aceleración de registros sísmicos amplificados

4.7.5 COMBINACIONES DE CARGA

4.7.5.1 SIMBOLOGÍA DE CARGAS

Es importante definir la simbología utilizada para distinguir cada estado de cargas. La simbología utilizada es la siguiente:

Tabla 4.17: Simbología para combinaciones de cargas

Carga	Símbolo
Permanente	D
Viva	L
Sobrecarga	SC
Viento en X	W_x
Viento en Y	W_y
Sismo horizontal en X	S_x
Sismo horizontal en Y	S_y
Sismo vertical en Z	S_z

4.7.5.2 REQUERIMIENTOS PARA DEMANDA SÍSMICA

El análisis de la estructura debe contemplar la combinación de las aceleraciones sísmicas horizontales y verticales de acuerdo con lo señalado en la sección 4.5 del prNCh2369, en la cual se determina la regla de simultaneidad a usar entre las diferentes direcciones sísmicas:

$$E_{xz} = \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y \pm 0,6S_z$$

$$E_{yz} = \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y \pm 0,6S_z$$

$$E_{zx} = \pm 0,6S_x \pm 0,2S_y \pm 1,0S_z$$

$$E_{zy} = \pm 0,2S_x \pm 0,6S_y \pm 1,0S_z$$

Donde:

Subíndices “x” e “y” denotan direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

Subíndice “z” denota dirección vertical.

S_i , demanda sísmica de diseño desacoplada en la dirección “i”, calculada de acuerdo con la sección 5 de la norma.

E_{ij} , demanda sísmica acoplada con dirección “i” como principal y dirección “j” como secundaria, que debe ser considerada en las combinaciones de carga.

4.7.5.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga utilizadas son las definidas en la NCh3171 Of.2017 para los métodos de diseño LRFD.

Tabla 4.18: Combinaciones de carga

N° combinación	Factores de carga						Fórmula
	D	L	Wxi	Wyi	Exi	Eyi	
2	1,2	1,6	0	0	0	0	1,2D+1,6L
4	1,2	1,0	1,6	0	0	0	1,2D+1,6W _m x+L
	1,2	1,0	0	1,6	0	0	1,2D+1,6W _m y+L
5	1,2	1,0	0	0	1,4	0	1,2D+1,4E _x +L
	1,2	1,0	0	0	0	1,4	1,2D+1,4E _y +L
6	1,2	1,0	1,6	0	1,4	0	1,2D+1,6W _o x+1,4E _x +L
	1,2	1,0	0	1,6	0	1,4	1,2D+1,6W _o y+1,4E _y +L

Es importante mencionar que la carga de viento utilizada en la combinación N°4 es la de viento máximo (W_m), la cual tiene una probabilidad prácticamente nula de ocurrir simultáneamente con la carga sísmica. En el caso de la combinación N°6, se tiene una combinación de viento operacional (W_o) con el sismo de diseño, puesto que existe una mayor probabilidad de ocurrencia simultánea.

Se consideran sólo estas combinaciones, ya que son las que generan mayores solicitaciones sobre la estructura e incluyen cargas de sismo y viento.

5 ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1 ANÁLISIS MODAL-ESPECTRAL

El análisis modal espectral se realiza con los espectros de diseño y referencia definidos en las secciones 4.7.4.1.1 y 4.7.4.1.3 respectivamente. El objetivo de este análisis es obtener de manera inicial el comportamiento de la estructura en el rango elástico, verificando los requisitos sísmicos que debe cumplir la estructura, como por ejemplo, el corte basal mínimo y desplazamientos máximos, los cuales sirven como criterio de aceptación adicional del modelo para ejecutar posteriormente el análisis tiempo-historia no lineal, de acuerdo con lo estipulado en la sección 5.10.4.5 del proyecto de norma NCh2369.

5.1.1 CORTE BASAL MÍNIMO

El corte basal mínimo de la estructura se calcula mediante la expresión 5.6.4 del proyecto de norma NCh2369, la cual se indica a continuación:

$$Q_{min} = 0,25I \frac{SA_0}{g} P$$

Los valores de I, S y A₀ son los indicados en la sección 4.7.4.1.1. Respecto al peso sísmico P, se calcula con la expresión indicada en la sección 4.4.

Los valores considerados para obtener el corte basal mínimo se indican en la siguiente Tabla, en la cual adicionalmente se incluye el valor obtenido para este parámetro:

Tabla 5.1: Corte basal mínimo

Parámetro	Valor
A ₀ (g)	0,4
S	1,2
I	1,2
Peso sísmico (tonf)	50491,4
Q min (tonf)	7270,8

Por otro lado, se calcula el corte basal de la estructura en el sentido longitudinal y transversal tanto para el sismo en X como para el sismo en Y respectivamente. Los valores obtenidos se presentan en la siguiente Tabla:

Tabla 5.2: Corte basal sentido longitudinal y transversal

Dirección	Patrón de carga	Corte basal	Valor (tonf)
Longitudinal	Sismo en X	Q _x	14091,6
Transversal	Sismo en Y	Q _y	10732,7

Se obtiene de esta manera, que el corte basal de la estructura se encuentra por sobre el corte basal mínimo exigido.

5.1.2 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

El desplazamiento máximo admisible se establece en el capítulo 6 del proyecto de norma NCh2369, específicamente en su sección 6.3. Para estructuras en general el desplazamiento máximo admisible se define de la siguiente manera:

$$d^{max} = 0,015 \cdot h$$

Donde h es la altura del nivel o entre dos puntos ubicados sobre una misma línea vertical. Para el caso de la estructura analizada se establece una altura de 7 metros, que corresponde a la altura del pilote de menor longitud medida desde la losa del muelle hasta el inicio del talud.

Se analizan los desplazamientos máximos en la dirección longitudinal y transversal del muelle empleando el espectro de referencia. El análisis se realiza para la distribución de grúas más desfavorable para la estructura resistente, la cual corresponde a la N°3 de la Tabla 4.11, en las siguientes secciones se indican los resultados obtenidos para esta determinación.

Tabla 5.3: Verificación de desplazamientos máximos

Dirección	Desplazamiento máximo (cm)	Desplazamiento admisible (cm)
Longitudinal	9,62	10,50
Transversal	9,87	

De los resultados obtenidos, se obtiene que los desplazamientos máximos de la estructura se encuentran por debajo del máximo admisible.

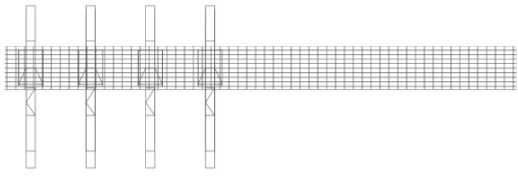
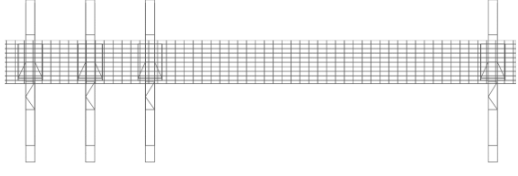
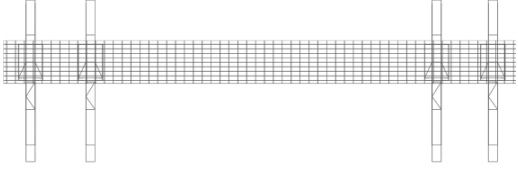
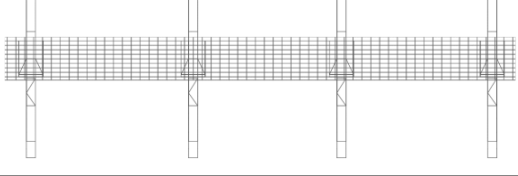
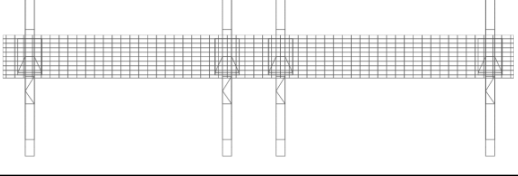
La validación del corte basal mínimo y del desplazamiento máximo admisible dan pie para continuar con el análisis de la estructura, tanto en el análisis modal espectral como en el análisis tiempo-historia no lineal.

5.1.3 FUERZAS MÁXIMAS EN CONEXIÓN VIGA-PILOTE EN FUNCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE GRÚAS EN EL TABLERO

Se analizan los valores máximos de momentos y cortes en la conexión viga-pilote para el estado de cargas sísmicos en cada distribución indicada en la sección 4.7.2. De esta manera, es posible determinar la disposición de grúas más desfavorable para el análisis de la estructura.

Los elementos sometidos a una mayor sollicitación corresponden a los pilotes de menor longitud, puesto que por su geometría poseen una mayor rigidez. En la siguiente tabla se indican los valores máximos de corte y momento en la conexión viga-pilote para las distintas configuraciones de la grúa sobre el tablero. Los valores expuestos corresponden a la sollicitación en la conexión de la viga con el pilote de menor longitud.

Tabla 5.4: Cortes y momentos máximos en conexión viga-pilote para cada distribución de grúas

N° Posición	Distribución grúas en el tablero	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)
1		114,2	585,2
2		111,2	583,0
3		116,9	613,2
4		96,0	561,1
5		93,8	537,1

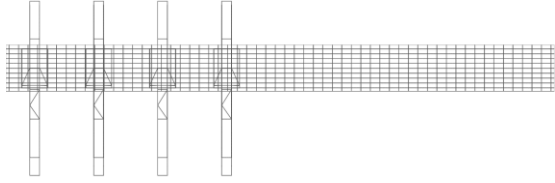
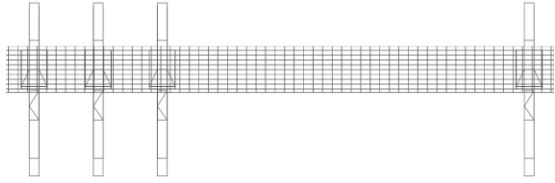
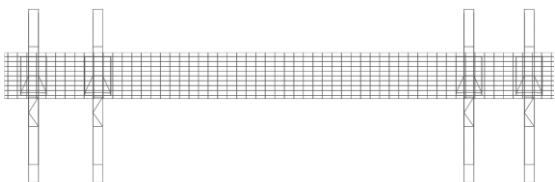
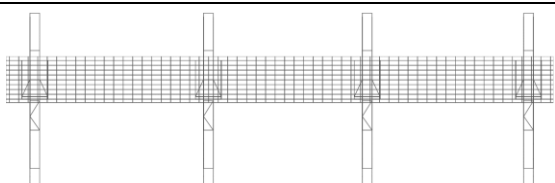
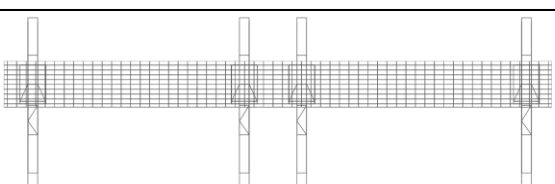
Con lo anterior, se establece que la disposición de grúas más desfavorable para la estructura es la N°3. Para el análisis tiempo-historia no lineal se considera esta distribución para ejecutar el modelo con los registros sísmicos de aceleración, lo cual permitirá evaluar el comportamiento no lineal de la conexión viga-pilote.

5.1.4 FUERZAS MÁXIMAS EN CONEXIÓN GRÚA-TABLERO EN FUNCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE GRÚAS SOBRE EL TABLERO

Para el análisis de la sollicitación producto de la carga de viento sobre los anclajes móviles, se modelan los estados de carga de vientos máximos y operacionales de acuerdo con lo indicado en la sección 4.7.3. Dado que la dirección predominante del viento es en el sentido S-SW para temporada estival y en el sentido N-NW para la temporada invernal, la sollicitación en el eje X de la estructura se considera en ambas direcciones y para el eje Y solamente en el sentido del eje positivo, es decir, desde el lado mar hacia el lado tierra.

Para lo anterior, se utilizan las combinaciones de carga indicadas en la Tabla 4.18. Particularmente, la combinación utilizada es la que incluye el sismo de diseño junto al viento operacional. Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

Tabla 5.5: Tracciones y cortes máximos en conexión grúa-tablero para cada distribución de grúas

N° Posición	Distribución grúas en el tablero	Tracción (tonf)	Corte (tonf)
1		777,6	306,9
2		638,8	344,5
3		816,5	347,0
4		646,6	289,6
5		818,8	290,7

Con lo anterior, se considera que la disposición de grúas más desfavorable para la conexión grúa-tablero es la N°3, ya que, a pesar de que se obtenga una tracción levemente superior en la distribución N°5, si se analizan los cortes obtenidos se obtiene que en general la situación más desfavorable corresponde a la distribución de grúas N°3. Considerando esto, se establece que la distribución de grúas que se utilizará para analizar las solicitaciones sobre las conexiones grúa-tablero en el análisis tiempo-historia no lineal es la N°3.

Adicionalmente, se verifican las solicitaciones en las conexiones grúa-tablero para el estado de cargas de viento máximo, al igual que en el viento operacional se considera que la solicitación en el eje X de la estructura es en ambas direcciones, y para el eje Y solamente en el sentido del eje positivo, es decir, desde el lado mar hacia el lado tierra.

En la siguiente Tabla se indican los resultados máximos obtenidos de tracción y corte en el elemento de conexión grúa-tablero para el viento máximo posible:

Tabla 5.6: Solicitaciones máximas de tracción y corte sobre anclaje móvil por carga de viento máximo

Carga	Tracción (tonf)	Corte (tonf)
Viento máximo en X	164,1	38,9
Viento máximo en Y	349,4	96,1

Se obtiene que las máximas tracciones y cortes en la estructura para el viento máximo se producen cuando éste impacta a la grúa en el eje Y, es decir, en el sentido transversal al muelle. Sin embargo, predomina sobre la estructura las fuerzas generadas por la combinación de sismo con viento operacional. Esto resulta de interés, ya que motiva estudiar la implementación de anclajes móviles no solo en las conexiones grúa-tablero del lado mar, sino que extender su uso también para las conexiones del lado tierra.

5.1.5 DEMANDA SÍSMICA EN PILOTES

Como parte de los comentarios del capítulo 13 del proyecto de norma NCh2369, se establece que dado el tipo de estructuración que posee el muelle analizado, se recomienda que la línea de pilotes de menor longitud expuesta no sea responsable de resistir más del 70% de la sollicitación sísmica de diseño.

De acuerdo con los resultados obtenidos en la sección 5.1.3, se analiza la línea de pilotes resistentes en el sentido transversal, cuyo pilote de menor longitud esté sometido a la mayor sollicitación sísmica. En la siguiente Tabla se presenta la distribución porcentual de cortes para el eje analizado:

Tabla 5.7: Distribución de cortes en línea de pilotes transversal

Pilote	Corte (tonf)	Corte (%)
Eje A	160,3	45,5
Eje B	88,3	25,5
Eje C	54,5	15,5
Eje D	30,5	8,7
Eje E	18,3	5,2

La estructuración de pilotes indicada en la sección 4.1.2 y 4.1.4 permite obtener un mayor nivel de redundancia estructural, la cual queda reflejada con los resultados obtenidos en la Tabla 5.7, puesto que el pilote de menor longitud resiste solo un 45,5 % del corte, lo cual se encuentra por debajo del límite de 70% establecido en la norma.

5.2 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA NO LINEAL

Para el análisis tiempo historia no lineal, se modela la conexión viga-pilote como una rótula plástica con los elementos tipo *hinge* declarados en la sección 4.6. Lo anterior, debido a que se establece como requisito de diseño que en caso de existir plastificación de elementos durante el evento sísmico, ésta ocurra en dicho elemento, el cual debe cumplir los requisitos de diseño detallados en el proyecto de norma indicados en su sección 13.10, parte de ellos se indican también en la sección 2.1.2 del presente informe.

Se aplica este elemento únicamente a los pilotes del eje A, B y C, dado que son los que están sometidos a una mayor sollicitación, tal como se indica en la Tabla 5.7.

En cuanto a la conexión de la grúa con la estructura, como se indicó en la sección 4.5 se analizan dos modelos, el primero de ellos consiste en modelar la conexión grúa-tablero del lado tierra como un elemento tipo *link* aislador, el cual permite el desplazamiento longitudinal, transversal y vertical, mientras que las conexiones del lado mar se consideran como apoyos rotulados de alta rigidez que restringen el levantamiento (escenario 1). En el segundo modelo, se consideran las 4 conexiones de la grúa-tablero como elementos rotulados de alta rigidez, de modo de analizar la factibilidad de extender el uso de anclajes móviles a los apoyos del lado tierra (escenario 2).

La distribución de grúas utilizada para los análisis tiempo-historia no lineales corresponde a la N°3 de la Tabla 4.11, puesto que, de acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis modal espectral, es la distribución dentro del análisis realizado más desfavorable para la estructura.

5.2.1 CONEXIÓN VIGA-PILOTE

Se analizan los momentos máximos generados en la conexión viga-pilote considerando los escenarios 1 y 2 descritos anteriormente. Para ambos escenarios, se considera la conexión viga-pilote como una rótula plástica en las primeras 3 líneas de pilotes resistentes (ejes A, B y C). Las dos restantes, correspondientes a las más próximas del lado mar, se modelan como una conexión rígida, ya que la sollicitación sobre esta línea resistente de pilotes es menor.

En la siguientes Tablas (Tabla 5.8 y Tabla 5.9) se indican los momentos máximos obtenidos en la conexión viga-pilote para los dos escenarios indicados anteriormente:

Tabla 5.8: Momentos máximos en conexión viga-pilote para cada registro, escenario 1

Registro	Momento (tonf*m)
Concepción	944,4
Constitución	1124,6
Llolleo	951,4

Tabla 5.9: Momentos máximos en conexión viga-pilote para cada registro, escenario 2

Registro	Momento (tonf*m)
Concepción	795,8
Constitución	1002,2
Llolleo	849,5

Se observa en primer lugar, que se generan mayores sollicitaciones sobre la estructura resistente cuando se permite el desplazamiento de los apoyos del lado tierra de las grúas mediante elementos tipo *link*. En segundo lugar, se observa que el registro de aceleraciones de Constitución es el más desfavorable para la estructura en ambos escenarios, lo cual está completamente relacionado con los espectros de aceleración indicados en la Figura 4.22, ya que para periodos cercanos a 1 segundo el registro de Constitución posee mayores aceleraciones.

En cuanto al análisis del estado de las rótulas, se estudia su nivel de desempeño para cada registro en el escenario 1. Este análisis se realiza para las conexiones de los pilotes del lado tierra

(eje A), puesto que son los sometidos a mayores solicitaciones. Los resultados se presentan en el siguiente gráfico, en donde se le asignó un valor de 1 a aquellas rótulas que su estado posterior al sismo se encuentra en CP, lo cual de acuerdo con lo indicado en la Figura 4.14 corresponde al nivel de prevención de colapso. Aquellas que se encuentran en un nivel de ocupación inmediata, IO, se les asignó un valor de 0.

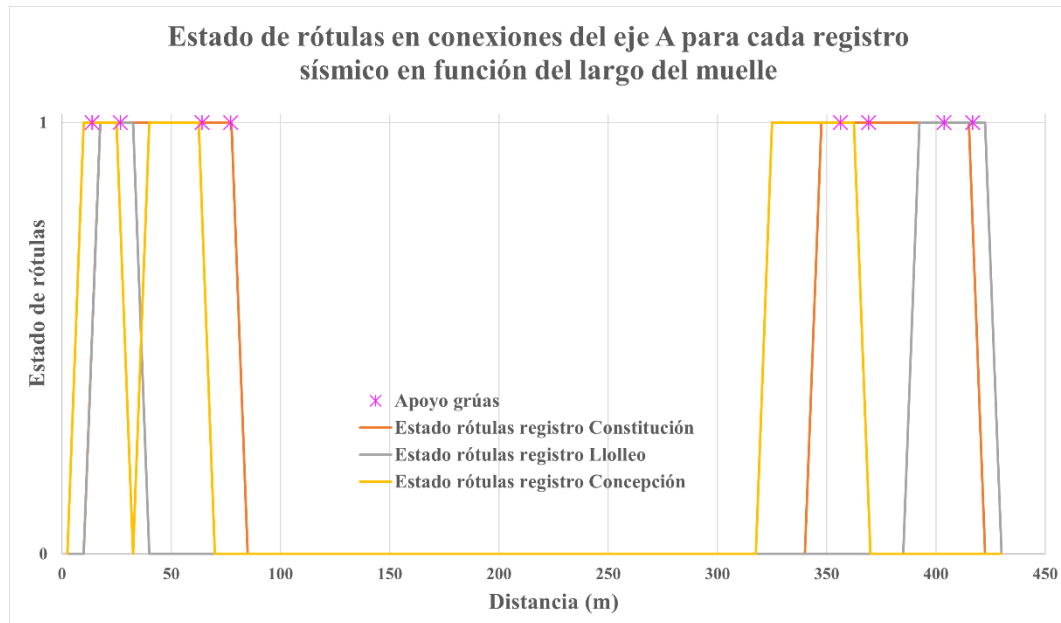


Figura 5.1: Estado rótulas plásticas en pilotes del eje A para cada registro sísmico en escenario 1

Se observa que existe una correlación entre la posición de los apoyos de las grúas y el nivel de desempeño de las rótulas plásticas, puesto que para todos los registros ocurre una mayor demanda en aquellas rótulas bajo los apoyos de las grúas, generando la ruptura de los elementos de conexión. Esta situación se da particularmente en el modelo donde se permite el desplazamiento de los apoyos del lado tierra de las grúas, ya que en el modelo donde no se tiene esta situación, las rótulas se plastifican, llegando a niveles de ocupación inmediata (IO).

Respecto a la solicitación sísmica en los pilotes, se realiza el análisis exclusivamente para el registro sísmico de Constitución, ya que de acuerdo con lo presentado anteriormente es el que genera una mayor demanda sobre la conexión viga-pilote, adicionalmente en la norma se indica que cuando se realizan tres análisis de respuesta en el tiempo, se debe utilizar la respuesta máxima del parámetro que se desea verificar.

Dado que el objetivo del diseño es que en caso de existir plastificación, esta ocurra únicamente en las conexiones viga-pilote, los pilotes no deben plastificarse, y en caso de desarrollarse inelasticidad su modo de falla se considera dúctil, por lo que se considera como estado límite la capacidad esperada del material, la cual se define en la sección 4.1.5.3.

En los siguientes gráficos se presenta la variación del momento máximo en los pilotes del eje A para los escenarios 1 y 2. Las variaciones de momento en los pilotes de los ejes B, C, D y E para ambos escenarios se adjuntan en el Anexo B.

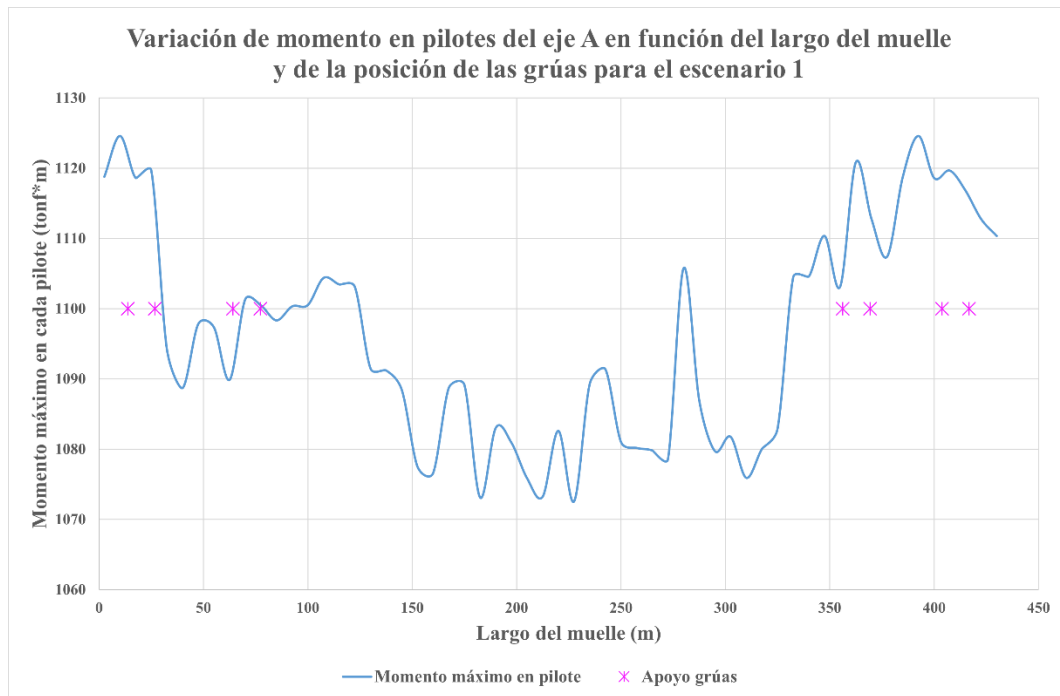


Figura 5.2: Variación de momento máximo en pilotes del eje A, escenario 1

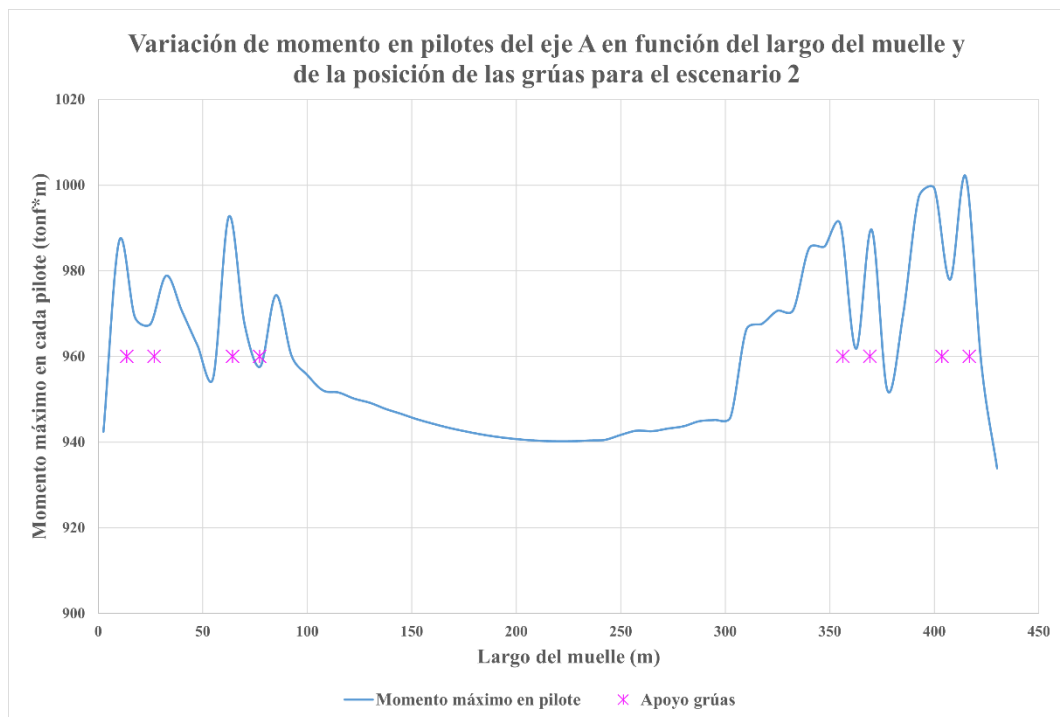


Figura 5.3: Variación de momento máximo en pilotes del eje A, escenario 2

De los resultados obtenidos se observa que la sollicitación sobre los pilotes del eje A para ambos escenarios es bastante similar en cuanto a la distribución de momentos a lo largo del muelle, debido a que se generan mayores momentos justo en aquellos pilotes que se encuentran bajo los

apoyos de las grúas, lo cual va en conjunto con los resultados obtenidos en el gráfico de la Figura 5.1.

Para el escenario 1, se observa una mayor variación longitudinal de momentos para aquellos pilotes que se encuentran entre los apoyos de las grúas, debido al levantamiento y posterior impacto durante el sismo de los apoyos del lado tierra del equipo. Producto del levantamiento de los apoyos se generan cargas excéntricas que deben ser resistidas por la estructura, las cuales se transmiten desde el tablero hacia los pilotes en función de su rigidez, y debido a que se cuenta con una mayor rigidez en los pilotes del eje A, estos se ven sujetos a mayores demandas sísmicas.

En cuanto a la plastificación del pilote, para ambos escenarios se generan momentos menores a la capacidad de fluencia esperada del pilote, por lo que no existen incursiones en el rango inelástico para este elemento.

5.2.2 CONEXIÓN GRÚA-TABLERO

En esta sección se analizan desplazamientos, tracciones y cortes que se generan en las conexiones grúa-tablero frente a los registros de aceleración sísmica para los escenarios 1 y 2. Se estudian las conexiones de las cuatro grúas modeladas sobre el tablero, para lo cual se numeran de acuerdo con lo presentado en la siguiente Figura:

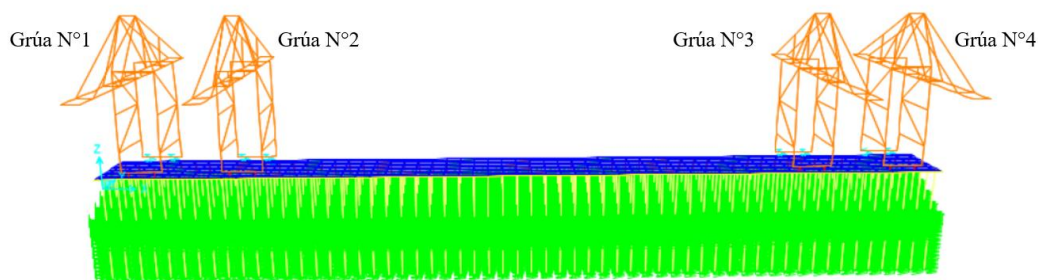


Figura 5.4: Numeración de grúas STS sobre el tablero

5.2.2.1 ANÁLISIS ESCENARIO 1

En primer lugar se analiza el modelo para el escenario 1, en el que se estudian los desplazamientos máximos en las conexiones del lado tierra, junto a las tracciones y cortes máximos en las conexiones del lado mar para los tres registros de aceleración. Los resultados se presentan en la siguiente Tabla:

Tabla 5.10: Desplazamientos, tracciones y cortes máximos en apoyos de grúas STS para cada registro

Registro	Desplazamiento vertical (cm)	Tracción (tonf)	Corte (tonf)
Concepción	29,2	1079,3	404,0
Constitución	46,5	1455,7	467,0
Llolleo	38,3	1241,2	410,9

De los tres registros de aceleración, el que genera una mayor sollicitación sobre la grúa y por lo tanto sobre sus conexiones es el de Constitución. Con este resultado, se determina que el análisis

de las conexiones grúa-tablero se realizará considerando únicamente el registro de aceleración de Constitución 2010.

Debido al resultado obtenido anteriormente, se analiza la variación de desplazamientos, tracciones y cortes para las cuatro grúas frente al registro de Constitución.

Tabla 5.11: Desplazamientos verticales máximos apoyos lado tierra para cada grúa, registro de Constitución 2010

Grúa	Desplazamiento vertical (cm)
1	46,5
2	33,7
3	34,8
4	45,5

Se observa que se generan mayores desplazamientos en las grúas que se ubican en los extremos del muelle, siendo mayor el generado en la grúa N°1.

Las siguientes Figuras ilustran la variación en el tiempo del desplazamiento vertical y transversal para los apoyos del lado tierra de la grúa N°1, ya que de acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 5.5, esta grúa está sujeta a mayores desplazamientos.

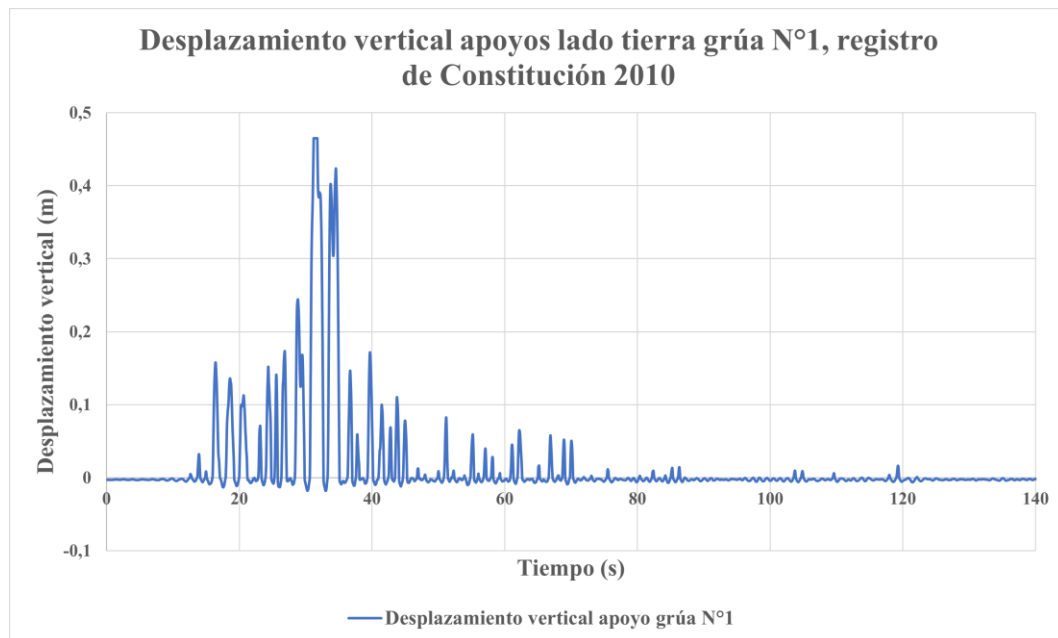


Figura 5.5: Desplazamiento vertical en apoyos lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

Del gráfico se desprende que los mayores desplazamientos se generan entre los 30 y 40 segundos, conjuntamente en los cuales se presentan los *peaks* de aceleración del registro presentado en la sección 3.4.2.

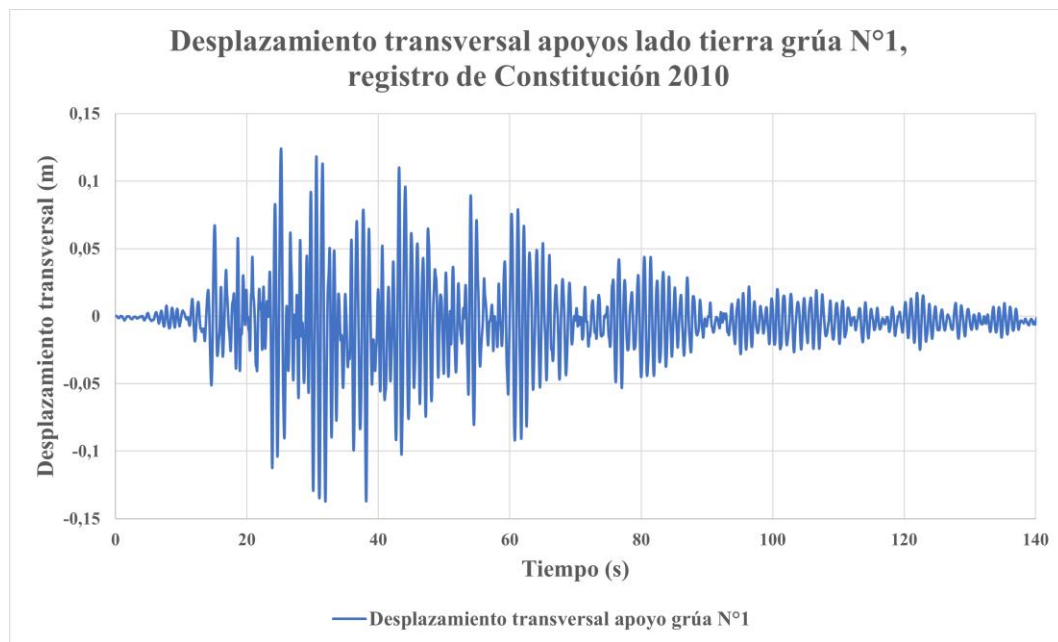


Figura 5.6: Desplazamiento transversal en apoyos lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

En el gráfico se observa que los mayores desplazamientos en el sentido transversal de los apoyos de la grúa ocurren cerca de los 30 segundos del registro, obteniendo desplazamientos transversales máximos de 13 centímetros, lo cual da cuenta que existe un descarrilamiento de los apoyos durante el sismo.

En cuanto a las tracciones y cortes, se analizan los valores máximos obtenidos en los apoyos del lado mar para cada grúa. Los resultados se presentan en la siguiente Tabla:

Tabla 5.12: Tracciones y cortes máximos en apoyos lado mar para cada grúa, registro de Constitución 2010

Grúa	Tracción (tonf)	Corte (tonf)
1	1455,7	467,0
2	1439,6	430,6
3	1434,3	432,2
4	1443,1	456,4

Se observa que al igual que con los desplazamientos, las mayores tracciones y cortes se presentan en las grúas ubicadas en los extremos del muelle. Para determinar el valor máximo de las tracciones sobre el elemento se consideran únicamente las fuerzas axiales positivas, puesto que las negativas corresponden a compresión, sin embargo, para determinar el máximo corte sobre la estructura, se consideran tanto los valores positivos como negativos.

Las siguientes Figuras ilustran la variación en el tiempo de las fuerzas axiales y de corte sobre la conexión del lado mar de la grúa N°1:

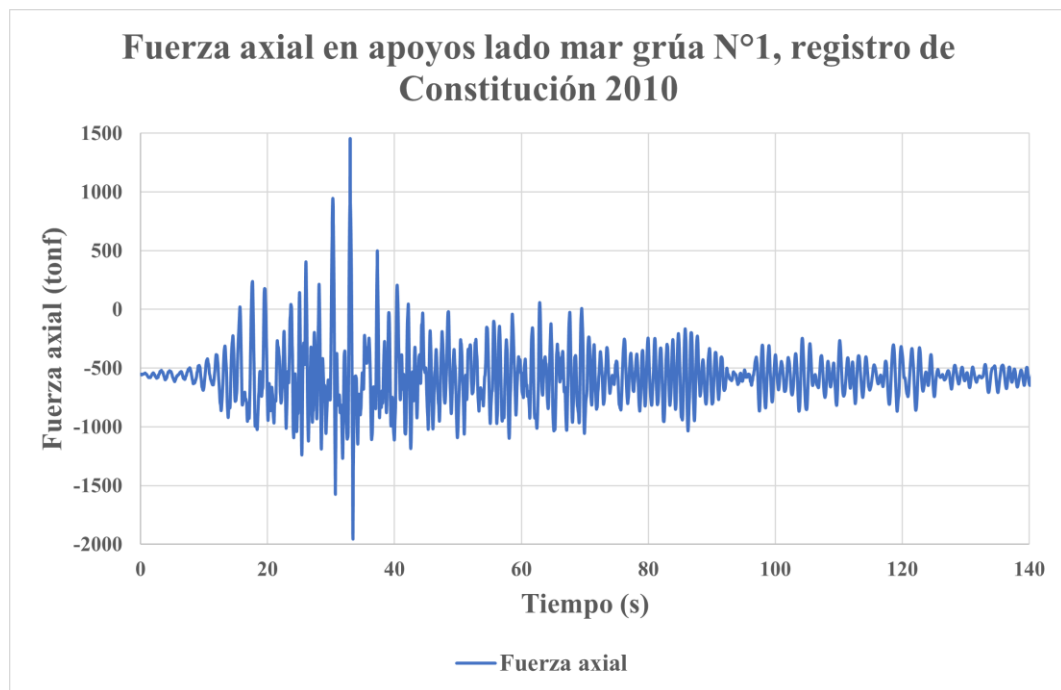


Figura 5.7: Variación de la fuerza axial en conexiones lado mar de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

Se observa que en el instante inicial las conexiones se encuentran sometidas a una carga de compresión de 500 tonf aproximadamente. Esto se debe a que previo al análisis tiempo-historia se define un estado de cargas gravitacional, en el cual se cargan los elementos con sus respectivos pesos propios, posterior a este estado de cargas inicia el análisis tiempo-historia utilizando los registros de aceleración sísmicos.

Al igual que con el análisis de desplazamientos, se obtiene que los valores máximos de fuerza axial sobre el elemento ocurren entorno a los 30 segundos, que coincide con los *peaks* de aceleración del registro sísmico.

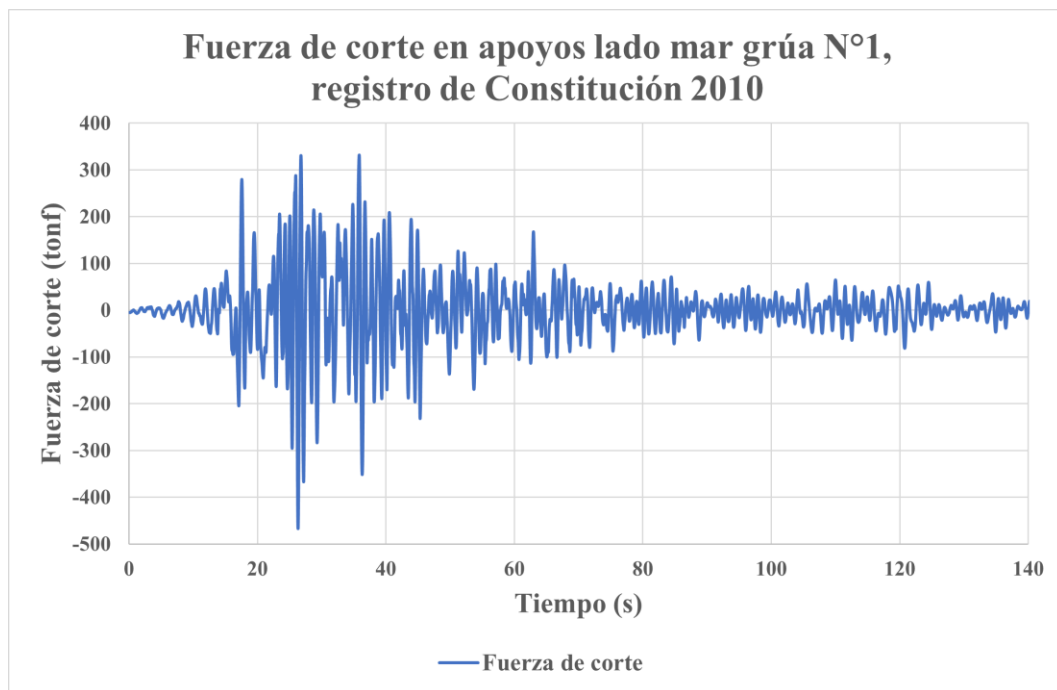


Figura 5.8: Variación de la fuerza de corte en conexiones lado mar de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

Se observa que en el instante inicial el corte en el elemento es nulo, ya que el estado de cargas gravitacional solo genera solicitaciones en el eje vertical de la estructura.

En cuanto al corte máximo, ocurre entre los 20 y 40 segundos, que coincide con los *peaks* de aceleración del registro sísmico, particularmente con la componente HNN indicada en la Figura 3.8 correspondiente a la aceleración en la dirección transversal a la estructura.

5.2.2.2 ANÁLISIS ESCENARIO 2

Para el análisis de este escenario se acota el estudio y se realiza solamente para el registro de aceleraciones de Constitución, ya que de acuerdo con los resultados obtenidos para el escenario 1, se tiene que este registro es el más desfavorable y por lo tanto, genera mayores solicitaciones.

Dado que este escenario no considera modelación de las conexiones empleando elementos tipo *link*, se considera que las cuatro conexiones de las grúas se encuentran con anclajes móviles, los cuales como se ha indicado en secciones anteriores se modelan como elementos de alta rigidez. De este modo, se obtienen las máximas tracciones y cortes en las conexiones grúa-tablero para cada grúa.

Grúa	Tracción (tonf)	Corte (tonf)
1	1910,4	699,3
2	1904,9	568,2
3	1890,2	532,2
4	1898,4	612,4

Al igual que para el escenario 1, se obtienen mayores solicitaciones sobre la grúa N°1, sin embargo, las mayores solicitaciones se dan en las conexiones del lado tierra.

Las siguientes Figuras ilustran la variación en el tiempo de las fuerzas axiales y de corte sobre la conexión del lado tierra de la grúa N°1:

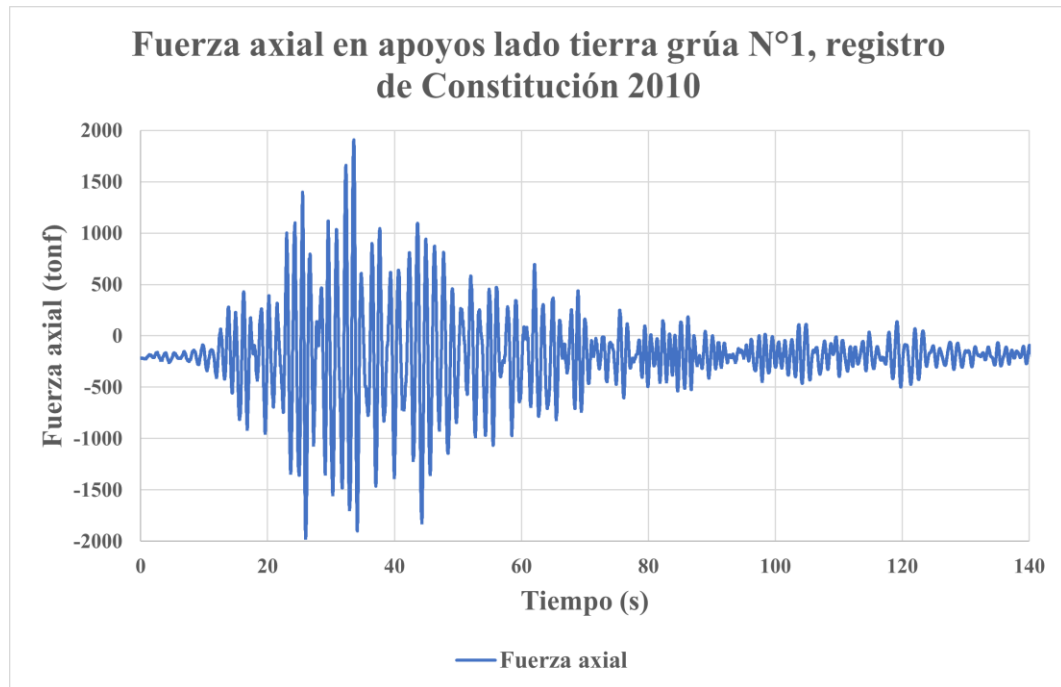


Figura 5.9: Variación de la fuerza axial en conexiones lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

Al igual que en el escenario 1, se observa que en el instante inicial las conexiones se encuentran sometidas a una carga de compresión, la cual en este caso es de 250 tonf aproximadamente. La compresión es menor debido a que en el análisis se considera que la grúa se encuentra operando, por lo tanto, la carga levantada se encuentra en el alcance máximo que permite el *trolley*, debido a esto, la compresión en el estado inicial gravitacional es mayor en las conexiones del lado mar.

Respecto a la fuerza axial, se observa que los máximos ocurren cerca de los 30 segundos, como sucede también en el primer escenario de análisis.

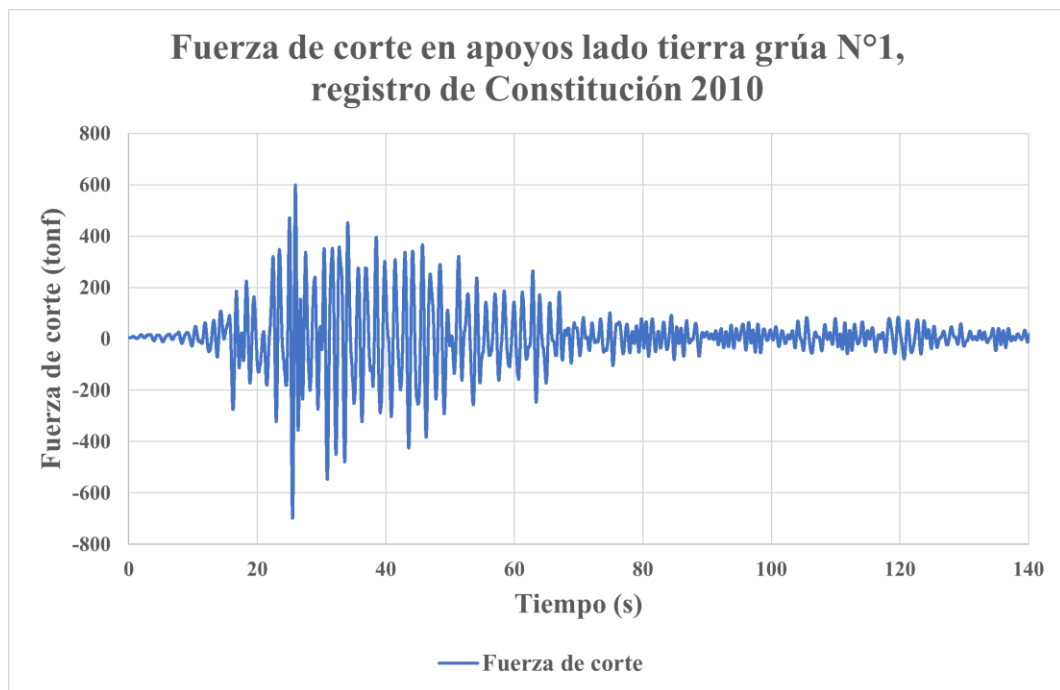


Figura 5.10: Variación de la fuerza de corte en conexiones lado tierra de la grúa N°1, registro de Constitución 2010

En cuanto a los cortes en el tiempo, al igual que en el escenario 1 los máximos se dan entre los 20 y 40 segundos, que coincide con los *peaks* de aceleración del registro sísmico, particularmente con la componente HNN indicada en la Figura 3.8 correspondiente a la aceleración en la dirección transversal a la estructura.

A modo general, la principal diferencia en los resultados obtenidos para ambos escenarios es el incremento de las fuerzas tanto de tracción como de corte sobre el elemento de alta rigidez que representa el anclaje móvil.

Este incremento se produce debido a que en el análisis se considera que la grúa se encuentra operando y que la carga de levante se sitúa en el lado mar, zona donde atraca el buque. Esto genera que en el escenario 2 la compresión sea menor en los anclajes del lado tierra y mayor en los del lado mar, lo cual permite que durante el sismo los anclajes del lado tierra presenten mayores tracciones que los del lado mar.

Para el análisis se puede considerar otra ubicación del *trolley* con la carga levantada, como por ejemplo, justo sobre el muelle en donde se dejan los contenedores para posteriormente ser trasladados hacia la zona de acopio, sin embargo, el análisis realizado en este trabajo considera únicamente la posición descrita en el párrafo anterior, ya que debido a su excentricidad respecto a los apoyos de la grúa, se considera como la situación más desfavorable para el análisis.

5.2.3 FUERZAS PARA DISEÑO DE ANCLAJES MÓVILES

Con los resultados obtenidos en las secciones anteriores (5.2.2.1 y 5.2.2.2), se puede diseñar el anclaje móvil para los *bogies* de las grúas. Se considera para este efecto los resultados obtenidos

del escenario 2, dado que en el cual se generan mayores tracciones y cortes sobre la conexión de la grúa sobre el tablero.

El objetivo del anclaje móvil es restringir el levantamiento de los apoyos de las grúas STS, para lo cual se consideran 8 anclajes por *bogie*, entendiendo el *bogie* como el apoyo de la grúa conformado por 8 ruedas. De este modo, los anclajes se instalan a cada lado del riel, en cada par de ruedas, como se indica en la Figura 5.11

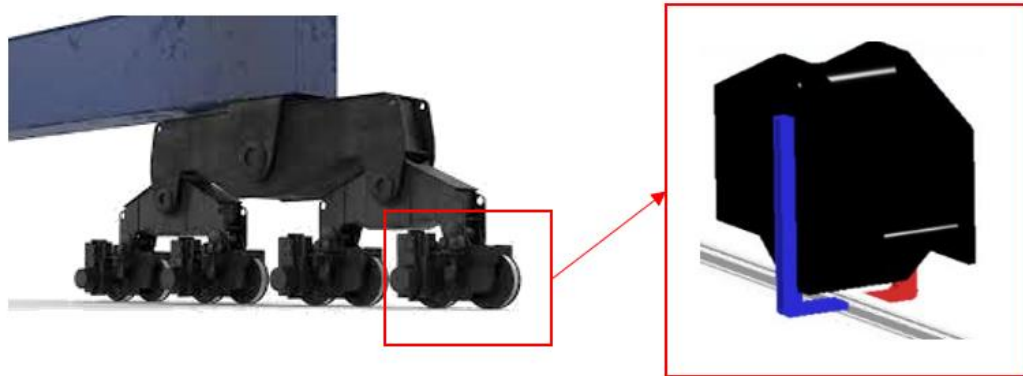


Figura 5.11: Disposición de anclajes móviles en bogies

Como se mencionó anteriormente, para el diseño se consideran los resultados obtenidos en el escenario 2, los cuales se presentan en la siguiente Tabla:

Tabla 5.13: Fuerzas máximas obtenidas del análisis para diseñar el anclaje móvil

Tracción (tonf)	Corte (tonf)
1910	699

En lo que sigue, para determinar las fuerzas de diseño del anclaje móvil se utiliza la metodología propuesta por Esparza, Y. «Estudio del comportamiento sísmico de grúas móviles STS en muelles transparentes y diseño de elemento de fijación antilevante cumpliendo norma NCh2369»

Para el diseño del elemento que restringe el levantamiento de los *bogies* se considera únicamente la fuerza de tracción obtenida en el análisis, puesto que el corte es transferido por la rueda hacia el riel, particularmente en la interacción entre la pestaña de la rueda y el riel, en el siguiente esquema se ilustra lo mencionado anteriormente:

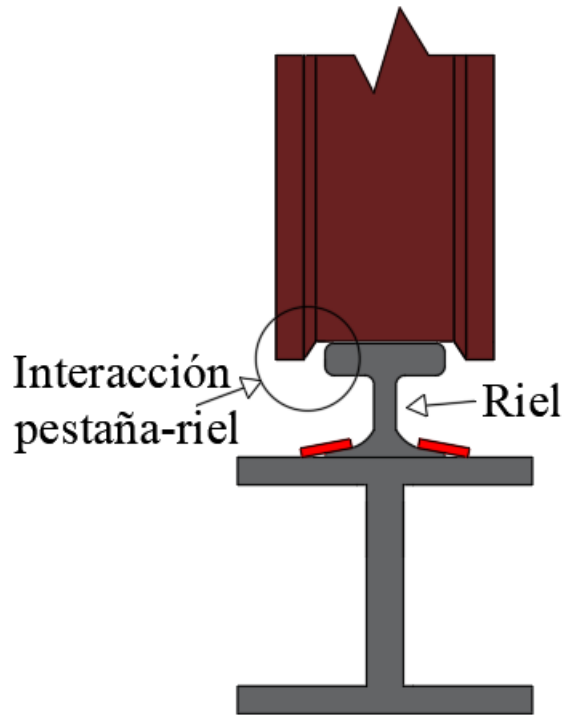


Figura 5.12: Esquema de interacción rueda-riel

Como criterio de diseño se establece un factor de seguridad de 2 ($\Omega = 2$), debido a que el *bogie*, al ser un elemento rotulado no es posible asegurar que durante el sismo se levanten simultáneamente las 8 ruedas, y por ende trabajen los 8 anclajes al mismo tiempo, este factor definido considera esta incertumbre para el análisis.

El *bogie* al ser un sistema rotulado como se indicó en la sección 4.5, permite que las fuerzas de compresión se distribuyan de manera uniforme sobre cada una de sus ruedas. En el caso de las tracciones, ocurre exactamente lo mismo, por lo que para el análisis se considera que la tracción se distribuye uniformemente sobre los anclajes.

Por otro lado, se tiene que la carga sobre el anclaje corresponde a una carga sísmica, la cual se debe mayorar por 1,4 para el diseño LRFD.

Considerando lo anteriormente expuesto, la fuerza de diseño para un anclaje es la siguiente:

$$T_{diseño} = 1,4 \cdot \frac{T}{N/\Omega} = 1,4 \cdot \frac{1910 \text{ tonf}}{8/2} = 668,5 \text{ tonf}$$

Siguiendo con el análisis, en la práctica se debe tener una holgura de aproximadamente 10 mm entre el anclaje y el riel, por lo que se produce un impacto sobre el anclaje en el momento que el *bogie* se levanta. Para esto, se considera un factor de impacto de 1,33, el cual se establece como recomendación para estructuras ferroviarias por parte de la *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association* (AREMA) [18].

De este modo, la carga de diseño queda de la siguiente manera:

$$T_{diseño} = 1,33 \cdot 668,5 tonf = 889,1 tonf$$

Finalmente, se deben considerar las simplificaciones realizadas al momento de modelar la estructura en *SAP 2000*, como por ejemplo, el no haber considerado el peso propio del *bogie*. En la práctica, el peso propio de este elemento aumenta la compresión sobre las ruedas de la grúa, y por lo tanto, disminuye la tracción que se puede generar sobre el anclaje durante el evento sísmico.

El factor de seguridad propuesto teniendo presente estas simplificaciones es de 1,15.

Considerando los factores indicados anteriormente, así como también las consideraciones realizadas durante la modelación y análisis de la estructura, la carga de diseño de tracción para un anclaje queda definida como:

$$T_{diseño} = 1,15 \cdot 889,1 tonf = 1022,5 tonf$$

La solución propuesta de anclaje móvil para muelles nuevos es la que se indica en la siguiente Figura. En la cual se fija el riel por donde circulan las ruedas de la grúa a un perfil de acero tipo I, el que se encuentra embebido dentro de una canaleta en la losa de hormigón armado del muelle. Los anclajes móviles se sueldan al *bogie*, lo cual permite restringir el levantamiento de las ruedas de las grúas.

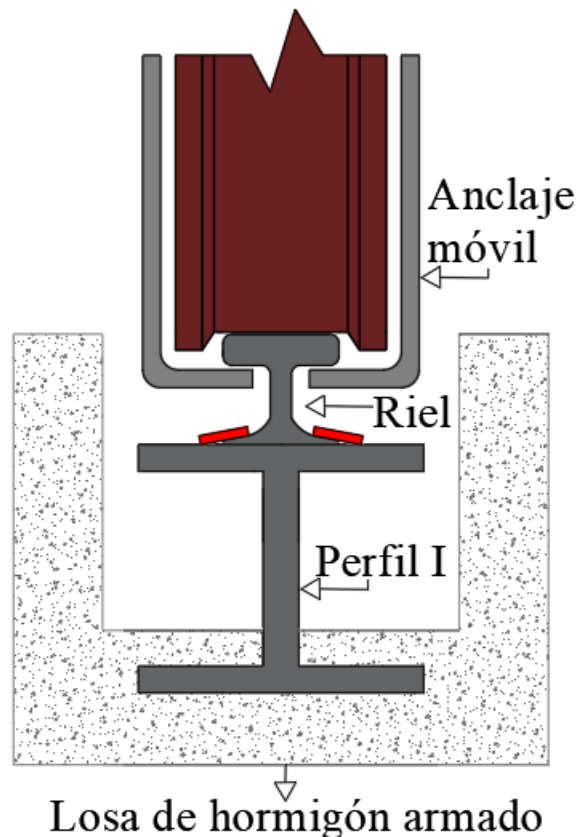


Figura 5.13: Propuesta de solución de anclaje móvil para muelles nuevos

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente capítulo se presentan las conclusiones del estudio de resultados del análisis modal espectral con modelo lineal para el diseño del muelle, pilotes y anclajes móviles con sismo y viento, y del análisis tiempo-historia no lineal para el diseño de los anclajes móviles y pernos reemplazables de la conexión viga-pilote.

Por otro lado, se entregan conclusiones generales respecto a los diseños sísmicos de muelles con grúas STS y de los registros sísmicos considerados en el estudio.

Finalmente, se incluyen recomendaciones respecto al diseño de la conexión viga-pilote y los anclajes móviles, en cuanto a estudios necesarios para el diseño final en un proyecto, tanto para el caso sísmico como para el caso de viento máximo.

6.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral se realiza de acuerdo con las consideraciones de mecánica de suelos estipuladas en el informe, mediante las cuales se obtiene el espectro de diseño sísmico y de referencia en dirección horizontal y vertical. Adicionalmente, se utilizan los parámetros sísmicos R y ξ indicados en el capítulo 13 del proyecto de norma NCh2369, los cuales no se encontraban bien definidos para este tipo de estructuras en versiones anteriores de la norma.

La solución propuesta como estructuración del puerto, así como también los materiales y la geometría de los elementos estructurales satisfacen los criterios de corte basal mínimo y desplazamientos admisibles. Para definir la estructuración a utilizar se consultan archivos de proyectos similares, como lo son el puerto de Valparaíso y de San Antonio, en los cuales se obtuvieron buenos desempeños.

En cuanto a la dimensión de los elementos estructurales, particularmente de los pilotes de acero, al reducir el diámetro y aumentar la resistencia de los pilotes de menor longitud, es decir, los del eje A, se obtiene que estos resisten sólo el 45% de la sollicitación sísmica, los del eje B el 26 % y el eje C 16%, distribuyendo el 13% restante entre los pilotes del eje D y E del mismo eje resistente en sentido transversal. Las dimensiones propuestas permiten obtener una mayor redundancia estructural, la cual queda reflejada con los resultados obtenidos. Adicionalmente, estos resultados permiten establecer en cuáles pilotes se implementará el concepto de pernos reemplazables mediante rótulas plásticas para el análisis tiempo-historia no lineal y de esta manera, asegurar la ductilidad de dichos pilotes.

Respecto a los resultados del análisis del modelo muelle con grúas STS modelando todos los *bogies* con anclajes móviles, se concluye que considerando sismo de diseño con viento operacional, y por otro lado, sólo el viento máximo, se generan mayores tracciones en las conexiones de la grúa sobre el tablero para el caso de sismo de diseño con viento operacional, respecto a las generadas únicamente con el viento máximo. Se debe estudiar en mayor detalle el caso de los muelles con grúas con anclajes móviles y los vientos de temporal, para confirmar su diseño y uso como una solución alternativa a la actualmente utilizada en los puertos con grúas STS, ya que ante un pronóstico de temporal el puerto se deja fuera de operación y las grúas STS se trasladan a una posición del muelle contemplada en el diseño, en donde se anclan al tablero con sistemas de anclaje que evitan el volcamiento con el viento máximo.

En relación con el punto anterior, es importante considerar las limitaciones del análisis realizado, puesto que se considera en todo momento que la grúa se encuentra operando, por lo que la carga izada contribuye en la estabilidad de la grúa frente a las ráfagas de viento, cuya dirección es desde el lado mar hacia el lado tierra. Adicionalmente, cuando la grúa no se encuentra en operación, su plataforma de elevación (*boom*), se eleva, con lo cual la altura de la grúa se incrementa llegando a alturas mayores a 100 m. Esta situación genera que frente a ráfagas de viento se incremente la tracción sobre las conexiones grúa-tablero.

Bajo esta misma línea, el resultado obtenido es aplicable únicamente en las condiciones estipuladas en este informe y para estructuras con condiciones meteorológicas similares, puesto que, para puertos ubicados hacia el sur del país, se tienen mayores magnitudes de viento, lo cual condiciona el resultado obtenido.

6.2 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA NO LINEAL

El análisis tiempo-historia no lineal se realiza con la distribución de grúas más desfavorable para la estructura, en este caso de acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis modal espectral, corresponde a la N°3 indicada en la Tabla 4.11. Adicionalmente, se consideran los registros de aceleración sísmicos de Lolleo de 1985, y Constitución y Concepción durante el terremoto del Maule 2010, para los cuales se confecciona su espectro de aceleración considerando las componentes horizontales de cada uno. Dichos espectros se mayoran para cumplir con el requisito indicado en la norma de ser 1,17 veces mayor al espectro de referencia definido en la misma.

Los resultados obtenidos en el análisis modal espectral para las cargas de viento motivan el análisis de dos escenarios. En el primero, se analiza la estructura considerando anclajes móviles únicamente en las conexiones del lado mar de las grúas, mientras que, en el segundo, se consideran anclajes móviles en las cuatro conexiones, es decir, en los del lado mar y en los del lado tierra.

En la conexión viga-pilote, se generan mayores momentos en el escenario que permite el levantamiento de los apoyos del lado tierra de las grúas, ya que, por un lado, cuando se levanta el apoyo del lado tierra se genera un aumento de tensiones en las conexiones del lado mar, y en consecuencia sobre el tablero, la cual es distribuida hacia los pilotes. Por otro lado, cuando los apoyos del lado tierra impactan sobre el tablero, producto del desplazamiento transversal evidenciado en la Figura 5.6 no caen directamente sobre el riel que se encuentra sobre los pilotes, sino que impacta directamente en el tablero de hormigón, provocando daño en losa y viga del tablero, lo cual además genera una carga excéntrica, y en consecuencia, aumenta el momento sobre la conexión viga-pilote.

Bajo esta misma línea, el registro que genera mayores solicitaciones sobre el elemento de conexión en ambos escenarios es el registro sísmico de Constitución 2010, lo cual está completamente relacionado con los espectros de aceleración, ya que para periodos cercanos a 1 segundo el registro de Constitución predomina sobre los demás.

En cuanto a las rótulas plásticas definidas en la conexión viga-pilote, se considera un desempeño aceptable, ya que todas fluyen y solo aquellas que se encuentran bajo los apoyos de las grúas, específicamente aquellas del eje A llegan a niveles de prevención del colapso, lo cual indica la ruptura del material. Pese a lo anterior, se cuenta con un importante grado de redundancia contra

el colapso, porque la mayoría de los pilotes no se encuentran sometidos a cargas verticales producto de las grúas, por lo tanto, se genera una redistribución del comportamiento plástico de las conexiones hacia los pilotes adyacentes, lo cual en el diseño corresponde a un mecanismo de respaldo por redundancia y protección ante el colapso del sistema muelle-grúa.

Respecto a las conexiones viga-pilote de los pilotes del eje D y E, los cuales se encuentran sometidos a menores sollicitaciones sísmicas, se pueden implementar la solución de conexión sin pernos reemplazables indicada en el comentario de la norma NCh2369, ya que no se justifica la implementación de rotulas plásticas en éstos. Como se observa en los gráficos de momento máximo en los pilotes en función del largo del muelle, en éstos el momento se encuentra muy por debajo del límite elástico-plástico de la sección.

La solución propuesta como estructuración del puerto, así como también los materiales, la geometría de los elementos estructurales y la definición de las rótulas plásticas permite que no se genere plastificación en los pilotes para el segundo escenario, en el cual se restringe el levantamiento de los cuatro apoyos de las grúas, ya que el momento máximo obtenido en cada uno de ellos es menor a su capacidad a momento esperada e incluso a su capacidad nominal.

Del análisis de distribución de momentos máximos en los pilotes en función del largo del muelle, se obtiene para ambos escenarios que en todos los ejes los pilotes tienen mayores momentos cuando se encuentran bajo las grúas, siendo considerablemente mayor los momentos en aquellos pilotes de los ejes A y E que se encuentran justo bajo los apoyos de éstas. En cuanto a los pilotes ubicados entre las grúas N°2 y N°3, la distribución de momentos se mantiene constante a lo largo del muelle. Esto se encuentra estrechamente relacionado con los resultados obtenidos en la conexión viga-pilote, donde se presentan mayores momentos en las conexiones ubicadas bajo las grúas.

El otro estudio realizado es el análisis de las tracciones y cortes que se generan en los elementos de conexión de la grúa con el tablero para ambos escenarios, siendo el escenario 2 en el que se generan mayores tracciones y cortes, debido a que en el análisis se considera que la grúa se encuentra operando y que la carga de levante se sitúa en el lado mar, zona donde atracaba el buque. Esto genera que en el escenario 2 la compresión sea menor en la conexión del lado tierra y mayor en el lado mar, lo cual permite que durante el sismo las conexiones del lado tierra presenten mayores tracciones que las del lado mar.

Para este análisis se puede considerar otra ubicación del *trolley* con la carga levantada, como por ejemplo, justo sobre el muelle en donde se dejan los contenedores para posteriormente ser trasladados hacia la zona de acopio, sin embargo, el análisis realizado en este trabajo considera únicamente la posición descrita en el párrafo anterior, ya que, debido a la excentricidad de la carga respecto a los apoyos de la grúa, es la situación más desfavorable para el análisis.

La variación en el tiempo de las fuerzas en el elemento que simula el anclaje móvil de las grúas da cuenta que los valores máximos se alcanzan en aquellos segundos donde el registro sísmico de Constitución 2010 alcanza su *peak* de aceleración.

Finalmente, el cálculo para el diseño de los anclajes móviles aplica tanto para las conexiones grúa-tablero del lado mar como para los del lado tierra, al igual que el diseño propuesto, sin

embargo, para las conexiones del lado tierra se debe complementar el diseño con una solución que permita el tránsito vehicular por el tablero, ya que la canaleta se extiende por el largo del muelle.

6.3 CONCLUSIONES GENERALES

El trabajo realizado se lleva a cabo para un proyecto que se encuentra en una de sus primeras etapas de desarrollo, la cual corresponde a la ingeniería conceptual. Por este motivo, se realizan algunas consideraciones para poder analizar el sistema estructura-equipos mediante el proyecto de norma NCh2369.

Uno de los supuestos para el estudio conceptual es la localización en la región del Biobío, para definir la mecánica de suelos de esta zona se utilizan antecedentes de estudios geotécnicos disponibles del puerto de Valparaíso y del puerto de San Vicente. Del informe de suelos del puerto de Valparaíso se rescata la estratigrafía y las constantes de balasto para cada estrato, mientras que del puerto de San Vicente se utilizan los perfiles estratigráficos. Con esto se determina que entre ambos puertos hay estratos similares, y en consecuencia, se procede a utilizar las constantes de balasto para el proyecto en estudio, asumiendo que tiene la misma estratigrafía que el puerto de San Vicente. Sin embargo, una limitación de esta consideración es que tanto en el puerto de Valparaíso como en el de San Vicente no se cuenta con la sedimentación del río Biobío, la cual condiciona la estratigrafía del sector donde se emplazará el proyecto.

Por lo anteriormente expuesto, es importante señalar que los resultados obtenidos para el proyecto estudiado son válidos únicamente para las consideraciones realizadas en el presente trabajo de título, por lo que en caso de contar a futuro con información de la mecánica de suelos, otra estructuración, distinto número de grúas operando, entre otros, los resultados de los diseños presentados pueden requerir ajustes.

Respecto a los registros de aceleración considerados para el análisis tiempo-historia no lineal, en la norma se indica que se deben escoger al menos tres registros sísmicos en los cuales la distancia a la falla, el mecanismo del sismo y los tipos de suelos sean consistentes con el sitio donde construirá la estructura. Debido a la ubicación del proyecto estudiado, se escogen los registros de Llole de 1985, y Constitución y Concepción durante el terremoto del Maule 2010. Los dos primeros se seleccionan debido a que la ubicación de toma de datos es en un sector costero, mientras que el de Concepción se utiliza por su cercanía geográfica con el proyecto.

Es interesante analizar el efecto de doble *peak* presentado en el espectro de aceleraciones del registro de Concepción, ya que típicamente el comportamiento del espectro de aceleraciones es presentar el *peak* en periodos cortos, y a medida que se aumenta el periodo disminuye la aceleración. Este registro es importante debido a que el lugar de toma de datos se ubica a pocos metros donde se derrumbó el edificio Alto Río durante el terremoto del Maule 2010, lo cual da cuenta de la importancia de estudiar este tipo de registros para el diseño sísmico actual.

De acuerdo con el *paper* publicado por Saragoni y Gallegos, el doble *peak* es consecuencia de los tipos de suelo y terremoto. Se origina principalmente en suelos blandos durante terremotos subductivos. El primer *peak* (periodos cortos), representa la energía del sismo, mientras que el segundo representa la respuesta dinámica del suelo, en otras palabras, el primer *peak* se debe a la fuente sísmica y el segundo al periodo del suelo [19].

Es importante considerar estos registros para el diseño sísmico de estructuras, ya que el primer *peak* afecta a casas o edificios de mediana altura, es decir, estructuras que su periodo de vibración es más corto, mientras que el segundo *peak* afecta a edificios de gran altura o aislados en la base.

Para finalizar, durante el trabajo realizado se cumplieron los objetivos planteados en este trabajo de título. A modo general, se analizó el comportamiento de una estructura marítimo-portuaria considerando las disposiciones incluidas en el capítulo 11.6 y 13 del proyecto de norma NCh2369. El estudio se enfocó en analizar la conexión viga-pilote y las conexiones grúa-tablero para estudiar los anclajes móviles. Los resultados obtenidos de ambos análisis se encuentran dentro de las alternativas de los resultados esperados, catalogando el comportamiento del muelle como normativamente aceptable frente a las solicitaciones que fue sometido para el registro de aceleraciones en el análisis no lineal.

6.4 RECOMENDACIONES

6.4.1 DIÁMETRO DE PILOTES

El criterio de diseño que contempla la reducción del diámetro de los pilotes de menor longitud permite distribuir las solicitaciones entre los pilotes del mismo eje resistente transversal, con lo cual se obtiene una mayor redundancia estructural. Las solicitaciones máximas obtenidas por pilote se encuentran por debajo del límite indicado en el proyecto de norma NCh2369. Por este motivo, se sugiere aplicar esta filosofía de diseño para estructuras de muelles transparentes.

6.4.2 RÓTULAS PLÁSTICAS

En la modelación de la estructura se consideran rótulas plásticas únicamente en aquellas líneas resistentes de pilotes sometidas a mayores solicitaciones sísmicas. Los resultados obtenidos indican que no es necesario extender este tipo de conexión a todos los pilotes, ya que en aquellos sometidos a menores solicitaciones sísmicas se puede implementar la solución de conexión sin pernos reemplazables indicada en comentarios del proyecto de norma NCh2369, pero diseñando la conexión para que se genere la rótula en el pilote.

Para el correcto funcionamiento de la conexión, se recomienda protegerla de la corrosión que se puede producir por el ambiente marino al que se encuentran los elementos, debido a que producto de la corrosión se pueden generar pérdidas de resistencia de los elementos y problemas para su posterior inspección y reemplazo. Se sugiere utilizar en los pernos aceros galvanizados para prevenir la corrosión en el elemento.

6.4.3 ANCLAJES MÓVILES

Los resultados obtenidos en el análisis modal espectral dan cuenta que se pueden diseñar los anclajes móviles para resistir la combinación de carga de sismo de diseño junto a viento operacional, obteniendo en este caso una capacidad suficiente para resistir las cargas de viento máximas en la zona en estudio.

En relación con el punto anterior, es importante considerar las limitaciones del análisis realizado, puesto que se considera en todo momento que la grúa se encuentra operando, por lo que

se recomienda extender el análisis a una condición en la cual la grúa no se encuentre en operación, en la cual el *boom* se encuentra levantado.

Por otro lado, para el análisis tiempo-historia no lineal se estudian dos escenarios, siendo la única diferencia entre ambos el número de anclajes móviles considerados por cada grúa. Se obtiene que en el escenario que contempla anclajes móviles en los cuatro apoyos de cada grúa se generan menores solicitaciones sobre la conexión viga-pilote.

Debido a lo anteriormente expuesto, se recomienda extender el uso de anclajes móviles sísmicos a los cuatro apoyos de las grúas STS. De esta manera se logra adicionalmente obtener resistencia suficiente para las solicitaciones de viento máximo e inducir menores solicitaciones sobre la conexión viga-pilote.

Las cargas de viento consideradas para el análisis de anclajes móviles corresponden a cargas estáticas en el tiempo, las cuales se presentan en la norma NCh432. Por este motivo, para obtener un análisis más preciso de las solicitaciones generadas producto del viento en los anclajes móviles, se recomienda realizar un análisis tiempo-historia lineal utilizando registros de velocidades de viento.

7 GLOSARIO

Grúa STS: una de las principales maquinarias utilizadas para la carga y descarga de contenedores de los buques atracados. En la Figura 3.2 de la sección 3.1.1 se expone una ilustración con sus elementos principales.

Trocha: distancia entre los centros de los rieles ubicados en el tablero, sobre los cuales la grúa se desplaza en su sentido longitudinal.

Nudo: unidad de medida de velocidad, utilizada principalmente en la navegación marítima. 1 nudo equivale a 1,85 km/h. Se simboliza mediante las letras kt, es decir, 1kt = 1,85 km/h.

TEU: unidad de medida de capacidad de transporte marítimo referida a un contenedor estándar de 20 pies de largo, 8 pies de ancho y 8,5 pies de altura. El volumen total es de 38,5 m³.

NRS: nivel de reducción de sondas, corresponde al plano al cual se encuentran referidas las sondas o profundidades de una localidad. Debido al tipo de marea que predomina en el litoral chileno, el NRS corresponde al plano determinado por la mayor bajamar en sicigias estando la luna en perigeo.

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Society of Civil Engineers, «ASCE 61-14, Seismic Design of Piers and Wharves,» Estados Unidos, 2014.
- [2] F. Figueroa, «Estudio de evaluación de tipos de conexión sísmica viga-pilote de acero en muelles transparentes, cumpliendo la norma NCh 2369 actualizada,» Santiago de Chile, 2017.
- [3] T. Kanayama, A. Kashiwazaki, I. Shimizu y N. Kobayashi, «Large shaking table test of a container crane by strong ground excitation,» Fairfield, NJ, USA, 1998.
- [4] B. Kosbab, «Seismic performance evaluation of port container cranes allowed to uplift,» Atlanta. Estados Unidos, 2010.
- [5] Y. Esparza, «Estudio del comportamiento sísmico de grúas móviles STS en muelles transparentes y diseño de elemento de fijación antilevante cumpliendo norma NCh2369,» Santiago de Chile, 2020.
- [6] Ministerio de Obras Públicas, «Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras,» Chile, 2013.
- [7] Instituto Nacional de Normalización, «Borrador NCh 2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales,» Santiago de Chile, 2022.
- [8] Capitanía de puerto San Vicente, «Ordinario N° 12.600/94/VRS,» San Vicente, Chile, 2020.
- [9] Capitanía de puerto de Coronel, «Ordinario N°12.600/227/VRS,» Coronel, Chile, 2014.
- [10] R. Boroschek, P. Soto y R. Leon, «Registros del terremoto del Maule Mw=8.8 27 de febrero de 2010,» Santiago de Chile, 2010.
- [11] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, «Red de cobertura nacional de acelerografos,» [En línea]. Available: <https://www.terremotosuchile.cl/>. [Último acceso: 15 04 2022].

- [12] Instituto Nacional de Normalización, «NCh3171. Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga,» Santiago de Chile, 2017.
- [13] Instituto Nacional de Normalización, «NCh 432. Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones,» Santiago de Chile, 2010.
- [14] American Institute of Steel Construction, «AISC 360,» Estados Unidos, 2016.
- [15] American Institute of Steel Construction, «AISC 341,» Estados Unidos, 2016.
- [16] Pares&Alvarez, «Análisis sísmico muelle-grúa STS,» Santiago de Chile, 2017.
- [17] American Society of Civil Engineers, «ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» Estados Unidos, 2013.
- [18] American Railway Engineering and Maintenance of way Association, «Manual for Railway Engineering,» Estados Unidos, 2009.
- [19] G. Saragoni y M. Gallegos, «Site and source effects identified from two-peak response spectra (2PRS),» Sendai, Japón, 2020.
- [20] R. Park, M. Priestley y W. Walpole, «The seismic performance of steel encased reinforced concrete bridge piles,» Nueva Zelanda, 1983.

ANEXOS

ANEXO A

```
1 - clear
2 - acel=transpose((load('constitucion2010_T.txt'))); %[m/s] %se carga el registro de aceleración
3 - %en este caso, el de constitución 2010 componente T
4 - dt=0.005; %incremento de tiempo del registro
5 - fs=1/dt; %frecuencia de muestreo [Hz]
6 - m=1; %[kg] - Masa oscilador 1GDL
7 - beta= 0.05; %razon de amortiguamiento
8 - Tn=[0.005:0.005:3.5]; %periodo a analizar
9
10 %Condiciones iniciales
11 - do=0;
12 - duo=0;
13 - u0=0;
14 - v0=0;
15
16 %se crean los vectores que contendran los espectros de respuesta
17 - Sd=zeros(length(Tn));
18 - Sv=zeros(length(Tn));
19 - Sa=zeros(length(Tn));
20 - PSv=zeros(length(Tn));
21 - PSa=zeros(length(Tn));
22
```

Figura A.1: Código de Matlab parte 1

```
22
23 %Se itera sobre posible periodo natural del oscilador de 1GDL
24 for iTn=1:length(Tn)
25     %se determinan las propiedades del oscilador a usar para calcular
26     %la respuesta al paso del acelerograma usado
27     wn=(2*pi)/Tn(iTn); %frecuencia natural [rad/seg]
28     c=2*m*wn*beta; %constante de amortiguamiento
29     k=wn*wn*m; %rigidez
30     %Se calcula la respuesta del oscilador
31     [d,v,a]=respuesta(m,c,k,-m*acel,dt,u0,v0);
32     %se guarda la respuesta maxima de:
33     Sd(iTn)=max(abs(d)); %desplazamiento
34     Sv(iTn)=max(abs(v)); %velocidad
35     Sa(iTn)=max(abs(a+acel)); %aceleracion total
36     %se guardan los pseudo-espectro de respuesta:
37     PSv(iTn)=wn*Sd(iTn); %Pseudo espectro de velocidad
38     PSa(iTn)=wn*wn*Sd(iTn);%Pseudo espectro de aceleracion total
39
40     end
41
42     xlswrite('constitucion2010_T.xlsx',PSa);
43     %se guarda en archivo de excel los valores obtenidos
```

Figura A.2: Código de Matlab parte 2

ANEXO B

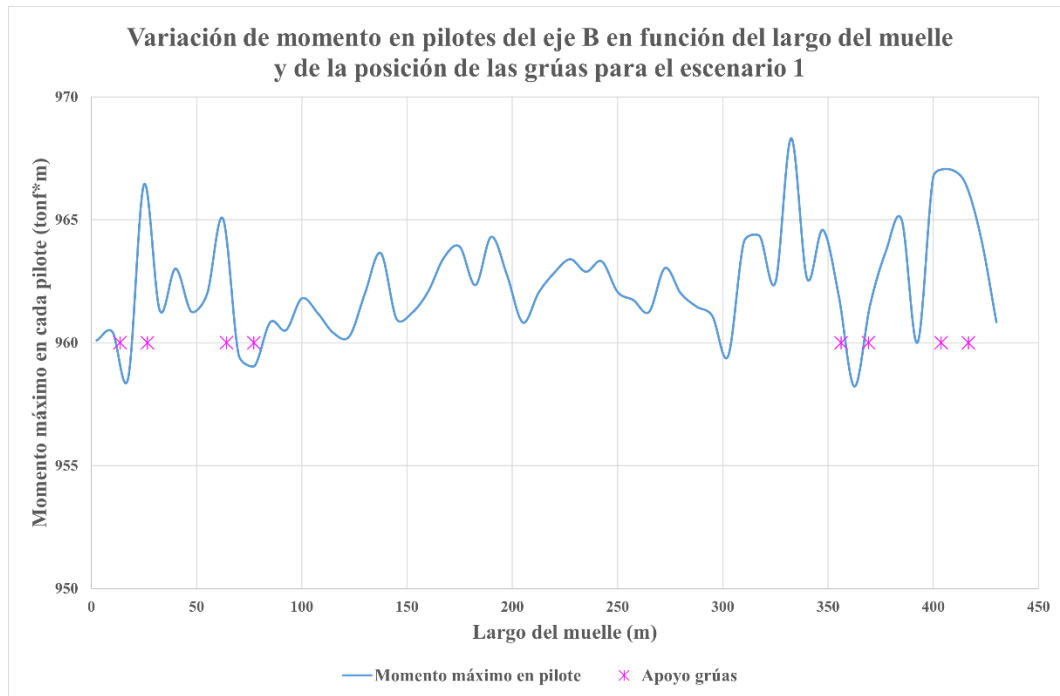


Figura B.1: Variación de momento máximo en pilotes del eje B, escenario 1

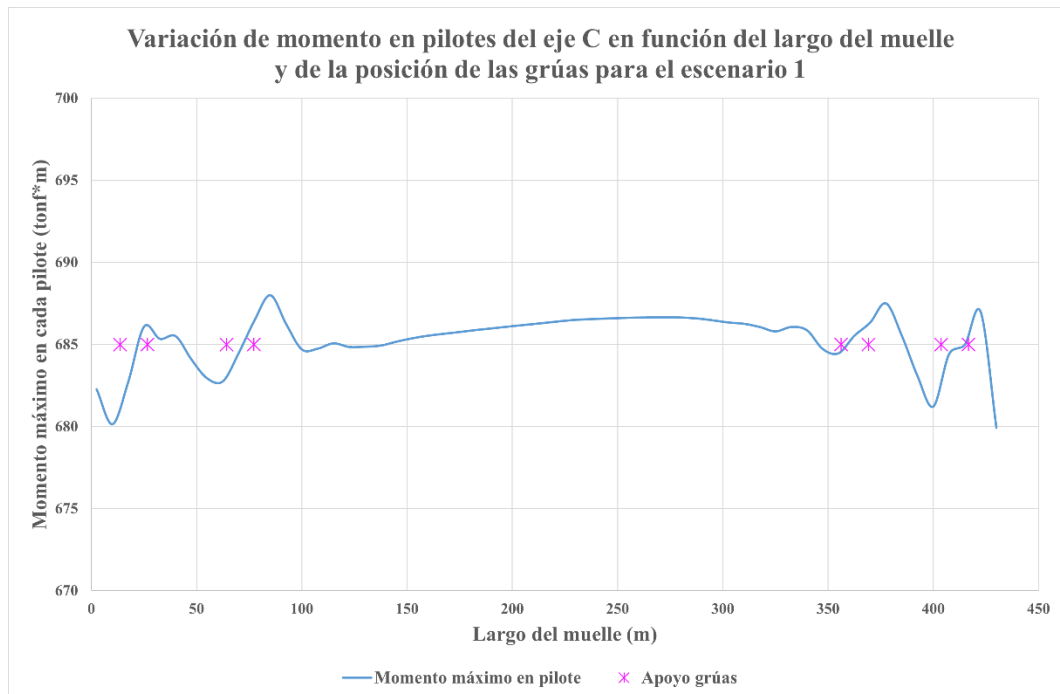


Figura B.2: Variación de momento máximo en pilotes del eje C, escenario 1

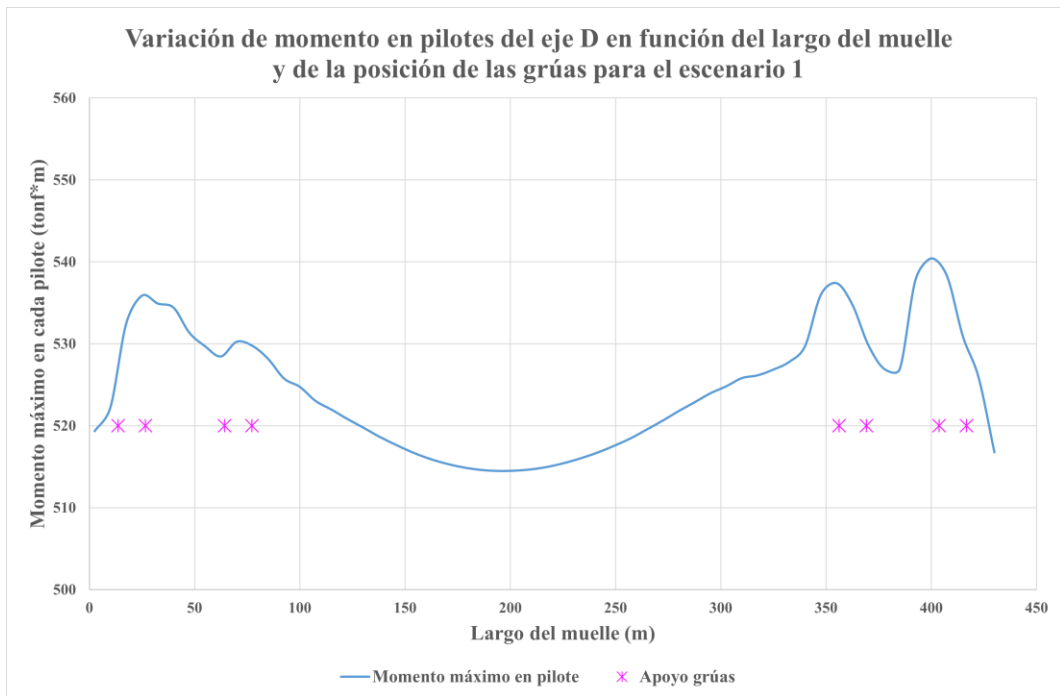


Figura B.3: Variación de momento máximo en pilotes del eje D, escenario 1

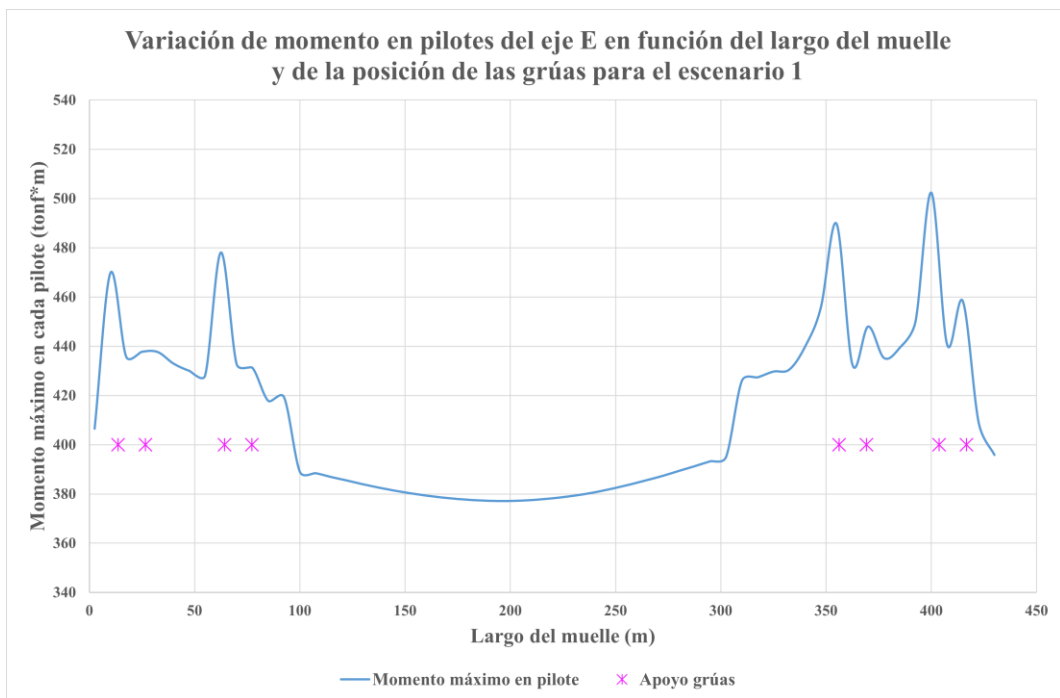


Figura B.4: Variación de momento máximo en pilotes del eje E, escenario 1

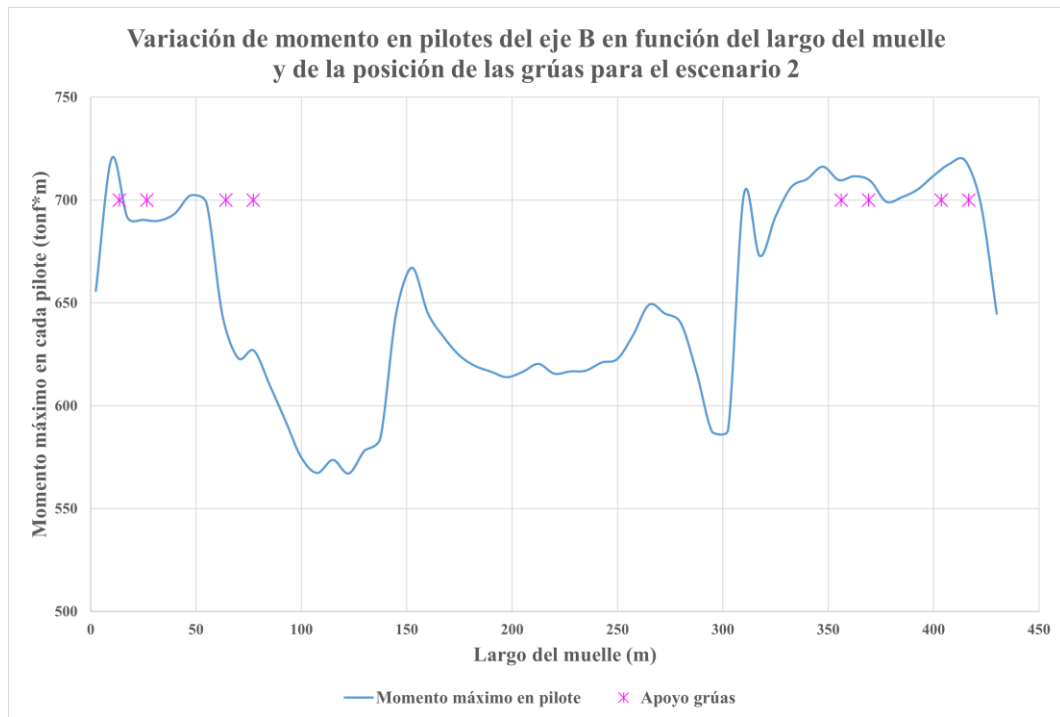


Figura B.5: Variación de momento máximo en pilotes del eje B, escenario 2

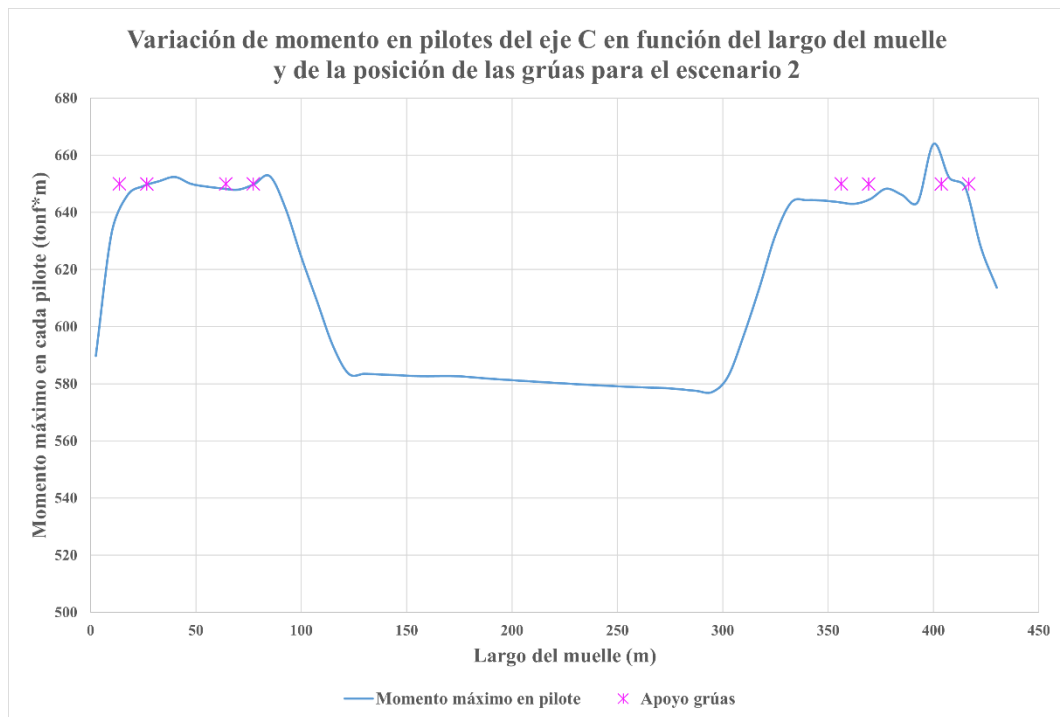


Figura B.6: Variación de momento máximo en pilotes del eje C, escenario 2

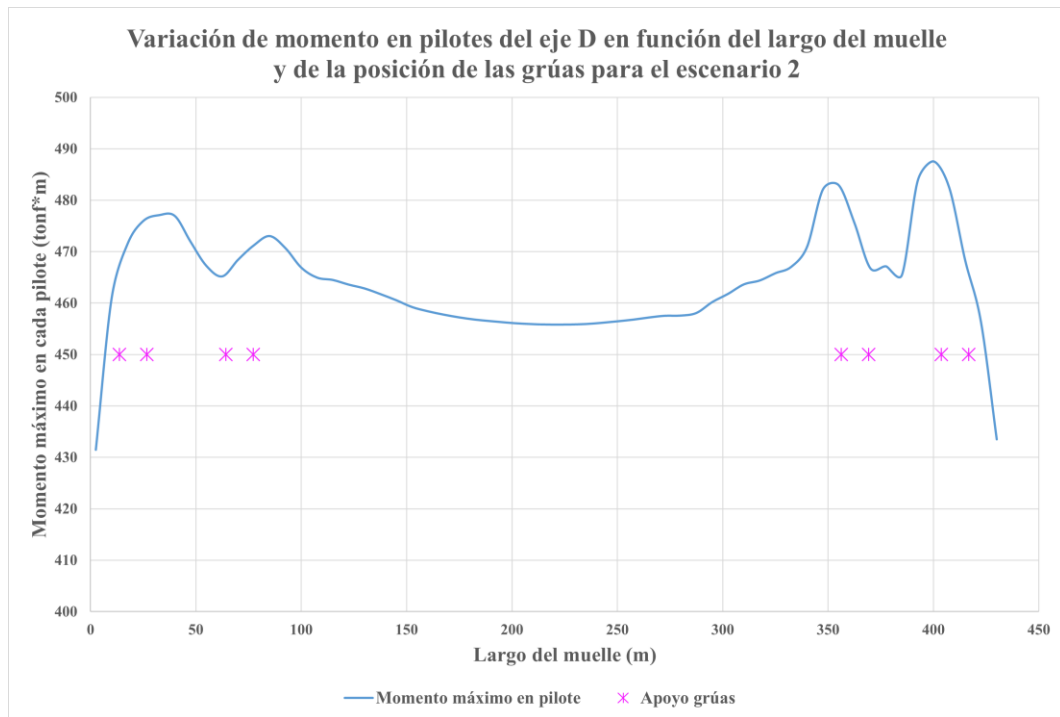


Figura B.7: Variación de momento máximo en pilotes del eje D, escenario 2

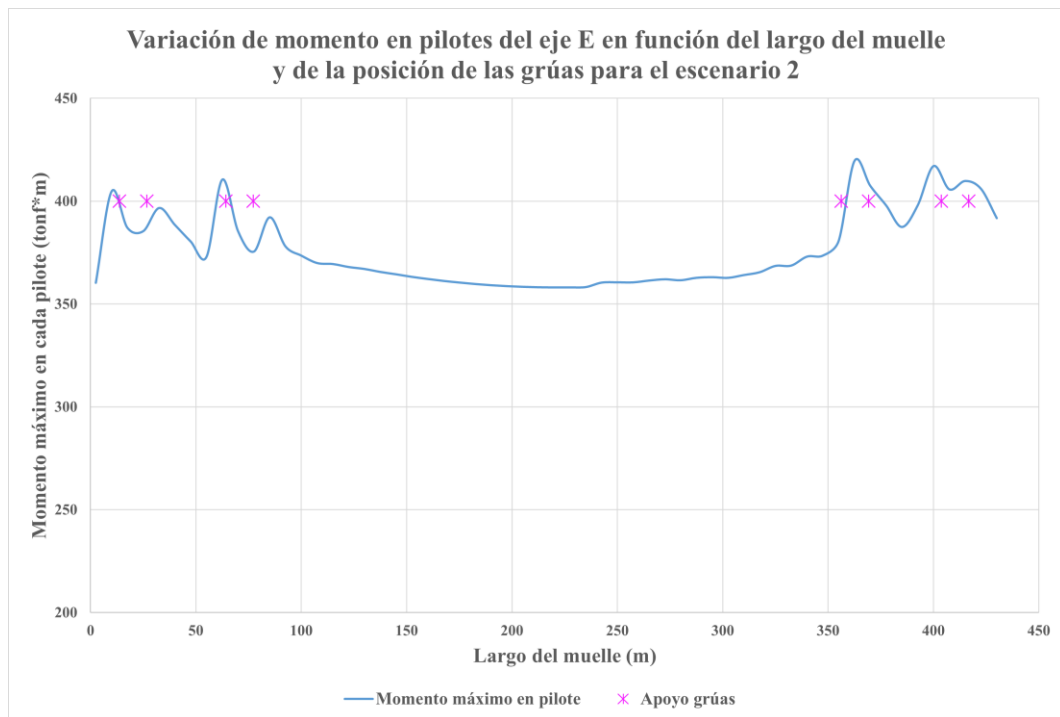


Figura B.8: Variación de momento máximo en pilotes del eje E, escenario 2

ANEXO C

En las siguientes tablas se presentan los resultados obtenidos en el capítulo 5.

Tabla C.1: Cortes y momentos máximos en conexión viga-pilote en análisis modal espectral para distintas distribuciones de grúa

Frame	Distribución N°1		Distribución N°2		Distribución N°3		Distribución N°4		Distribución N°5	
	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)
2493	101,3	514,2	97,7	511,6	99,3	515,7	92,3	479,9	92,1	488,2
2751	103,0	523,4	99,4	520,8	94,6	520,4	91,1	505,5	92,6	514,1
2816	104,7	532,3	101,1	529,8	91,4	524,0	90,7	525,8	92,3	535,2
2826	106,3	541,0	102,8	538,5	89,4	514,2	90,3	524,0	91,7	532,2
2836	107,9	549,3	104,3	546,8	88,4	496,9	90,0	509,9	91,4	517,2
2846	109,4	557,0	105,8	554,5	88,7	469,5	90,2	479,5	91,4	486,6
2856	110,7	564,0	107,1	561,5	88,5	461,0	90,3	471,3	91,4	477,8
2866	111,9	570,2	110,3	582,3	87,8	463,9	90,3	471,2	91,3	476,7
2876	112,8	575,5	111,2	583,0	87,3	495,9	90,3	472,1	91,1	476,5
2886	113,7	579,7	110,5	582,5	88,1	516,2	90,5	473,1	91,0	476,4
2896	113,9	582,9	110,5	580,8	89,4	519,5	90,7	474,3	91,0	476,4
2906	113,8	584,8	110,1	577,2	90,5	506,4	91,0	475,8	91,1	476,6
2916	114,2	585,2	110,4	580,3	92,1	485,1	91,3	477,5	91,1	477,0
2926	114,1	585,1	110,2	577,9	93,9	490,8	91,6	479,3	91,3	477,6
2936	114,0	583,4	109,4	573,8	95,9	501,7	92,0	481,3	91,4	478,3
2946	113,8	580,4	108,3	567,6	98,1	513,4	92,4	483,2	91,5	479,1
2956	113,0	576,4	109,3	572,9	100,3	525,4	92,7	484,8	91,7	480,0
2966	112,0	571,0	108,4	568,5	102,6	537,3	93,1	486,2	91,8	480,8
2976	110,8	564,7	107,2	562,1	104,8	549,2	93,4	489,4	92,0	481,6
2986	109,4	557,7	105,9	555,1	107,0	560,5	94,0	514,2	92,1	482,3
2996	108,0	549,8	104,4	547,2	109,0	571,3	95,8	555,0	92,2	482,6
3006	106,4	541,4	102,8	538,9	110,9	581,1	95,9	551,8	92,4	482,7
3016	104,8	532,9	101,2	530,3	112,5	589,8	96,0	561,1	92,3	484,2
3026	103,1	524,2	99,6	521,6	113,9	597,3	94,6	513,5	92,0	502,2
3036	103,0	518,4	99,4	515,8	115,1	603,4	94,2	493,2	92,5	534,4
3046	98,0	520,9	94,5	518,3	116,0	608,1	94,1	491,5	93,8	537,1
3056	94,5	522,1	91,0	519,5	116,6	611,2	93,9	491,1	92,2	528,3
3066	92,2	510,4	88,7	507,9	116,9	612,9	93,7	490,2	91,5	495,1
3076	91,1	493,0	87,5	490,4	116,9	613,2	93,4	488,9	91,3	479,2
3086	91,7	468,8	88,2	466,2	116,9	612,9	93,3	488,4	91,1	494,9
3096	91,3	459,1	87,7	456,5	116,7	611,8	93,4	488,5	91,5	529,0
3106	89,6	456,7	86,0	454,1	116,2	609,4	93,3	488,6	91,5	534,5
3116	87,0	474,8	83,5	472,3	115,5	605,5	93,3	488,1	92,0	528,5
3126	86,2	484,7	82,6	482,1	114,4	600,0	93,1	486,9	91,3	496,5
3136	86,2	481,1	82,7	478,5	113,1	593,0	92,9	485,4	91,2	478,4
3146	86,9	467,4	83,4	464,8	111,5	584,7	92,7	487,6	91,1	476,3
3156	88,6	449,1	85,0	446,5	109,7	575,1	92,9	520,1	90,9	475,5
3166	89,4	450,4	85,8	447,9	107,7	564,5	93,5	546,5	90,6	474,6
3176	89,7	466,7	86,1	464,1	105,5	552,9	92,7	542,3	90,4	473,2
3186	90,7	506,3	87,1	503,7	103,2	540,5	91,6	522,5	90,1	471,6
3196	92,3	521,6	88,7	519,1	100,7	527,6	90,2	480,9	89,7	470,0
3206	95,1	528,3	91,5	525,8	98,3	514,6	89,4	467,5	89,4	468,4

Frame	Distribución N°1		Distribución N°2		Distribución N°3		Distribución N°4		Distribución N°5	
	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)	Corte (tonf)	Momento (tonf*m)
3216	95,2	505,0	91,6	502,5	95,8	501,7	88,8	464,1	89,1	466,7
3226	96,2	488,7	92,6	486,2	93,4	488,8	88,2	461,1	88,8	465,0
3236	97,9	495,4	94,3	492,8	91,2	476,7	87,6	458,2	88,5	463,5
3246	99,5	504,6	96,0	502,1	89,2	465,9	87,0	455,2	88,2	462,1
3256	99,3	514,2	97,7	511,6	87,1	463,9	86,5	452,5	88,0	460,7
3266	99,0	523,4	99,4	520,8	85,3	488,5	86,1	450,0	87,8	459,5
3276	98,5	499,7	94,9	497,1	84,0	494,3	85,7	447,9	87,6	458,5
3286	97,2	492,6	93,6	490,0	83,3	484,3	85,3	446,0	87,4	457,5
3296	96,1	486,3	92,6	483,8	82,8	460,2	85,1	444,4	87,3	456,6
3306	95,3	481,5	91,7	478,9	83,8	438,8	85,0	443,2	87,3	456,1
3316	94,6	481,1	91,0	478,6	84,3	441,0	84,8	445,4	87,2	458,7
3326	94,0	506,4	90,4	503,9	83,4	462,0	84,3	470,8	86,8	484,6
3336	94,0	528,0	90,5	525,5	83,8	483,2	84,5	492,4	87,1	507,8
3346	94,2	529,9	90,6	527,3	85,6	494,8	84,7	495,4	87,2	509,9
3356	94,6	518,4	91,1	515,8	88,5	496,9	85,2	484,3	87,5	497,5
3366	95,7	487,6	92,1	485,0	92,9	487,3	86,0	452,7	88,1	464,3

Tabla C.2: Tracciones máximas en conexión grúa-tablero en análisis modal espectral para distintas distribuciones de grúa

Frame	N° grúa	Distribución N°1	Distribución N°2	Distribución N°3	Distribución N°4	Distribución N°5
		Tracción (tonf)	Tracción (tonf)	Tracción (tonf)	Tracción (tonf)	Tracción (tonf)
2	Grúa 1	678,6	267,2	444,9	275,0	447,2
134	Grúa 1	681,7	599,5	777,2	607,3	779,5
136	Grúa 1	659,0	299,1	476,8	306,9	479,1
144	Grúa 1	699,3	549,0	726,8	556,9	729,1
138	Grúa 2	689,7	245,2	422,9	253,0	425,2
139	Grúa 2	680,1	286,2	463,9	294,0	466,2
145	Grúa 2	715,6	570,2	747,9	578,0	750,2
146	Grúa 2	742,6	535,0	712,7	542,8	715,0
140	Grúa 3	691,0	310,0	487,7	317,8	490,0
141	Grúa 3	627,8	335,6	513,3	343,4	515,6
147	Grúa 3	749,7	566,4	744,1	574,2	746,4
148	Grúa 3	725,7	630,9	808,6	638,7	810,9
257	Grúa 4	633,7	391,3	569,0	399,1	571,3
258	Grúa 4	645,3	287,2	464,9	295,0	467,2
259	Grúa 4	777,6	638,8	816,5	646,6	818,8
260	Grúa 4	697,7	610,4	788,2	618,3	790,5