



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

ESTUDIO Y EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN DE SUELO-PILOTES A TRACCIÓN/COMPRESIÓN ANTE LA SOLICITACIÓN SÍSMICA, CASOS DE PILOTES INCLINADOS (EXCÉNTRICOS). VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE NCH2369 ACTUALIZADA.

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RAFAEL ELIAS TORRES TORRES

PROFESOR GUÍA:
HUGO BAESLER CORREA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ
ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHULER

SANTIAGO DE CHILE
2022

MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: RAFAEL ELIAS TORRES TORRES
FECHA: 2022
PROF. GUÍA: HUGO BAESLER CORREA

ESTUDIO Y EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN DE SUELO-PILOTES A TRACCIÓN/COMPRESIÓN ANTE LA SOLICITACIÓN SÍSMICA, CASOS DE PILOTES INCLINADOS (EXCÉNTRICOS). VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE NCH2369 ACTUALIZADA.

Los principales tipos de muelles que se utilizan actualmente, en el contexto nacional, para los puertos y obras de extensiones portuarias corresponden a los muelles transparentes, los cuales presentan una estructuración en base a un tablero horizontal compuesto por una losa de hormigón armado y vigas ortogonales apoyadas sobre un sistema de pilotes verticales y/o inclinados. En la actualidad, el diseño de puertos se debe realizar en base a las disposiciones de la Norma de Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones industriales NCh2369of.2003. Actualmente se encuentra en desarrollo el proyecto de actualización de esta norma, que incorpora de manera explícita el Capítulo 13: Estructuras Marítimas de tipo Muelle Transparente.

Este trabajo se centró en el estudio para un caso real y con antecedentes geotécnicos de un proyecto de frente de atraque en un terminal portuario, considerando los requisitos de la interacción suelo-pilotes sometidos a tracción y compresión sísmica establecidos por la NCh2369 actualizada de los capítulos 10 y 13, en el cual se analizó el caso de pilotes sísmicos inclinados del muelle transparente con el propósito de entregar la validación o presentar soluciones para el requisito 13.11 sobre la evaluación de necesidad de anclaje u otra condición de apoyo en los pilotes hincados en el fondo marino por medio de la aplicación de un factor de amplificación sísmica mayor o igual a 2, para metodologías de diseño ASD y LRFD.

Este trabajo se desarrolló mediante la modelación estructural y análisis de un muelle transparente con tipología sismo-resistente desarrollado en el software SAP2000 en condiciones de modelación integrada: Suelo-Pilotes-Muelle-Grúas STS, con los cuales se determinan las tracciones/compresiones para el sismo de diseño, junto con la comparación de los criterios actuales de diseño versus los nuevos establecidos por la NCh2369 actualizada en el Cap. 13. De manera complementaria, se desarrolló una modelación geotécnica parcial en PLAXIS 3D, el cual permitió evaluar la necesidad de anclaje y observar la influencia de las solicitaciones en pilotes que resultan de considerar la presencia de estratos de arena licuable.

El estudio concluye con la confirmación de necesidad de anclajes en los pilotes sísmicos inclinados, junto con sugerencias para disminuir el parámetro de amplificación sísmica y modificar el factor de compatibilidad para las metodologías ASD y LRFD del requisito 13.11 para este tipo de muelle transparentes, donde se controla el diseño por amplificación de corte basal. Queda propuesta la evaluación de respuesta suelo-pilotes en modelos geotécnicos con condiciones de servicio más representativas para futuras investigaciones sobre la necesidad de anclajes en el requisito de la actualización de la norma.

No conozco ningún hecho más alentador que la incuestionable capacidad del hombre para dignificar su vida por medio del esfuerzo consciente.

Henry David Thoreau

Agradecimientos

Principalmente a mis padres y hermana: Elizabeth, Marco y Aurora, por su confianza y apoyo incondicional, a mis abuelos: Nelson y Laura, y a mi polola Lissette por siempre creer en mi y hacer que crea en mi mismo. A ustedes por el amor que le dan a mi vida.

Gracias a don Hugo B. por su orientación y apoyo en el desarrollo de este trabajo de título. A Jean S. por la guía y consejos en el desarrollo de los modelos estructurales. A don Sebastián B. y el equipo de ingeniería de *SUBT* por el interés y grato acogimiento en el desarrollo de los estudios geotécnicos.

Gracias a todos quienes me han acompañado y apoyado en este proceso... familiares, amigos, inbanos y compañeros de la Universidad.

Tabla de Contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo Principal	3
1.2.2. Objetivos específicos propuestos	3
1.3. Metodología	3
2. ANTECEDENTES	5
2.1. Localización del Proyecto.	5
2.1.1. Características generales del sitio de atraque	6
2.2. Antecedentes de mecánica de suelos.	7
2.3. Disposiciones normativas	8
2.3.1. Norma NCh2369 Actualizada	8
2.3.2. NCh3171:2017	14
3. MARCO TEÓRICO	16
3.1. Métodos de diseño estructural	16
3.1.1. Método de diseño de Tensiones Admisibles (ASD)	16
3.1.2. Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)	17
3.2. Pilotes	17
3.2.1. Clasificación de pilotes	18
3.2.1.1. Según Material de Construcción	18
3.2.1.2. Según Sistema de Construcción	20
3.2.1.3. Según Funcionamiento	20
3.2.2. Pruebas de Carga en Pilotes	21
3.2.2.1. Pruebas de Carga Estáticas	21
3.2.2.2. Ensayos Dinámicos	23
3.2.3. Interacción suelo-pilote	25
3.2.3.1. Modelo Viga Rígida Equivalente	25
3.3. Consideraciones Sísmicas	26
3.3.1. Licuación de Suelos	26
3.3.2. Potencial de licuación	27
3.4. Programas computacionales de modelación	30
3.4.1. Software SAP2000	31
3.4.2. Software PLAXIS-3D	31
3.4.2.1. Modelos Constitutivos	31
4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL	41

4.1.	Descripción de las cargas	41
4.1.1.	Cargas muertas o permanentes	42
4.1.1.1.	Peso propio:	42
4.1.1.2.	Columna de Agua:	42
4.1.2.	Cargas vivas o sobrecargas	42
4.1.2.1.	Sobrecarga de uso:	42
4.1.2.2.	Sobrecarga de equipos:	43
4.1.3.	Lateral Spreading	43
4.1.4.	Cargas sísmicas	43
4.1.4.1.	Análisis Modal-Espectral	43
4.1.5.	Combinaciones de Carga	44
4.1.5.1.	Combinaciones ASD	45
4.1.5.2.	Combinaciones LRFD	46
4.2.	Modelo extensión frente de ataque	47
4.2.1.	Materiales	47
4.2.2.	Geometría del muelle	49
4.2.2.1.	Viga rígida equivalente	53
4.2.3.	Grúa STS	55
4.2.3.1.	Geometría	55
4.2.3.2.	Cargas consideradas en la grúa	56
4.2.4.	Modelo integrado Muelle-Grúa	57
4.3.	Análisis sísmico de la estructura	61
4.3.1.	Espectro de diseño definidos por Criterios de Diseño y NCh2369 Actualizada	62
4.3.2.	Espectros de diseños definidos por Criterios de Diseño y NCh2369of.2003	63
4.3.3.	Comparación y definición de espectros	64
4.3.4.	Parámetros de Amplificación Sísmica	65
4.3.4.1.	Procedimiento de obtención de resultados	66
5.	RESULTADOS MODELO ESTRUCTURAL	67
5.1.	Resultados análisis Modal-Espectral	67
5.1.1.	Resultados ASD	68
5.1.1.1.	Modelo N°1.1	68
5.1.1.2.	Modelo N°1.2	69
5.1.2.	Resultados LRFD	70
5.1.2.1.	Modelo N°2.1	70
5.1.2.2.	Modelo N°2.2	71
5.2.	Análisis de resultados	72
5.2.0.1.	interpretación de resultados	73
5.2.0.2.	Observación sobre espectros de diseño	74
5.2.0.3.	Observación sobre equivalencia de métodos	76
5.2.0.4.	Verificación de pandeo en pilotes inclinados	77
6.	MODELACIÓN GEOTÉCNICA	80
6.1.	Potencial de licuación	80
6.2.	Modelación Plaxis 3D	82
6.2.1.	Modelación de suelos	82

6.2.1.1.	Modelos constitutivos de los suelos	83
6.2.1.2.	Modelación estratigráfica	86
6.2.2.	Modelación de estructura	87
6.2.3.	Construcción por etapas	88
6.3.	Resultados	90
6.3.1.	Resultados Modelo N°1	90
6.3.2.	Resultados Modelo N°2 y N°3	91
6.3.2.1.	Pilote N°107	93
6.3.2.2.	Pilote N°103	94
6.3.2.3.	Pilote N°102	95
6.4.	Análisis de resultados	96
6.4.0.1.	Modelo N°1	96
6.4.0.2.	Modelo N°2 y N°3	96
7.	CONCLUSIONES	99
8.	BIBLIOGRAFÍA	102
9.	ANEXOS	105
Anexo A.	Información de proyecto.	106
A.1.	Datos de proyecto	106
A.1.0.1.	Información Informe Geotécnico	106
A.2.	Datos de modelación de pilotes	110
A.3.	Capacidades de cargas axiales en pilotes	113
Anexo B.	Resultados solicitudes SAP2000	115
B.1.	Resultados ASD	115
B.2.	Resultados LRFD	118
B.3.	Verificación de resistencias a Tracción en pilotes inclinados	119
B.4.	Verificación de Pandeo en pilotes inclinados	121
B.5.	Resultados caso ASD 2 y ASD 3	126
B.6.	Tracciones Máximas Modelo ASD Equivalente	129
B.6.1.	Evaluación de factor de compatibilidad	131
Anexo C.	Resultados solicitudes PLAXIS 3D	132
C.1.	Solicitaciones axiales en punta pilotes inclinados Modelo N1	132
C.1.1.	Comparación de compresión en punta de pilotes inclinados	138
C.2.	Solicitaciones Modelos N°2 y N°3	139
C.2.0.1.	Desplazamientos y solicitudes máximas pilote N°107.	139
C.2.0.2.	Desplazamientos y solicitudes máximas pilote N°102.	143
C.2.0.3.	Desplazamientos y solicitudes máximas pilote N°103.	146
C.2.1.	Gráficos de comparación de solicitudes y desplazamientos máximos en evaluación dinámica con y sin estrato licuable.	151
C.2.1.1.	Pilote N°107	151
C.2.1.2.	Pilote N°103	155
C.2.1.3.	Pilote N°102	159

Índice de Tablas

2.1.	Tipos de pilotes presentes en la estructura	6
2.2.	Disposiciones de la Norma NCh2369 Actualizada	9
2.3.	NCh3171	14
3.1.	Parámetros Generales del modelo Mohr-Coulomb	33
3.2.	Parámetros del modelo Hardening Soil	36
3.3.	Parámetros del modelo UB3D-PLM	39
4.1.	Consideración de estados de cargas según la Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras, DOP.	41
4.2.	Valores de carga para columna de agua	42
4.3.	Combinaciones de carga, Método ASD	45
4.4.	Combinaciones de carga, Método LRFD	46
4.5.	Materiales de elementos estructurales	47
4.6.	Geometría de elementos estructurales del frente de atraque	48
4.7.	Valores utilizados en viga rígida equivalente	54
4.8.	Dimensiones modelo Grúa STS	56
4.9.	Factores R y ξ para estructuras marítimas específicas.	62
4.10.	Parámetros sísmicos NCh2369 Actualizada	63
4.11.	Parámetros sísmicos NCh2369of.2003	64
5.1.	Modos y periodos predominantes	68
5.2.	Parámetro de amplificación sísmica ASD	68
5.3.	Solicitaciones máximas ASD (Sin amplificación sísmica)	68
5.4.	Solicitaciones máximas ASD (Con amplificación sísmica)	69
5.5.	Parámetro de amplificación sísmica LRFD	70
5.6.	Solicitaciones máximas LRFD (Sin amplificación sísmica)	71
5.7.	Solicitaciones máximas LRFD (Con amplificación sísmica)	71
5.8.	Resultados normalizados	73
5.9.	Variación de tracciones máximas equivalentes respecto a modelos ASD	76
5.10.	Estratigrafía pilotes inclinados N°97 y N°103	77
5.11.	Largos efectivos y resistencia de compresión nominal	78
5.12.	Comparación de solicitaciones a compresión y resistencias de diseño.	78
5.13.	Espesor de arena licuable que induce falla por pandeo en diseño LRFD y ASD. Factor K=1	79
5.14.	Espesor de arena licuable que induce falla por pandeo en diseño LRFD y ASD. Factor K=1,2	79
6.1.	Valores SPT sondaje S-6	80
6.2.	Corrección por confinamiento y cálculo de $(N_1)_{60}$	81
6.3.	Corrección por contenido de finos y Resistencia cíclica	81
6.4.	Aceleración mínima que inducirá licuación	82

6.5.	Parámetros de calibración modelo Lineal Elástico para Roca Granítica Basal .	83
6.6.	Parámetros de modelo Mohr-Coulomb para Suelo Relleno Mejorado	84
6.7.	Valores $(N_1)_{60}$ utilizados	84
6.8.	Parámetros modelo UBC3D-PLM para Arena Densa Licuable y Fango Marino	85
6.9.	Parámetros modelo Hardening Soil para Arena Densa y Fango Marino	86
6.10.	Parámetros de modelación de pilotes tipo Embedded beam	88
6.11.	Compresiones en punta pilotes inclinados. Modelo N°1 Plaxis	91
6.12.	Variación porcentual respecto a Modelo No Licuable. Pilote 102	97
6.13.	Variación porcentual Respecto a Modelo No Licuable. Pilote 103	97
6.14.	Variación porcentual respecto a Modelo No Licuable. Pilote 107	97
A.1.	Estimaciones en modelación de pilotes	110
B.1.	SAP2000. Solicitaciones Modelo_ ASD (Capacidad admisible Suelo-Pilote) . .	115
B.2.	SAP2000.Modelo_ ASD_ CON AMPLIFICACIÓN 0,7R1>2 (Capacidad Admi- sible Suelo-Pilote)	116
B.3.	SAP2000_ ASD_ CON AMPLIFICACIÓN: 0,7 R1 >2 (Capacidad Ultima Suelo- Pilote)	117
B.4.	SAP2000_ LRFD (Capacidad ultima Suelo-Pilote)	118
B.5.	SAP2000_ LRFD_ CON AMPLIFICACIÓN: 0,7R1>2 (Capacidad Ultima Suelo- Pilote)	119
B.6.	Factores de utilización ante tracciones máximas a lo largo de los pilotes inclina- dos ASD y LRFD	120
B.7.	Largos efectivos y resistencia de compresión nominal controlado por diseño LRFD. Caso Arena Licuable	125
B.8.	Solicitaciones a compresión y resistencias de diseño controlado por LRFD. Caso arena licuable	126
B.9.	SAP2000. Solicitaciones Modelo_ ASD2 (Capacidad admisible Suelo-Pilote) . .	127
B.10.	SAP2000. Solicitaciones Modelo_ ASD3 (Capacidad admisible Suelo-Pilote) . .	128
B.11.	Tracciones máximas según método ASD equivalente. Sin amplificación sísmica	129
B.12.	Tracciones máximas según método ASD equivalente. Con amplificación sísmica	130
B.13.	Variación del Factor de Compatibilidad para equivalencia entre métodos LRFD y ASD	131
C.1.	Comparación compresiones en punta pilotes inclinados. Modelo Equivalente LRFD - Modelo N°1 Plaxis 3D	139
C.2.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°107. Sin presencia de Arena Licuable	140
C.3.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°107. Con presencia de Are- na Licuable	140
C.4.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°102. Sin presencia de Arena Licuable	143
C.5.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°102. Con presencia de Are- na Licuable	144
C.6.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°103. Sin presencia de Arena Licuable	146
C.7.	Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°103. Con presencia de Are- na Licuable	147

Índice de Ilustraciones

1.1.	Requisito 13.11 NCh2369 Actualizada.	2
2.1.	Ubicación del sitio de atraque seleccionado.	5
2.2.	Planta de estructura extensión frente de atraque	7
2.3.	Descripción empujes Lateral Spreading	8
3.1.	Esquema general de Prueba Estática, Ensayo de Compresión en puertos. Das B.M (2015).	22
3.2.	Esquemas generales de Pruebas de Cargas Laterales en puertos. Tomlinson, M J (1993).	23
3.3.	Disposición típica para pruebas dinámicas de alta deformación de una cimentación profunda (ASTM D 4945)	24
3.4.	Representación simplificada de la parte enterrada de un pilote (ROM 0.5-05) .	26
3.5.	Curva base de arenas limpias para calculo de CRR para terremotos de magnitud 7,5 con información empírica (modificado de Seed et al. 1985)	28
3.6.	Factores de corrección SPT modificados por Robertson y Wride (1998)	29
3.7.	Factores de Escala de Magnitud. (Youd y Noble 1997a)	30
3.8.	Idea básica del modelo elástico perfectamente plástico	33
3.9.	Trayectoria hiperbólica de tensión-deformación para ensayo triaxial drenado estándar del modelo Hardening Soil	35
3.10.	Representación de la ley de endurecimiento hiperbólico. Beaty y Byrne (2011)	38
4.1.	Vista en planta X-Y de la modelación del muelle.	49
4.2.	Vista tridimensional N°1 de modelación muelle.	50
4.3.	Vista tridimensional N°2 de modelación muelle.	51
4.4.	Vista tridimensional N°3 de modelación muelle.	51
4.5.	Vista tridimensional N°4 de modelación muelle.	52
4.6.	Vista en elevación X-Z de la modelación del muelle.	52
4.7.	Vista en elevación Y-Z de la modelación del muelle.	53
4.8.	Modelación interacción suelo-estructura. Adaptado <i>Modelación interacción pilote-suelo</i> , de IMS Geovenor, 2013, Estudio Geotécnico para Ampliación y Mejoramiento Frente de Atraque Puerto de Valparaíso.	54
4.9.	Vista 3D y geometría Grúa STS 80 pies de trocha	55
4.10.	Vista 3D y ubicación de cargas en la grúa	57
4.11.	Ubicación en planta de grúas en modelo acoplado.	58
4.12.	Vista tridimensional N°1 de modelo acoplado muelle-grúa.	59
4.13.	Vista tridimensional N°2 de modelo acoplado muelle-grúa.	60
4.14.	Vista tridimensional N°3 de modelo acoplado muelle-grúa.	61
4.15.	Espectros de diseño según NCh2369 Actualizada	63
4.16.	Espectros de diseño según NCh2369of.2003	64
4.17.	Espectros de diseño según NCh2369	65

5.1.	Identificación pilotes inclinados. Vista en planta	67
5.2.	Tracciones máximas. Análisis ASD	75
5.3.	Compresiones máximas. Análisis ASD	75
6.1.	Definición estratigráfica del modelo en PLAXIS 3D	87
6.2.	Zona con presencia de Arena Densa Licuable	87
6.3.	Vista en planta modelo geotécnico en Plaxis 3D	89
6.4.	Nomenclatura de fuerzas resultantes según ejes locales elementos <i>Embedded Beam</i> . (Extraído del Manual de Referencia PLAXIS3DCE-V21.01)	92
6.5.	Fuerza de Roce $ T_{skin} _{max}$, zona de interés	93
6.6.	Fuerza Lateral $ T_{lat} _{max}$, zona de interés	93
6.7.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°107	93
6.8.	Fuerza de Roce $ T_{skin} _{max}$, zona de interés	94
6.9.	Fuerza Lateral $ T_{lat} _{max}$, zona de interés	94
6.10.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°103	94
6.11.	Fuerza de Roce $ T_{skin} _{max}$, zona de interés	95
6.12.	Fuerza Lateral $ T_{lat} _{max}$, zona de interés	95
6.13.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°102	95
A.1.	Planta ubicación área en estudio. Antecedentes geotécnicos y perfiles estratigráficos	107
A.2.	Perfil 1 (Parte 1)	108
A.3.	Perfil 1 (Parte 2)	109
A.4.	Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 1)	113
A.5.	Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 2)	114
A.6.	Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 3)	114
B.1.	Memoria de cálculo. Verificación de fluencia en tracción.	120
B.2.	Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 1)	122
B.3.	Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 2)	123
B.4.	Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 3)	124
B.5.	Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 4)	125
C.1.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°2	133
C.2.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°3	134
C.3.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°4	135
C.4.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°5	136
C.5.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°6	137
C.6.	Compresiones en punta Pilotes Mesa N°7	138
C.7.	Corte $ Q_{12} _{max}$ en Pilote N°107	151
C.8.	Corte $ Q_{13} _{max}$ en Pilote N°107	151
C.9.	Momento $ M_2 _{max}$ en Pilote N°107	152
C.10.	Momento $ M_3 _{max}$ en Pilote N°107	152
C.11.	Fuerzas de roce máximas $ T_{skin} _{max}[kN/m]$ en pilote N°107	153
C.12.	Fuerzas laterales máximas $ T_{lat} _{max}$ en pilote N°107	154
C.13.	Momento $ T_{lat2} _{max}$ en Pilote N°107	154
C.14.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°107	155
C.15.	Corte $ Q_{12} _{max}$ en Pilote N°103	155
C.16.	Corte $ Q_{13} _{max}$ en Pilote N°103	156
C.17.	Momento $ M_2 _{max}$ en Pilote N°103	156
C.18.	Momento $ M_3 _{max}$ en Pilote N°103	156

C.19.	Fuerzas de roce máximas $ T_{skin} _{max}[kN/m]$ en pilote N°103	157
C.20.	Fuerzas laterales máximas $ T_{lat} _{max}$ en pilote N°103	158
C.21.	Momento $ T_{lat2} _{max}$ en Pilote N°103	158
C.22.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°103	159
C.23.	Corte $ Q_{12} _{max}$ en Pilote N°102	159
C.24.	Corte $ Q_{13} _{max}$ en Pilote N°102	160
C.25.	Momento $ M_2 _{max}$ en Pilote N°102	160
C.26.	Momento $ M_3 _{max}$ en Pilote N°102	160
C.27.	Fuerzas de roce máximas $ T_{skin} _{max}$ en pilote N°102	161
C.28.	Fuerzas laterales máximas $ T_{lat} _{max}$ en pilote N°102	162
C.29.	Momento $ T_{lat2} _{max}$ en Pilote N°102	162
C.30.	Desplazamiento total $ U _{max}$ en Pilote N°102	163

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En las últimas décadas, los muelles transparentes han sido la solución estructural que se ha implementado para las principales inversiones de obras portuarias del estado y privadas en Chile.

Luego del terremoto de 1985 se tuvieron colapsos de frentes de atraque de muros gravitacionales y volcamiento de las grúas en Puerto San Antonio con una pérdida de la operación en el puerto que se ha estimado en 60 %, una de las principales razones del colapso de las obras y equipos se ha debido a la licuación de suelos y rellenos. En el puerto de Valparaíso los frentes de atraques tuvieron fallas y asentamientos, pero que permitieron mantener la operación del puerto. Posterior a este evento, el Estado estableció un plan de reconstrucción de los puertos de San Antonio y Valparaíso, en el cual se estableció que se construiría los nuevos frentes de atraque con muelles tipo trasparentes, tableros de hormigón y pilotes de acero, para la operación de grúas gantry, grúas móviles tipo Gorttwald y grúas STS (Ship to Shore) para transferencia de contenedores. [33]

Estos proyectos de muelles transparentes en San Antonio y Valparaíso se desarrollaron y se construyeron antes del año 2003, es decir, antes de la actual Norma de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales: NCh2369.Of2003. El proyecto sísmico estructural en San Antonio lo desarrolló la oficina de Rodrigo Flores y el proyecto en Valparaíso de muelle Transparente lo desarrolló la oficina de Rodolfo Saragoni, en ambos casos se establecieron espectros de diseño sísmico para los muelles transparentes.

La norma NCh2369.Of2003 siempre incluyó el diseño de muelles transparentes con pilotes de acero , lo cual fue confirmado en actas de la actualización de la norma sísmica, aunque no se especificaba la aplicación para este tipo de estructuras.

Hoy en día en el país todas las obras de puertos importantes tienen solución con muelles transparentes, sin embargo, a partir del año 2003 no se estaba cumpliendo con los requisitos establecidos en la norma de sísmica industrial NCh2369.Of2003 vigente, en cuanto al espectro y parámetros de diseño, así como tampoco con las combinaciones de carga establecidas en dicha norma y en la norma de disposiciones generales y combinaciones de carga para el diseño estructural: NCh3171. Esta situación se corrige al establecerse en la nueva norma sísmica.

mica NCh2369 en actualización un capítulo N°13 especial para el diseño sísmico de muelles transparentes. Esta norma reemplazará a la actual norma NCh2369.Of2003 y la dejará no vigente técnicamente, una vez aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización (INN).

Los pilotes son un tipo de fundaciones profundas más utilizado en obras portuarias, las cuales deben garantizar su continuidad operacional frente a las condiciones impuestas por las dársenas con aguas protegidas, sollicitaciones sísmicas y cargas de utilización. A nivel nacional, los principales tipos de muelles marginales o de penetración utilizados en los puertos corresponden a los muelles transparentes con pilotes de acero.

El muelle transparente en estudio para este trabajo de título corresponde a una estructuración con un tablero de hormigón armado, compuesto por una losa y sistema de vigas ortogonales, apoyado sobre un sistema de pilotes verticales e inclinados de acero dispuestos en cuplas excéntricas.

La motivación de este trabajo de título consiste en realizar una verificación de la propuesta normativa de la NCh2369 en actualización estudiando un muelle tipo transparente sostenido por sistema de pilotes de acero inclinados (excéntricos) del cual se tiene antecedentes de la estructura y de pruebas de carga en pilotes en tracción, considerando las distintas condiciones de combinaciones de carga para determinar la acción sísmica de estos pilotes en su interacción con el suelo de fundación. Con los resultados del análisis sísmico se procederá a validar y/o proponer modificaciones a la propuesta del requisito 13.11 (Figura 1.1) de la normativa para el análisis y diseño sísmico LRFD contenida en el Capítulo 13, referida a la resistencia requerida para la evaluación de pilotes hincados en el fondo marino y la amplificación del estado de carga sísmico definido en la sección 4.5. Para lo anterior se comparará la proposición del Capítulo 13 con la verificación de la capacidad interacción suelo-pilote definida por el ingeniero geotécnico en base a factores de seguridad y análisis ASD.

13.11 La resistencia requerida para la evaluación de la ficha de pilotes hincados en el fondo marino, para la definición de anclajes a roca, u otra condición de apoyo contra el fondo marino, debe ser determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 2,0$.

La resistencia requerida para el método LRFD no necesita ser mayor que la máxima carga esperada que la estructura puede inducir en el elemento considerado.

Para el caso ASD no necesita ser mayor que dicho valor LRFD dividido por 1,5.

Figura 1.1: Requisito 13.11 NCh2369 Actualizada.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Principal

Se compara para el caso real y con antecedentes geotécnicos de un proyecto de obras portuarias que consiste en la extensión de un frente de atraque, los requisitos de la interacción suelo-pilotes sometidos a tracción sísmica, establecidos por la NCh2369 actualizada en las disposiciones del capítulo 13: “Estructuras Marítimas de tipo Muelle Transparente”, respecto a la metodología establecida en el informe geotécnico de un proyecto real en base a factores de seguridad y análisis ASD.

1.2.2. Objetivos específicos propuestos

Determinar con ambos métodos de análisis y diseño; método de factores de carga y resistencia (LRFD) y método de tensiones admisibles (ASD), la necesidad de anclajes en los pilotes sísmicos del proyecto según la propuesta del requisito 13.11 de la norma NCh2369 en actualización (“requisito 13.11” a partir de ahora).

Definición de la incorporación en los modelos de análisis, el efecto de la licuación de un estrato de suelo en los pilotes sísmicos inclinados sometidos a tracción-compresión.

Realizar la verificación del requisito 13.11 según las disposiciones de la NCh2369 en actualización y NCh2369.Of2003 .

1.3. Metodología

1. Recopilación de antecedentes del proyecto de muelle transparente, que corresponde a la extensión del frente de atraque del sitio N°3 del Terminal Pacifico Sur en la ciudad de Valparaíso, los criterios de diseño y estudios geotécnicos, pruebas de cargas de pilotes, registros de PDA en hinca de pilotes sísmicos, cargas y sobrecargas de equipos.
2. Análisis de los antecedentes.
3. Elaboración de bases de diseño sísmico estructural del muelle transparente.
4. Elaboración de modelo estructural del muelle transparente en SAP2000 que considera la interacción suelo-estructura según estudio geotécnico del proyecto.
5. Procesamiento de los siguientes casos:
 - Combinaciones de carga ASD. Norma NCh2369.Of2003
 - Combinaciones de carga ASD. Norma NCh2369 actualizada
 - Combinaciones de carga LRFD. Norma NCh2369.Of2003
 - Combinaciones de carga LRFD. Norma NCh2369 actualizada
6. Obtención de resultados del análisis sísmico.
7. Análisis de los resultados obtenidos de la evaluación ante sollicitaciones sísmicas.

8. Análisis comparativo y verificación de valides de requisitos del capítulo 13 (en específico del requisito 13.11) respecto a la interacción pilote-suelo en tracción.
9. Elaboración de modelo geotécnico del muelle transparente en Plaxis-3D según antecedentes del proyecto.
10. Confirmación de requerimientos (o no) de anclajes a la roca en pilotes sísmicos para ambos modelos.
11. Conclusiones y recomendaciones.

Capítulo 2

ANTECEDENTES

En el este capítulo se disponen los principales antecedentes que han sido empleados en el desarrollo del presente trabajo de título.

2.1. Localización del Proyecto.

El proyecto se ubica en el puerto Terminal Pacífico Sur (TPS) de Valparaíso, quinta región de Chile, el cual corresponde a uno de los terminales marítimos mas importantes a nivel nacional debido a su importante actividad económica centrada en la transferencia de contenedores.

El análisis a realizar corresponde a una ampliación y mejoramiento del frente de atraque N°1 del puerto, el cual contempla la extensión del frente de atraque del Sitio 3 en aproximadamente 120 [m] mediante un muelle marginal del tipo transparente conformado por un tablero de vigas y losas de hormigón armado apoyado sobre pilotes de acero verticales e inclinados (excéntricos), hincados hasta su rechazo en roca.



Figura 2.1: Ubicación del sitio de atraque seleccionado.

2.1.1. Características generales del sitio de atraque

Se tiene que para el frente de atraque $N^{\circ}1$ del Puerto, los Sitios $N^{\circ} 1, 2, 3$ y la extensión, se encuentran posicionados uno al lado del otro permitiendo la operación continua de grúas en el sentido longitudinal a lo largo de 740 [m] del tablero de hormigón armado, éste ultimo en su lado oeste colinda con el Sitio $N^{\circ}4$. Entre cada sitio se presentan juntas de dilatación con tal de permitir el movimiento longitudinal de manera independiente y desacoplado frente a sollicitaciones dinámicas. Es por esto que es factible realizar la modelación de la estructura correspondiente a la extensión del sitio 3 de manera independiente al resto.

El muelle se estructura sobre una base de pilotes de acero tubulares (verticales e inclinados) hincados hasta su rechazo en roca. Se presentan tres tipos de secciones tubulares distintas de pilotes. A modo de identificar la orientación los pilotes se clasifican en cuatro categorías, estos son:

Tabla 2.1: Tipos de pilotes presentes en la estructura

pilotes	Diámetro Φ [mm]	Espesor [mm]	Orientación
Tipo 1	1000	18	vertical
Tipo 2	1100	22	vertical
Tipo 3	1100	28	vertical
Tipo 4	1100	28	inclinado

Los pilotes inclinados presentan una inclinación en elevación con razón 1:3, están dispuestos en 4 mesas con inclinación en planta de 25° (mesas $N^{\circ} 3, 5, 6$ y 7) y dos mesas con inclinación en planta de 45° (mesas $N^{\circ} 2$ y 4), espaciadas de manera alterna (Figura 2.2). Además de estas mesas de pilotes inclinados, existe una séptima mesa compuesta por pilotes verticales, conectados entre sí mediante Jackets conformados por secciones de acero tubulares. Todos los pilotes se conectan rígidamente a vigas de hormigón armado, sobre las cuales se construye una losa hormigón armado de espesor 40 cm cuya elevación nominal se encuentra a +4.86 mNRS.

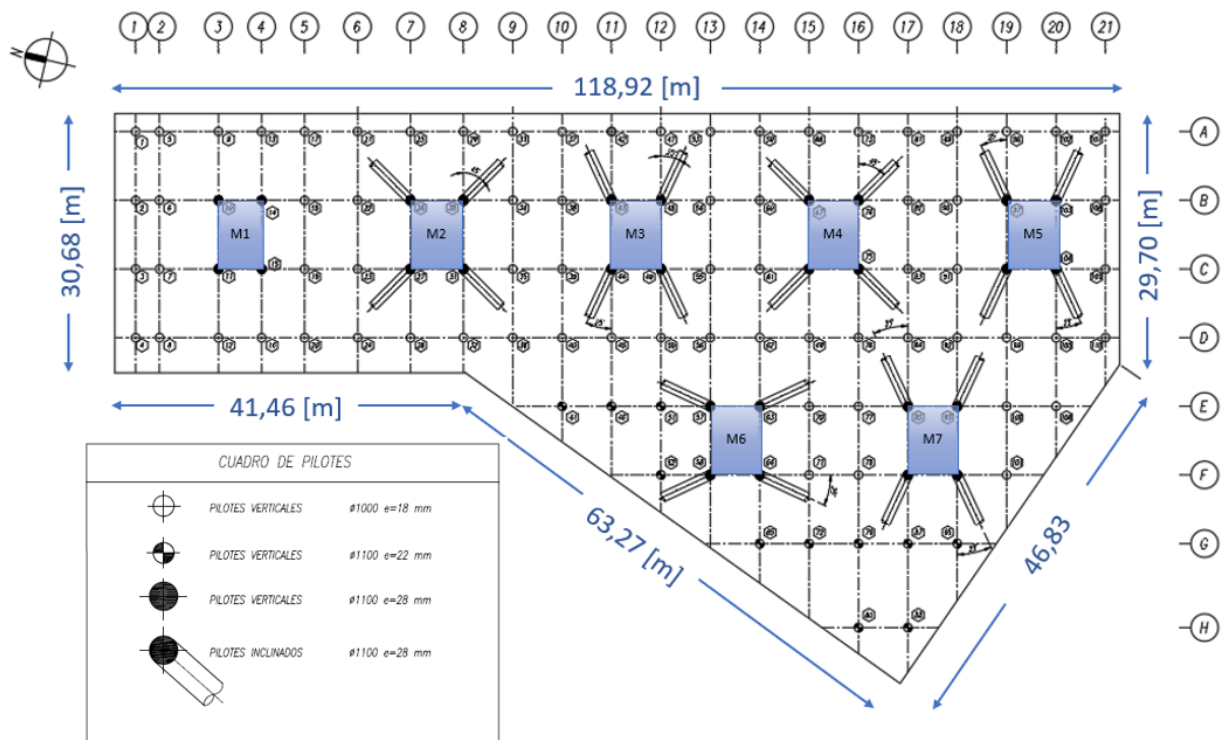


Figura 2.2: Planta de estructura extensión frente de atraque

En la extensión del muelle operan maquinarias para el desplazamiento, carga y descarga de contenedores, como lo son grúas Gantry y grúas STS (Ship to Shore) de 80 pies de trocha. Las cargas gravitacionales asociadas al peso propio, sobrecargas y operación de equipos son resistidas por los pilotes verticales, mientras que las cargas laterales asociadas al atraque, amarre, impacto y sismo son resistidas por los pilotes inclinados.

El tipo de suelo sobre el cual se dispone la estructura se debe clasificar como tipo III según bases de proyecto.

2.2. Antecedentes de mecánica de suelos.

De acuerdo con los antecedentes proporcionados por PMI Energy Services, en el informe de estudio geotécnico titulado: “Ampliación y Mejoramiento Frente de Atraque N°1” y a partir de sondajes previamente realizados en la ubicación del proyecto (sitios 4 y 5), se tiene que en el frente marítimo existe un primer horizonte de fango marino mezclado con arena suelta, cuyo espesor variaría entre aproximadamente 2 y 9 m. Bajo el fango, se encuentra un estrato de arena limosa con presencia de conchuelas de compacidad densa. Subyacente a ese estrato granular se encuentra la roca del sector, la cual corresponde al tipo granítica meteorizada superficialmente. El techo de la roca se profundiza en dirección oeste-este, aumentando también en esa misma dirección los espesores de la arena y del fango superficial.

Dentro de este informe se entregan también los perfiles estratigráficos del área del proyecto, donde se estiman las cotas de fondo marino (FM), del techo de la arena densa (AD) y

del techo de la roca (R). Esta estimación ha sido hecha en base a la información los sondeos geotécnicos disponibles del sector.

Para el caso de las capas de fango marino y arenas sueltas se considera que éstas no colaboran en la capacidad de carga axial ni lateral de los pilotes y además, en el trabajo lateral de los pilotes se debe considerar los empujes de “Lateral Spreading” que se generarán en el estrato suelto superficial, los cuales se modelarán mediante fuerzas laterales distribuidas definidos en el informe geotécnico representados en la Figura 4.8 de interacción suelo estructura, con los valores que se muestran a continuación.

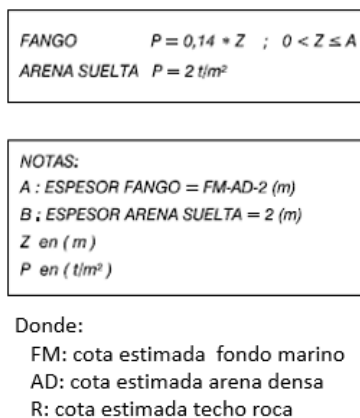


Figura 2.3: Descripción empujes Lateral Spreading

2.3. Disposiciones normativas

En la presente sección se presentan las disposiciones normativas que se utilizaron en el desarrollo de la modelación estructural y los análisis desarrollados en este trabajo para el estudio de la interacción suelo-pilotes a tracción ante la sollicitación sísmica.

2.3.1. Norma NCh2369 Actualizada

El muelle estudiado en el presente trabajo corresponde a una obra del tipo marítimo-portuario de carácter industrial, por lo que en el contexto nacional su diseño sísmico se debe realizar contemplando la aplicación de las disposiciones expuestas en la norma chilena NCh2369.Of2003 “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*”. Sin embargo, la versión oficial vigente de la norma no presenta disposiciones específicas para estructuras marítimo-portuarias.

Actualmente la norma NCh2369 se encuentra en proceso de actualización, en la cual se ha incorporado nuevos capítulos y disposiciones, en entre los cuales se encuentra el capítulo N°13 titulado: “*Estructuras Marítimas de tipo Muelle Transparente*”. En este capítulo se incorporan de manera explícita los requisitos mínimos que se deben aplicar a las estructuras marítimo-portuarias de forma específica. Se menciona además que aquellos conceptos o disposiciones que se entregan de manera general en los otros capítulos de la norma también

son aplicables a este tipo de estructuras en la medida que no sean corregidos o entren en contradicción de forma explícita con las disposiciones entregadas en el capítulo 13.

A continuación, se citan las principales disposiciones de la norma NCh2369 actualizada que se utilizan de manera directa en el desarrollo del presente trabajo.

Nota: las disposiciones que se presentan a continuación son las dispuestas en la propuesta normativa con fecha de avance al 22 de julio de 2021.

Tabla 2.2: Disposiciones de la Norma NCh2369 Actualizada

Capítulo	Disposiciones Norma NCh 2369 actualizada
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 especificadas de cada material, están orientadas al cumplimiento de los objetivos siguientes:</p> <p>a) Protección de la vida en la industria</p> <p>a.1) Evitar el colapso de estructuras para sismos más severos que el sismo de diseño.</p> <p>a.2) Evitar incendios, explosiones o emanaciones de gases y líquidos tóxicos.</p> <p>a.3) Proteger el medio ambiente.</p> <p>a.4) Asegurar la operatividad de las vías de escape durante la emergencia sísmica.</p> <p>b) Continuidad de operación de la industria</p> <p>b.1) Mantener los procesos y servicios esenciales.</p> <p>b.2) Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria.</p> <p>b.3) Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.</p>
5.1.1	<p>Dirección de la solicitud 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. El efecto de las aceleraciones sísmicas verticales se debe considerar en todos los casos y se debe combinar con las aceleraciones sísmicas horizontales según 4.5. Las demandas sísmicas verticales se deben determinar de acuerdo con las disposiciones de 5.7.</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 a su probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.</p> <p>La masa sísmica para el diseño de la estructura debe ser consistente con el coeficiente de la sobrecarga considerada en la combinación de cargas.</p> <p>Independientemente de lo anterior, las sobrecargas de uso se pueden reducir multiplicándolas por los coeficientes siguientes:</p> <p>Bodegas, salas de archivo y similares: 0,50 Zonas de acopio con baja tasa de rotación: 0,50 Zonas de uso normal,plataformas de operación: 0,25 Pasarelas de mantenimiento y techos: 0,00</p>
5.2.2	<p>Métodos lineales</p> <p>Se pueden usar tres procedimientos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Análisis estático o de fuerzas equivalentes, solamente 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 las siguientes irregularidades: <p>Irregularidad torsional: La estructura presenta irregularidad torsional cuando la deformación lateral máxima, estimada (por este método) en un extremo de la estructura, transversal a uno de sus ejes, es mayor a 1.2 veces la deformación lateral promedio del nivel.</p> <p>Irregularidad de piso blando: La estructura presenta irregularidad de piso blando cuando 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.</p> <p>Irregularidad de masa: La estructura presenta irregularidad de masa cuando la masa sísmica de cualquier nivel es mayor al 150 % de la masa sísmica de un nivel adyacente. Esta definición no aplica al último nivel.</p> <p>Irregularidad geométrica vertical: La estructura presenta irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente lateral en cualquier nivel es mayor al 130 % de dicha dimensión en un nivel adyacente.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras. - Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico, de acuerdo con lo estipulado en 5.8.

5.4.2	<p>Espectro de diseño</p> <p>El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:</p> $S_a = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0 \cdot I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (2.1)$ <p>en que: T = período de vibración del modo considerado. El valor de Sa no debe ser mayor que $I \cdot C_{m\acute{a}x} \cdot g$, en que $C_{m\acute{a}x}$ se determina de la fórmula (5-2.5).</p>
5.4.5	<p>Esfuerzo de corte basal</p> <p>Si el esfuerzo de corte basal Q_0 resulta menor que el valor siguiente:</p> $Q_{min} = 0.25 \cdot I \cdot \frac{S \cdot A_0}{g} \cdot P \quad (2.2)$ <p>todas las fuerzas y esfuerzos internos derivados de Q_0 se deben multiplicar por el cociente Q_{min}/Q_0 para los efectos de diseño. EXCEPCIÓN: En las cláusulas 5.10, 9.2.3.5.2 y 9.3.6, se indica un corte basal mínimo mayor, y en la cláusula 5.9.2.7 se indica un corte basal mínimo menor.</p>
5.4.6	<p>Torsión</p> <p>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. Para efectos de esta norma, los diafragmas deben clasificarse como flexibles o rígidos, de acuerdo con la cláusula 5.3.1.9.</p>

5.5.2	<p>Acción sísmica vertical</p> <p>Alternativamente, se puede desarrollar un análisis modal espectral con el siguiente espectro de aceleraciones verticales de diseño.</p> $S_{av} = 1,8 \cdot S \cdot A_0 \cdot I \left(\frac{T'}{1,7 \cdot T_V} \right)^n < 1,8 \cdot S \cdot A_0 \cdot I \quad (2.3)$ <p>en que:</p> <p>T_V = período de vibración del modo vertical considerado.</p> <p>En los análisis de tipo modal espectral realizados con el espectro indicado debe utilizarse una razón de amortiguamiento de 0,03. No deben realizarse reducciones a esta sollicitación basadas en los factores R definidos en la tabla 5.6.</p>
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>
13.3	<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 marítimo-portuarias tradicionales, (sin sistemas de protección sísmica como aislación o disipación de energía), se determinan de acuerdo a 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 portuarias 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 estas.</p>

13.7	<p>El empotramiento de las barras de anclaje que conectan un pilote de acero con un elemento de hormigón armado debe garantizar que la fluencia nominal de las barras preceda a una posible falla por extracción de las mismas al interior del elemento de hormigón. Complementariamente, el empotramiento de dichas barras al interior del pilote de acero debe garantizar que la fluencia de las barras preceda a una posible falla por extracción de las mismas. No se permite ejecutar soldaduras que conecten las barras de anclaje con el pilote de acero.</p> <p>Hacen excepción a esta regla aquellos pilotes que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales y en los cuales no se espera superar la resistencia provista en la conexión en el instante en que la estructura pueda desarrollar su mecanismo de plastificación generalizado o alcanzar las deformaciones laterales máximas esperadas</p>
13.8	<p>Las secciones de acero utilizadas como pilotes deben cumplir las relaciones ancho-espesor indicadas en la tabla 8.1 considerando únicamente el espesor que resulta después de descontar cualquier tipo de pérdida que deba asumirse de acuerdo a las condiciones de diseño.</p> <p>En el caso de secciones que trabajen en compresión la razón ancho-espesor debe ser menor que λ_r de compresión. Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos elementos cuya resistencia requerida sea determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por $0,7R1 \geq 2$. En el caso de secciones de marcos de momento, en las cuales no se espera generar una plastificación flexural del pilote para niveles de demanda compatibles con el espectro elástico de desplazamientos definido en esta norma, la razón ancho-espesor debe ser menor que λ_r de flexión. Por el contrario, si en estas secciones se espera generar una plastificación flexural para esta misma demanda, la razón ancho-espesor debe ser menor que λ_p de flexión.</p>
13.10	<p>El nudo ubicado en el extremo superior de pilotes que forman marcos rígidos con las vigas de tablero debe diseñarse para que no se produzcan fallas por efecto de concentración de esfuerzo de corte al considerar el elemento conector del pilote trabajando a su resistencia de diseño flexural.</p> <p>En el caso de envigados de acero debe verificarse la zona panel comprometida y los efectos de cargas concentradas. En el caso de envigados de hormigón armado debe verificarse el nudo que recibe las barras de refuerzo que lo vinculan al pilote.</p>

13.11	<p>La resistencia requerida para la evaluación de la ficha de pilotes hincados en el fondo marino, para la definición de anclajes a roca, u otra condición de apoyo contra el fondo marino, debe ser determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por $0,7R1 \geq 2,0$.</p> <p>La resistencia requerida para el método LRFD no necesita ser mayor que la máxima carga esperada que la estructura puede inducir en el elemento considerado.</p> <p>Para el caso ASD no necesita ser mayor que dicho valor LRFD dividido por 1,5.</p>
-------	--

2.3.2. NCh3171:2017

La norma “NCh3171:2017” titulada: “*Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*”, como su nombre lo indica, establece las disposiciones generales y requisitos mínimos, en relación a los tipos de cargas y sus combinaciones, que se deben considerar en el diseño de edificios y otras estructuras.

A continuación se presentan las principales disposiciones utilizadas en este trabajo, referidas a las combinaciones de carga para las metodologías de diseño por resistencia (LRFD) y diseño por tensiones admisibles (ASD).

Tabla 2.3: NCh3171

Capítulo	Disposiciones Norma NCh 3171of.2017
9	<p>Combinaciones de carga</p> <p>Las combinaciones de carga y los factores de carga indicados en 9.1 y 9.2 deben ser usados cuando las normas de diseño correspondientes a los distintos materiales así lo indiquen.</p> <p>Cuando las normas de diseño sísmico consideren otras combinaciones para casos particulares de cargas, éstas prevalecen.</p> <p>Se debe utilizar la combinación que produzca el efecto más desfavorable en el edificio, fundación o el elemento estructural considerado. En algunos casos eso puede ocurrir cuando una o más cargas en la combinación no están presentes.</p>

9.1.1	<p>Factores de combinación de carga mayoradas usando el diseño por resistencia Las estructuras, los elementos componentes y las fundaciones deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 1,4 D 2) 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R) 3) a) 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + L b) 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + 0,8 W 4) 1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (Lr o S o R) 5) 1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S 6) 0,9 D + 1,6 W 7) 0,9 D + 1,4 E <p>A estas combinaciones se deben agregar las excepciones siguientes: c) Donde la carga H esté presente este se debe incluir en las combinaciones de carga de la forma siguiente: - donde el efecto de H se sume a la acción de carga primaria, su factor debe ser 1,6; - donde el efecto de H contrarresta la acción de la carga primaria, su factor debe ser 0,9 si la carga H es permanente y justificable para las condiciones de análisis, y 0 para todas las otras condiciones.</p>
9.2.1	<p>Combinaciones de carga nominales que se usan en el método de diseño por tensiones admisibles Las estructuras, los elementos componentes y las fundaciones deben ser diseñados de manera que su resistencia admisible 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 o S o R) 4) D + 0,75 L + 0,75 (Lr o S o R) 5) a) D + W b) D + E 6) a) D + 0,75 W + 0,75 L + 0,75 (Lr o S o R) b) D + 0,75 E + 0,75 L + 0,75 S 7) 0,6 D + W 8) 0,6 D + E <p>A estas combinaciones se deben agregar las excepciones siguientes: c) Donde la carga H esté presente este se debe incluir en las combinaciones de carga de la forma siguiente: - donde el efecto de H se sume a la acción de carga primaria, su factor debe ser 1,0; - donde el efecto de H contrarresta la acción de la carga primaria, su factor debe ser 0,6 si la carga H es permanente y justificable para las condiciones de análisis, y 0 para todas las otras condiciones.</p>

Capítulo 3

MARCO TEÓRICO

3.1. Métodos de diseño estructural

3.1.1. Método de diseño de Tensiones Admisibles (ASD)

El método de diseño de Tensiones Admisibles (ASD por sus siglas en inglés: “Allowable Strength Design”). Consiste principalmente en reducir el valor de la capacidad última por un factor de seguridad global (FS) y compara dicho valor con las cargas transmitidas por la estructura bajo un estado límite de servicio.

Este método de diseño denominado también diseño elástico, consiste en determinar, en primer término, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando un comportamiento elástico del material. Se considera que un miembro está diseñado correctamente cuando los esfuerzos de trabajo, ocasionados por las cargas de servicio que obran en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles.

El método ASD se puede representar de manera general mediante la expresión:

$$\sum Q_i \leq \frac{Rn_i}{FS} \quad (3.1)$$

Donde:

Q_i : Carga en estado de servicio

Rn_i : Resistencia o capacidad de carga última

FS : Factor de seguridad global

El factor de seguridad global corresponde a un factor de carácter empírico, cuya función es minorar la capacidad de carga última de modo tal que las estructuras o elementos diseñados posean un comportamiento tensional y de deformaciones dentro del rango elástico y que los asentamientos generados se encuentren por debajo de los límites tolerables.[22]

Dicho de otro modo, la capacidad admisible de los suelos representa el nivel de carga adicional que se le puede aplicar al terreno con tal de estar “suficientemente lejos” de la falla. Generalmente mediante este método se consigue que las cargas a las cuales estará sometido el suelo se encuentren dentro del rango elástico. [23]

3.1.2. Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

El método de diseño de factores de cargas y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés: “Load and Resistance Factor Design”), el cual consiste en utilizar factores de reducción de resistencia y factores de mayoración de las cargas (solicitaciones).

Este método se puede representar mediante la expresión:

$$\phi Rn \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3.2)$$

Donde:

Φ : Factor de resistencia

Rn_i : Resistencia última

γ : Factor de carga

Q_i : Cargas aplicadas

Los factores de reducción de resistencia que se utilizan en este método de diseño están basados en análisis por teoría de confiabilidad [21], el cual considera que las estructuras (fundaciones para el caso geotécnico) deben funcionar de modo que durante su vida útil no se exceda nunca un nivel mínimo establecido de probabilidad de falla, el cual se asocia a un nivel de confiabilidad objetivo. Esta probabilidad de falla corresponde a un valor establecido a priori que depende del nivel de importancia y nivel operacional que requiere el tipo de obra que se lleva a cabo.

De este modo, a través del diseño por confiabilidad, se basa el diseño en una evaluación consistente del diseño por riesgo empleando teoría de probabilidad. En la que los factores de reducción de resistencia se obtienen considerando que tanto las cargas aplicadas como la resistencia son variables aleatorias y que poseen una distribución de probabilidad.

3.2. Pilotes

A lo largo de la historia los pilotes han sido un tipo de fundación profunda más utilizado como solución a los problemas de cimentación en estructuras de todo tipo, especialmente cuando la obra civil se encuentra emplazadas en suelos poco competentes, por lo cual se requiere traspasar los esfuerzos y solicitaciones a estratos profundos con mejor comportamiento mecánico o directamente al estrato rocoso, con tal de garantizar una correcta funcionalidad y estabilidad estructural de la obra soportada por el sistema de fundaciones.

Si bien los pilotes pueden ser utilizados en todo tipo de estructuras como edificios, puentes, instalaciones industriales, torres eléctricas y telecomunicaciones, etc, el uso de pilotes metálicos en principio se relaciona directamente con uso en obras marítimas y portuarias con

elementos de acero de sección tubular, hincados hasta el lecho marino.

Los pilotes pueden ser clasificados mediante distintos criterios según el aspecto que interese. Para efectos del presente estudio es conveniente clasificar los pilotes respecto a su materialidad, método de construcción y por el tipo de funcionamiento.

3.2.1. Clasificación de pilotes

3.2.1.1. Según Material de Construcción

Pilotes metálicos

Los pilotes metálicos de acero generalmente son a base de perfiles tubulares o H laminados. Aunque los perfiles de sección I también son utilizados, se prefieren los perfiles H debido a la similitud de espesores entre el alama y alas.

Los pilotes son hincados en terreno. Para el caso de los perfiles tubulares, estos pueden presentar sus extremos abiertos o cerrados.

Los pilotes de este tipo son preferidos debido a que son sencillos de unir y maniobrar por los operarios en la instalación, por lo que corresponden a una buena solución para cimentaciones que requieren mayores longitudes de enterramiento, poseen facilidad de corte y empalme a modo de reducir desperdicios a consecuencia de la variación de cota de apoyo, además, su resistencia a la tracción es mayor a cualquier otro tipo de pilote. Por otra parte, poseen la desventaja de ser costosos y ruidosos durante la hinca, además de requerir protección ante la corrosión en ambientes abrasivos.

Pilotes de hormigón

Los pilotes de hormigón pueden ser prefabricados o colados in situ, usualmente son armados con elementos transversales y longitudinales de acero para aumentar su capacidad resistente.

Los pilotes de hormigón vaciados in situ corresponden a aquellos pilotes cuya ejecución se efectúa realizando una perforación previamente en el terreno, la cual es rellenada con hormigón fresco y las armaduras correspondientes.

Los pilotes prefabricados son instalados generalmente mediante hinca en el terreno con impactos de energía controlada, es por esto el pilote aprovecha la compresión que provoca su intrusión en el terreno para obtener una adherencia adicional, además su longitud no está limitada debido a la posibilidad de realizar empalmes mediante juntas metálicas. Corresponden a una buena opción cuando hay niveles freáticos altos y/o capas muy gruesas de suelo blando, los cuales pueden dificultar la instalación de un pilote in situ tradicional.

Pilotes de Madera

Este tipo de cimentación profunda es utilizado desde la antigüedad, corresponden a troncos de arboles con ramas y corteza cuidadosamente recortadas. La mayoría posee una longitud entre 10-20[m].

Para calificar como pilote, la madera utilizada debe ser recta, sana y sin defectos. Éstos pueden ser divididos en tres clases según el “*Manual of Practice, No. 17 (1959) de la American Society of Civil Engineer*”.

Los pilotes de madera son económicos y además fácil de transportar, manejar y de cortar a la longitud adecuada según se requiera. Trabajan mejor por fricción que por punta y son muy útiles en cimentaciones provisionales de pequeñas estructuras, base de terraplenes o para mejoramiento de suelos.

Sin embargo, se debe tener especial cuidado con el proceso de hincado y los esfuerzos que se producen en el elemento, pues la capacidad portante se limita a aproximadamente 220-270 [kN]. Además, se deben proteger con impregnantes u otros recubrimientos con tal de evitar efectos nocivos de pudrición y ataques biológicos y es recomendable no aplicar empalmes entre pilotes, especialmente ante cargas laterales o de tensión.

La vida útil de los pilotes es mayor si se encuentran totalmente sumergidos, entre 25 a 50 años en ambiente marino y si se encuentran enterrados por encima del nivel freático pueden durar hasta 100 años. (YEPES, V. 2020)

Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los pilotes compuestos están hechas de diferentes materiales.

Corresponden a aquellos pilotes en que se tiene una sección superior e inferior, los cuales están hechos de diferentes materiales según los requerimientos propios del proyecto. Por ejemplo, pueden hacerse de acero y concreto o madera y concreto. Los pilotes de acero y de concreto consisten en una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se utiliza cuando la longitud necesaria del pilote para el soporte adecuado excede la capacidad de los pilotes de concreto simples colados en el lugar. Los pilotes de madera y concreto generalmente consisten en una porción inferior del pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas adecuadas entre dos materiales diferentes es difícil, por esa razón los pilotes compuestos no se utilizan ampliamente.(Braja M.Das, 2013, p541).

Dentro de esta categoría también se pueden considerar los pilotes metálicos con anclaje a roca, los cuales se utilizan para aumentar la capacidad a tracción. Las opciones de anclajes pueden consistir desde cuerpos de mortero fluido o “grout” que garanticen la adherencia interacción de punta del pilote con perforación en roca, para anclajes con menores requerimientos de capacidad, hasta barras macizas o tubos de acero compuestos con grout que penetren en el lecho rocoso hasta garantizar las resistencias necesarias.

3.2.1.2. Según Sistema de Construcción

Existen dos métodos principalmente para llevar a cabo la instalación y/o construcción de los pilotes, estos son el hincado y el pre-excavado:

Pilotes Hincados: corresponden a los pilotes que se hincan en el terreno a través de golpes de energía controlada, mediante golpes de martinets neumáticos, Diesel, a vapor o mediante vibrado. Generalmente corresponde a elementos prefabricados de madera, hormigón o acero.

Pilotes pre-excavados: corresponden a pilotes contruidos excavando el terreno natural según las dimensiones requeridas del elemento, se retira el material excavado y finalmente se introducen las armaduras (según corresponda) y el hormigón in situ. Cabe destacar que este sistema de construcción puede requerir métodos de contención de la excavación. Los métodos usuales de excavación de pilotes son: excavación encamisada con cuchara y trépano, perforación rotativa encamisada, perforación bajo lodos activados, perforación mediante hélice continua.

3.2.1.3. Según Funcionamiento

Los pilotes se pueden dividir en dos grandes categorías en función de sus longitudes y mecanismos de transferencia de carga al suelo, estos son: Pilotes de Punta y Pilotes de Fricción.

Pilotes de Punta: corresponde a aquellos casos en que los pilotes se extienden hasta un estrato de suelo suficientemente firme o roca basal atravesando capas de suelo de baja competencia, en donde la capacidad del pilote depende por completo de la capacidad de soporte del material subyacente. En este caso la longitud de los pilotes puede ser bien determinada si se dispone de registros adecuados del subsuelo.

La carga ultima de los pilotes se puede expresar de manera general como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.3)$$

Donde:

Q_p : carga soportada por la punta del pilote

Q_s : carga soportada por la superficie de fricción desarrollada a lo largo del pilote

Si la carga soportada por fricción es muy pequeña respecto a la carga de punta entonces se tendrá:

$$Q_u \approx Q_p \quad (3.4)$$

Pilotes de Fricción: corresponde a aquellos casos en que la mayoría de la capacidad resistente del pilote se deriva de la fricción a lo largo del fuste con las capas de suelo circundante. Generalmente corresponde a casos en que el pilote se desarrolla a lo largo de un

suelo fino blando. En estos casos las longitudes de los pilotes se necesitan de buen criterio ingenieril y comprensión de la interacción suelo-pilote.

En este caso, la carga soportada por la punta es relativamente pequeña comparada a la capacidad por fuste, por lo que se tendrá que:

$$Q_u \approx Q_s \quad (3.5)$$

Para este caso de estudio se considera la capacidad resistente del pilote es del tipo general o **tipo mixto**, es decir la capacidad resistente viene dada por las capacidades punta y fuste que actúan de manera conjunta, representado por la Ecuación 3.3.

3.2.2. Pruebas de Carga en Pilotes

La aplicación de pruebas de carga en pilotes es importante porque sirve para comprobar los dimensionamientos e hipótesis de diseño, junto a evaluar la calidad de los resultados de ejecución y comprobar las capacidades de cargas y asentamientos. También influyen en el aumento de la seguridad y podrían generar ahorros en las obras al obtener un diseño más ajustado a lo requerido.

Las hipótesis de diseño son evaluadas respecto a las capacidades de carga y a los asentamientos reales que se obtienen de las pruebas de carga. Debido a que los métodos de diseño corresponden principalmente a métodos analíticos, se pueden alcanzar grandes diferencias en los parámetros diseños con respecto a los reales.

Se pueden realizar pruebas de carga del tipo estáticas; ensayos de compresión, tracción y de carga lateral, como también pruebas dinámicas. También se pueden realizar pruebas de investigación (como por ejemplo ensayos de rotura previo al diseño), pruebas de aptitud (como ensayos de rotura para corroborar el diseño) o de aceptación (ensayos no destructivos sobre elementos de servicio para validar resistencias mínimas, deformaciones y control de calidad).

La normativa norteamericana ASTM presenta documentación técnica referida a estos ensayos: ASTM D 1143M (Standard test method for deep foundations under static axial compressive load, 2013) para pruebas de carga estática y ASTM D 4945 (Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles, 2012) para pruebas de carga dinámica.

3.2.2.1. Pruebas de Carga Estáticas

Ensayo de compresión: consta de la instalación del pilote de prueba entre dos pilotes de reacción a una distancia determinada, los cuales están conectados a través de una viga de reacción que posee elementos rigidizadores para la correcta transferencia de cargas. En el pilote de prueba se instalan instrumentos comparadores calibrados y aislados del sistema para medir la deformación, en la parte superior se instala un gato hidráulico con celdas de carga y una rotula para direccionar los esfuerzos en la dirección del pilote.

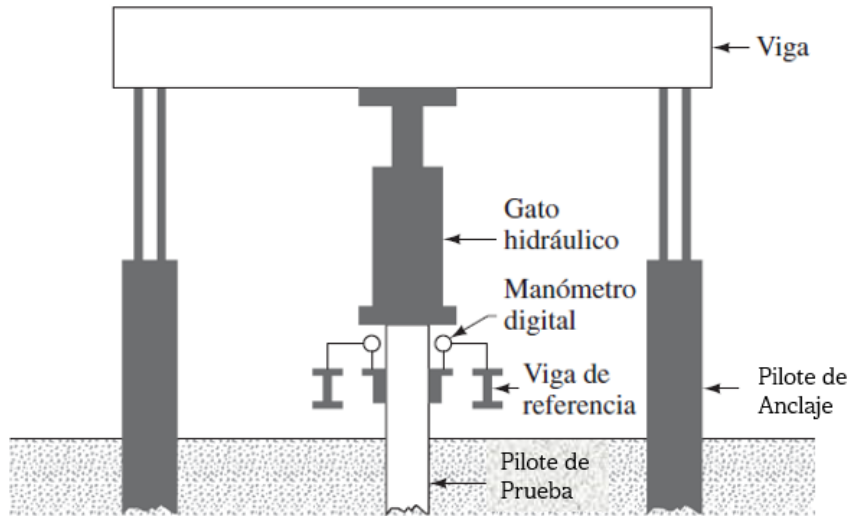
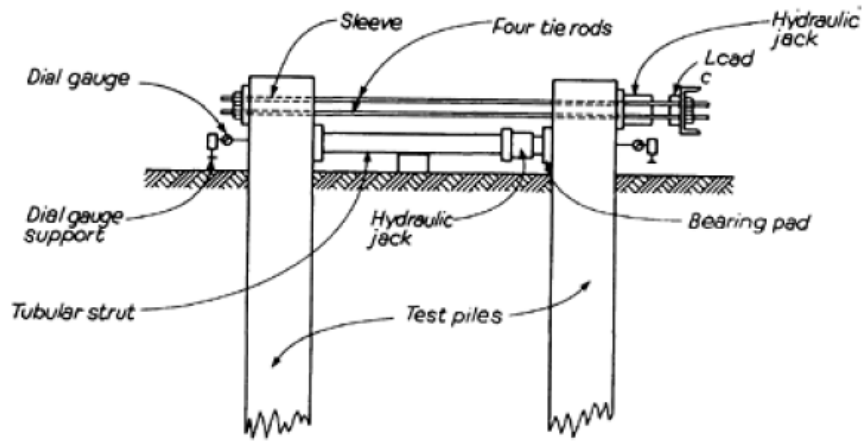


Figura 3.1: Esquema general de Prueba Estática, Ensayo de Compresión en pilotes. Das B.M (2015).

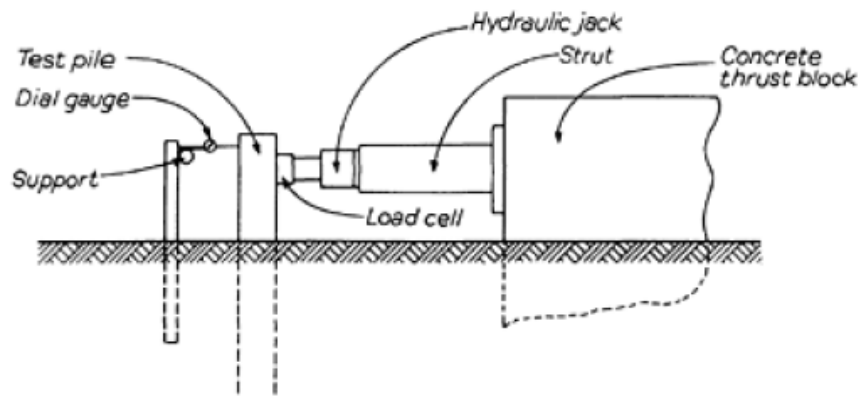
Ensayo de tracción: el montaje es similar al caso del ensayo a compresión, a diferencia que la dirección de la carga ejercida por el gato hidráulico es contraria al enterramiento del pilote, ejerciendo una carga de tracción en el elemento ensayado y compresión en los pilotes de reacción.

Ensayo de carga lateral: se instalan dos pilotes, uno de reacción y otro de prueba a una distancia determinada, entre los cuales se instala un gato hidráulico con celdas de carga y elementos de acero para transmitir correctamente la carga. En la parte exterior de los pilotes se instalan instrumentos comparadores para la medición de deformaciones.

Cuando las cargas laterales sobre los pilotes son de carácter repetitivo, como en las cargas de las olas o las cargas de tráfico en un puente, es conveniente realizar pruebas de carga cíclica. Esto implica empujar y tirar alternativamente de un par de pilotes, utilizando un equipo del tipo que se muestra en la Figura 3.2. En lugar de un par de pilotes, se puede empujar o jalar un solo pilote contra un bloque de empuje como se muestra en la Figura 3.2.a (Tomlinson, M. J., y Woodward, J. F. (1993). Lateral loading tests. En *Pile design and construction practice*, fourth edition (pp. 563 – 564)).



(a) Prueba de carga lateral, empuje y tracción en un par de pilotes.



(b) Prueba de carga en pilote individual.

Figura 3.2: Esquemas generales de Pruebas de Cargas Laterales en puertos.
Tomlinson, M J (1993).

3.2.2.2. Ensayos Dinámicos

El Ensayo Dinámico corresponde a una prueba en la cual la carga se aplica a través de golpes controlados sobre la cabeza del pilote con un sistema de percusión adecuado a los requerimientos del proyecto. Generalmente se realiza en pilotes hincados utilizando el mismo martillo de hincas, siendo al mismo tiempo un ensayo de integridad estructural del pilote y un ensayo rápido de carga. Se realiza la medición por medio de la instalación de sensores en el fuste, en una sección ubicada a lo menos dos veces el diámetro del pilote por debajo de su cabeza, desde la cual los sensores captan las señales y son enviadas al equipo PDA (Pile Driving Analyzer) donde se almacenan y procesan.

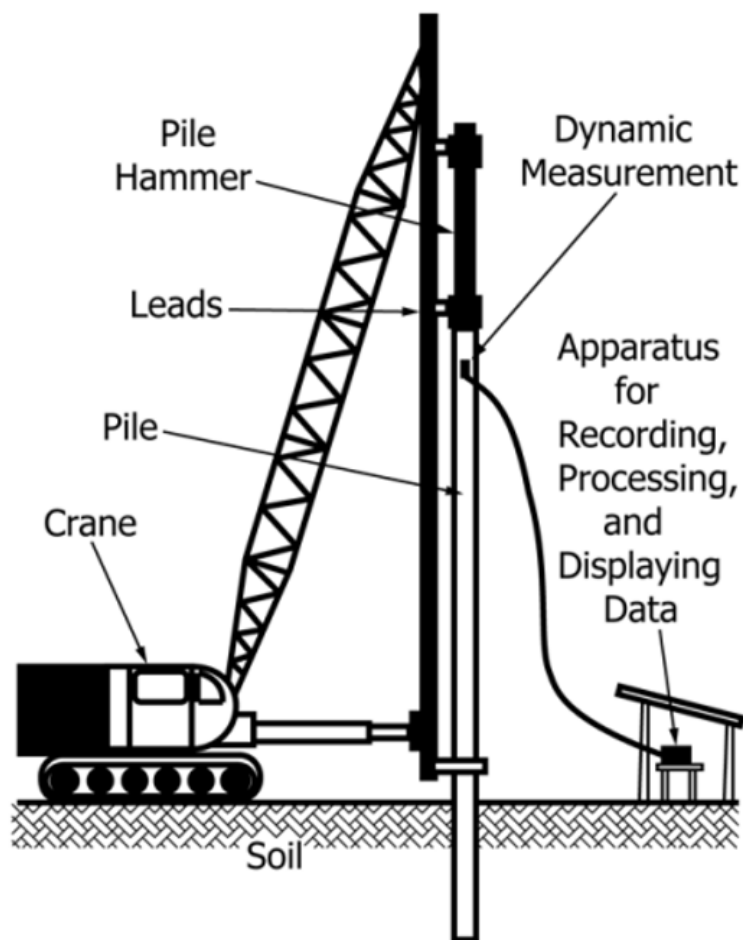


Figura 3.3: Disposición típica para pruebas dinámicas de alta deformación de una cimentación profunda (ASTM D 4945)

El ensayo dinámico se basa en la teoría de ondas y permite obtener información principalmente de la capacidad de ruptura del suelo, junto con los siguientes datos:

- Tensiones máximas de compresión, tracción y niveles de flexión del pilote durante el ensayo.
- Desplazamientos máximos del pilote durante el ensayo
- Información sobre la integridad del pilote
- Energía efectiva transferida al pilote, permitiendo estimar la efectividad del sistema de hinca.

Además, a través del análisis CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program), programa de software que utiliza los datos de entrada de fuerza y velocidad obtenidos con PDA, es posible separar y estimar la resistencia debido a la fricción por fuste y la resistencia de punta, con tal de obtener resultados que pueden ser muy bien correlacionados con las pruebas de carga estáticas y así estimar de mejor manera las capacidades últimas de los pilotes.

3.2.3. Interacción suelo-pilote

La respuesta mecánica de los pilotes frente a sollicitaciones, en especial para cargas laterales, se encuentra muy influenciada por los efectos de la interacción suelo-estructura que se desarrollan a lo largo del pilote, en su interacción con el terreno circundante debido a la relación entre la capacidad y rigidez lateral del suelo y los esfuerzos internos en los pilotes.

La dependencia entre el comportamiento del suelo y la estructura se puede expresar a partir de la consideración de que las deformaciones del suelo de soporte controlan las deformaciones en los elementos o bien que las deflexiones de los elementos rigen en la distribución de presiones en el suelo de contacto. Para abordar el planteamiento de este problema se tienen dos enfoques de análisis; el enfoque estructural que tiene una base rígida a partir de la cual la subrasante y la superestructura se construyen con elementos estructurales, como elementos rígidos, resortes, etc. La otra alternativa, el enfoque continuo, se basa en tres ecuaciones parcialmente diferenciables (compatibilidad, constitutiva y equilibrio) que asemejan el comportamiento de la subrasante como un continuo. (Teodoru, 2009)

Para representar este fenómeno se han desarrollado metodologías simplificadas que se abordan con el primer enfoque mencionado, por ejemplo, el conocido modelo de Winkler, hasta metodologías más avanzadas con su representación a través de elementos finitos y compatibilidad de ecuaciones constitutivas, que presentan un enfoque híbrido.

A continuación se presenta el modelo de interacción que se utiliza para realizar el análisis con enfoque estructural para el objetivo de estudio.

3.2.3.1. Modelo Viga Rígida Equivalente

Este modelo de interacción suelo-estructura corresponde a una alternativa simplificada de representar los movimientos laterales y esfuerzos a los que son sometidos los pilotes.

Debido a que el comportamiento del suelo en estos análisis es un fenómeno no-lineal, este modelo se utiliza generalmente, este modelo se utiliza generalmente en etapas de Ingeniería Conceptual y en aquellos casos donde pueda resultar complejo realizar el cálculo simultáneo mediante métodos numéricos más exhaustivos en varios pilotes o varias cimentaciones pilotadas, en los que, por ejemplo, el número de resortes que representan el comportamiento del terreno resulta excesivo.

Para su aplicación es necesario conocer el tipo de terreno (diferencia entre suelos granulares y cohesivos) además de la geometría y materialidad del pilote, con lo cual se calcula la Longitud Elástica, “T”, que representa el comportamiento de toda la sección enterrada del pilote como se observa en la Figura 3.4

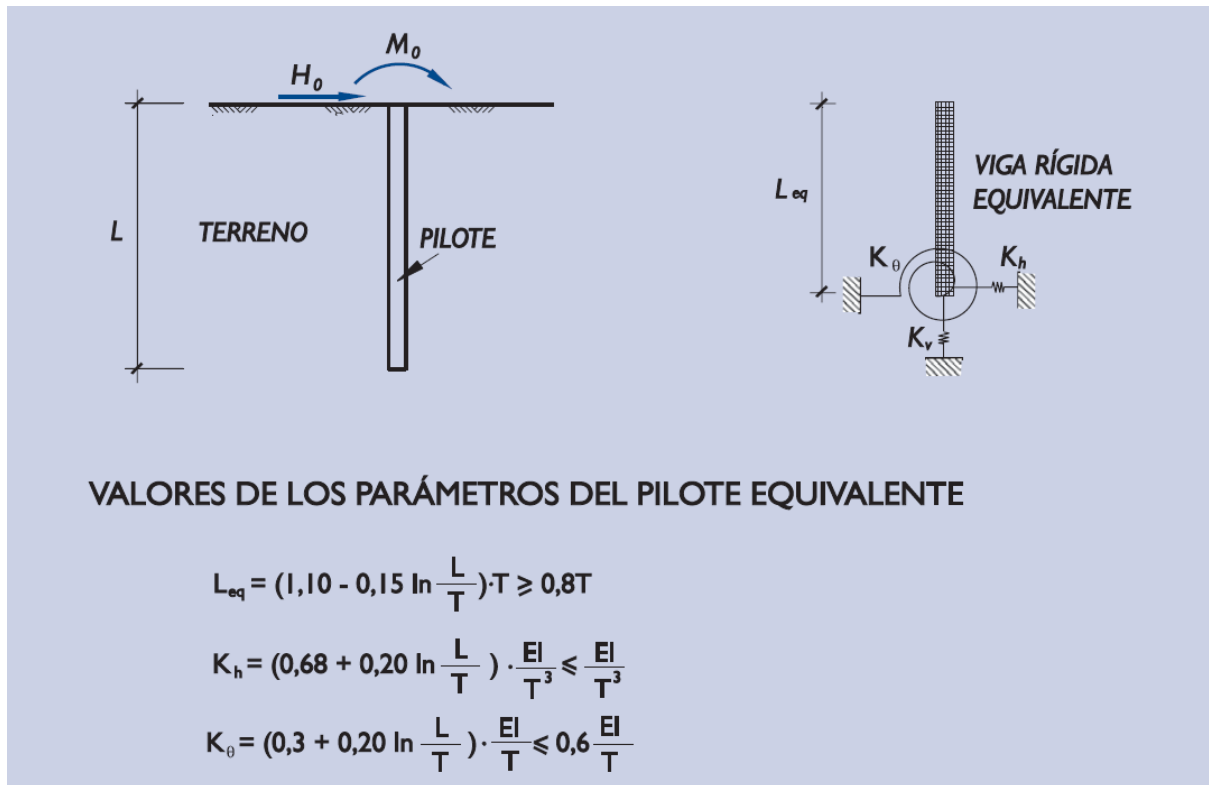


Figura 3.4: Representación simplificada de la parte enterrada de un pilote (ROM 0.5-05)

Según esta metodología, la interacción suelo-pilote se puede asimilar a un pilote sin terreno subyacente, compuestos de dos partes: una parte superior exenta representada por una barra de iguales características mecánicas que el pilote y una parte enterrada, representada por una longitud de cálculo (menor a la longitud real enterrada del pilote) representada por un elemento rígido e indeformable, en cuya parte inferior se sujeta por unos resortes que representan la deformabilidad del terreno.

Documentaciones técnicas internacionales como las “*Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*”, ROM0.5-05 y la “*Guía de cimentaciones en obras de carretera*” (3ª Edición) hacen referencia a este modelo de interacción suelo-pilote, en ésta última además se recomienda no aplicar esta solución semi-analítica para casos donde la longitud total enterrada del pilote sea menor a 2.5 veces su longitud elástica .

3.3. Consideraciones Sísmicas

3.3.1. Licuación de Suelos

El efecto de licuación de suelos corresponde a un fenómeno complejo que puede ocurrir en ciertos tipos de suelos al experimentar perturbaciones sísmicas o cíclicas moderadas a fuertes.

Este se origina cuando la propagación de ondas generadas por el sismo (principalmente ondas de corte) se propagan a través de las capas de suelos potencialmente licuables e inducen

un historial de esfuerzos cortantes, los cuales generan en el suelo un aumento en las presiones de poros. En caso de que las presiones de poros crezcan lo suficiente pueden llevar al suelo a la condición crítica en que el esfuerzo efectivo de confinamiento sea nulo, esto hace que ocurra la pérdida de resistencia y/o rigidez del suelo y presente un comportamiento equivalente al de un líquido.

Marcuson(1978) define la licuefacción como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del aumento de la presión del agua intersticial y la reducción de la tensión efectiva. Este fenómeno se presenta generalmente en suelos de arenas sueltas saturados y limos no plásticos saturados.

La licuación puede producir grandes efectos negativos que implican el daño de su entorno e infraestructuras. Entre estos efectos se pueden mencionar las fallas por capacidad portante, asentamientos excesivos, flotación de estructuras enterradas, fallas de flujo y corrimientos laterales o Lateral Spreading.

3.3.2. Potencial de licuación

Las ultimas décadas se han desarrollado metodologías estudiadas por diversos investigadores para evaluar el potencial de licuación de suelos, desde métodos semi empíricos basados en pruebas de campo a partir de ensayos de penetración estándar SPT o pruebas de penetración de cono CPT, hasta metodologías dinámicas basadas en propagación de ondas hasta métodos mas avanzados aplicable en programas de elementos finitos con robusta fundamentación teórica .

A continuación, se expone una de las metodologías simplificadas según las formulaciones propuestas inicialmente por Seed e Idriss(1971) y posteriormente corregidas por el Grupo de Trabajo de la NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research) en 2001 [8] para evaluar el potencial de licuación del estrato de Arena Densa con menor resistencia según los sondajes obtenidos de ensayo SPT.

Para evaluar el potencial de licuación se requiere principalmente de dos variables, una relacionada con la demanda sísmica del suelo (CSR) y otra relacionada con la capacidad del suelo a resistir la licuefacción (CRR).

El valor de la sollicitación cíclica o demanda sísmica “**CSR**” se representa a través de la expresión formulada por Seed e Idriss (1971):

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_{\nu 0}}{\sigma'_{\nu 0}}\right) \cdot r_d \quad (3.6)$$

Donde a_{max} corresponde a la aceleración horizontal máxima en la superficie del suelo generada por el sismo, g es la aceleración de gravedad, $\sigma_{\nu 0}$ es la tensión total vertical y $\sigma'_{\nu 0}$ es la tensión vertical efectiva, mientras que r_d corresponde a un coeficiente de reducción de tensiones que depende de la flexibilidad del suelo. Para este último parámetro, Liao y Whitman(1986b) proponen las siguientes ecuaciones:

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 \cdot z & , \text{ si } z \leq 9.15 \\ 1.174 - 0.0267 \cdot z & , \text{ si } z > 9.15 \end{cases} \quad (3.7)$$

Donde z corresponde a la profundidad bajo la superficie del suelo.

Para la obtención de la resistencia a la licuefacción “**CRR**” se pueden aplicar tanto ensayos en laboratorio como pruebas de campo. Respecto a las pruebas SPT, durante los últimos años se han desarrollado relaciones y criterios a partir de investigaciones que permiten asociar los parámetros $(N_1)_{60}$ a la resistencia a la licuefacción, para distintos rangos de contenido de finos (Figura 3.5).

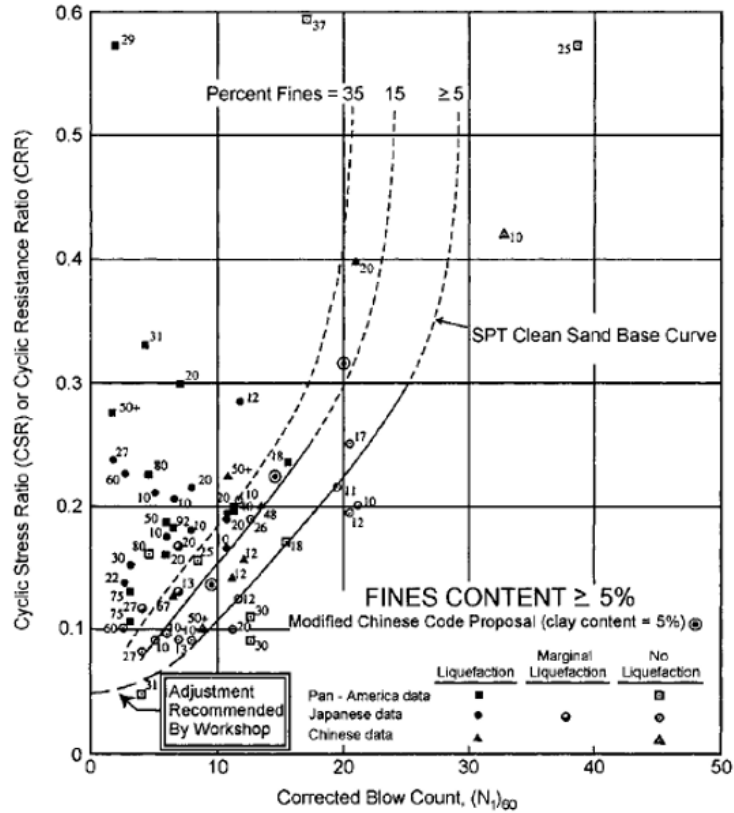


Figura 3.5: Curva base de arenas limpias para cálculo de CRR para terremotos de magnitud 7,5 con información empírica (modificado de Seed et al. 1985)

A.F Rauch (1998) propone la siguiente expresión para la curva de resistencia en función del parámetro $(N_1)_{60}$, válida para valores $(N_1)_{60} < 30$:

$$CSR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.8)$$

Además, para considerar la influencia del contenido de finos “ CF ”, Seed Idriss proponen las siguientes ecuaciones para la corrección del valor $(N_1)_{60}$ y obtención del parámetro $(N_1)_{60cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad (3.9)$$

Donde los coeficientes α y β , para un porcentaje de presencia de finos entre 5 % y 35 %, se obtienen con las siguientes relaciones:

$$\alpha = e^{1.76 - (\frac{190}{CF^2})} \quad (3.10)$$

$$\beta = 0.99 + \left(\frac{CF^{1.5}}{1000} \right) \quad (3.11)$$

El valor $(N_1)_{60}$ se obtiene a partir la incorporación de factores de corrección a través de la expresión:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (3.12)$$

Donde N_m corresponde a la resistencia a la penetración estándar medida del ensayo SPT, C_N es el factor de normalización de la sobrecarga efectiva o confinamiento, C_E es el factor de corrección por relación de energía de martillo, C_B factor de corrección por diámetro de la perforación, C_R el factor de corrección por el largo de barra y C_S el factor de corrección para muestreadores con o sin revestimientos.

El valor de estos factores se puede obtener de distintas relaciones desarrolladas por distintos investigadores, como por ejemplo las correcciones a valores SPT desarrollado por Skempton (1986) y posteriormente modificado por Robertson y Wride (1998) que se presenta en la Figura 3.6

Factor (1)	Equipment variable (2)	Term (3)	Correction (4)
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{va})^{9.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

Figura 3.6: Factores de corrección SPT modificados por Robertson y Wride (1998)

Kayen et al (1992) sugiere la siguiente ecuación para un mejor ajuste del factor de confinamiento:

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \quad (3.13)$$

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \quad (3.14)$$

Se introduce además el “Factor de escala de magnitud” (MSF), el cual permite el ajuste de comportamiento de arenas limpias a magnitudes menores o mayores a 7,5. Diversos investigadores han propuesto valores de este factor para distintas magnitudes:

Magnitude, <i>M</i> (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss ^a (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997) (7)	Youd and Noble (1997b)		
				Distance based (5)	Energy based (6)		<i>P_L</i> < 20% (8)	<i>P_L</i> < 32% (9)	<i>P_L</i> < 50% (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Note: ? = Very uncertain values.
^a1995 Seed Memorial Lecture, University of California at Berkeley (I. M. Idriss, personal communication to T. L. Youd, 1997).

Figura 3.7: Factores de Escala de Magnitud. (Youd y Noble 1997a)

Finalmente se tiene que el factor de seguridad contra la licuefacción se puede expresar en términos de CSR, CRR y MSF a través de la siguiente expresión:

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) \cdot MSF. \quad (3.15)$$

3.4. Programas computacionales de modelación

En esta sección se presentan los programas computacionales que se utilizan para desarrollar el estudio y obtención de resultados en los pilotes sísmicos inclinados del muelle; a través de estos se intenta representar las condiciones a las que se verá sometida la estructura, frente a solicitaciones por acción sísmicas.

Para el análisis principal de la evaluación de las condiciones y requerimientos mínimos del diseño estructural, dispuestas en la normas NCh2369.of2003 y NCh2369 en actualización, se utiliza el software SAP2000. Por otra parte, para una evaluación complementaria del requisito de interacción suelo-estructura en los pilotes inclinados sometidos a solicitud sísmica, que considere las condiciones no lineales de los suelos y el fenómeno de licuación, se desarrolla la representación geotécnica través de un modelo parcial desarrollado en el software PLAXIS 3D, frente a una condición sísmica representativa.

A continuación se presenta una breve descripción de los software SAP2000 y PLAXIS 3D, junto con una reseña de los modelos constitutivos usados en suelos.

3.4.1. Software SAP2000

Corresponde a un programa de elementos finitos con interfaz 3D, orientado para realizar la modelación, análisis y dimensionamiento de objetos y estructuras de ingeniería. El programa es parte de la compañía Computers and Structures, Inc.

Es de conocido uso en el ámbito de la ingeniería civil estructural y reconocido por la amplia gama de estructuras que permite analizar, su poder de cálculo y fiabilidad de resultados. Permite la generación automática de cargas sísmicas, cargas de viento y vehículos además de la aplicación manual de desplazamientos y cargas puntuales, lineales y superficiales. Incluye además la opción de categorizar y agrupar las distintas solicitaciones con tal de considerar su efecto en las combinaciones de cargas.

Además, permite hacer el dimensionamiento y comprobaciones para estructuras de distinto material a través de la incorporación de criterios de diseños contenidos en las normativas Europeas, Chinas, Canadienses, Americanas, entre otras.

Para efectos del presente estudio se utiliza la versión SAP2000 V.21.

3.4.2. Software PLAXIS-3D

El programa Plaxis, en su versión PLAXIS 3D para este caso de estudio, corresponde a un programa de elementos finitos con interfaz 3-D desarrollado para el análisis de deformaciones, estabilidad, dinámica y flujo de agua subterránea en el ámbito de la ingeniería geotécnica. Actualmente es parte de la compañía Bentley Systems, Incorporated.

PLAXIS 3D corresponde a una herramienta de análisis geotécnico bastante práctico con una amigable interfaz para el uso de ingenieros. Utiliza modelos de suelo para simular el comportamiento real del terreno cuyas aplicaciones geotécnicas requieren modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento no lineal, dependiente del tiempo y anisotropía de suelos y/o rocas. Además, se encuentra equipado con funciones para el modelamiento de diversas estructuras geotécnicas complejas junto con consideraciones de la interacción suelo estructura.

3.4.2.1. Modelos Constitutivos

PLAXIS 3D incorpora una amplia gama de modelos constitutivos de suelos con tal de realizar una correcta simulación del suelo en diferentes condiciones y estados. A continuación, se destacan los modelos utilizados en la modelación del presente estudio.

La información presentada a continuación se basa en la información proporcionada por los manuales de uso del software en cuestión. **Lineal Elastic**

Este modelo se basa en la ley de elasticidad isotrópica de Hooke, representada de manera general en la Ecuación 3.16. Implica el uso de dos parámetros elásticos básicos, estos son, el modulo de Young “ E ” y la relación de Poisson “ ν ”. Este modelo, aunque no es adecuado para la modelación de suelos, se puede utilizar para modelar volúmenes rígidos o fuertes

estructuras masivas en el suelo, como estructuras de hormigón u otro material, además de formaciones rocosas.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

Morh-Coulomb

Corresponde a un modelo elástico lineal perfectamente plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb. Implica el uso de cinco parámetros de entrada, estos son: “ E ” y “ ν ” para la elasticidad de los suelos; “ ϕ ” y “ c ” para la plasticidad de los suelos y un ángulo de dilatación “ ψ ”. Corresponde a una aproximación de primer orden para el comportamiento de suelos o rocas, donde, para cada capa de suelo se estima una rigidez promedio constante o una rigidez que crece linealmente con la profundidad.

En este modelo se tiene que la parte elástica se basa en la ley de elasticidad isotrópica de Hooke, y la parte perfectamente plástica se basa en el criterio de falla Mohr-Coulomb, formulado en un marco de plasticidad no asociada.

El principio básico de la elastoplasticidad corresponde a que las deformaciones se componen de una parte elástica y una parte plástica (Ecuación 3.17).

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (3.17)$$

Según la teoría clásica de la plasticidad, las tasas de deformaciones plásticas son proporcionales a los niveles de fluencia respecto a los niveles de estrés. El modelo utiliza además la ley de Hooke (Ecuación 3.16), para relacionar las tasas de tensiones con las tasas de deformaciones elásticas.

Se tiene así que las tasas de deformación plásticas se pueden representar como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia, conocido como plasticidad asociada. Además, utiliza funciones de potencial plástico para discriminar entre el comportamiento del material en el rango elástico del rango plástico.

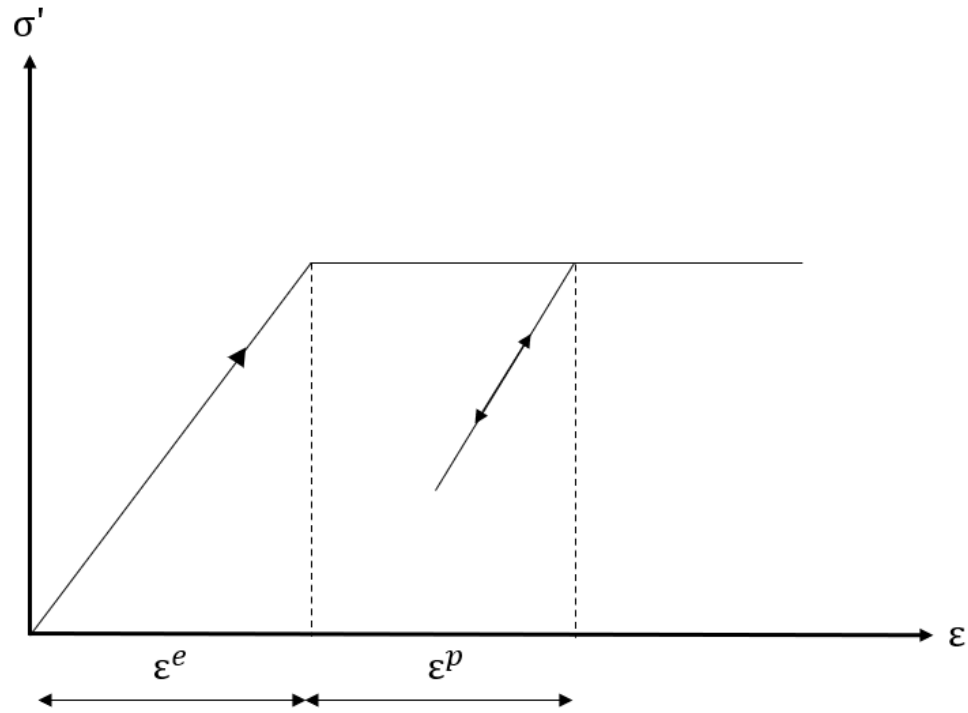


Figura 3.8: Idea básica del modelo elástico perfectamente plástico

Los parámetros generales que utiliza el modelo Mohr-Coulomb son los siguientes:

Tabla 3.1: Parámetros Generales del modelo Mohr-Coulomb

Parámetro	Unidad	Descripción
E	$[kN/m^2]$	Módulo de Young
ν	$[-]$	Módulo de Poisson
c	$[kN/m^2]$	Cohesión
ϕ	$[^\circ]$	Angulo de Fricción
ψ	$[^\circ]$	Angulo de Dilatancia
σ_t	$[kN/m^2]$	Límite de tensión y resistencia a la tracción

Hardening Soil

El modelo Hardening Soil o de endurecimiento del suelo, creado por Schanz et al. (1999), es un modelo avanzado que simula el comportamiento de distintos tipos de suelos, ya sean blandos o rígidos.

Una de las características básicas del modelo es que incorpora el endurecimiento del suelo considerando la dependencia del estrés de la rigidez del suelo. Cuando se somete a una carga desviadora, el suelo muestra un decrecimiento de la rigidez y de manera simultánea se desarrollan deformaciones plásticas irreversibles.

Considerando el caso especial de un ensayo triaxial drenado, se tiene que la relación de

tensiones y deformaciones axiales se asemejan a una hipérbola. Esta relación fue desarrollada por primera vez por Kondner (1963) y posteriormente utilizada en el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Sin embargo, el modelo de endurecimiento logra superar al modelo hiperbólico al considerar tres aspectos principales: utiliza la teoría de la plasticidad en vez de la elasticidad, incluye la dilatación del suelo y además introduce un límite de fluencia variable.

Las trayectorias de tensión-deformación característica de este modelo está definida por una relación hiperbólica. En el caso de cargas triaxiales drenadas estándar la relación queda descrita por la ecuación:

$$- \epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad , \text{ para } q < q_f \quad (3.18)$$

Donde q corresponde desviador de tensiones, q_a es el desviador de esfuerzos asintótico, q_f es el desviador de esfuerzos de falla, ϵ_1 es la deformación axial y E_i es el modulo de elasticidad tangente inicial, definido por la ecuación:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (3.19)$$

Donde E_{50} es el módulo de rigidez secante al 50 % del esfuerzo de falla y R_f es la relación de falla definida por $R_f = q_f/q_a$.

El modelo también considera el comportamiento del suelo frente a condiciones de carga-descarga a través del módulo E_{ur} dependiente de la tensión y rigidez del suelo y para el caso de compresiones unidimensionales, considera la representación del estado de deformaciones a través del módulo edométrico E_{eod} .

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.20)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.21)$$

$$E_{eod} = E_{eod}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.22)$$

Donde p_{ref} corresponde a la presión de referencia, σ'_3 es la tensión principal menor, K_0^{nc} es el coeficiente de empujes en reposo para suelos normalmente consolidados y m es el potencial que relaciona los parámetros con la dependencia al estrés ($0.5 < m < 1.0$); se sugieren valores de m iguales a 1 para arcillas blandas y valores cercanos a 0.5 para arenas y limos.

La expresión para establecer el desviador de esfuerzo de falla se deriva del criterio de falla Mohr-Coulomb según la ecuación:

$$q_f = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.23)$$

Donde ϕ corresponde al ángulo de fricción interna, c es la cohesión, σ'_3 es la presión de confinamiento del ensayo triaxial.

Se tiene así que, cuando $q = q_f$, se satisface el criterio de falla y ocurre el comportamiento perfectamente plástico descrito por el modelo Mohr-Coulomb.

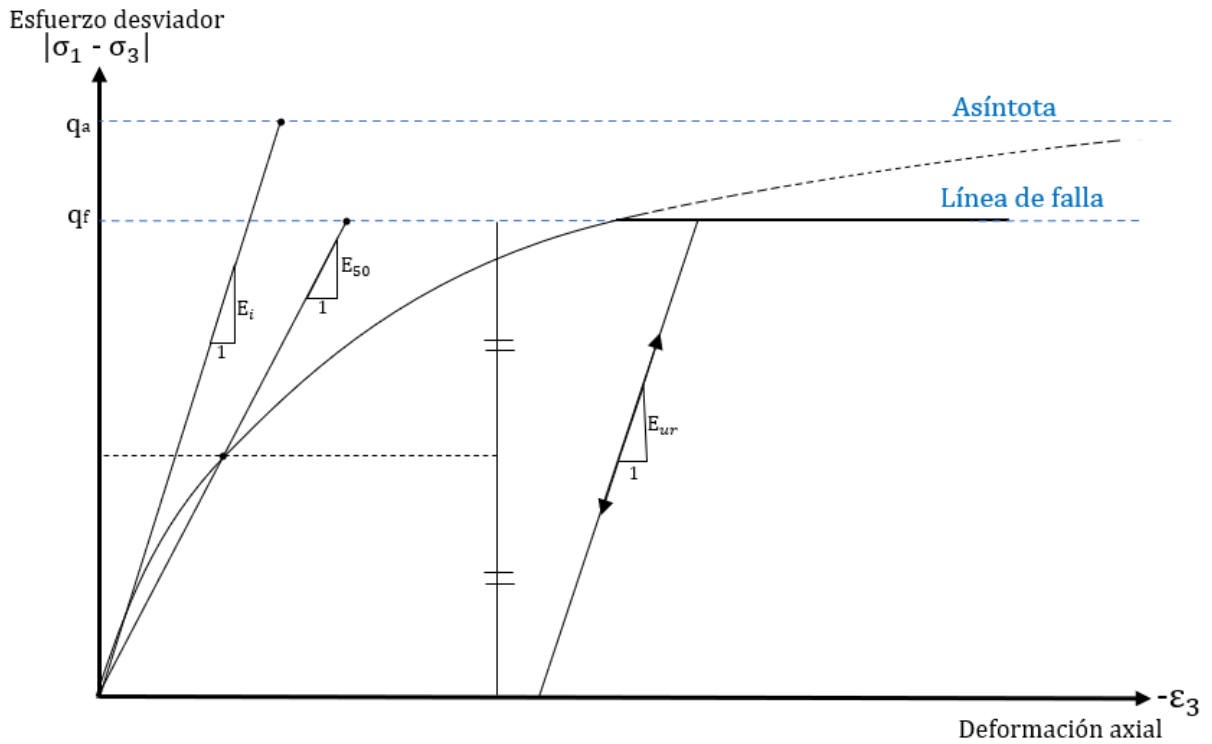


Figura 3.9: Trayectoria hiperbólica de tensión-deformación para ensayo triaxial drenado estándar del modelo Hardening Soil

Los parámetros que utiliza el modelo Hardening Soil son los siguientes:

Tabla 3.2: Parámetros del modelo Hardening Soil

Parámetros	Unidad	Descripción
Parámetros básicos Mohr-Coulomb		
c	$[kN/m^2]$	Cohesión
ϕ	$[^\circ]$	Ángulo de fricción interna
ψ	$[^\circ]$	Ángulo de dilatancia
Parámetros de Rigidez		
E_{50}^{ref}	$[kN/m^2]$	Módulo de rigidez secante del ensayo triaxial (para un confinamiento de referencia p^{ref})
E_{oed}^{ref}	$[kN/m^2]$	Módulo de rigidez tangente para carga edométrica primaria (para una tensión vertical de referencia p^{ref})
E_{ur}^{ref}	$[kN/m^2]$	Módulo de rigidez en descarga-recarga (para una tensión vertical de referencia p^{ref})
m	-	Potencial de la relación de dependencia rigidez-tensión
Parámetros avanzados		
p_{ref}	$[kN/m^2]$	Presión de referencia
ν_{ur}	-	Módulo de Poisson para descarga-recarga, por defecto igual a 0,2
R_f	-	Razón de falla q_f/q_a , por defecto igual a 0,9
K_0^{nc}	-	Coefficiente de presión lateral de tierras, por defecto igual a $K_0^{nc} = 1 - \sin(\phi)$

Modelo UBC3D-PLM

El modelo UBC3D-PLM corresponde a un modelo elastoplástico avanzado desarrollado para realizar la simulación del comportamiento de licuación en arenas y arenas limosas bajo cargas sísmicas. Fue desarrollado por Tsegaye (2010) y Petalas y Galavi (2012).

Este modelo se basa en el modelo original UBCSAND (University of British Columbia Sand) presentado por Puebla, Byre y Phillips (1997) y Beaty y Byrne (1988), el cual corresponde a un modelo 2D formulado con la teoría de plasticidad clásica con una regla de endurecimiento por deformación hiperbólica que relaciona el ángulo de fricción movilizado con la deformación plástica por cizallamiento para un esfuerzo dado. El modelo UBCSAND contempla una superficie de fluencia Mohr-Coulomb 2D y una correspondiente función de potencial plástico no asociada, además la regla de flujo del modelo se basa en la teoría tensión-dilatancia desarrollada por Rowe(1962).

La principal diferencia entre el modelo UBCSAND y el UBC3D-PLM es que este último posee una formulación 3D generalizada. Este modelo emplea dos superficies de fluencia con tal de garantizar una transición suave en el ángulo de fricción movilizado. Utiliza la condición de rendimiento Mohr-Coulomb con una ley de endurecimiento similar a la del modelo Hardening Soil. Además incorpora una ley de densificación con una regla de endurecimiento cinemático basada en el número de ciclos de carga para precisar de mejor manera la evolución

del exceso de presión de poros.

El comportamiento elástico está definido por una ley isotrópica no lineal, definida en términos del módulo de volumen elástico K y el módulo de corte elástico G , los cuales dependen del confinamiento según las siguientes ecuaciones.

$$K = K_B^e P_A \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{m_e} \quad (3.24)$$

$$G = K_G^e P_A \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{n_e} \quad (3.25)$$

Donde K_B^e corresponde al módulo de compresibilidad, K_G^e es el modulo de corte y los parámetros m_e y n_e son parámetros que definen la tasa de dependencia de tensión de la rigidez y P_A es la presión atmosférica.

La función de potencial plástico del modelo especifica la dirección de la deformación plástica y utiliza una regla de flujo no asociada que se basa en la función de potencial plástico de Drucker-Prager (Tsegaye 2010). La función de potencial plástico se identifica con la letra g y queda descrita por la ecuación:

$$g = q - M \cdot (p' + c \cot \phi_p) \quad (3.26)$$

$$M = \frac{6 \sin \psi_M}{3 - \sin \psi_M} \quad (3.27)$$

Donde q corresponde al desviador de tensiones, ψ_m es el ángulo de dilatancia movilizado, ϕ_p es el ángulo de fricción peak y p' el confinamiento efectivo promedio.

Con esto se tiene que la tasa de deformación plástica se encuentra relacionado con incrementos de la tasa de tensiones mediante una ley constitutiva hiperbólica, que se encuentra caracterizada por el módulo de corte plástico (G^p) y el número de ciclos de carga-descarga.

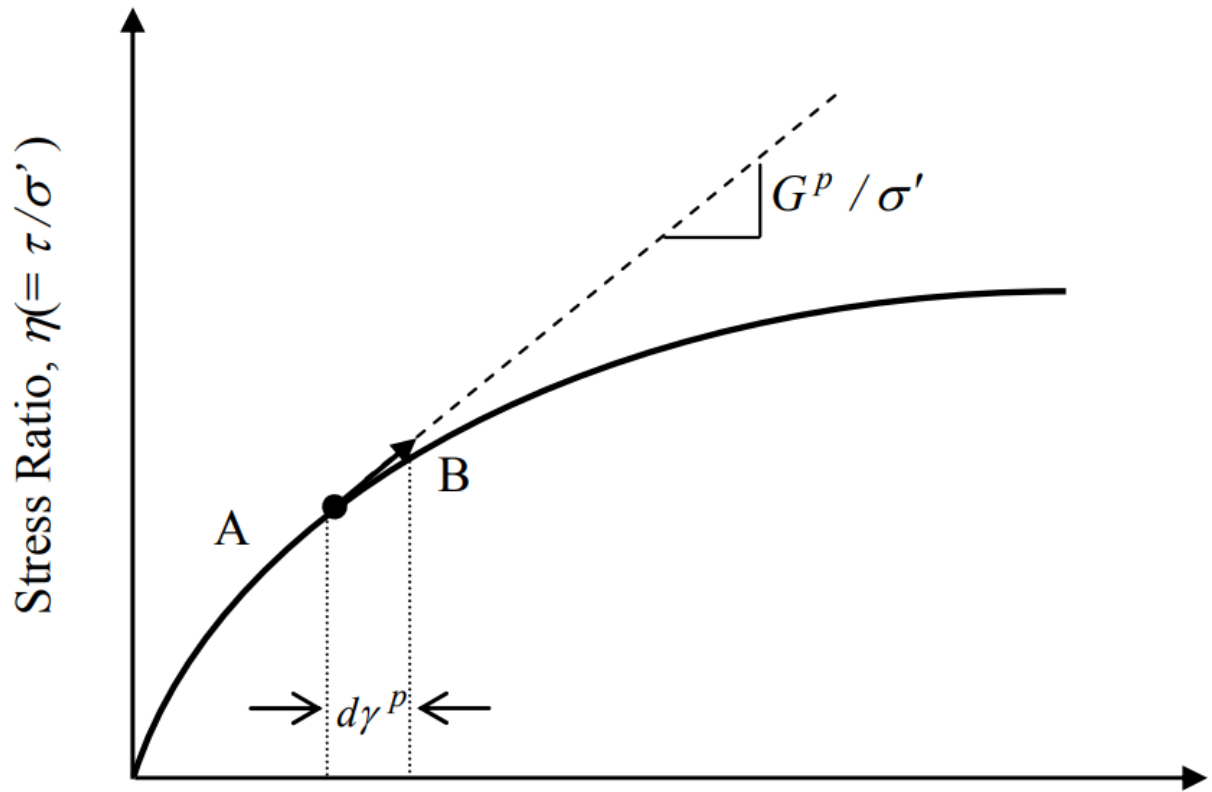


Figura 3.10: Representación de la ley de endurecimiento hiperbólico. Beaty y Byrne (2011)

Para precisar la evolución de la presión de poros, el modelo incorpora una regla de densificación y con tal de garantizar una transición suave al estado de licuación, se utiliza el módulo de compresibilidad plástico K_G^p para caracterizar la degradación de la rigidez a través de dos superficies de fluencia (carga primaria y carga secundaria) dependiente del número de ciclos.

Los parámetros utilizados en el modelo UBC3D-PLM son los siguientes:

Tabla 3.3: Parámetros del modelo UB3D-PLM

Parámetros	Unidad	Descripción
Parámetros de Rigidez		
K_B^e	[-]	Módulo de compresibilidad elástico
K_G^e	[-]	Módulo de corte elástico
K_G^p	[-]	Módulo de corte plástico
m_e	[-]	Razón de dependencia de esfuerzos del módulo elástico de compresibilidad
n_e	[-]	Razón de dependencia de esfuerzos del módulo elástico de corte
n_p	[-]	Razón de dependencia de esfuerzos del plástico elástico de corte
p_{ref}	[kN/m ²]	Presión de referencia
Parámetros de Resistencia		
ϕ_{cv}	[°]	Límite de tensión y resistencia a la tracción
ϕ_p	[°]	Ángulo de fricción peak
c	[kN/m ²]	Cohesión
σ_p	[kN/m ²]	Límite de tensión y resistencia a la tracción
Parámetros Avanzados		
R_f	[-]	Razón de falla
$(N_1)_{60}$	[-]	Índice de penetración estándar corregido
f_{dens}	[-]	Factor de densificación
f_{Epost}	[-]	Factor de post-licuación

Beatty y Byrne (2011) propusieron un set de ecuaciones generalizadas para la calibración del modelo UBCSAND a partir de valores de ensayos SPT que posteriormente fue adaptado para el modelo UB3D-PLM por Makra (2013).

Si bien para las aplicaciones dinámicas se requiere una investigación exhaustiva de los depósitos de suelos, el modelo implementa formulaciones específicas para la obtención los parámetros de entrada a partir de pruebas de penetración estándar (SPT) y la correspondiente calibración del parámetro $(N_1)_{60}$ como se presenta a continuación:

$$K_G^e = 21,7 \cdot 20 \cdot (N_1)_{60}^{0,3333} \quad (3.28)$$

$$K_B^e = 0,7 \cdot K_G^e \quad (3.29)$$

$$K_G^p = K_G^e \cdot (N_1)_{60}^2 \cdot 0,003 + 100 \quad (3.30)$$

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}) \quad (3.31)$$

Se presenta a continuación las ecuaciones que se utilizan para calibrar este mismo tipo de

arenas en el modelo Hardening Soil a partir de los parámetros del modelo UBC3D-PLM:

$$G_o^{ref} = K_G^e \cdot p_{ref} \quad (3.32)$$

$$G_{ur} = \frac{G_o^{ref}}{3} \quad (3.33)$$

$$E_{ur} = 2 \cdot (1 + \nu_{ur}) \cdot G_{ur} \quad (3.34)$$

$$E_{oed} = E_{50} = \frac{E_{ur}}{3} \quad (3.35)$$

Capítulo 4

MODELACIÓN ESTRUCTURAL

En el presenta capítulo se aborda el proceso de modelación de la estructura del muelle desarrollado en el software de análisis de elementos finitos Sap2000 V.21. Se incluyen las valoraciones de cargas aplicadas, dimensiones y materiales de las estructuras junto con la metodología utilizada para integrar las principales estructuras de interés (extensión frente de atraque y grúa STS).

4.1. Descripción de las cargas

Según la “Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras” (1° Edición, 2013) de la Dirección de Obras Portuarias de Chile, los estados de carga que generalmente se utilizan en el diseño de muelles transparentes son las siguientes:

Tabla 4.1: Consideración de estados de cargas según la Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras, DOP.

Artículo	Estado de Carga	Consideración de cargas en modelación
4.4.2.3.3.1	Peso Propio	✓
4.4.2.3.3.2	Sobrecarga	✓
4.4.2.3.3.3	Sistema de Transporte y Manipulación de Carga	✓
4.4.2.3.3.4	Amarre	<i>x</i>
4.4.2.3.3.5	Atraque	<i>x</i>
4.4.2.3.3.6	Sismo	✓
4.4.2.3.3.7	Temperatura	<i>x</i>
4.4.2.3.3.8	Viento	<i>x</i>
4.4.2.3.3.9	Oleaje	<i>x</i>
4.4.2.3.3.10	Corrientes	<i>x</i>

En este caso no se consideran algunas cargas ambientales y de operación que se presentan en la guía debido a una simplificación de análisis, utilizando solo las solicitaciones que generen esfuerzos máximos en el trabajo axial de los pilotes inclinados originados por el sismo de diseño.

A continuación se presentan los tipos de cargas considerados en la modelación de las estructuras.

4.1.1. Cargas muertas o permanentes

Las cargas muertas o permanentes corresponden a aquellas producidas por efecto de la gravedad. Estas incluyen el peso propio de todos los elementos que componen las estructuras y el peso de columnas de agua que se acumulan en el interior de los pilotes que conforman la estructura.

4.1.1.1. Peso propio:

Consiste en el peso propio de todos los materiales de construcción tanto estructurales como arquitectónicos, además de los equipamientos de servicio fijos. En este caso se consideran los pesos de los elementos estructurales propios de la estructura del muelle, estos son: vigas de hormigón armado (longitudinales y transversales), losa de hormigón armado y pilotes de acero.

4.1.1.2. Columna de Agua:

Los pilotes de acero son secciones tubulares que se encuentran parcialmente sumergidos. De manera natural el volumen contenido al interior de estos se ocupa por una columna de agua, la cual se considera en el análisis sísmico de la estructura.

El peso producido por la columna de agua se considera en el modelo como una carga linealmente distribuida a lo largo del pilote en dirección gravitacional, desde el Nivel de Reducción de Sonda (N.R.S) hasta la cota del fondo marino. Esta carga depende del diámetro del pilote como se muestra a en la siguiente tabla:

Tabla 4.2: Valores de carga para columna de agua

Pilotes	Diámetro [mm]	Carga lineal [tonf/m]
Tipo 1	1000	0,73
Tipo 2	1100	0,88
Tipo 3	1100	0,86
Tipo 4	1100	0,86

4.1.2. Cargas vivas o sobrecargas

4.1.2.1. Sobrecarga de uso:

Corresponde a aquellas producidas debido al tránsito de personas y maquinarias (vehículos, sobrecargas de equipos, camiones, montacargas, vehículos, etc) sobre el tablero del muelle, junto a cargas de operación y mantenimiento de la estructura.

La carga es aplicada de forma distribuida sobre la losa del tablero en dirección gravitacional. El valor de la sobrecarga fue estipulado a partir de criterio de ingenieros especialistas en bases de diseño de proyectos similares. Estas son:

- $S_{c_{estática}} = 2.5[tonf/m^2]$
- $S_{c_{sísmica}} = 1.25[tonf/m^2]$

4.1.2.2. Sobrecarga de equipos:

Sobre el tablero del muelle se desplazan longitudinalmente grúas porta contenedores. Dadas las dimensiones de la estructura se considera un total de 4 grúas STS sobre el tablero, las cuales dependiendo de las operaciones de carga y descarga de embarcaciones en el puerto, puede presentar de 0 a 4 grúas operando simultáneamente.

Para contemplar la operación de grúas en una condición desfavorable se considera un total de 4 Grúas STS en operación sobre el tablero.

4.1.3. Lateral Spreading

Consiste en un movimiento lateral de grandes bloques de terreno producto del efecto de licuefacción de suelos, en el cual la pérdida de resistencia en los suelos granulares saturados produce grandes deformaciones horizontales.

En este caso se considera una fuerza lineal equivalente en la dirección lado mar (Eje Y de la modelación, Figura 4.2) que considera los empujes que se generarán en el estrato de suelos sueltos superficiales constituidos por fango y arena suelta. La valoración y distribución de estas cargas es definida según estudio geotécnico del proyecto (Figura 4.8).

4.1.4. Cargas sísmicas

El análisis sísmico se realiza utilizando el método de análisis elástico dinámico o modal-espectral.

El análisis modal espectral se utiliza para evaluar la respuesta del frente de ataque a través del modelo realizado en SAP2000, enfocado en obtener las sollicitaciones a tracción y compresión de los pilotes sísmicos inclinados, mediante la aplicación de espectros de respuestas según los requerimientos dispuestos en las disposiciones normativas, especialmente en el capítulo 13 de la actualización de la norma. El análisis incluye el número de modos de vibrar tal que la participación de masa modal, en cada dirección de análisis, es igual o superior al 90 % de la masa total.

4.1.4.1. Análisis Modal-Espectral

Para realizar el análisis modal espectral se utilizan las siguientes ecuaciones presentadas en las disposiciones normativas para el análisis elástico dinámico:

Espectro de diseño horizontal NCh2369 Actualizada:

$$S_a = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0 \cdot I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (4.1)$$

Espectro de diseño vertical NCh2369 Actualizada:

$$S_{av} = 1,8 \cdot S \cdot A_0 \cdot I \left(\frac{T'}{1,7 \cdot T_V} \right)^n < 1,8 \cdot S \cdot A_0 \cdot I \quad (4.2)$$

Espectro de diseño horizontal NCh2369.of2003:

$$S_a = \frac{2,75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (4.3)$$

Espectro de diseño vertical NCh2369.of2003:

Según el artículo (5.5.2) de la norma, se puede desarrollar un análisis dinámico vertical con el espectro de aceleraciones indicado en la expresión (4.3) con $R = 3$ y $\xi = 0,03$. En este caso la ordenada espectral no necesita ser mayor al valor dado por: $I \cdot A_0$.

4.1.5. Combinaciones de Carga

Según los requerimientos normativos y de la buena práctica en obras portuarias se consideran las siguientes ecuaciones para la simultaneidad de cargas sísmicas:

- **Por buena práctica en obras portuarias:**

$$\begin{aligned} Ex_1 &= \pm 1,0 \cdot S_x \pm 0,3 \cdot S_y \pm 1,0 \cdot S_z \\ Ey_1 &= \pm 0,3 \cdot S_x \pm 1,0 \cdot S_y \pm 1,0 \cdot S_z \end{aligned}$$

- **Según NCh2369 Actualizada:**

$$\begin{aligned} Ex_2 &= \pm 1,0 S_x \pm 0,3 S_y \pm 0,6 S_z \\ Ey_2 &= \pm 0,3 S_x \pm 1,0 S_y \pm 0,6 S_z \\ Ez_1 &= \pm 0,6 S_x \pm 0,2 S_y \pm 1,0 S_z \\ Ez_2 &= \pm 0,2 S_x \pm 0,6 S_y \pm 1,0 S_z \end{aligned}$$

Según la combinación de signos, cada demanda sísmica debe tener 8 posibles combinaciones de acción sísmica.

Nota: Para considerar una enumeración en los casos de carga se considera la siguiente nomenclatura: **Carga sísmica** = Ex_{ij} ; Ey_{ij} ; Ez_{ij} (Donde $i = 1, 2$; $j = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8$)

Por ejemplo: $Ex_{1,j}$

$$\begin{aligned} Ex_{1,1} &= + S_x + 0.3 S_y + S_z \\ Ex_{1,2} &= - S_x + 0.3 S_y + S_z \\ Ex_{1,3} &= + S_x - 0.3 S_y + S_z \\ Ex_{1,4} &= + S_x + 0.3 S_y - S_z \\ Ex_{1,5} &= - S_x - 0.3 S_y + S_z \\ Ex_{1,6} &= - S_x + 0.3 S_y - S_z \end{aligned}$$

$$Ex_{1,7} = + Sx - 0.3 Sy - Sz$$

$$Ex_{1,8} = - Sx - 0.3 Sy - Sz$$

Simbología de cargas utilizadas:

D: Carga permanente.

L: Carga viva.

E: Carga sísmica.

H: Cargas debido a la presión lateral de tierra, a la presión de agua subterránea, o a la presión lateral de materiales a granel, más el empuje sísmico de suelo u otros materiales en las combinaciones que incluyan el efecto sísmico.

4.1.5.1. Combinaciones ASD

Las combinaciones ASD a utilizar son obtenidas mediante las disposiciones expuestas en la norma NCh3171 y la norma NCh2369.

Según estipulado en la sección (9.2.1) de norma NCh3171 (Tabla 2.3) , para este caso se considera el uso de las combinaciones N° : 1), 2), 5b), 6b) y 8). Para el caso de las combinaciones de carga según la norma de diseño sísmico de instalaciones industriales, se aplica lo estipulado en la sección 4.5 de la norma NCh2369of.2003. Con esto se tendrán la siguiente definición de combinaciones de cargas:

Tabla 4.3: Combinaciones de carga, Método ASD

Norma	N° combinación	Factores de carga							Simbología
		D	L	Lsímico	αH	$Ex_{i,j}$ (i=1,2)	$Ey_{i,j}$ (i=1,2)	$Ez_{i,j}$ (i=1,2)	
NCh3171	1	1	0	0	0	0	0	0	D
	2	1	1	0	0	0	0	0	D+L
	5 b)	1	0	0	1	1	0	0	D + EX _{i,j} + αH
		1	0	0	1	0	1	0	D + EY _{i,j} + αH
		1	0	0	1	0	0	1	D + EZ _{i,j} + αH
	6b)	1	0	0,75	1	0,75	0	0	D + 0,75 L + 0,75 EX _{i,j} + αH
		1	0	0,75	1	0	0,75	0	D + 0,75 L + 0,75 EY _{i,j} + αH
		1	0	0,75	1	0	0	0,75	D + 0,75 L + 0,75 EZ _{i,j} + αH
	8)	0,6	0	0	1	1	0	0	0,6 D + EX _{i,j} + αH
		0,6	0	0	1	0	1	0	0,6 D + EY _{i,j} + αH
0,6		0	0	1	0	0	1	0,6 D + EZ _{i,j} + αH	
NCh2369	9	1	0	1	1	1	0	0	D + L + EX _{i,j} + αH
		1	0	1	1	0	1	0	D + L + EY _{i,j} + αH
		1	0	1	1	0	0	1	D + L + EZ _{i,j} + αH

Donde:

$$L = SC$$

$$L_{sismico} = a \cdot SC$$

SC: Sobrecarga de uso (2,5 $\left[\frac{tonf}{m^2}\right]$ para la losa de hormigón armado)

$$a = 0,5$$

Según lo mencionado en la consideración c) de la sección (9.2.1), la carga “H” considera el efecto del lateral Spreading, estos son considerados en el análisis apuntando en dirección hacia las zonas del borde lado mar (dirección eje Y), por lo tanto, para incorporar su efecto junto a la acción sísmica las combinaciones a utilizarán en las siguientes consideraciones para

la amplificación/reducción según corresponda:

A favor de acción sísmica principal: $\alpha = 1 \rightarrow (+H)$, $\forall E_{i,j}$ con $j= 1, 2, 4, 6$;
 En contra de acción sísmica principal: $\alpha = 0,6 \rightarrow (+0,6H)$, $\forall E_{i,j}$ con $j= 3, 5, 7, 8$.

4.1.5.2. Combinaciones LRFD

De manera similar al caso anterior, las combinaciones LRFD a utilizar son obtenidas mediante las disposiciones expuestas en la norma NCh3171 y la norma NCh2369.

Según se estipula en la sección (9.2.2) de norma NCh3171 (Tabla 2.3) , para este caso se considera el uso de las combinaciones N° : 1), 2), 5) y 7). Para el caso de las combinaciones de carga según la norma de diseño sísmico de instalaciones industriales, se aplica lo estipulado en la sección (4.5) de la norma NCh2369of.2003.

Con esto se tendrán la siguientes combinaciones de cargas a implementar en el modelo:

Tabla 4.4: Combinaciones de carga, Método LRFD

Norma	N° combinación	Factores de carga							Simbología
		D	L	Lsismico	αH	E_xi (i=1,2,3)	E_yi (i=1,2,3)	E_zi (i=1,2,3)	
NCh3171	1	1,4	0	0	0	0	0	0	1,4 D
	2	1,2	1,6	0	0	0	0	0	1,2 D + 1,6 L
	5	1,2	0	1	1	1,4	0	0	1,2 D + L + 1,4 EXi,j + αH
		1,2	0	1	1	0	1,4	0	1,2 D + L + 1,4 EYi,j + αH
		1,2	0	1	1	0	0	1,4	1,2 D + L + 1,4 EZi,j + αH
	7	0,9	0	0	1	1,4	0	0	0,9 D + 1,4 EXi,j + αH
		0,9	0	0	1	0	1,4	0	0,9 D + 1,4 EYi,j + αH
0,9		0	0	1	0	0	1,4	0,9 D + 1,4 EZi,j + αH	
NCh2369	8	1,2	0	1	1	1,4	0	0	1,2 D + L + 1,4 EXi,j + αH
		1,2	0	1	1	0	1,4	0	1,2 D + L + 1,4 EYi,j + αH
		1,2	0	1	1	0	0	1,4	1,2 D + L + 1,4 EZi,j + αH

Donde:

$$L = SC$$

$$L_{sismico} = a \cdot SC$$

SC: Sobrecarga de uso ($2,5 \left[\frac{tonf}{m^2} \right]$ para la losa de hormigón armado)

$$a = 0,5$$

Al igual que el caso anterior, se considera la excepción c) del capítulo 9.1.1 (Tabla 2.3) sobre la carga “H” que considera el efecto de lateral Spreading apuntando en dirección hacia las zonas del borde lado mar (dirección eje Y). Para incorporar su efecto junto a la acción sísmica las combinaciones a utilizarán en las siguientes consideraciones para la amplificación/reducción según corresponda:

A favor de acción sísmica principal: $\alpha = 1,6 \rightarrow (+1,6H)$, $\forall E_{i,j}$ con $j= 1, 2, 4, 6$;
 En contra de acción sísmica principal: $\alpha = 0,9 \rightarrow (+0,9H)$, $\forall E_{i,j}$ con $j= 3, 5, 7, 8$.

4.2. Modelo extensión frente de atraque

A continuación se presentan los datos utilizados acerca de los materiales y propiedades mecánicas, secciones geométricas, datos estratigráficos y geometría general del frente de atraque modelado a partir de planos y antecedentes del proyecto portuario proporcionado por la empresa PMI Energy Services además de la presentación e integración del modelo estructural de una Grúa STS. Para el desarrollo de la adaptación al modelo estructural se consideran estudios de referencia desarrollados por Esparza Herrera, Y. A. (2020). para la conexión grúa-estructura y de Figueroa Navarrete, F. A. (2017) para la conexión viga-pilote del muelle.

Los elementos estructurales correspondientes a vigas, pilotes y jackets son representados a través de elementos tipo *frames*, mientras que las losas de hormigón armado son representadas por elementos tipo *shell thick*

4.2.1. Materiales

Los materiales y propiedades de los elementos estructurales a implementar en el modelo del muelle transparente corresponden a los presentados en la tabla 4.5, mientras que los detalles de las geométricos de las secciones se presentan en la tabla 4.6

Tabla 4.5: Materiales de elementos estructurales

Hormigones					
Elemento:	Calidad del hormigón	f'c [Mpa]	Ec [Mpa]	Densidad [ton/m3]	Poisson
Vigas transversales	H40 o G35	35	27806	2,5	0,2
Vigas longitudinales	H40 o G35	35	27806		
Vigas longitudinales intermedias	H40 o G35	35	27806		
Vigas de borde	H40 o G35	35	27806		
Losa	H40 o G35	35	27806		
Aceros					
Elemento:	Calidad del acero	fy [Mpa]	Es [Mpa]	Densidad [ton/m3]	Poisson
Pilotes verticales	A572 gr 50	351	210000	7,85	0,3
Pilotes inclinados	A572 gr 50	351	210000		
Jacket	A36	253	210000		

Tabla 4.6: Geometría de elementos estructurales del frente de atraque

Elementos	Detalle	Extensión frente de atraque
Pilote vertical (Tipo 1)	acero	A572 gr 50
	diámetro ext. [mm]	1000
	espesor [mm]	18
Pilote vertical (Tipo 2)	acero	A572 gr 50
	diámetro ext. [mm]	1100
	espesor [mm]	22
Pilote vertical (Tipo 3)	acero	A572 gr 50
	diámetro ext. [mm]	1100
	espesor [mm]	28
Pilote inclinado (Tipo 4)	acero	A572 gr 50
	diámetro ext. [mm]	1100
	espesor [mm]	28
Vigas transversales	alto [mm]	1600
	ancho [mm]	700
	hormigón	G35
	acero de refuerzo	A630-420H
Vigas longitudinales	alto [mm]	1600
	ancho [mm]	700
	hormigón	G35
	acero de refuerzo	A630-420H
Vigas longitudinales intermedias	alto [mm]	1200
	ancho [mm]	600
	hormigón	G35
	acero de refuerzo	A630-420H
Vigas de borde N° 1,2 y 4	alto [mm]	1600
	ancho [mm]	400
	hormigón	G35
	acero de refuerzo	A630-420H
Viga de borde N°3	alto [mm]	2300
	ancho [mm]	400
	hormigón	G35
	acero de refuerzo	A630-420H
Losa	espesor [mm]	400
	hormigón	G35
Tubos Jacket	diámetro ext. [mm]	508
	espesor [mm]	12
	acero	A36

4.2.2. Geometría del muelle

A continuación se presenta la geometría de la estructura del frente de atraque conformado por el tablero de hormigón armado constituido por la losa y el sistema de vigas longitudinales y transversales, dispuesta sobre los pilotes verticales e inclinados.

El modelo desarrollado se presenta a continuación:

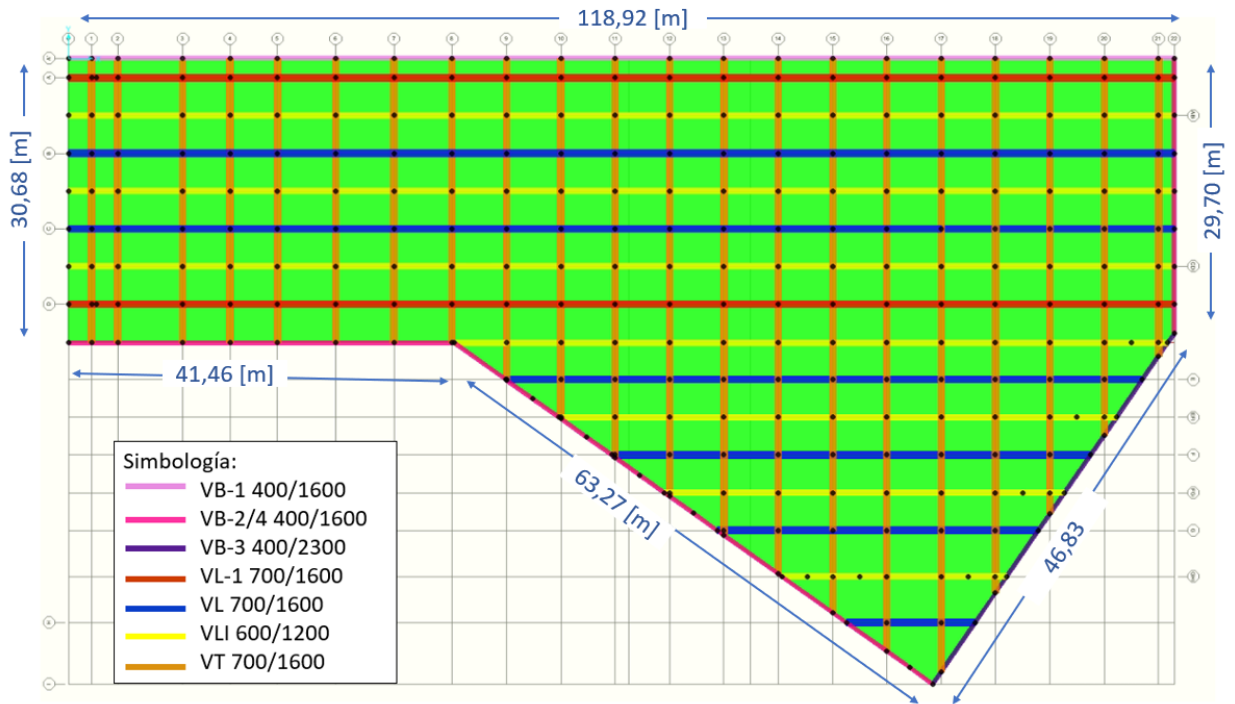


Figura 4.1: Vista en planta X-Y de la modelación del muelle.

NOTA: Se tiene que los equipos de Grúas STS irán montadas sobre las vigas longitudinales (VL-1 700/1600) de los ejes A y D de la Grilla, las cuales se encuentran separadas a 24,39 [m] (80 pies).

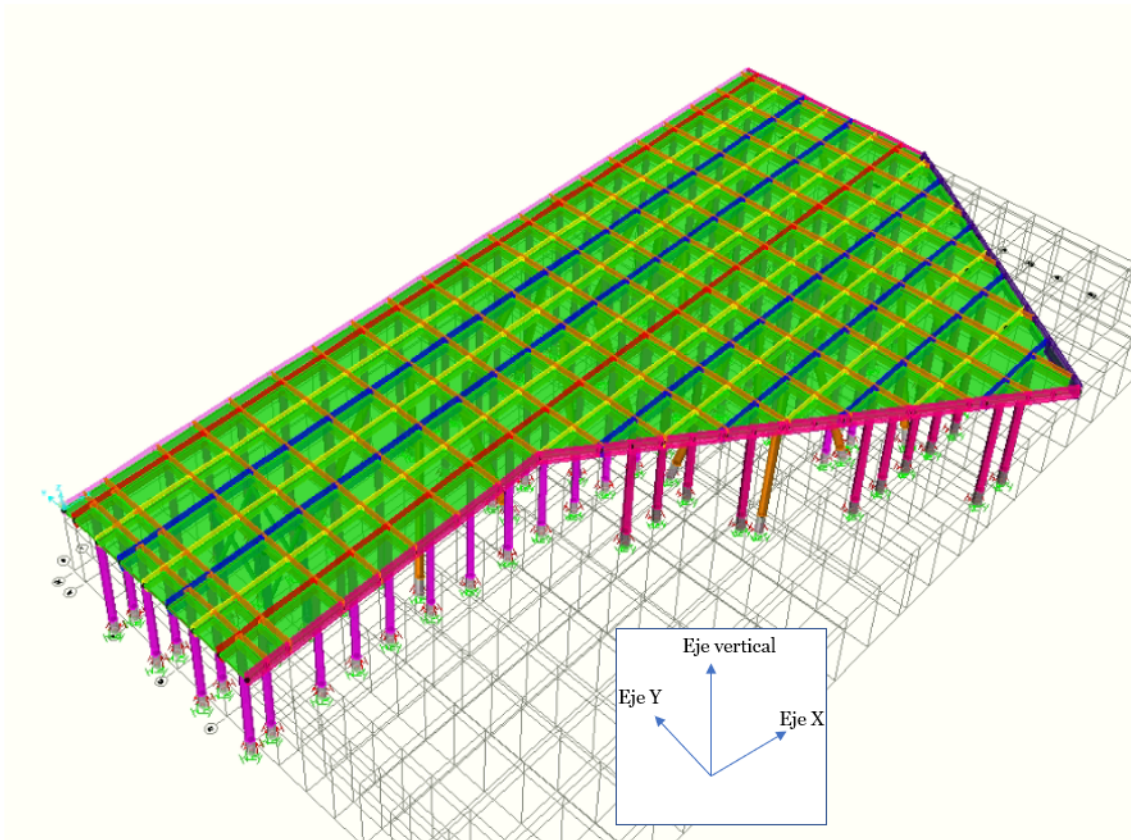


Figura 4.2: Vista tridimensional N°1 de modelación muelle.

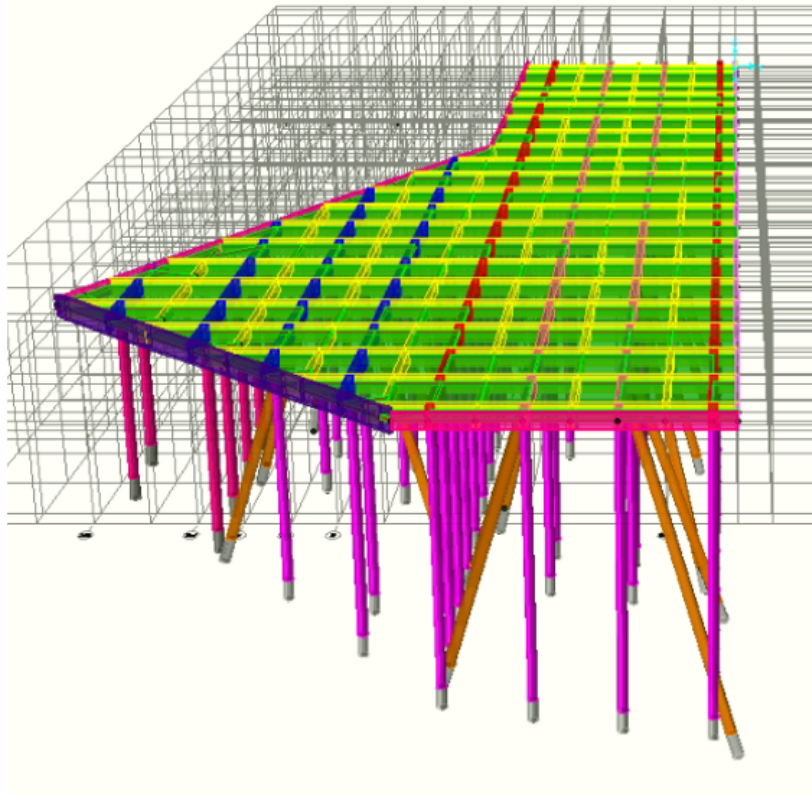


Figura 4.3: Vista tridimensional $N^{\circ}2$ de modelación muelle.

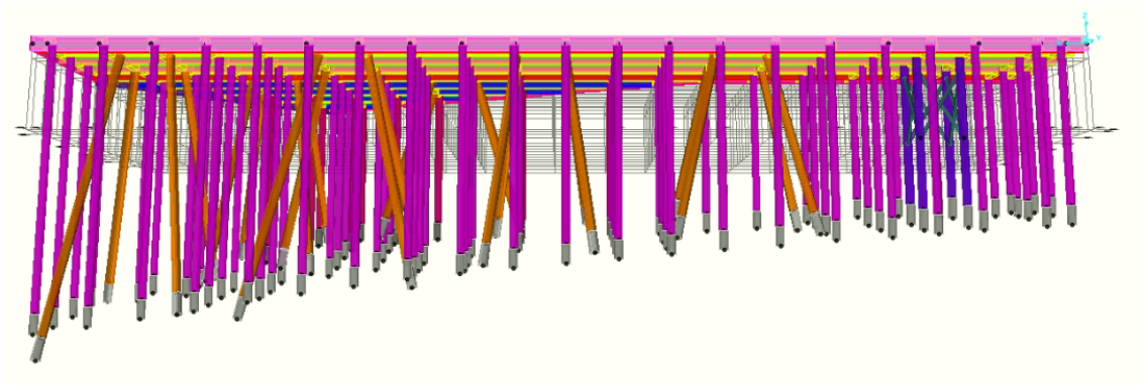


Figura 4.4: Vista tridimensional $N^{\circ}3$ de modelación muelle.

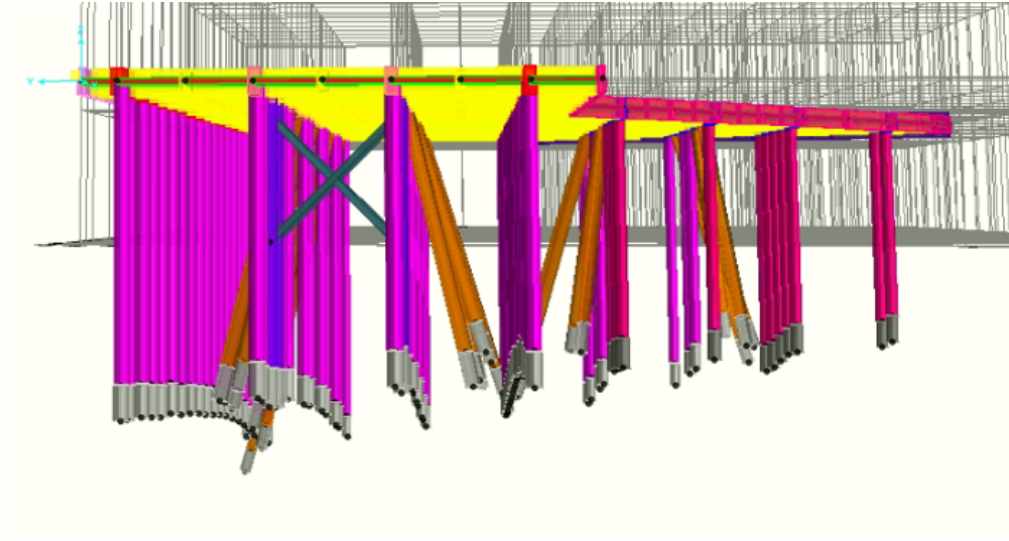


Figura 4.5: Vista tridimensional N°4 de modelación muelle.

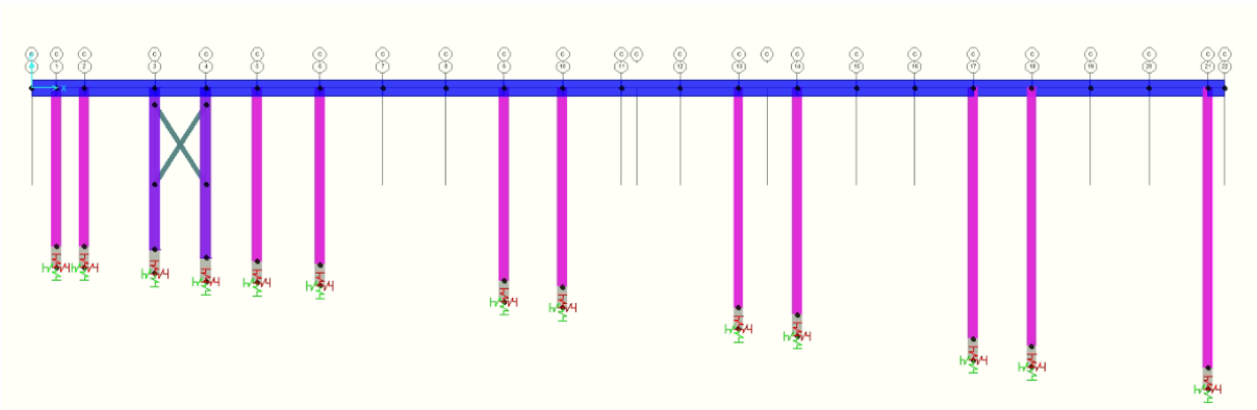


Figura 4.6: Vista en elevación X-Z de la modelación del muelle.

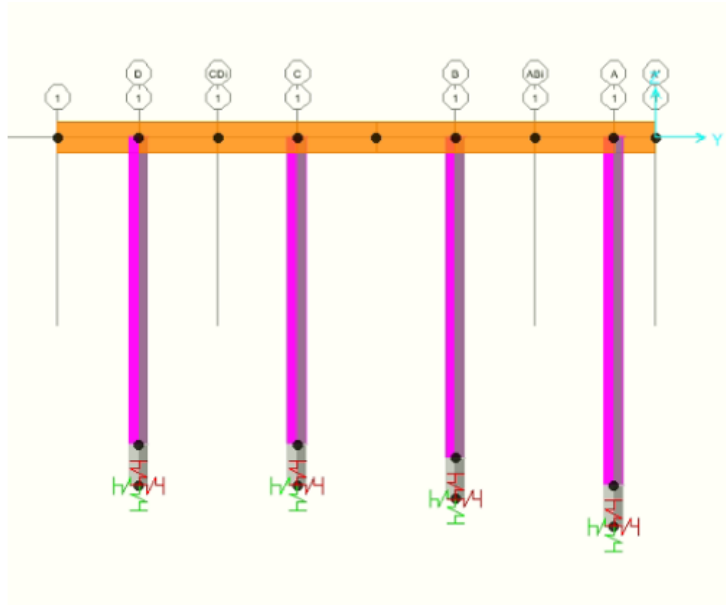


Figura 4.7: Vista en elevación Y-Z de la modelación del muelle.

4.2.2.1. Viga rígida equivalente

A partir de las recomendaciones realizadas en el informe geotécnico del proyecto, para evaluar el trabajo de los pilotes y la interacción suelo-estructura de suelo (trabajo por debajo de las capas de fango y arenas sueltas), se realiza la representación del trabajo realizado por los pilotes mediante el método de viga rígida equivalente.

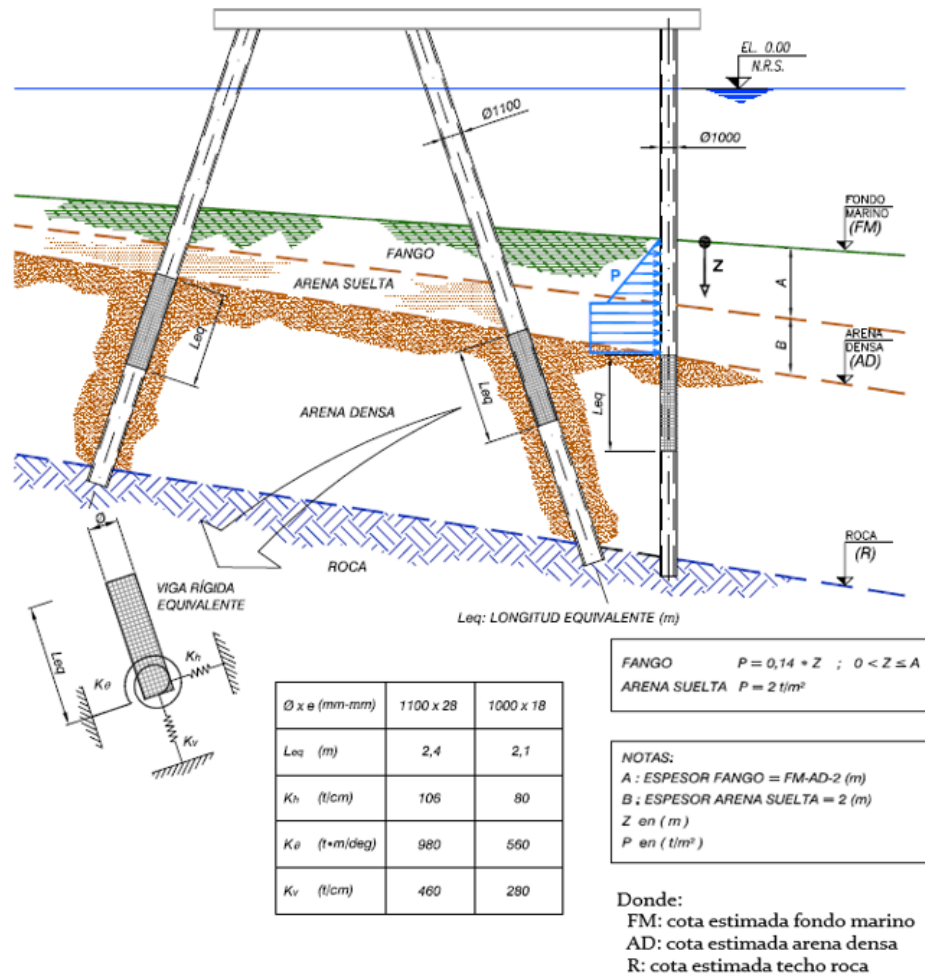


Figura 4.8: Modelación interacción suelo-estructura. Adaptado *Modelación interacción pilote-suelo*, de IMS Geovenor, 2013, Estudio Geotécnico para Ampliación y Mejoramiento Frente de Atraque Puerto de Valparaíso.

En la Figura 4.8 se entregan los valores de rigidez para los resortes virtuales horizontales, verticales y de giro, los cuales se encuentran ubicados en la punta del pilote a una longitud equivalente (Leq [m]) medida desde la capa superior de arena densa.

Los valores utilizados para la definición de la base rígida son los siguientes:

Tabla 4.7: Valores utilizados en viga rígida equivalente

Pilote Tipo	Sección	Leq [m]	K_h [tonf/m]	K_v [tonf/m]	K_θ [tonf·m/rad]	K_θ [tonf·m/deg]
1	1000x18	2,1	8000	28000	32085,6	560
2	1100x22	2,3	8000	28000	32085,6	560
3	1100x28	2,4	10600	46000	56149,8	980
4	1100x28	2,4	10600	46000	56149,8	980

4.2.3. Grúa STS

El modelo de grúa porta contenedores utilizado es proporcionado por la empresa PMI Energy Services. El modelo con sus dimensiones originales se ha utilizado en análisis sísmicos del Puerto San Vicente Terminal Internacional, provincia de Concepción.

Algunas dimensiones del modelo del modelo original fueron ajustadas, con tal de llevar a cabo un análisis apropiado y coincidente con las dimensiones y geometrías de las grúas presentes en el Puerto de Valparaíso.

4.2.3.1. Geometría

Las dimensiones principales de la estructura se presentan a continuación:

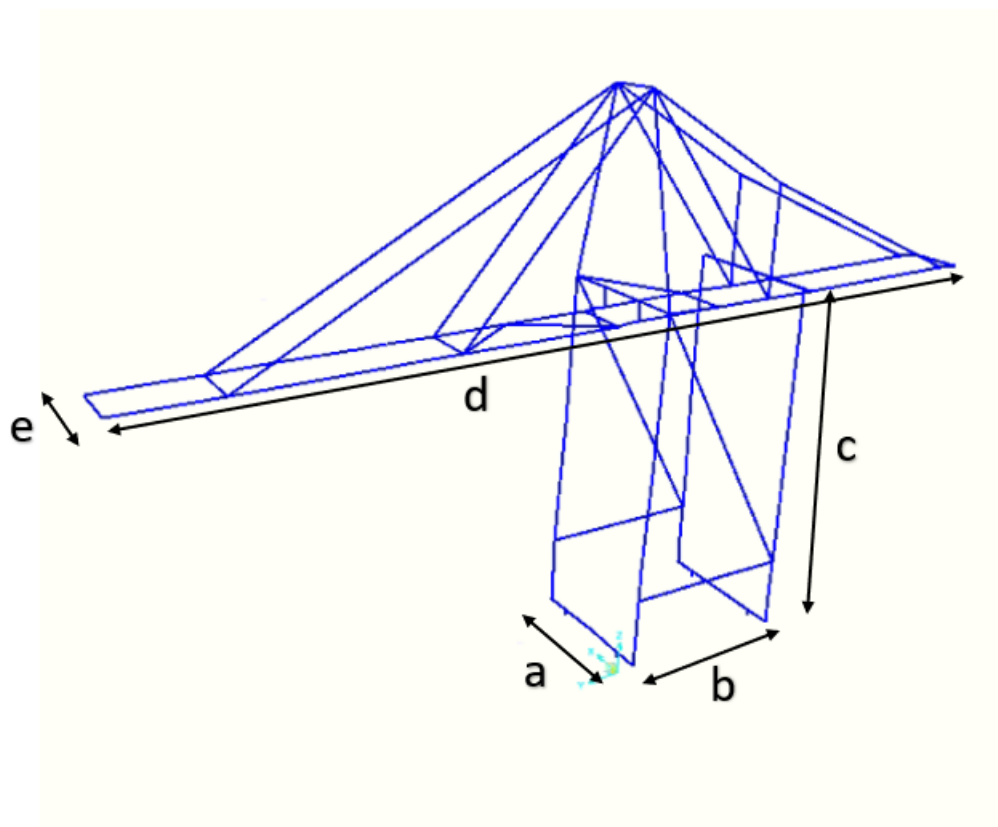


Figura 4.9: Vista 3D y geometría Grúa STS 80 pies de trocha

Tabla 4.8: Dimensiones modelo Grúa STS

Elemento	Longitud [m]
a	20,4
b	24,39
c	51,45
d	130,2
e	7,66

4.2.3.2. Cargas consideradas en la grúa

El modelo utilizado de la grúa está compuesto principalmente por dos estados de cargas: “Peso de la estructura” y cargas de “Trolley, sistema de levante y carga levantada”

- **Peso de la estructura** El peso de la estructura está definido mediante cargas puntuales y cargas distribuidas en los elementos que conforman la grúa STS (elementos frames). En el modelo no se considera el peso propio de las secciones con las que fue definida la estructura.
 - Peso muerto de Grúa STS (DL): 1393 [tonf]
- **Peso sistema de Trolley (sistema de levante y carga levantada)** Las cargas producidas por el trolley, el sistema de levante (spreader) y la carga levantada (contenedores) se consideran en el modelo mediante cargas puntuales en el sector más desfavorable de la viga principal como se muestra en la siguiente figura:

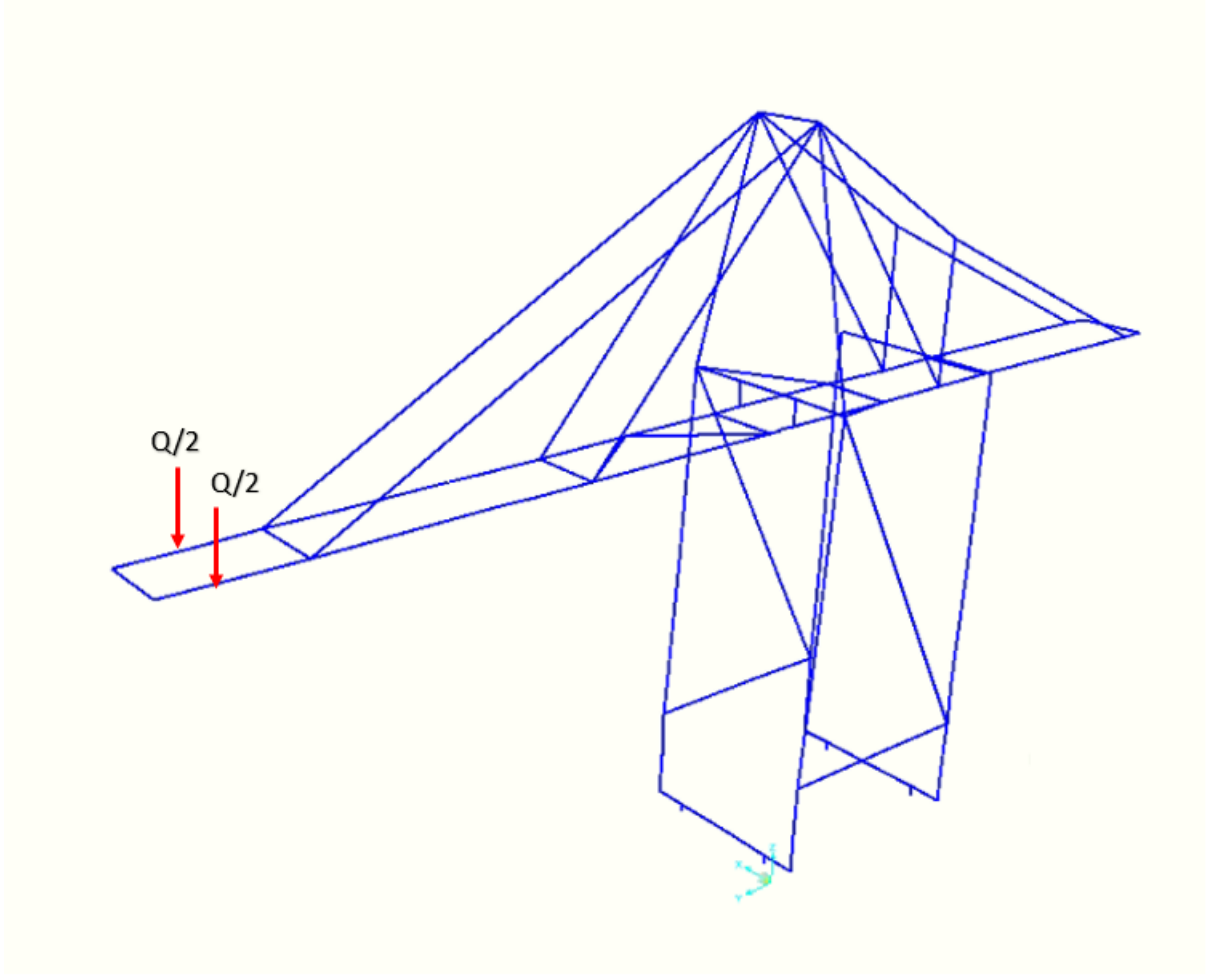


Figura 4.10: Vista 3D y ubicación de cargas en la grúa

Considerando lo anterior, se tendrán las siguientes cargas en la estructura de la grúa:

- Carga de Trolley (TL): 28 [tonf]
- Carga del sistema de levante (LS): 20 [tonf]
- Carga levantada (LL): 65 [tonf]

4.2.4. Modelo integrado Muelle-Grúa

Una vez completada la modelación de ambas estructuras se procede a integrar el modelo del muelle con el modelo modificado de la grúa STS.

Para emular el comportamiento de los bogies presentes en las bases de las grúas y su conexión con el tablero del muelle, se modelan estas secciones mediante elementos de barra de alta rigidez con liberación de los momentos M2 y M3 en la parte inferior.

A continuación se presenta la configuración resultante en para una modelación con mayor demanda sobre la estructura correspondiente a 4 grúas STS separadas entre si a una distancia de 12,4[m] sobre el tablero del muelle transparente, con una separación de 14,86 [m] del borde :

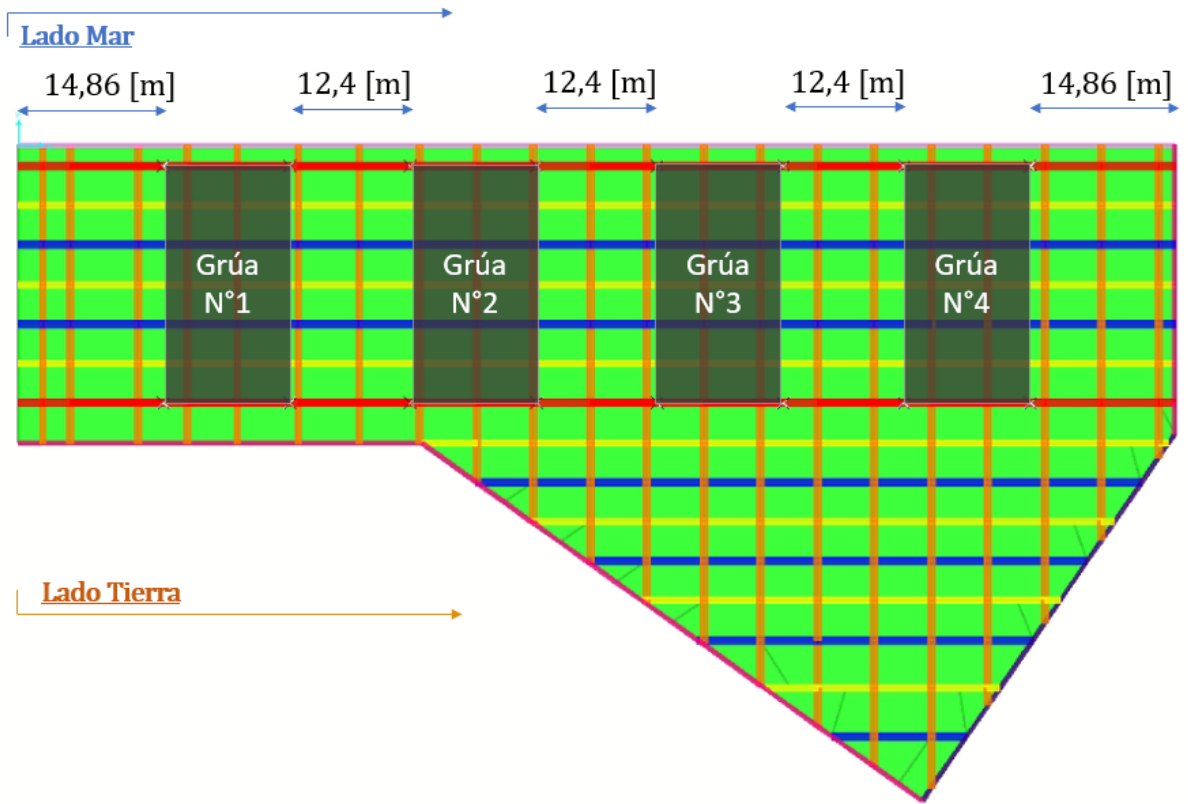


Figura 4.11: Ubicación en planta de grúas en modelo acoplado.

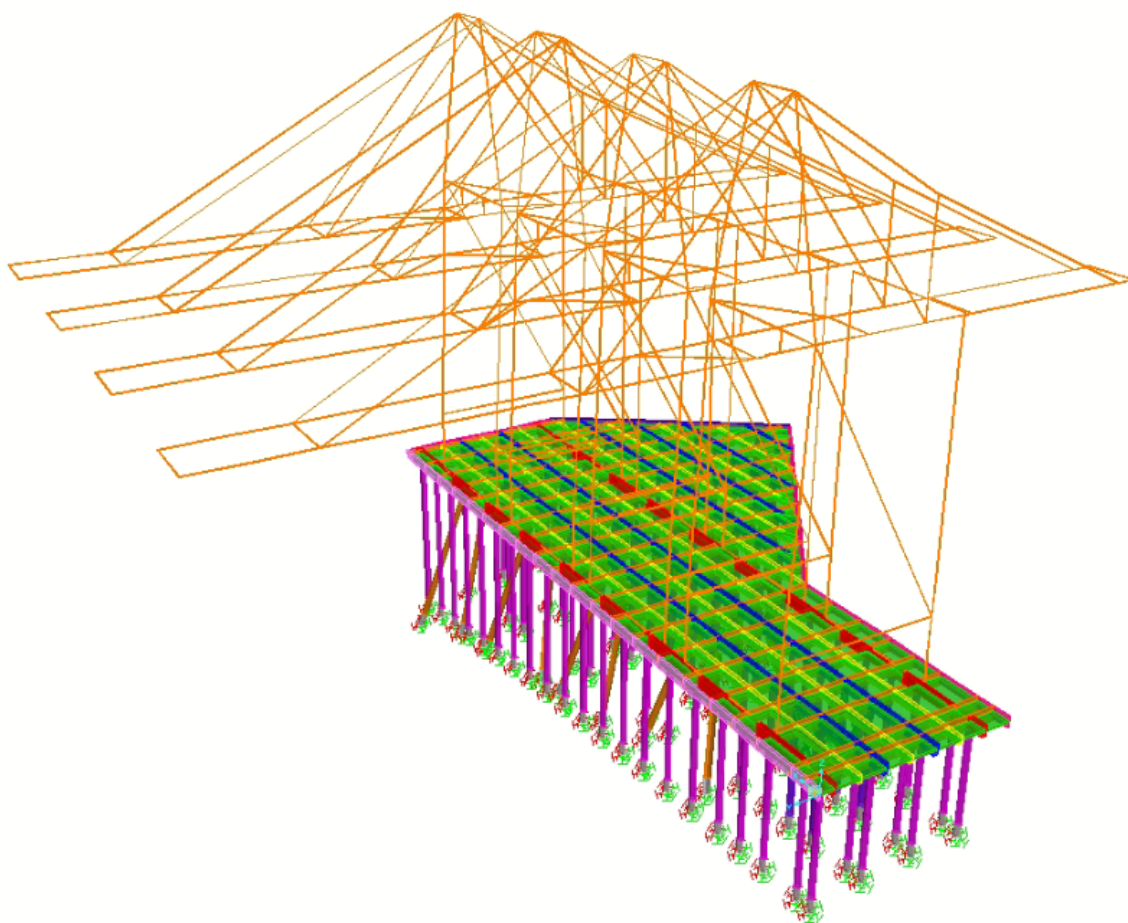


Figura 4.12: Vista tridimensional $N^{\circ}1$ de modelo acoplado muelle-grúa.

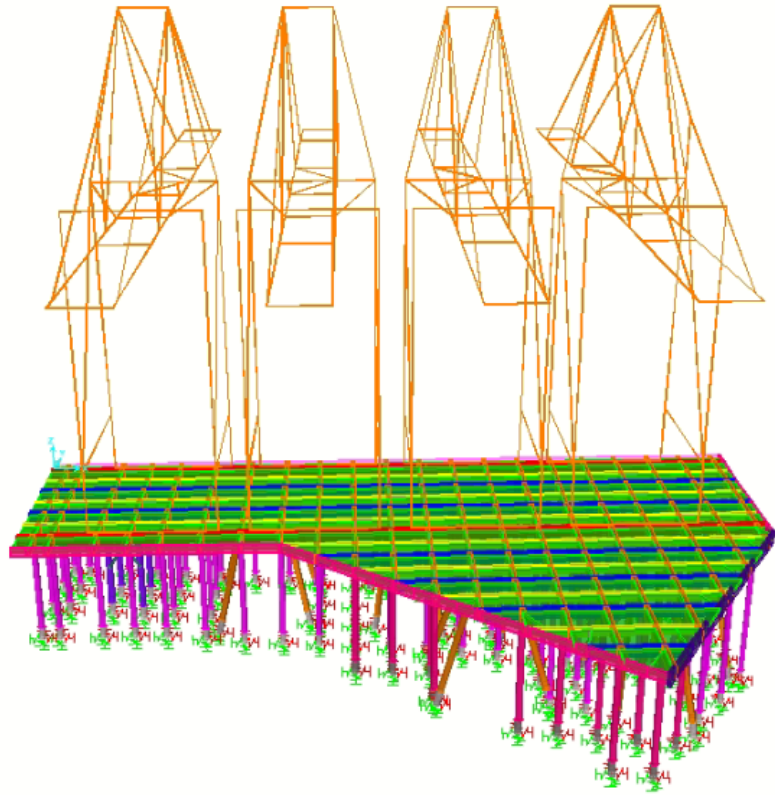


Figura 4.13: Vista tridimensional $N^{\circ}2$ de modelo acoplado muelle-grúa.

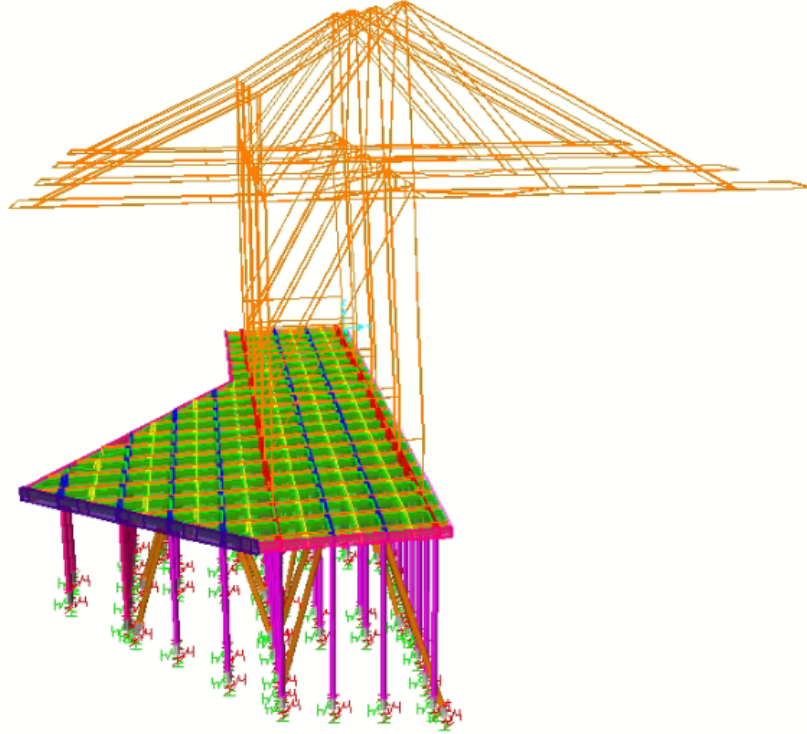


Figura 4.14: Vista tridimensional $N^{\circ}3$ de modelo acoplado muelle-grúa.

4.3. Análisis sísmico de la estructura

En la presente sección se presentan los parámetros de diseño sísmico utilizados en el análisis de las estructura.

- **Masa sísmica de la estructura** A partir de la disposición (5.1.2) de la norma actualizada, la masa sísmica de la estructura está dada a partir de la expresión:

- $\text{Masa sísmica} = PP + 0.5 \cdot SC + 4 \cdot \text{Masa sísmica}_{\text{Grúa}}$

Donde:

PP : Peso propio estructura muelle.

SC : Sobrecarga de uso.

- **Factor de importancia**

Según el artículo 13.3 de la norma Nch2369 actualizada, aquellas estructuras cuya falla comprometa la continuidad de operación del deben ser clasificadas como importantes u esenciales desde el punto de vista de su diseño sismorresistente. Es por esto que se considera un factor de importancia definido por la categoría IV según la Tabla 4.1 (NCh2369 Actualizada)

o categoría C1 según el apartado 4.3.1 de la NCh2369of.2003

- Zona sísmica

La ubicación del muelle se encuentra en la ciudad de Valparaíso, V región de Chile. Por lo tanto, la zona sísmica corresponde a la zona 3.


- Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Según las recomendaciones definidas en el informe geotécnico de proyecto el suelo corresponde al tipo III (clasificación según NCh2369of2003) o tipo C según Tabla 5.3 “Definición de los tipos de suelos de fundación” de la NCh2369 actualizada).

- Factor de modificación de la respuesta y razón de amortiguamiento.

En la disposición 13.5 de la norma actualizada, se realiza la referencia a una tabla contenida al final del capítulo 13 en donde se entregan los factores de modificación de respuesta (R) y razón de amortiguamiento (ξ), para distintos sistemas sismo-resistentes de muelles transparentes. En este caso, debido a la distribución de pilotes inclinados, la extensión del frente de ataque se puede identificar bajo la tipología N°3, teniendo así los parámetros indicados en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9: Factores R y ξ para estructuras marítimas específicas.

Sistema sismo-resistente		Esquema	R	Vigas de Acero	Vigas de Hormigón
				ξ	ξ
3	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre cuplas excéntricas de pilotes de acero.		3,5	0,03	0,04

4.3.1. Espectro de diseño definidos por Criterios de Diseño y NCh2369 Actualizada

- Categoría de Estructura: IV
- Tipo de suelo: C
- Zona sísmica: 3

Tabla 4.10: Parámetros sísmicos NCh2369 Actualizada

I	1,2
Ao [g]	0,4
R	3,5
ξ	0,04
S	1,05
T0 [s]	0,4
T' [s]	0,45
n	1,4
p	1,6

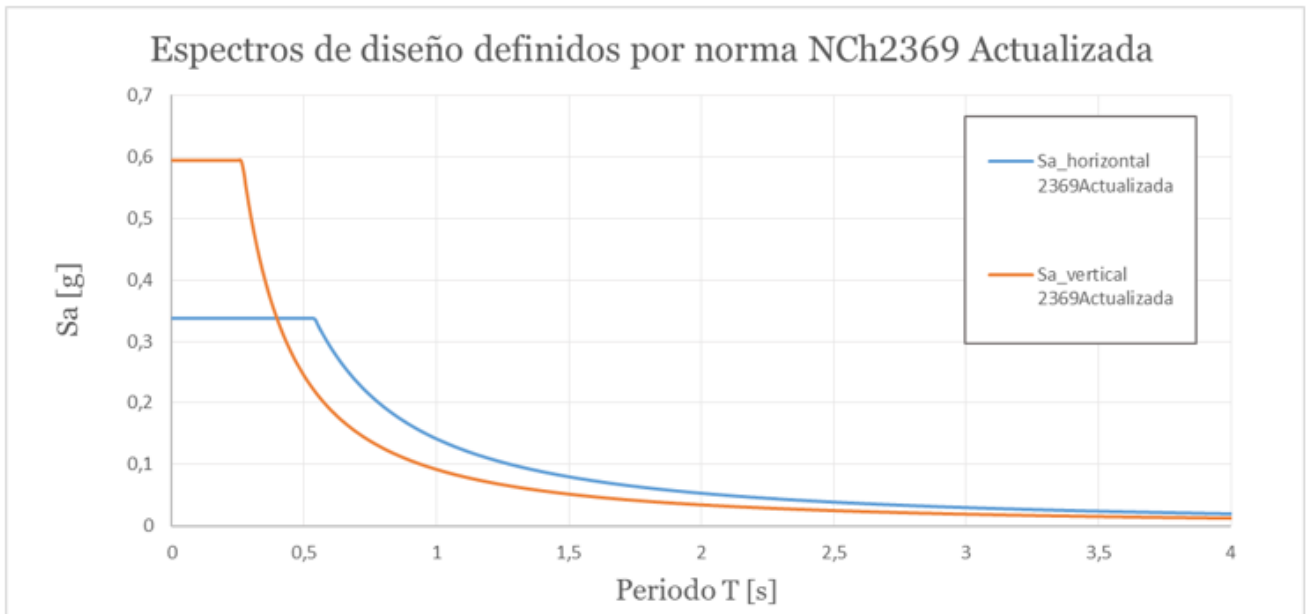


Figura 4.15: Espectros de diseño según NCh2369 Actualizada

4.3.2. Espectros de diseños definidos por Criterios de Diseño y NCh2369of.2003

- Categoría de Estructura: IV
- Tipo de suelo: III
- Zona sísmica: 3

Tabla 4.11: Parámetros sísmicos NCh2369of.2003

I	1,2
Ao [g]	0,4
R	3,5
ξ	0,04
T' [s]	0,62
n	1,8

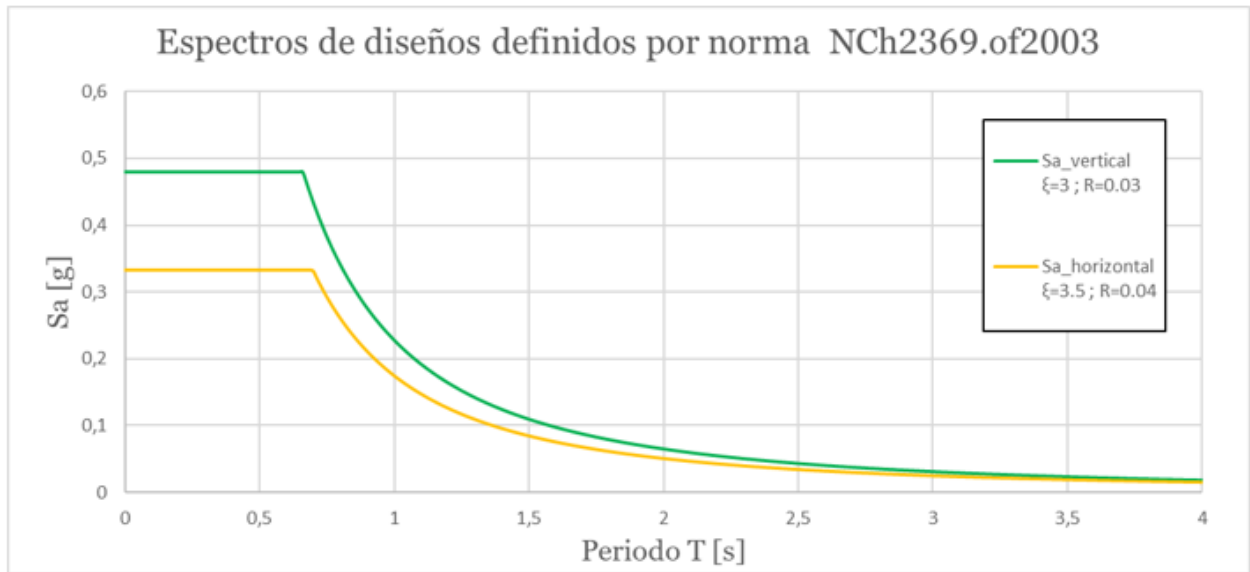


Figura 4.16: Espectros de diseño según NCh2369of.2003

4.3.3. Comparación y definición de espectros

De la definición de los espectros de diseño definidos previamente se observa que existe una mayor variación en los valores de la función de espectros verticales que en los horizontales (Figura 4.17).

Para realizar el análisis de los casos según metodología ASD y LRFD se procederá de la siguiente manera:

Para ambos métodos se considera la aplicación del espectro diseño vertical según la norma actualizada (debido a que corresponde al espectro definitivo que se implementará en la actualización de la norma), mientras que para el análisis ASD se considera el espectro de diseño horizontal según la norma oficializada en 2003 y para el análisis LRFD se considera el espectro de diseño horizontal de la norma actualizada.

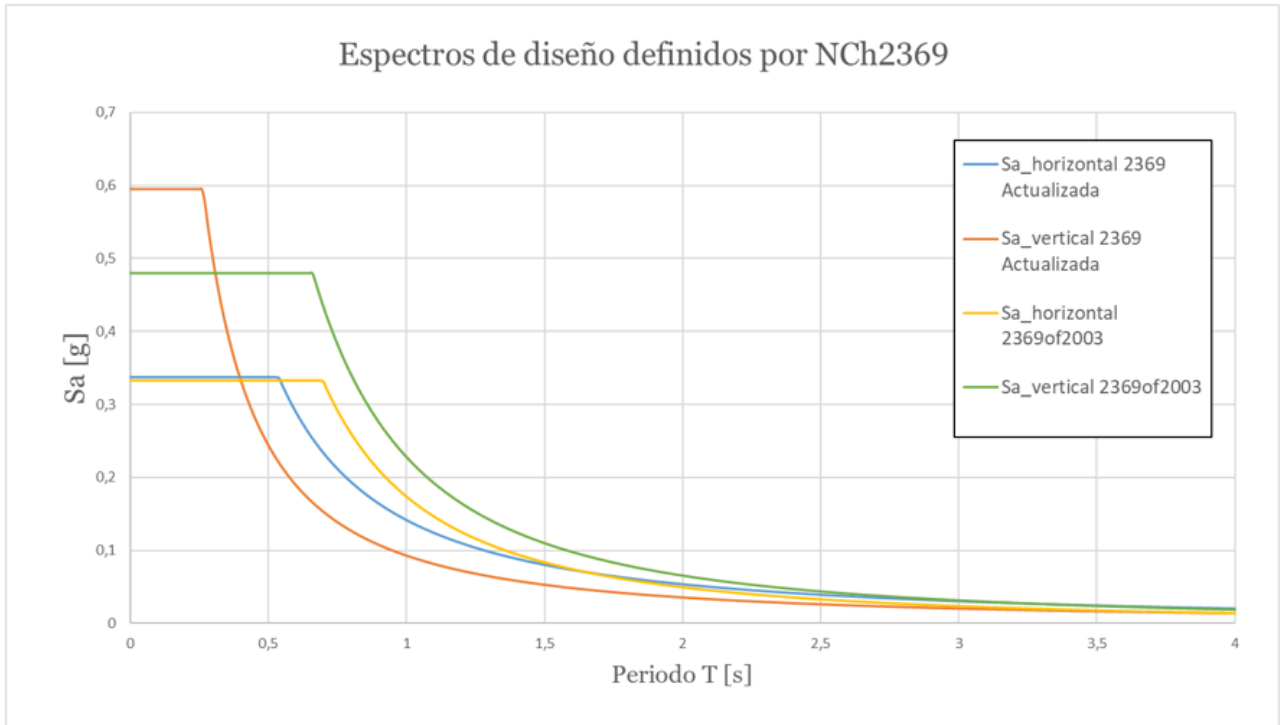


Figura 4.17: Espectros de diseño según NCh2369

En resumen, se analizan las siguientes configuraciones para el modelo de muelle con grúas integradas:

- Modelo N°1.1: combinaciones ASD, sin amplificación de carga sísmica (requisito 13.11)
- Modelo N°1.2: combinaciones ASD, con amplificación de carga sísmica (requisito 13.11)
- Modelo N°2.1: combinaciones LRFD, sin amplificación de carga sísmica (requisito 13.11)
- Modelo N°2.2: combinaciones LRFD, con amplificación de carga sísmica (requisito 13.11)

4.3.4. Parámetros de Amplificación Sísmica

Según las disposiciones de la norma actualizada, la amplificación sísmica depende del factor de modificación de la respuesta estructural “ R_1 ”, que a su vez depende del esfuerzo de corte basal de la estructura Q_0 y del valor mínimo del esfuerzo de corte basal Q_{min} .

El valor del factor R_1 presenta una diferencia en su definición según la norma antigua y la actualizada respecto al valor mínimo que puede alcanzar.

Sus definiciones según ambas normativas son las siguientes

- Según NCh2369.of2003
 “ R_1 : factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido en la Tabla 5.6 por el cociente Q_0/Q_{min} , siempre que Q_0/Q_{min} sea menor o igual que 1,0. Sin embargo, para el cociente Q_0/Q_{min} no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso que este cociente sea mayor a 1,0, se debe usar $R_1 = R$ ”.

- Según NCh2369.Actualizada

“ R_1 : factor de modificación de la respuesta estructural corregido por el requerimiento de corte basal mínimo. Resulta de multiplicar el factor R por el cociente Q_0/Q_{min} , cuando Q_0/Q_{min} sea menor o igual que 1,0. En caso de que este cociente sea mayor a 1,0 se debe usar $R_1 = R$ ”.

Para efectos de obtener resultados en este estudio se empleará la definición establecida en la norma actualizada. Por su parte la definición establecida en la norma oficial del 2003 se empleará a modo de observación respecto al establecimiento de un valor mínimo.

Una vez obtenido el factor R_1 , se evalúa el requisito 13.11 de amplificación sísmica.

4.3.4.1. Procedimiento de obtención de resultados

Para cada modelo el procedimiento de obtención de resultados es el siguiente:

1. Obtención peso sísmico de la estructura
2. Obtención de modos y periodos predominantes en cada dirección de análisis
3. Obtención de corte basal
4. Corrección por corte basal mínimo
5. Obtención de solicitaciones máximas
6. Aplicación de amplificación sísmica según requisito 13.11
7. Obtención de solicitaciones máximas con amplificación sísmica

Capítulo 5

RESULTADOS MODELO ESTRUCTURAL

5.1. Resultados análisis Modal-Espectral

En la presente sección se presentan los resultados obtenidas del modelo integrado Muelle-Grúas realizado en SAP2000. Los valores de las solicitaciones máximas en los pilotes inclinados que aquí se presentan son obtenidas de considerar la envolvente de todas las combinaciones de carga que se presentaron en la sección anterior.

Se presenta a continuación la identificación de los pilotes inclinados a analizar en el modelo mediante los elementos tipo *Frame* como sigue:

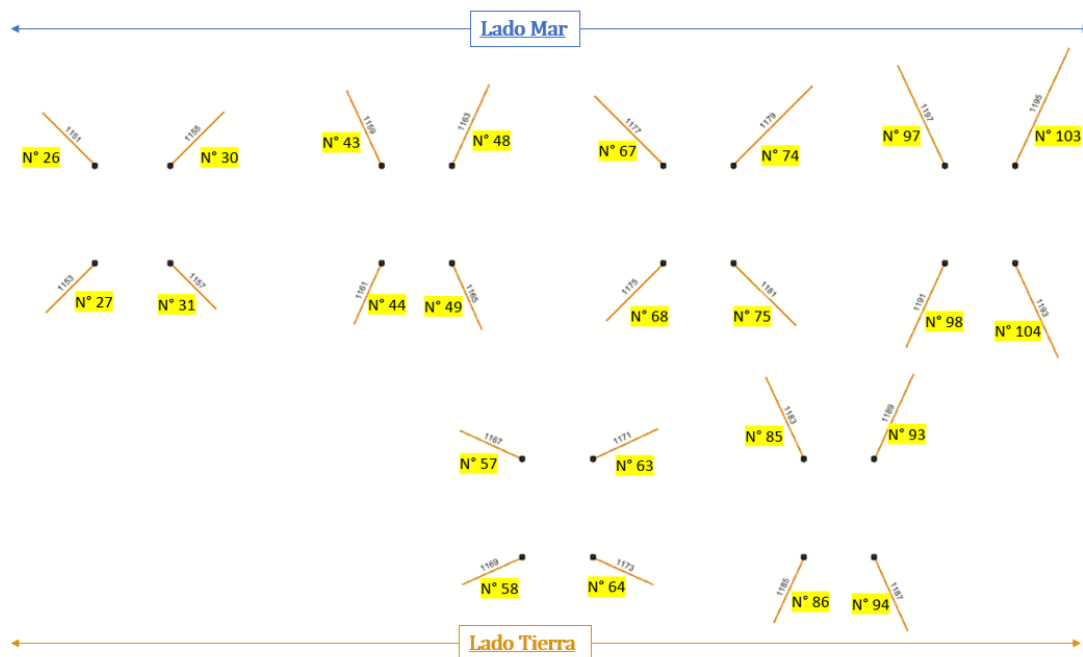


Figura 5.1: Identificación pilotes inclinados. Vista en planta

Se tiene que los cuatro modelos presentarán los mismos resultados en cuanto al peso sísmico y periodos predominantes, debido a que la definición geométrica y de materiales no

cambian. Se obtienen los siguientes valores:

Tabla 5.1: Modos y periodos predominantes

Estructura	Dirección X			Dirección Y			Dirección Z		
	n° Modo	UX	T [s]	n° Modo	UY	T [s]	n° Modo	UZ	T [s]
Muelle-4 grúas	26	0,45	1,43	25	0,24	1,46	46	0,37	0,21

- **Peso sísmico:** 26458,66 [tonf]
- **Corte basal mínimo:** $Q_{min} = 3333,79$ [tonf]

5.1.1. Resultados ASD

-Corte basal:

- Dirección X: $Q_x = 1116,18[\text{tonf}] < Q_{min}$
 \Rightarrow incrementar demanda sísmica en X por: $Q_{min}/Q_x = 2,99$
- Dirección Y: $Q_y = 760[\text{tonf}] < Q_{min}$
 \Rightarrow incrementar demanda sísmica en Y por: $Q_{min}/Q_y = 4,39$

-Amplificación Sísmica:

Se obtiene el factor R_1 según la definición expuesta en la sección anterior y se evalúa el nivel de amplificación sísmica según el requisito 13.11 :

Tabla 5.2: Parámetro de amplificación sísmica ASD

Dirección Análisis	Qo [tonf]	Qo/Qmin	R	R1	0,7 R1
X	1116,182	0,33	3,5	1,17	0,82
Y	760,000	0,23	3,5	0,80	0,56

Se observa que para ambas direcciones de análisis, dada la condición $0.7R_1 \geq 2$, el valor de la amplificación sísmica para evaluar la necesidad de anclajes debe ser igual a 2 (Figura 1.1).

5.1.1.1. Modelo N°1.1

Las solicitaciones máximas en los pilotes inclinados son:

Tabla 5.3: Solicitaciones máximas ASD (Sin amplificación sísmica)

Id. Pilote	TRACCIÓN MAX. [tonf]	COMPRESIÓN MAX. [tonf]
26	571,4	900,1
27	566,6	840,5
30	588,1	926,0
31	573,4	862,3

Table 5.3 Continuación

43	536,5	856,6
44	431,6	726,1
48	422,8	757,2
49	539,7	848,0
57	668,4	967,0
58	756,1	1057,1
63	700,5	1021,2
64	727,0	982,6
67	674,8	1000,9
68	529,9	844,0
74	511,8	844,7
75	679,3	1002,7
85	645,3	968,9
86	673,5	914,5
93	676,4	995,8
94	650,1	922,7
97	771,1	1097,6
98	592,7	906,0
103	601,1	878,6
104	765,4	1043,0

5.1.1.2. Modelo N°1.2

Las solicitaciones máximas en los pilotes inclinados son:

Tabla 5.4: Solicitaciones máximas ASD (Con amplificación sísmica)

Id. Pilote	TRACCIÓN MAXIMA [tonf]	COMPRESIÓN MAXIMA [tonf]
26	1237,0	1565,7
27	1210,0	1483,9
30	1273,8	1611,8
31	1229,2	1518,1
43	1165,9	1486,0
44	947,3	1241,8
48	943,4	1277,9
49	1168,6	1476,9
57	1428,7	1727,3
58	1594,1	1895,2
63	1500,1	1820,9

Table 5.4 Continuación

64	1522,1	1777,7
67	1444,5	1770,7
68	1152,1	1466,2
74	1121,1	1454,0
75	1454,3	1777,7
85	1391,6	1715,2
86	1409,6	1650,6
93	1452,5	1771,9
94	1372,6	1645,1
97	1637,8	1964,3
98	1276,8	1590,0
103	1283,5	1561,0
104	1609,4	1887,0

5.1.2. Resultados LRFD**-Corte basal:**

- Dirección X: $Q_x = 1051,59[\text{tonf}] < Q_{min}$
 \Rightarrow incremento de corrección por corte basal mínimo en dirección X por: $Q_{min}/Q_x = 3,17$
- Dirección Y: $Q_y = 722,45[\text{tonf}] < Q_{min}$
 \Rightarrow incremento de corrección por corte basal mínimo en dirección Y por: $Q_{min}/Q_y = 4,62$

-Amplificación Sísmica:

Se obtiene el factor R_1 y se evalúa el nivel de amplificación sísmica según el requisito 13.11).

Tabla 5.5: Parámetro de amplificación sísmica LRFD

Dirección Análisis	Qo [tonf]	Qo/Qmin	R	R1	0,7 R1
X	1051,590	0,32	3,5	1,10	0,77
Y	722,449	0,22	3,5	0,76	0,53

Se observa que para ambas direcciones de análisis, el valor de la amplificación sísmica debe ser igual a 2 (Figura 1.1).

5.1.2.1. Modelo N°2.1

Las solicitaciones máximas en los pilotes inclinados son:

Tabla 5.6: Solicitaciones máximas LRFD (Sin amplificación sísmica)

Id. Pilote	Tracción Máxima [tonf]	Compresión Máxima [tonf]
26	792,4	1202,5
27	804,9	1142,2
30	829,7	1252,3
31	796,8	1154,0
43	742,9	1143,8
44	610,3	974,2
48	590,9	1010,4
49	750,5	1132,6
57	923,9	1300,9
58	1048,6	1417,8
63	968,1	1372,8
64	1008,9	1320,9
67	938,3	1345,7
68	735,1	1125,7
74	707,7	1124,4
75	947,4	1350,3
85	887,1	1297,7
86	937,1	1229,8
93	934,5	1339,6
94	902,6	1235,0
97	1079,9	1488,5
98	824,6	1213,6
103	834,6	1182,3
104	1073,3	1416,1

5.1.2.2. Modelo N°2.2

Las solicitaciones máximas en los pilotes inclinados son:

Tabla 5.7: Solicitaciones máximas LRFD (Con amplificación sísmica)

Id. Pilote	Tracción Máxima [tonf]	Compresión Maxima [tonf]
26	1726,2	2136,2
27	1724,1	2061,5
30	1805,9	2228,5
31	1716,6	2073,7
43	1625,1	2026,0

Table 5.7 Continuación

44	1345,8	1709,8
48	1328,5	1748,0
49	1634,0	2016,1
57	1985,7	2362,7
58	2219,9	2589,1
63	2085,0	2489,7
64	2119,4	2431,4
67	2019,0	2426,4
68	1608,0	1998,6
74	1561,8	1978,4
75	2038,0	2440,9
85	1925,5	2336,2
86	1967,4	2260,1
93	2018,6	2423,6
94	1913,0	2245,3
97	2303,1	2711,7
98	1785,6	2174,5
103	1791,2	2138,9
104	2264,1	2606,9

5.2. Análisis de resultados

A continuación, se presentan el análisis de interés a partir de los resultados obtenidos en el modelo realizado en Sap2000 de extensión de frente de atraque con las cuatro Grúas STS integradas.

Se realiza la comparación considerando los valores de capacidades últimas, obtenidas mediante ensayo PDA y pruebas de carga, y las capacidades admisibles a partir de los factores de seguridad para cargas eventuales entregadas por el geotécnico; 1.5 para compresión y 2.0 para tracción (Antecedentes del proyecto).

Como parámetros de comparación se utilizan las siguientes ecuaciones:

- **Factor de Utilización (FU):** corresponde a la relación entre la sollicitación máxima respecto a la capacidad del elemento:

$$FU = \frac{\text{Sollicitación}}{\text{Capacidad}} \quad (5.1)$$

- **Factor de Amplificación Normalizado (FAN):** corresponde a la razón entre el Factor de Utilización con amplificación sísmica respecto al Factor de Utilización sin

amplificación sísmica de cada elemento:

$$FAN = \frac{FU_{(c/a)}i}{FU_{(s/a)}i} \quad (5.2)$$

Esta relación permite obtener una relación sobre cuanto se amplifican los resultados al utilizar el parámetro de amplificación sísmica expuesta en el apartado 13.11.

5.2.0.1. interpretación de resultados

Es importante recordar que la carga de diseño “realista” que se usará en la evaluación de las fichas o anclajes de los pilotes, debe compararse con una resistencia de diseño “realista” obtenidos a partir de las estimaciones de capacidad estructural realizada con pruebas de cargas a tracción, registros PDA y análisis CAPWAP.

Los resultados de los pilotes individuales se presentan en el apartado del Anexo B, donde es posible observar que la totalidad de los pilotes inclinados requiere anclaje a roca producto de la amplificación sísmica y aún sin ella, por lo que en la presente sección se realiza el análisis de resultados a partir de los valores promedios de los 24 pilotes inclinados. Además, en la sección B.3 se verifica que la capacidad individual de los pilotes inclinados a tracción ante las solicitaciones máximas obtenidas en los modelos (sin amplificaciones sísmicas según req. 13.11) no incurre en fallas por fluencia a tracción a lo largo del modelo, al ser menores que las resistencias admisibles y últimas según las metodologías ASD y LRFD respectivamente.

Para la interpretación de los resultados obtenidos se presenta a continuación la comparación mediante los factores de utilización normalizados. Para cada caso de análisis, ASD y LRFD se presenta la normalización con factor de utilización que considera las solicitaciones sin amplificación sísmica en relación a las capacidades admisibles y capacidades ultimas respectivamente, de los pilotes inclinados.

Tabla 5.8: Resultados normalizados

Caso de Análisis	F.U.N Promedio a Tracción	F.U.N Promedio a Compresión
ASD (Con amplificación sísmica)	2,1	1,8
LRFD (Con amplificación sísmica)	2,2	1,8
ASD* (Cap. Última con amplificación sísmica)	1,1	1,2

Se observa que los valores de los factores de utilización crecen mas del doble, 2.1 veces para el caso ASD y 2.2 veces para el caso LRFD, para las solicitaciones a tracción, mientras que para las solicitaciones a compresión los factores de utilización crecen en 1.8 veces.

Estos valores permiten interpretar que producto de la amplificación sísmica para evaluar la necesidad de anclajes de la estructura, se tendrá que evaluar una resistencia a valores que superan en mas del doble la máxima solicitación a tracción esperable para un potencial evento sísmico. Para el caso de la compresión se tendrá que la evaluación de asentamientos en la punta se deban evaluar con solicitaciones 1.8 veces superiores a las solicitaciones máximas

esperables.

De manera adicional, se presenta el comportamiento para el caso de análisis en que las solicitaciones obtenidas mediante las combinaciones de carga ASD es comparada con los valores de capacidades ultimas estimadas, al que llamamos caso “ASD*”. Esto se realiza a modo de observar la influencia que produce la aplicación de los factores de seguridad del diseño geotécnico. Se observa que la variación de los factores de utilización normalizados posee relación directa con los factores de seguridad empleados, lo cual se ve reflejado en la amplificación de los factores de utilización de 2 y 1.5 para las capacidades ultimas a tracción y compresión respectivamente. Con lo cual se hace notar la importancia del criterio geotécnico en la definición de los factores de seguridad para las capacidades admisibles, en cuanto al requerimiento de anclajes.

5.2.0.2. Observación sobre espectros de diseño

Se realiza una comparación aplicando las distintas solicitaciones sísmicas empleadas en la practica nacional a través de los espectros de diseño elásticos horizontales y verticales definidos en las normas NCh2369 of 2003 y la norma en actualización, a modo de observar la variación en las solicitaciones de diseño que produce su aplicación.

Para esto se definen tres metodologías de diseño ASD como se menciona a continuación:

- **ASD 1:**

- Espectro de diseño horizontal basado en NCh2369of.2003
 - Espectro de diseño vertical basado en NCh2369 Actualizada

- **LRFD:**

- Espectro de diseño horizontal basado en NCh2369 Actualizada
 - Espectro de diseño vertical basado en NCh2369 Actualizada

- **ASD 2:**

- Espectro de diseño horizontal basado en NCh2369of.2003
 - Espectro de diseño vertical basado en NCh2369of.2003

- **ASD 3:**

- Espectro de diseño horizontal basado en NCh2369 Actualizada
 - Espectro de diseño vertical basado en NCh2369 Actualizada

Con la definición de cada caso de análisis se observa que las solicitaciones máximas a tracción (Figura 5.2) y compresión (Figura 5.3) de los pilotes obedece a lo esperado a partir de la representación de los espectros de diseños definidos por la norma NCh2369 para el proyecto de estudio, expresados en la Figura 4.17.

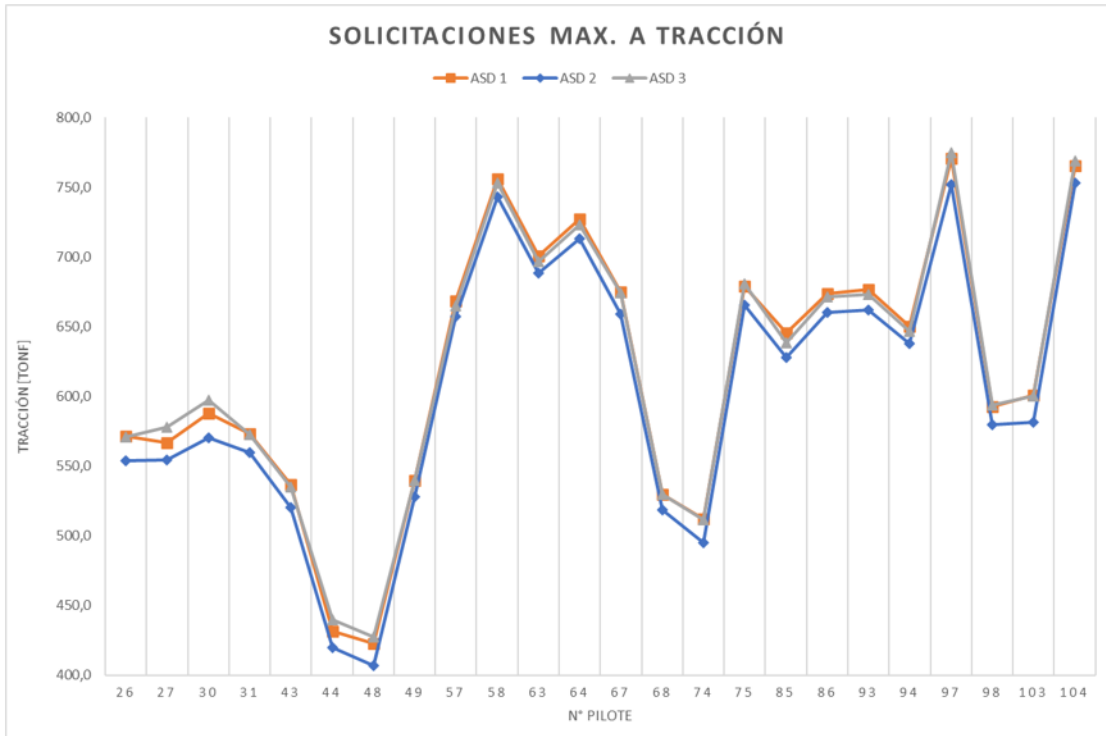


Figura 5.2: Tracciones máximas. Análisis ASD

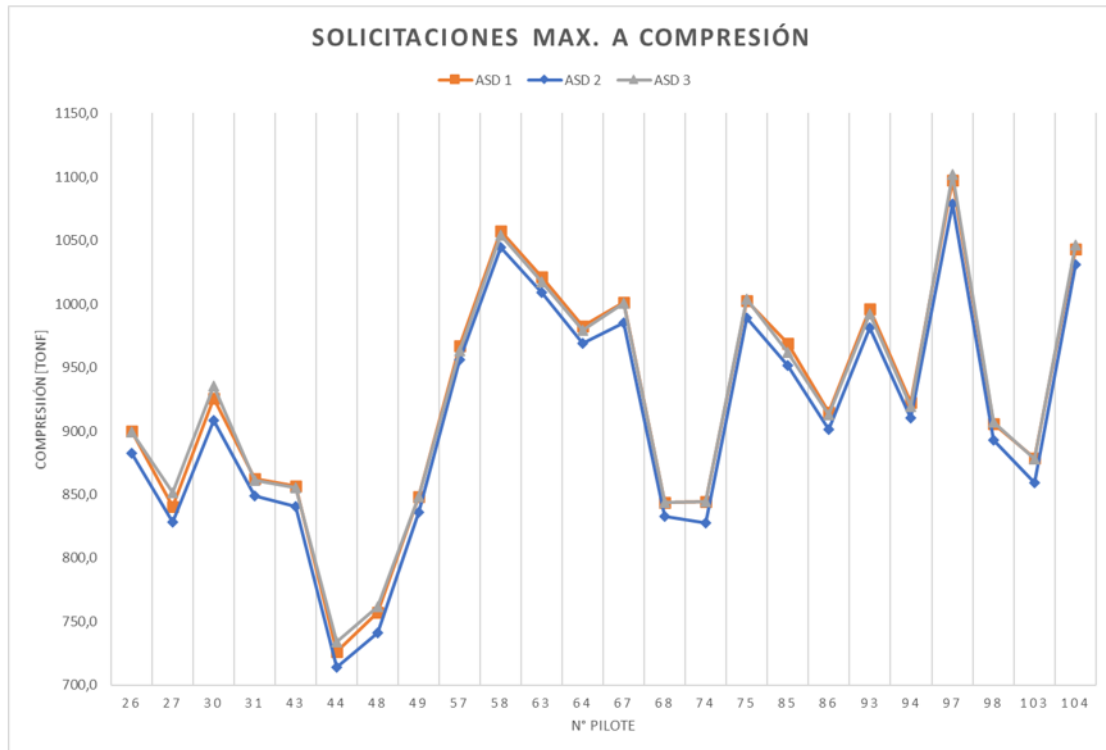


Figura 5.3: Compresiones máximas. Análisis ASD

Se tiene así que el caso de análisis ASD2 entregan las menores solicitaciones máximas a tracción y compresión para los pilotos inclinados, tal como se esperaba a partir de los valo-

res máximos de los espectros de diseño elásticos definidos en NCh2369.of2003. Esto se debe principalmente a que el espectro vertical de diseño de la norma actualizada presenta un valor peak mas alto imponiendo mayor demanda para periodos de vibración menores a 1. Para el caso de los análisis ASD1 y ASD3 se observa un comportamiento similar con valores de solicitaciones máximas muy cercanas, ya que los espectros de diseño horizontales presentan valores similares dentro del rango en torno al periodo natural de vibraciones horizontales con mayor masa de traslación, por lo cual los valores de compresión y tracción no presentan grandes rangos de variaciones, donde se tiene que el caso ASD3 presenta valores mayores de solo un 0,1 % promedio respecto a los valores de tracción del modelo ASD1 y de 0,04 % para las compresiones. De esto se extrae que la utilización de los espectros de la norma del 2003 puede incurrir en solicitaciones menores a las expuestas por la norma en actualización.

5.2.0.3. Observación sobre equivalencia de métodos

En el tercer párrafo del requisito 13.11. se propone un método equivalente para la evaluación de necesidad de anclajes en el caso de pasar de metodologías de diseño LRFD a una ASD equivalente, el cual consiste en dividir las cargas máximas esperadas en el elemento (obtenidas mediante metodología LRFD) por un factor de equivalencia igual a 1.5.

Si se comparan las cargas resultantes producto de la transformación mediante el factor de equivalencia (cargas LRFD/1,5), se tiene que las solicitaciones resultantes (disponibles en la sección B.6 del Anexo) para este método ASD equivalente son menores a las solicitaciones obtenidas mediante metodología netamente de tensiones admisibles a través de combinaciones de cargas en los modelos ASD1, ASD2 y ASD3. Tomando este último modelo como referencia (debido a la similitud en los espectros de demanda sísmica) se tiene que las tracciones máximas en los pilotes inclinados son menores y se encuentran en un promedio de 7,3 % por debajo del valor obtenido en ASD3, mientras que para la conversión al método equivalente de las solicitaciones amplificadas por el factor $0.7R1 \geq 2$ las solicitaciones se encuentran en un promedio de 6,8 % por debajo respecto a estos mismos valores obtenidos por ASD3.

Tabla 5.9: Variación de tracciones máximas equivalentes respecto a modelos ASD

Var. Tracc. Máx. Promedio	ASD 1 [%]	ASD 2 [%]	ASD 3 [%]
Sin Amplificación Sísmica	-7,2	-5,0	-7,3
Con Amplificación Sísmica	-6,8	-4,7	-6,8

Ya que las capacidades admisibles de los elementos se mantienen constantes, los resultados indican que ésta conversión puede incurrir en resultados poco conservadores para la evaluación de necesidad de anclajes.

La naturaleza de aplicar este factor según lo mencionado en los comentarios de la norma en actualización es en base a compatibilizar los requerimientos de básicos para el diseño con ambas metodologías y en este caso del requisito 13.11 se utiliza para evaluar la necesidad de anclajes. En la sección B.6.1 se presentan los resultados de un análisis iterativo para encontrar

el valor del factor de compatibilidad que entregue factores de utilización promedio similares para un análisis con metodología a partir de ASD y/o LRFD. Se tiene así que el aumento del factor (de 1,5 a 2,0) en el valor de utilización representa una disminución en las solicitaciones y mayor similitud a los factores de utilización entregados por las solicitaciones mediante el método LRFD, mientras que una disminución en este factor (de 1,5 a 1,4) entrega valores de FU similares a los proporcionados por metodologías de evaluación netamente por ASD.

5.2.0.4. Verificación de pandeo en pilotes inclinados

Bajo la premisa que el extremo sureste del frente de ataque se encuentre influenciado por efectos de licuación en el estrato de arena densa, en la presente sección se realiza la verificación por pandeo en los pilotes inclinados N°97 y N°103, que corresponden a los pilotes del tipo 4 con mayor solicitación a compresión y al de mayor exposición al estrato potencialmente licuable respectivamente. Estos pilotes se ubican en el extremo sur de la extensión (mesa N°5. Figura 2.2), ambos con inclinación en dirección lado mar. Los niveles estratigráficos se presentan en la Tabla 5.10. Las cargas solicitantes a compresión para evaluar el diseño por compresión corresponden a las obtenidas por los modelos estructurales sin amplificación sísmica: Modelo N°1.1 y Modelo N°2.1.

Tabla 5.10: Estratigrafía pilotes inclinados N°97 y N°103

N°Pilote	Cota inicio de Fango Marino [mNRS]	Cota inicio de Arena Densa [mNRS]	Cota inicio de Roca [mNRS]	Espesor Fango Marino [m]	Espesor Arena Densa [m]
97	-20,68	-23,91	-37,86	3,23	13,95
103	-22,21	-28,19	-41,57	5,98	13,38

Para la verificación de pandeo se aplica la disposición 13.2 de la norma actualizada, donde en los comentarios de la misma se indica que en aquellos casos en que sea aplicable la disposición 8.3.4 debe determinarse el coeficiente de luz efectiva de los elementos de interés de acuerdo con lo establecido en NCh427 parte I y que además en suelos de baja competencia geotécnica se debe evaluar la pérdida por capacidad de soporte lateral para evaluar la longitud de pandeo del pilote.

Para realizar la verificación de pandeo en pilotes inclinados expuestos a compresión axial se procede de la siguiente manera:

1. Cálculo de longitud efectiva.
2. Cálculo de capacidad de diseño a compresión según disposiciones AISC360-16.
3. Evaluación de falla por pandeo para solicitaciones según metodología ASD y LRFD.
4. Evaluación de falla por pandeo en presencia de arena licuable.

El desarrollo de la memoria de cálculo se encuentra contenida en la sección del Anexo B.4.

El valor de largo efectivo por medio de la metodología alternativa basada en el uso del factor de longitud efectiva “K”, para esto se utiliza la información contenida en los comentarios del Capítulo 7 de la AISC360-16 (homóloga a la contenida en NCh427/1:2016) y la información contenida en Bhattacharya, S., y Madabhushi, S. P. G. (2008) [24]. Los valores de largos efectivos (L_{Eff}) y resistencias nominales (Pn) son los siguientes:

Tabla 5.11: Largos efectivos y resistencia de compresión nominal

N°Pilote	Largo [m]	Factor de longitud efectiva "K"	L_{Eff} [m]	Pn [tonf]
97	28,64	1	28,64	2185,29
103	33,15	1	33,15	1896,25

En la Tabla 5.12 se comparan las resistencias de últimas y admisibles con las solicitaciones a compresión según las metodologías LRFD y ASD respectivamente. Adicionalmente se presenta el caso que resulta de comparar la capacidad admisible a compresión ASD con las solicitaciones para este mismo método obtenidas a partir de las solicitaciones obtenidas por equivalencia del método LRFD (divididas por el factor de compatibilidad entre métodos 1.5 según comentarios de la sección 8.3.4 de la NCh2369 actualizada) el cual se denomina ASD^* , donde Pu corresponde a la solicitación máxima de compresión, Pu^* es la solicitación máxima de compresión obtenida por equivalencia de métodos, ϕ es el factor de resistencia iguala 0,9, Ω es el factor de seguridad iguala 1,67, Ru es la resistencia última, Ra es la resistencia admisible.

Tabla 5.12: Comparación de solicitaciones a compresión y resistencias de diseño.

Método LRFD			
N°Pilote	Pu [tonf]	$Ru = \phi \cdot Pn$ [tonf]	Pu/Ru
97	1488,5	1966,76	0,76
103	1182,3	1706,62	0,69

Método ASD^*			
N°Pilote	Pu^* [tonf]	$Ra = Pn/\Omega$ [tonf]	Pu/Ra
97	992,3	1308,55	0,76
103	788,2	1135,48	0,69

Método ASD			
N°Pilote	Pu [tonf]	$Ra = Pn/\Omega$ [tonf]	Pu/Ra
97	1097,6	1308,55	0,84
103	878,6	1135,48	0,77

Se puede observar que el diseño sin considerar la licuación de suelos logra cumplir con los requisitos de diseño por elementos a compresión frente al pandeo obtenidos por medio de la metodología ASD y LRFD (y su respectiva conversión al método ASD^*).

Al considerar potencial efecto de licuación del estrato de Arena Densa (como se confirma posteriormente en la sección 6.1) se realiza un análisis iterativo para determinar el espesor de arena que debe licuar para generar una falla por pandeo, al considerar la hipótesis de inestabilidad de pandeo propuesta por Bhattacharya (2003) y Bhattacharya et al. (2004) [24] en la cual los pilotes se tratan como columnas sin apoyo en las zonas licuables. El espesor de arena que debe licuar para generar falla por pandeo resulta de imponer una relación del factor de utilización $Pu/R = 1$. Este ejercicio se realiza para considerar un factor de longitud efectiva $K = 1$ (condiciones ideales de apoyo) y $K = 1, 2$ (condiciones aproximadas de apoyos). Con lo anterior se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5.13: Espesor de arena licuable que induce falla por pandeo en diseño LRFD y ASD. Factor K=1

N°Pilote	Espesor Arena Densa licuable [m]	
	Diseño por LRFD	Diseño por ASD
97	7,9	5,2
103	9,0	6,5

Tabla 5.14: Espesor de arena licuable que induce falla por pandeo en diseño LRFD y ASD. Factor K=1,2

N°Pilote	Espesor Arena Densa licuable [m]	
	Diseño por LRFD	Diseño por ASD
97	2,1	0,0
103	2,3	0,0

Se tiene así que el método de análisis ASD resulta ser mas restrictivo en la verificación por pandeo que el método LRFD, de donde se obtiene que para el caso de considerar el factor de longitud efectiva $K=1$ se necesitaría una licuación de los primeros 5,2 [m] de la arena densa para generar una falla por pandeo en el pilote N°97 y de los primeros 6,5 [m] en el pilote N°103. Para el caso de diseños con LRFD, el análisis indica que la falla por pandeo ocurre para la licuación de los primeros 7,9 [m] para el pilote N°97 y de los primeros 9 [m] en el pilote N°103.

Ahora bien, se observa que estos resultados poseen gran dependencia del valor del factor de largo efectivo seleccionado, pues si se opta por una verificación de diseño mas conservadora al seleccionar el valor de este factor para una configuración aproximada a la ideal ($K=1.2$) la verificación del diseño por metodología ASD de los pilotes a compresión no cumple con los requisitos y falla por pandeo. Si la verificación de diseño se realiza mediante metodología LRFD (y su equivalente ASD*) se tiene que los pilotes si cumplen con las verificaciones para el pandeo y la falla ocurriría para la licuación de los primeros 2,1 [m] y 2,3 [m] de arena densa en los pilotes N°97 y N°103 respectivamente.

Capítulo 6

MODELACIÓN GEOTÉCNICA

En el presente capítulo se presenta la modelación de la estructura desarrollada en el software de elementos finitos PLAXIS 3D y una breve descripción de los procesos y definiciones correspondiente a cada etapa de modelación

6.1. Potencial de licuación

Como se menciona anteriormente, la licuación puede producir efectos desastrosos en las estructuras circundantes, es por esto que se presenta a continuación el cálculo del potencial de licuación de un estrato de arena densa con menores valores SPT según los registros disponibles. El procedimiento se basa en la metodología simplificada descrita en el Marco Teórico (Sección 3.3.1).

El registro SPT que presenta el arena densa con menor resistencia se encuentra especificado sección A.1.0.1 del Anexo. Corresponde al sondeo identificado como “S-6”, el cual tiene como referencia el nivel de reducción de sondas (NRS) e indica la cota superior para el horizonte de fango marino a una profundidad de -27.2 [m] cuyo espesor es de alrededor de 8.8 [m], bajo el cual se encuentra el estrato de arena densa, con una cota superior de -36 [m] y un espesor de aproximadamente 7 [m], llegando al nivel de roca basal a los -43 [m] de profundidad.

Los valores SPT corresponden a los siguientes:

Tabla 6.1: Valores SPT sondeo S-6

Profundidad	Valor N_{SPT}
36,6	12
38,3	24
39,7	32
41,3	47

Se inicia el cálculo con la obtención del parámetro normalizado $(N_1)_{60}$ representado por la ecuación 3.12. Como en este caso no se tiene información de la metodología ni del equipo utilizado para el ensayo se asumen valores estándar unitarios para los factores correctores C_B , C_R , C_S y C_E , para este último factor se asume un valor medido de la energía suministrada

del 60 %.

Para el cálculo del factor de corrección por confinamiento se tiene que el peso saturado de arena densa es $\gamma_{sat} = 2.05[tonf/m^3]$, el peso específico del agua es $\gamma_w = 1[tonf/m^3]$ y los parámetros de tensiones se calculan mediante la ecuación de presiones totales 6.1, la ecuación de presión de poros 6.2 y la ecuación de presiones efectivas 6.3, con lo cual se obtienen los valores presentados en la Tabla 6.2.

$$\sigma_\nu = z \cdot \gamma_{sat} \quad (6.1)$$

$$u = z \cdot \gamma_w \quad (6.2)$$

$$\sigma'_\nu = \sigma_\nu - u \quad (6.3)$$

Tabla 6.2: Corrección por confinamiento y cálculo de $(N_1)_{60}$

Profundidad [m]	Nm	$\sigma_\nu [tonf/m^2]$	$u [tonf/m^2]$	$\sigma'_\nu [tonf/m^2]$	C_N	$(N_1)_{60}$
36,6	12	42,3	36,6	5,7	1,24	14,9
38,3	24	45,8	38,3	7,5	1,13	27,1
39,7	32	48,7	39,7	9,0	1,05	33,5
41,3	47	52,0	41,3	10,7	0,97	45,6

Según lo considerado mencionado en el Reporte del grupo de trabajo de la NCEER, los suelos granulares limpios con valores de $(N_1)_{60} > 30$ son demasiado densos para licuarse y se clasifican como no licuable. Por lo cual considera que solo las dos primeras profundidades pueden contener suelos potencialmente licuables.

Como el porcentaje de contenido de finos es desconocido, se realiza el supuesto que el contenido de finos es $CF = 15\%$. Este valor se toma como referencia a partir de la definición que entrega la ROM05-5 para la categoría de suelos granulares en su capítulo de cimentaciones profundas, donde se expone que dentro de este grupo de suelos quedan comprendidos las arenas y las gravas con contenido de finos limosos apreciables del orden de 15 % como máximo. A partir de esto, se aplica la corrección por contenido de finos para la obtención del parámetro $(N_1)_{60CS}$ a través de la ecuación 3.9), donde los valores de α y β son 2.5 y 1.05 respectivamente. Con esto se utiliza la expresión dispuesta en la ecuación 3.8 para obtener los valores de resistencia cíclica y se obtienen los siguientes valores:

Tabla 6.3: Corrección por contenido de finos y Resistencia cíclica

Profundidad [m]	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	$CRR_{7.5}$
-36,6	14,9	18,1	0,19
-38,3	27,1	30,8	0,54

Para obtener la aceleración que produzca licuación se utiliza la expresión de la Ecuación 3.15 y se asume un sismo de diseño de magnitud $M_w = 7.5$, $MSF = 1$. El valor de la

solicitud cíclica que induce licuación se obtiene de imponer el valor de $FS = 1$. A partir de la expresión para el cálculo del valor CSR (Ecuación 3.6) se despeja la aceleración que induce la licuación y se obtiene la expresión 6.4. El cálculo de r_d se obtiene a partir de la Ecuación 3.7, con lo cual se obtienen los valores presentados en la Tabla 6.4

$$a_{min} = \left(\frac{CSR}{0.65 \cdot r_d} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_{\nu 0}}{\sigma_{\nu 0}} \right) \cdot g \quad (6.4)$$

Tabla 6.4: Aceleración mínima que inducirá licuación

Profundidad [m]	r_d	CSR	$a_{min}[g]$
-36,6	0,923	0,193	0,044
-38,3	0,878	0,541	0,156

Según lo dispuesto en el capítulo 5 de la NCh2369.of2003 y en norma actualizada, dada la ubicación del proyecto, el diseño sísmico de las instalaciones industriales debe contemplar una aceleración efectiva máxima de $A_o = 0.4[g]$ y dado que las aceleraciones que inducen licuación están por debajo de este valor se considera que este estrato de arena densa es potencialmente licuable. Además, dado que por sobre éste se encuentra una capa de fango de espesor variable, se considera probable el caso Lateral Spreading.

6.2. Modelación Plaxis 3D

La modelación en Plaxis 3D cuenta con la presencia de la estructura del muelle en el centro del modelo, las distintas capas de suelos de interés y la presencia de un muro tablestacado que separa las estructuras preexistentes de la extensión del muelle, donde además se extienden los límites del modelo en las direcciones Este-Oeste (Eje Y) en un total de 660 [m] con tal de que las condiciones de bordes necesarias para un análisis sísmico no influyan en la respuesta de la estructura. En la dirección perpendicular a la dirección de análisis (Eje X) el modelo presenta una extensión de 178.9 [m], donde se contemplan 30 [m] desde los bordes del muelle a los límites del modelo (Figura 6.3).

La descripción de la modelación del muelle en el programa Plaxis 3D puede ser englobado en tres ítem: modelación de suelos, modelación de estructuras, desarrollo de etapas constructivas.

6.2.1. Modelación de suelos

La modelación de suelos se inicia con la definición de los tipos de suelos y los respectivos modelos constitutivos que representan el comportamiento de estos y los niveles estratigráficos de interés.

Tal como se menciona previamente, los pilotes del muelle atraviesan un primer estrato de suelos correspondiente a fango marino, luego un estrato de arena densa limosa hasta penetrar en la roca basal. Además, para efectos de representar propagación de ondas sísmicas y la geometría general de la zona circundante, se contempla la existencia de un cambio de nivel

tras un muro tablestacado que separa los suelos de relleno de la estructura preexistente de la zona de emplazamiento del muelle

6.2.1.1. Modelos constitutivos de los suelos

En base a la información del proyecto, se definen y calibran 5 tipos de suelos a representar: Fango Marino, Arena densa, Arena Densa Licuable, Suelo de Relleno y Roca Granítica Basal, los cuales serán representados por modelos constitutivos calibrados como se presenta a continuación:

Modelo Lineal Elástico

Este modelo se utiliza para representar el comportamiento de la Roca Granítica Basal. Para la estimación de los parámetros se utiliza como referencia los datos presentados por Eial Salinas, R. (2018) en su trabajo de título “Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile” [Memoria de título, Universidad de Chile].

Con esto, los parámetros del modelo son los siguientes:

Tabla 6.5: Parámetros de calibración modelo Lineal Elástico para Roca Granítica Basal

Parámetros	Valor	Unidad
E	$40 \cdot 10^6$	kN/m^2
ν	0,22	[-]
γ_{sat}	23,54	kN/m^3
γ_{insat}	23,54	kN/m^3

Modelo Mohr-Coulomb

Este modelo se utiliza para representar el comportamiento del corresponde al suelo de relleno existente tras el muro tablestacado, Relleno Mejorado, donde se ubican las estructuras preexistentes.

Para la estimación del coeficiente de Poisson, cohesión y el módulo de Young se utilizan valores aproximados a suelos de arenas rígidas (“Stiff sand”) y suelos de rellenos (Fill) estándar que se presentan en los manuales de Plaxis (evaluando la similitud con las propiedades señaladas en el informe geotécnico) junto con el criterio de expertos. Los parámetros para representar los suelos de relleno son los siguientes:

Tabla 6.6: Parámetros de modelo Mohr-Coulomb para Suelo Relleno Mejorado

Parámetro	Valor	Unidad
E	35000	$[kN/m^2]$
ν	0,33	[-]
c	5	$[kN/m^2]$
ϕ	40	$[^\circ]$
ψ	1	$[^\circ]$
γ_{insat}	19,12	$[kN/m^3]$
γ_{sat}	20,1	$[kN/m^3]$

Modelo UBC3D-PLM

Este modelo se utiliza para representar el comportamiento de licuación que experimentan los Fango Marino y Arena Densa Licuable.

Para definir los parámetros de calibración de este modelo y posteriormente el modelo Hardening Soil, se utilizan los registros obtenidos de sondajes SPT, los cuales son corregidos para la obtención del parámetro $(N_1)_{60}$ según la metodología descrita el manual Materiales y Modelos de Plaxis3D. Para lo cual se tienen los siguientes valores:

Tabla 6.7: Valores $(N_1)_{60}$ utilizados

Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$
Fango Marino	1
Arena Densa	82,44
Arena Densa Licuable	29

Con estos valores se obtienen los parámetros de rigidez y resistencia al aplicar las ecuaciones 3.28, 3.29, 3.30, 3.31.

Para el caso del Fango Marino, se utilizan los valores de referencia contenidos en la sección de Parámetros Característicos (empíricos) de Suelos de las Recomendaciones del Comité de Estructuras Frente al Mar Puertos y Vías Navegables [9], Tabla 9-1 (EAU, 2012, p. 14) para la estimación de los valores de la cohesión, el peso específico y el ángulo de fricción a volumen constante, junto a recomendaciones de ingeniero especialista geotécnico.

Para el caso de la Arena Densa Licuable se supone que, debido a presentar menores valores de SPT, los valores de los parámetros serán distintos a los proporcionados en el informe geotécnico para arena densa, por lo cual se estima el ángulo de fricción a volumen constante empleando las ecuaciones proporcionadas por Peck, Hanson y Thornburn(1974) posteriormente modificada por Wolff(1989), dada por la ecuación:

$$\phi = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0.00054 \cdot ((N_1)_{60})^2 \quad (6.5)$$

Con esto se tendrá que los parámetros a utilizar en el modelo son los siguientes:

Tabla 6.8: Parámetros modelo UBC3D-PLM para Arena Densa Licuable y Fango Marino

Parámetro	Arena Densa Licuable	Fango Marino	Unidad
K_B^e	930,58	303,80	[-]
K_G^e	1329,39	334,00	[-]
K_G^p	3396,48	101,30	[-]
m_e	0,5	0,5	[-]
n_e	0,5	0,5	[-]
n_p	0,4	0,4	[-]
p_{ref}	100	100	$[kN/m^2]$
ϕ_{cv}	35,5	17,5	[°]
ϕ_p	40,90	17,60	[°]
c	0	5	$[kN/m^2]$
σ_p	0	0	$[kN/m^2]$
R_f	0,90	0,90	[-]
$(N_1)_{60}$	29	1	[-]
f_{dens}	1	1	[-]
f_{Epost}	1	1	[-]

Nota: Los valores de m_e , n_e y n_p son utilizados a partir de recomendaciones de valores estándar para delación de arenas sugeridas en el manual del programa.

Modelo Hardening Soil

El modelo de suelo endurecido se utiliza para representar el suelo de Arena Densa y además el Fango Marino. Si bien la representación del Fango y su interacción con la estructura se lleva a cabo a través del modelo UBC3D-PLM, estudios previos sugieren que en los límites del modelo para la dirección de análisis, se presenten estratos del tipo Hardening Soil con tal de tener un mejor ajuste a las condiciones de borde y propagación de ondas hasta el estrato licuable, representando así una mejora en el comportamiento de los suelos.

En este caso se utilizan las ecuaciones(3.32)(3.33) (3.34) y (3.35) para obtener los parámetros de entrada del modelo constitutivo en base a los ensayos SPT, compatibilizando con el modelo UBC3D-PLM. Para el caso de Arena Densa se utilizan los datos proporcionados por el informe geotécnico.

Con esto se tiene que los parámetros que describen los suelos en el modelo Hardening Soil son los siguientes:

Tabla 6.9: Parámetros modelo Hardening Soil para Arena Densa y Fango Marino

Parámetro	Arena Densa	Fango Marino	Unidad
E_{50}	54251,9	25440,9	$[kN/m^2]$
E_{oed}	54251,9	25440,9	$[kN/m^2]$
E_{ur}	162756	76322,9	$[kN/m^2]$
m	0,5	0,5	[-]
c	0	5	$[kN/m^2]$
ϕ	38	17,5	°
ψ	2	0	°
ν_{ur}	0,2	0,2	[-]
γ_{insat}	19,11	7	$[kN/m^3]$
γ_{sat}	20,11	15,5	$[kN/m^3]$

6.2.1.2. Modelación estratigráfica

Se modela la sección de interés de estudio, precisando la geometría espacial del terreno en donde se ubica el muelle a través elementos *Boreholes* que incorpora el programa. Los *Boreholes* son ubicaciones en el área de dibujo en las que se proporciona información sobre la posición de las capas de suelo y el nivel freático. Para esto, se utilizan los datos contenidos en los registros de capacidad de carga axial de los pilotes (Figuras B.1, A.5 y A.6) y la información contenida en el informe geotécnico.

El subsuelo del muelle consta con una primera capa de Fango Marino, en su mayoría correspondiente a la constitutiva UBC3D-PLM, bajo ésta se encuentra una capa de Arena densa (Hardening Soil) y en la zona del extremo sur del muelle, bajo la mesa N°5 (Figura 2.2), se presenta una región con presencia de Arena Densa Licuable según se estima la presencia de ésta a partir de los sondajes SPT (Figura 6.2).

Tras el muro que retiene los suelos de la zona preexistente se encuentran el estrato de Relleno Mejorado, cuyo espesor decrece en dirección $-Y$ y bajo el cual se encuentra el estrato de Arena Densa que emerge a la superficie al finalizar el suelo de relleno.

Bajo el todas las capas de suelo se encuentra la Roca Granítica basal, cuyo espesor disminuye en dirección del lado mar (dirección $+Y$).

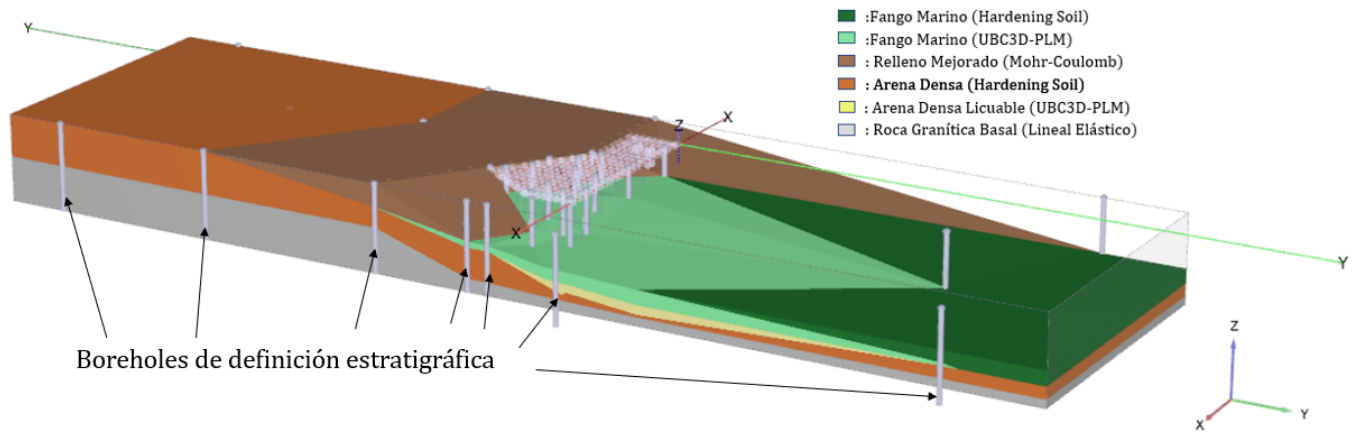


Figura 6.1: Definición estratigráfica del modelo en PLAXIS 3D

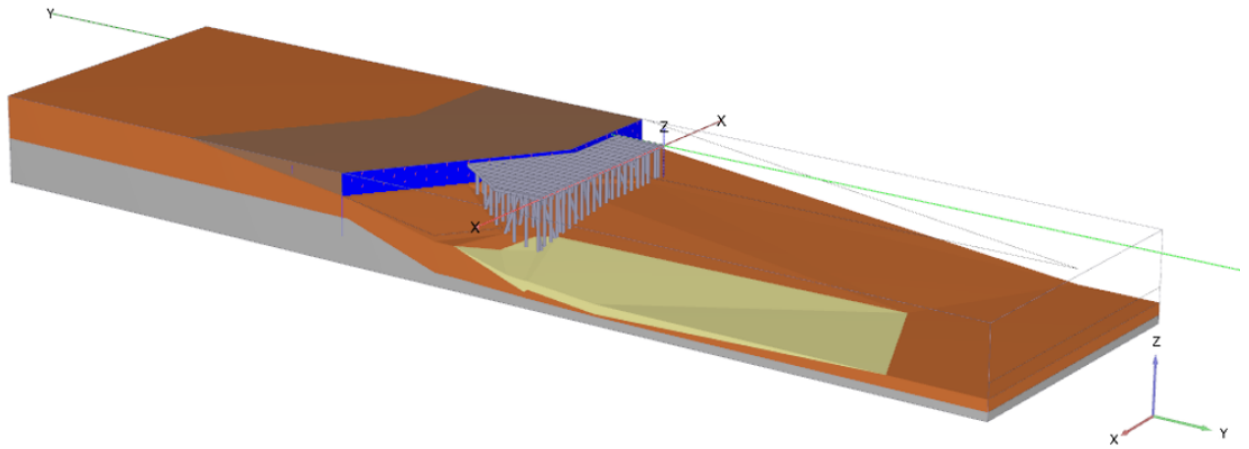


Figura 6.2: Zona con presencia de Arena Densa Licuable

6.2.2. Modelación de estructura

La estructura del muelle en PLAXIS 3D se realiza de manera similar al modelo estructural realizado en SAP2000, conservando las propiedades mecánicas y geométricas presentadas en la Tabla 4.6, con la diferencia en que los pilotes se encuentran modelados hasta su penetración en la roca basal. Las longitudes de los pilotes se obtiene a partir de las cotas de hinca presentados en los registros de capacidad de carga axial de los pilotes (Figuras B.1, A.5 y A.6).

Las vigas del tablero se modelan con elementos *Beam*, las losas de hormigón mediante elementos tipo *Plate* y los pilotes mediante elementos tipo *Embedded beam* cuya conexión con el tablero del muelle se realiza mediante unión rígida, lo que permite la transferencia de corte y momento.

Los elementos tipo *Embedded beam* se definen a través de los parámetros de diámetro (D), espesor (m), Modulo de Young (E). Corresponden a una buena alternativa para modelar el comportamiento axial de los pilotes debido a que corresponden a materiales del tipo lineal elástico con una interfaz incorporada que describe la interacción del suelo con la resistencia de fuste y de punta del pilote (capacidad de carga) a través de los parámetros T_{max} y F_{max} respectivamente. Para ambos casos se incorpora un criterio de falla para distinguir el comportamiento elástico y plástico con el suelo. El valor de T_{max} se puede utilizar como valor limite para los casos de una resistencia de superficial en donde se desconoce la capacidad de carga real.

Considerando esto, se realiza una calibración de los parámetros resistentes para cada tipo de pilote en base a los registros de capacidad axial de los pilotes. Los parámetros de modelación de los pilotes son los siguientes:

Tabla 6.10: Parámetros de modelación de pilotes tipo Embedded beam

Parametro	Pilote Tipo 1	Pilote Tipo 2	Pilote Tipo 3	Pilote Tipo 4	Unidad
D	1	1,1	1,1	1,1	[m]
e	0,018	0,022	0,028	0,028	[m]
E	$210 \cdot 10^6$	$210 \cdot 10^6$	$210 \cdot 10^6$	$210 \cdot 10^6$	[kN/m ²]
T_{max}	596,6	552,1	861	861	[kN/m]
F_{max}	5757	6683	10560	10560	[kN]

Nota: Los datos de los pilotes Tipo 3 se suponen con la misma resistencia límite que los pilotes Tipo 4 al no encontrarse dentro de los registros de capacidad axial.

La delación de muro tablestacado se realiza con elemento tipo *Plate* el cual se encuentra anclado al terreno de estructuras preexistente con anclajes tipo *Embedded beam*.

6.2.3. Construcción por etapas

El programa incorpora un menú de cálculo definido *Stage Construction*, donde se establecen las condiciones del modelo, aplicaciones de distintas cargas, activación/desactivación de propiedades y configuraciones de cálculos para cada etapa constructiva.

Las etapas de cálculo modelan desde las condiciones iniciales del terreno (geometrías pre-existentes) previo a la construcción del muelle hasta su construcción completa, para finalizar se realizan análisis en condiciones dinámicas.

En el análisis dinámico se aplica una etapa de análisis de vibraciones libres para obtener el periodo de la estructura, para lo cual se aplica una carga superficial distribuida en la dirección de análisis sobre las losas del tablero del muelle y se deja oscilar la estructura libremente. Se analizan tres puntos de inspección sobre el tablero, uno al centro del muelle, en el extremo norte y en el extremo sur. Con esto se obtiene un periodo de aproximadamente 1 [s], similar al periodo obtenido en el modelo SAP2000 sin considerar la sobrecargas sobre las losas. Las condiciones de borde de este análisis son de tipo viscosa (*Viscous*) en los limites de la dirección de análisis (Y_{min} e Y_{max}) y en la base del modelo (Z_{min}), mientras que el resto

de los bordes del modelo (X_{min} , X_{max} y Z_{max}) se definen con condiciones de borde tipo *None*.

Para las etapas de análisis sísmico se incorpora una superficie de desplazamiento prescrito en el límite inferior del modelo y se especifica la dirección de análisis como *Prescribed* en dirección Y con una distribución de carga uniforme (*Uniform*). Las componentes en direcciones X y Z de los desplazamientos prescritos son fijos (*Fixed*). Las condiciones de borde del modelo son de tipo campo libre (*Free-field*) en los límites de la dirección de análisis, en la base del modelo se fija la condición *Compliant base*, para el resto de los bordes del modelo se definen condiciones tipo *None*.

Para realizar el análisis sísmico se utiliza el registro sísmico, medido en roca, del terremoto en Valparaíso de 1985. El registro tiene una duración de 80 segundos, sin embargo, para minorizar el gasto computacional se utilizan los datos del registro hasta los 70 segundos. El análisis se discretiza en 7 intervalos de 10 [s].

Se calibra el registro sísmico aplicado en la base hasta obtener una aceleración máxima de $a_{max}[g] = 0.418$ en superficie (medición realizada con respecto al punto de calibración en superficie) con lo cual se pretende simular un sismo esperado con aceleraciones máximas similares a las del espectro de diseño.

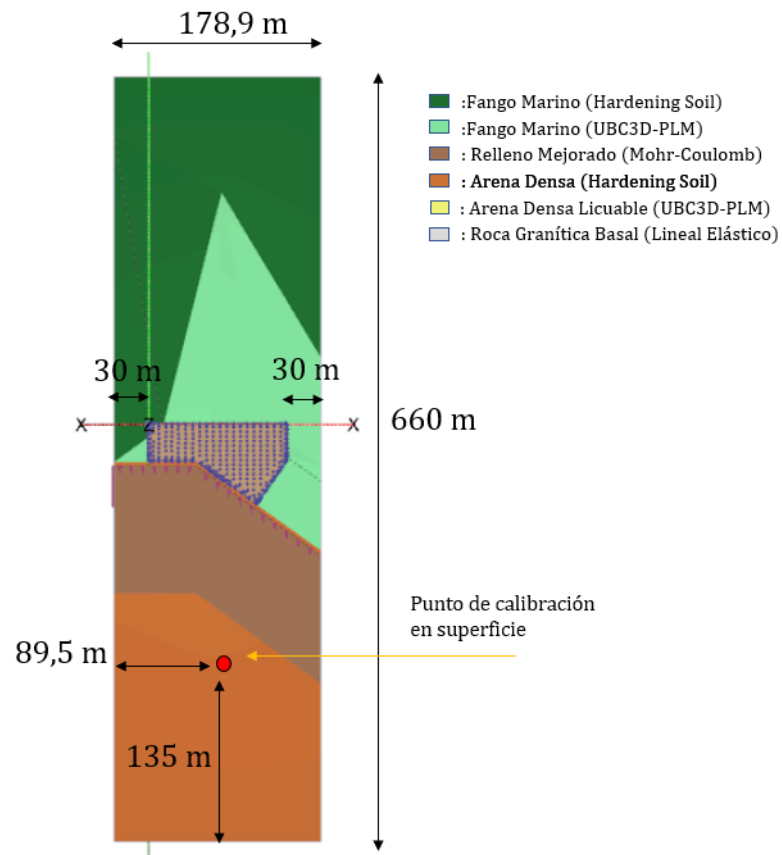


Figura 6.3: Vista en planta modelo geotécnico en Plaxis 3D

Finalmente se realizan 3 modelos en Plaxis 3D como se describen a continuación:

Modelo Plaxis N°1:

Este modelo contiene los supuestos realizados en base a los datos reales de estratigrafía del proyecto como se describe en las secciones previas. Además de las cargas permanentes por peso propio y se considera la aplicación de sobrecarga sísmica uniformemente distribuida sobre las losas del tablero ($SC_{sis} = 1.25[ton.f/m^2] = 12.258[kN/m^2]$).

Modelo Plaxis N°2:

Este modelo, al igual que el anterior mantiene los datos de la estratigrafía del proyecto. La diferencia es que en este caso no se consideran las sobrecargas sísmicas ni estáticas sobre el muelle, solo se consideran las solicitaciones externas impuestas por el registro sísmico.

Modelo Plaxis N°3:

Este modelo mantiene la configuración de cargas del modelo n°2 y no se contempla la actuación de sobrecargas distribuidas sobre el muelle, con la diferencia en la definición de la estratigrafía del suelo correspondiente a Arena Densa Licuable del modelo UBC3D-PLM por el tipo de suelo Arena Densa del modelo Hardening Soil. .

Para el análisis de resultados se procede a comparar los resultados de solicitaciones axiales en la punta de pilotes inclinados del Modelo Plaxis N°1 con los obtenidos de la modelación en SAP2000 con configuración de cargas LRFD y evaluar principalmente si se requiere anclajes en los pilotes sísmicos inclinados a partir de las solicitaciones en la base.

Además, se realiza la comparación de los Modelos Plaxis N°2 y N°3 principalmente para observar el comportamiento y variación porcentual de las cargas resultantes de los pilotes inclinados sujetos al estrato de arena licuable en comparación con un suelo de arena densa no licuable. Los análisis y diseño frente a las cargas laterales escapan de los alcances del presente trabajo.

Es importante mencionar que a modo utilizar menores recursos computacionales, para estas modelaciones se ha escogido tamaño de mallado de elementos finitos de tipo fino o *Fine* para los pilotes inclinados embebidos y un mallado de tamaño grueso o *Coarse* para los suelos y el resto de estructuras presentes. El bajo refinamiento de la malla puede incurrir en resultados menos de menor proximidad según (Luis Justo et al., 2019).

6.3. Resultados

6.3.1. Resultados Modelo N°1

De este modelo se extraen principalmente las cargas de axiales que se presentan en la punta de los pilotes inclinados durante las etapas de análisis sísmico. En la Tabla 6.11 se presentan los valores máximos en la punta de los pilotes durante todo el análisis dinámico, los cuales corresponden principalmente a valores de compresión, (representados con valores negativos).

En la Sección C.1 del Anexo se presentan las compresiones en la punta de los pilotes inclinados para todos intervalos del tiempo dinámico.

Tabla 6.11: Compresiones en punta pilotes inclinados. Modelo N°1 Plaxis

Pilote N°	Compresiones máx. Punta [Tonf]
26	-136,3
27	-151,2
30	-177,3
31	-128,3
43	-232,3
44	-63,9
48	-207,4
49	-117,3
57	-161,2
58	-221,5
63	-227,8
64	-183,5
67	-259,9
68	-76,6
74	-205,3
75	-114,2
85	-210,9
86	-145,0
93	-214,2
94	-88,3
97	-182,2
98	-73,2
103	-278,6
104	-104,8

6.3.2. Resultados Modelo N°2 y N°3

A continuación se presentan los desplazamientos totales y fuerzas resultantes durante la condición sísmica en los pilotes que consideran mayor interacción con el estrato licuable y corresponden a los pilotes N° 107 (vertical), N° 102 (vertical) y N° 103 (inclinado). La estratigrafía circundante a la ubicación de estos pilotes presenta la capa de fango entre los 25 y 30 metros de profundidad desde el nivel de referencia (superficie losa tablero), mientras que el estrato de arena potencialmente licuable se encuentra entre los 30 y 36 metros de profundidad, bajo ésta se encuentra la capa de arena densa que se extiende hasta el nivel de roca basal.

Los desplazamientos totales $|U|$ contiene la magnitud de los diferentes componentes vectoriales (U_x , U_y y U_z) de los desplazamientos acumulados al final del paso de cálculo actual (intervalo de evaluación). Para este caso se tiene que los valores preponderantes corresponden a los desplazamientos en la dirección Y. Por otra parte, las fuerzas resultantes que se presen-

tan están en función de los ejes locales de los elementos y corresponden a fuerzas cortantes (Q_{12} y Q_{13}), Momentos Flectores (M_1 , M_2 y M_3). Además, los elementos *Embedded beams* permiten obtener fuerzas de interacción suelo-pilote y proporcionan valores de fuerzas a lo largo del fuste el pilote (T_{skin}), fuerzas laterales (T_{lat} y T_{lat2}) y fuerza en la punta del pilote (T_{foot}).

Nota: el sistema local de ejes de la pila presenta tres componentes (1,2,3). La primera dirección es siempre la dirección axial (valores negativos para compresión). La segunda dirección es perpendicular al eje del pilote con un componente en la dirección x global y la tercera dirección también es perpendicular al pilote con un componente en la dirección z global. T_{lat} y T_{lat2} se relacionan con la segunda y tercera dirección respectivamente.

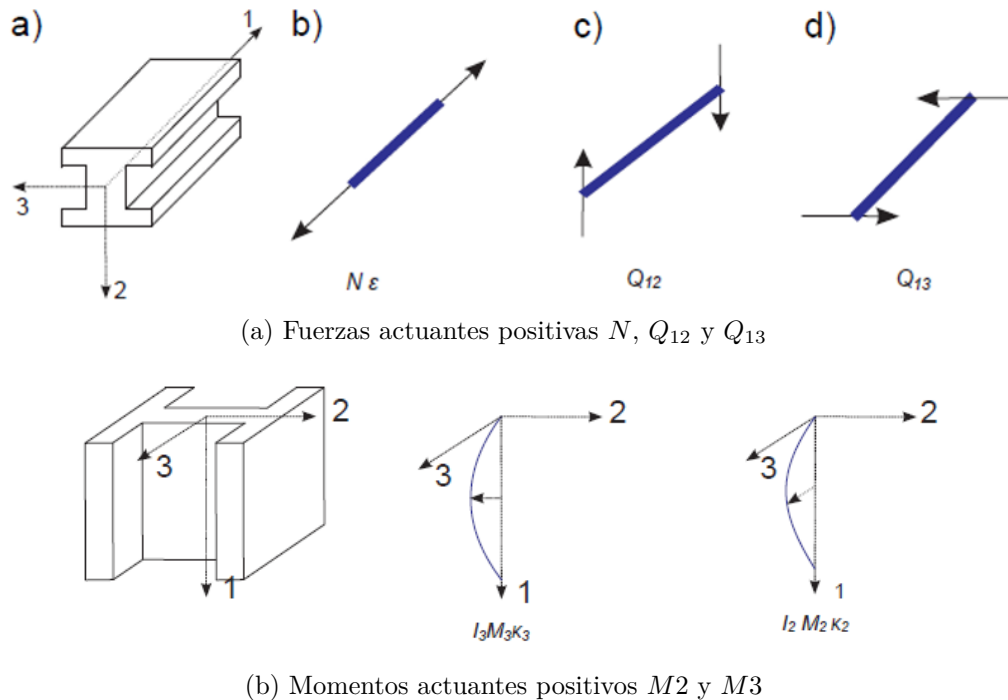


Figura 6.4: Nomenclatura de fuerzas resultantes según ejes locales elementos *Embedded Beam*. (Extraído del Manual de Referencia PLAXIS3DCE-V21.01)

A continuación se presentan las gráficas comparativas de mayor relevancia a partir del desarrollo de los modelos N°2 y N°3 y de las fuerzas máximas y desplazamientos totales máximos resultantes, en su valor absoluto, de considerar todo el tiempo dinámico del análisis sísmico. La sección C.2.1 del Anexo contiene el resto de gráficas comparativas.

6.3.2.1. Pilote N°107

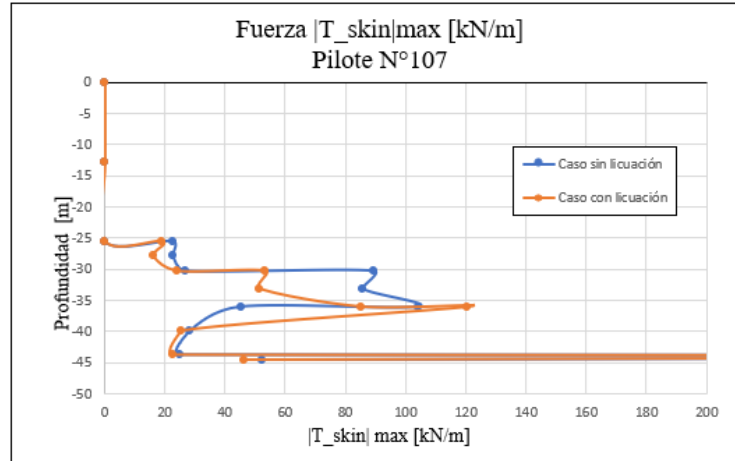


Figura 6.5: Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

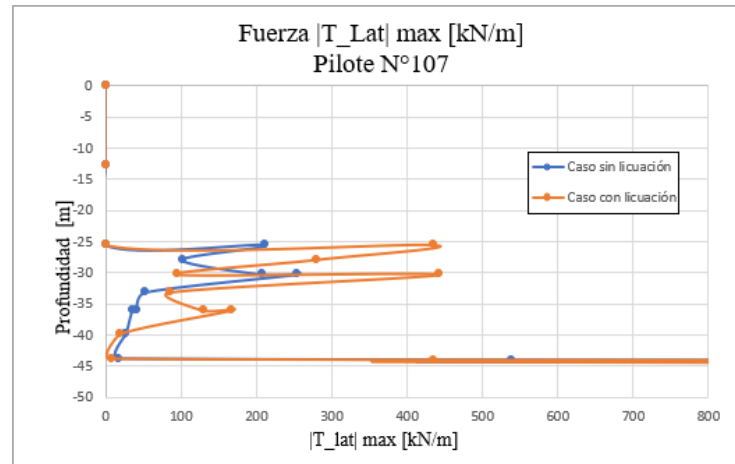


Figura 6.6: Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

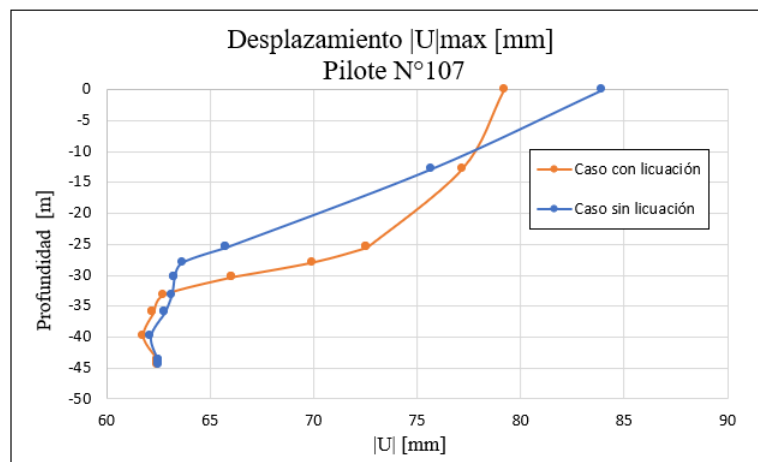


Figura 6.7: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°107

6.3.2.2. Pilote N°103

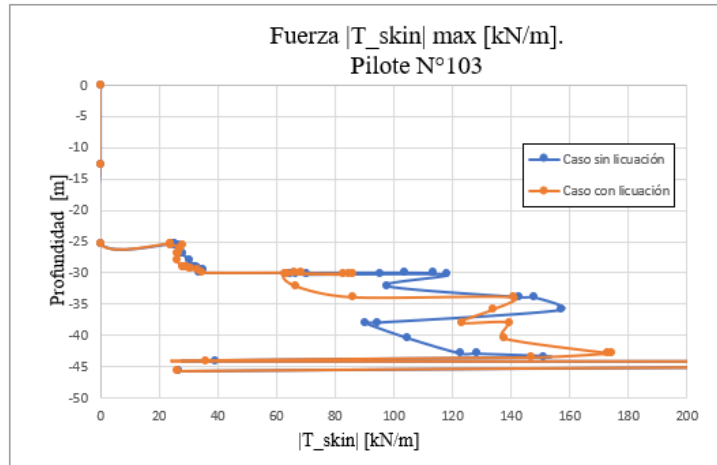


Figura 6.8: Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

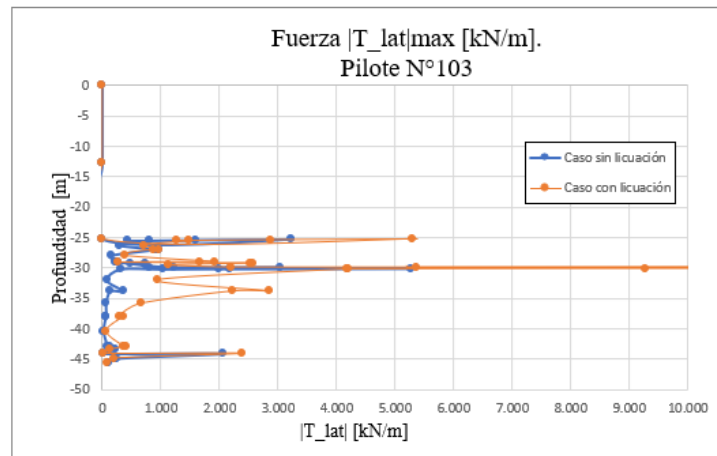


Figura 6.9: Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

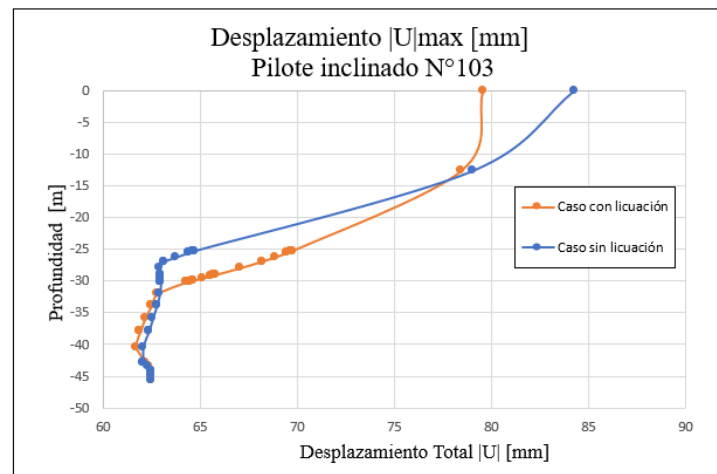


Figura 6.10: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°103

6.3.2.3. Pilote N°102

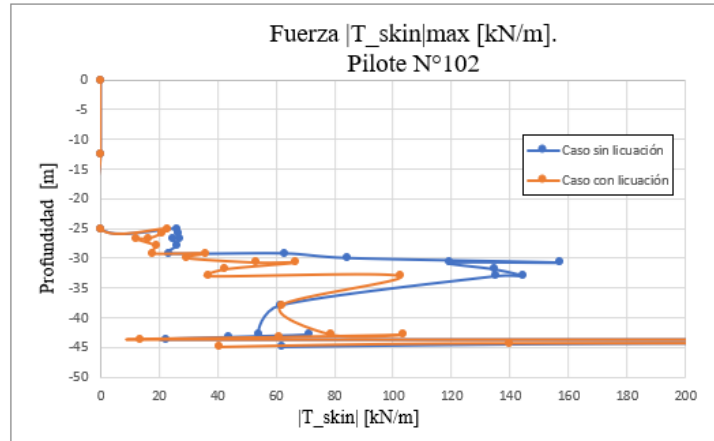


Figura 6.11: Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

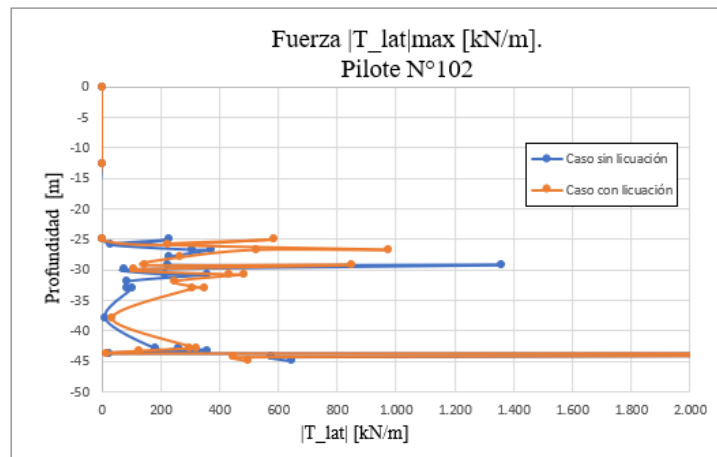


Figura 6.12: Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

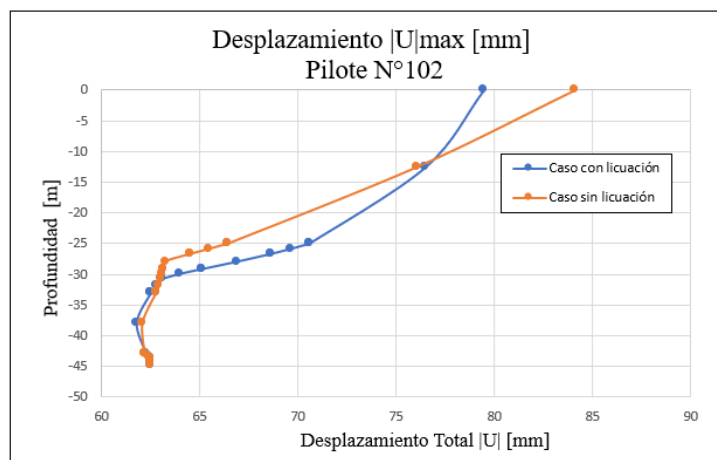


Figura 6.13: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°102

6.4. Análisis de resultados

6.4.0.1. Modelo N°1

Como se menciona anteriormente, este modelo pretende establecer un punto de comparación respecto a los modelos estructurales utilizados para estudiar la necesidad de la anclaje en la base de los pilotes inclinados, referidos a su capacidad ultima respecto a un nivel de sollicitación sísmica esperada.

Como se observa en los resultados de la Tabla 6.11, en todos los pilotes analizados se presentan compresiones en el extremo inferior que se encuentra levemente por sobre el contacto con la roca basal. Se observa que las compresiones obtenidas se encuentran en un rango de entre las 64 y 278 [tonf], con un valor promedio de 165 [tonf].

Los valores resultantes de compresiones en la punta de los pilotes inclinados en este modelo no son comparables de manera directa con cada uno de los obtenidos en SAP2000 ya que presentan consideraciones metodológicas distintas, como lo es por ejemplo la consideración de espectros de diseño para la sollicitación sísmica y la presencia de grúas STS sobre el tablero del muelle, que resulta en valores excesivamente mayores según los requerimientos de diseño estructural y que incluso llegan a ser 13 veces mayores que sus pares en el modelo geotécnico. Se presenta así una variación promedio del 75 % por debajo para las compresiones en la base de los pilotes inclinados respecto al modelo estructural “homólogo” de SAP2000, este último sin considerar la presencia de grúas ni la amplificación sísmica del requisito 13.11 (Ver Tabla C.1). Sin embargo, permite abordar el problema en la definición de necesidad de anclajes desde una perspectiva en base a un modelo geotécnico representativo en condición de servicio (poco conservadora).

Es así como debido a que en los extremos inferiores de los pilotes no se presentan sollicitaciones de tracción se tiene que para este caso de modelación no se requeriría anclajes a roca. De hecho se observa que las tracciones que presentan algunos pilotes durante el análisis sísmico se prolonga hasta la presencia de estratos de arena densa, por lo que se asume que la capacidad por fuste a lo largo de este estrato es suficiente para controlar las demandas de tracción en estos elementos.

También se puede observar a partir de las gráficas de la Sección C.1 que en la mayoría de las mesas de cuplas de pilotes excéntricas, se presenta un patrón de comportamiento en la distribución de los esfuerzos máximos en la base, donde se tiene que mientras un par de pilotes (en el sentido longitudinal del muelle) presenta valores máximos con tendencia a cierto extremo de los intervalos de tiempo dinámico, el par restante presenta valores máximos con tendencia al extremo opuesto de los intervalos de tiempo dinámico, representando de esta manera el comportamiento oscilatorio que presenta la estructura del muelle ante sollicitaciones sísmicas.

6.4.0.2. Modelo N°2 y N°3

A partir de los resultados expuestos en la sección 6.3.2 y la sección C.2 se puede observar el comportamiento esperado respecto a la consideración de licuefacción de los suelos, esto es, un

aumento en solicitaciones de los pilotes y una reducción en la capacidad resistente por fuste (T_{skin}) de los estratos en cuestión. A continuación se presentan las tablas con las variaciones porcentuales promedios de las tensiones impuestas en los estratos de interés respecto a los resultados obtenidos del modelo sin arena licuable.

Para el pilote N102 se considera que la capa de fango se extiende de los -25 [m] a los -29.9 [m] de profundidad, mientras que la capa de arena potencialmente licuable se extiende de los -29.9 [m] a los -33[m].

Tabla 6.12: Variación porcentual respecto a Modelo No Licuable. Pilote 102

Promedio	$ Q12 _{max}$ [%]	$ Q13 _{max}$ [%]	$ M2 _{max}$ [%]	$ M3 _{max}$ [%]	$ T_{skin} _{max}$ [%]	$ T_{lat} _{max}$ [%]	$ T_{lat2} _{max}$ [%]
Estrato fango	40	46	-1	-3	-36	130	90
Estrato licuable	170	93	54	116	-56	167	397

Para el caso del pilote N103 la capa de fango se extiende de los -25.3[m] a los -30[m] mientras que la capa de arena potencialmente licuable abarca de los -30[m] a los -33.8 [m].

Tabla 6.13: Variación porcentual Respecto a Modelo No Licuable. Pilote 103

Promedio	$ Q12 _{max}$ [%]	$ Q13 _{max}$ [%]	$ M2 _{max}$ [%]	$ M3 _{max}$ [%]	$ T_{skin} _{max}$ [%]	$ T_{lat} _{max}$ [%]	$ T_{lat2} _{max}$ [%]
Estrato fango	38	58	27	5	-11	244	146
Estrato licuable	380	144	77	125	-7	676	204

El pilote N107 cuenta con la presencia de la capa de fango desde los -25.5 [m] hasta los -30.3 [m] de profundidad, mientras que la arena potencialmente licuable abarca de los -30.3 [m] hasta los -36 [m].

Tabla 6.14: Variación porcentual respecto a Modelo No Licuable. Pilote 107

Promedio	$ Q12 _{max}$ [%]	$ Q13 _{max}$ [%]	$ M2 _{max}$ [%]	$ M3 _{max}$ [%]	$ T_{skin} _{max}$ [%]	$ T_{lat} _{max}$ [%]	$ T_{lat2} _{max}$ [%]
Estrato fango	12	47	6	23	-19	76	27
Estrato licuable	148	54	37	121	-33	118	117

Se observa que las mayores variaciones se presenta en las fuerzas laterales y de corte para el estrato licuable, junto variaciones importes en el estrato superior de fango, donde se presentan un aumento en los valores de casi la totalidad de las solicitaciones de los pilotes analizados (exceptuando las solicitaciones de momento M2 y M3) respecto al caso sobre arena densa no licuable. Por otra parte, se observa una disminución en las fuerzas producto del roce a lo largo del fuste en estos estratos producto de la perdida de resistencia.

Estos resultados nos permiten observar la influencia de considerar modelos constitutivos que puedan representar los fenómenos no lineales en suelos, respecto al comportamiento y la

perdida de resistencia de suelos producto de la acción sísmica. El aumento de las solicitaciones resultantes con un modelo geotécnico u otro puede ser relevante en las verificaciones de diseño de fundaciones profundas.

Capítulo 7

CONCLUSIONES

El sostenimiento mediante pilotes son los sistema de fundaciones profundas mas utilizados en muelles transparentes a nivel nacional, los cuales deben garantizar la seguridad y continuidad operacional en las estructuras portuarias frente a distintas sollicitaciones. Entendiendo el contexto sísmico nacional, se tendrá que este tipo de sollicitaciones representa el principal aspecto a considerar en el diseño de estructuras y así se ha dispuesto en las distintas normativas, en especial para el caso de muelles transparentes e instalaciones industriales a través de la norma NCh2369of.2003 y en la NCh2369 actualizada en el capítulo 13.

En el presente estudio se abordaron metodologías utilizadas en la practica nacional de la ingeniería civil estructural y geotécnica para evaluar el comportamiento de los pilotes sísmicos de un proyecto portuario real, permitiendo evaluar la necesidad de anclajes ante una condición sísmica según las disposiciones de la norma en NCh2369 actualizada en el capítulo 13 y considerando además el efecto de licuación de suelos. Es importante mencionar que los resultados obtenidos de este trabajo están sujetos específicamente a la estructuración y definición del sistema sismo-resistente de este tipo de muelle transparente (Tipo 3 según la Tabla 4.9), la cual corresponde a una estructuración mas elástica respecto a otras mencionada por la norma, lo cual hace que la evaluación de sollicitaciones se encuentra también controlada por amplificaciones de corte basal.

Mediante el modelamiento estructural realizado en Sap2000, para una condición de uso del muelle en que se contempla la distribución de sobrecargas en la plataforma junto con la presencia de 4 Grúas STS, se logra definir la necesidad de anclajes en los pilotes del proyecto para los pilotes sísmicos inclinados evaluando el parámetro de amplificación sísmica propuesto en el acápite 13.11 para metodologías tanto ASD como LRFD según las condiciones dispuestas ante cargas sísmicas a tracción, cumpliendo con la verificación ante fallas por fluencia en tracción y fallas por pandeo ante sollicitaciones a compresión y en presencia de estratos licuables (aplicación de hipótesis y mecanismos de falla por inestabilidad de pandeo).

Se lleva a cabo además la comparación de las sollicitaciones sísmicas representadas a través de los espectros de diseño para el análisis modal espectral según propuesto en la norma NCh2369of.2003 como en la norma actualizada, de donde se observa que, para este último caso, las sollicitaciones máximas de tracción utilizadas para evaluar el requisito de anclaje son levemente mayores para las metodologías ASD. Aunque las tracciones máximas no presentan grandes variaciones según lo observado en la sección 5.2.0.2, es importante tener presente pa-

ra futuros proyectos que el uso del espectro de diseño vertical de la norma oficial del 2003 en reemplazo al de la norma actualizada puede incurrir en la evaluación poco conservadora del requisito de anclaje al incurrir en menores demandas a tracción a través de metodologías ASD.

Un resultado similar se observa a partir de la observación sobre el método de equivalencia abordado en la sección 5.2.0.3, donde se tiene que un valor de 1,5 en el factor de equivalencia para la evaluación de necesidad de anclajes representa una disminución de las solicitaciones con que se comparan las capacidades admisibles del a partir del método ASD y con ello una una evaluación menos conservadora. Como se menciona anteriormente en la sección de análisis, la naturaleza de aplicar este factor se basa en compatibilizar los requerimientos de básicos para el diseño con ambas metodologías y en este caso del requisito 13.11 se utiliza para evaluar la necesidad de anclajes, por lo que, siguiendo la filosofía de diseño que presenta la normativa, para evitar incursiones inelásticas y fallas debido a la necesidad de anclajes, se sugiere disminuir dicho valor hasta alcanzar una equivalencia similar a su respectivas solicitaciones por metodología ASD (mas conservadora respecto a la relación solicitaciones/cargas admisibles), que para este caso de muelle transparente con sistema sismo resistente de pilotes metálicos sobre cuplas excéntricas, un valor del factor igual a 1,4 entrega solicitaciones y factores de utilización similares a los obtenidos por metodologías netamente ASD. En el caso contrario de aumentar el valor del factor se incurre en evaluaciones ante solicitaciones menos conservadoras con factores de utilización similares a los presentados en el metodología LRFD de elementos de interacción suelo-estructura.

A través de la comparación de los factores de utilización normalizados se puede observar como una amplificación sísmica para evaluar la necesidad de anclajes, mayor o igual a 2 para este caso, puede resultar excesiva para la definición de anclajes en este tipo de proyectos. Si bien la filosofía de diseño expuesta en la norma se orienta en garantizar la continuidad operacional definiendo un trabajo sin incursiones inelásticas en los pilotes sísmicos y elementos sismo-resistentes, un factor de amplificación elevado influye directamente en los esfuerzos de tracción a evaluar y con ello al sobre dimensionamientos y aumento costos de proyectos portuarios producto del aumento en la necesidad de anclajes. Un caso similar se ha presentado en el pasado en el contexto nacional, como lo fue el caso del Decreto Supremo N°118 N°117 (mas conocido como “Decretos de Emergencia”) contenido en la Norma NCh433 de Diseño Sísmico de Edificios, los cuales incurrían en costos excesivos para el diseño de edificios, el cual después de una década de investigación académica y de práctica profesional, se ha podido definir mejor el tema y está siendo abordado en la nueva propuesta de norma, esta vez como NCh430 que está siendo entregada ahora al INN para su tramitación.

Para el caso de la modelación geotécnica se tiene que este tipo de representación, mediante elementos finitos, permite contemplar aspectos difíciles de abordar de manera analítica y en programas de modelamiento estructural, como es la variación de la estratigrafía circundante, el efecto de grupo de pilotes y las características de la interacción suelo-estructuras. Si bien el modelo realizado en Plaxis 3D corresponde a un análisis simplificado que conlleva la aplicación de varios supuestos y la ausencia de algunas consideraciones importantes como los son la presencia de grúas STS, la aplicación de registros sísmicos en las demás componentes de análisis (direcciones “X” y “Z”), permite obtener resultados considerando efectos importantes en el diseño de los elementos estructurales que interactúan con los suelos, como es en este caso la consideración de la licuación de suelos, desplazamientos laterales y efectos de sitios.

Para efectos de este caso específico de estudio, nos entrega información ante una situación de evento sísmico esperable para la zona (poco conservadora respecto a las sollicitaciones) el cual indica que no es necesario la incorporación de anclajes de los pilotes sísmicos a la roca basal y permite observar los efectos de variación en las sollicitaciones producto de la consideración de estratos potencialmente licuables junto a la pérdida de capacidad de soporte por fuste. En otro caso, con un modelo más detallado y representativo de las consideraciones reales del proyecto como lo es la incorporación de grúas sobre el muelle, se puede establecer una comparación más directa de los elementos en modelos estructurales y la necesidad de anclajes, permitiendo también la evaluación de factores de seguridad para obtener capacidades admisibles sin incurrir en sobre-dimensionamientos y requisitos de anclaje excesivos ante condiciones de servicio. En estos casos es importante considerar el gasto de recursos computacionales y tiempo requerido para completar este tipo de análisis, donde dependiendo del grado de refinamiento pueden llegar a ser excesivos, en este caso para completar el análisis sísmico (registro sísmico de 70 seg.) del modelo parcial se utilizaron aproximadamente 20 hrs para cada modelo.

Basado en que los resultados del modelo estructural indican la necesidad de anclajes aún sin la amplificación sísmica, se sugiere que el parámetro de amplificación sísmica del acápite 13.11 sea reemplazado por la expresión “ $07R_1 \geq 1.0$ ”. Esta solución ha sido discutida por los miembros del Subcomité Capítulo 13 de la propuesta normativa NCh2369 y ha sido incorporada en la última actualización del Capítulo 13 con fecha del 24 de enero de 2022, que si bien no soluciona el problema del requisito para la generalidad de muelles transparentes, puede permitir los lineamientos para un futuro estudio probabilístico del requisito, en miras de una evolución hacia la metodología de diseño LRFD y diseño por capacidad de servicio de cada proyecto portuario en cuestión. La definición de un requisito de mayor exactitud corresponde a un problema complejo que requiere de una buena base de antecedentes y un importante trabajo colaborativo entre ingenieros estructurales y geotécnicos, teniendo estos últimos una gran importancia en la definición de los factores de seguridad para el diseño ASD en la práctica y consideraciones para la evaluación de la interacción suelo-estructuras y/o suelo-pilotes en muelles transparentes para este caso específico. En otros casos donde el diseño no sea controlado por la amplificación de corte basal, en estructuras con diseño sísmo resistente más rígidas (por ejemplo, en base a pilotes verticales y a cumplas de pilotes inclinados concéntricas) es posible que los resultados y evaluaciones del factor de amplificación sísmica puedan variar y sea necesario incorporar una amplificación mayor a 1.

Las simulaciones realizadas muestran ser una herramienta efectiva para predecir la necesidad de anclajes en estructuras de muelles transparentes y su aplicación para el desarrollo de estudios e investigaciones de evaluación de comportamientos estructurales ante fenómenos sísmicos y la interacción suelo estructura.

Queda propuesto para futuras instigaciones el desarrollo de una modelación geotécnica “completa”, en PLAXIS 3D u otro software geotécnico, que contemple la integración de equipos de carga, como las Grúas STS, junto con la aplicación de la normativa NCh2369 actualizada para una comparación más directa de los resultados a partir de softwares estructurales y una evaluación cuantitativa para la necesidad de anclajes a partir de un programa u otro considerando las distintas condiciones de servicio.

Capítulo 8

BIBLIOGRAFÍA

[1] Esparza Herrera, Y. A. (2020). Estudio del comportamiento sísmico de grúas móviles STS en muelles transparentes y diseño de elemento de fijación anti-levante cumpliendo Norma NCH2369. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/176390>.

[2] Esparza Herrera, Y. A. (2020). Estudio del comportamiento sísmico de grúas móviles STS en muelles transparentes y diseño de elemento de fijación anti-levante cumpliendo Norma NCH2369. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/176390>

[3] Antecedentes de bases de datos del proyecto, pruebas de carga a tracción de pilotes sísmicos. PMI Energy Services

[4] Instituto Nacional de Normalización. (2003). “NCh 2369.Of2003 - Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, Santiago, Chile.

[5] American Society of Civil Engineers (2014). “ASCE 61-14: Seismic Design of Piers and Wharves”, Virginia.

[6] Instituto Nacional de Normalización. (2021). Proyecto de Norma, Actualización NCh2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Santiago, Chile.

[7] Teodoru, I.B: Beams on elastic foundation – The simplified continuum approach. Bulletin of Polytechnic Institute of Jassy – CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE Section, Vol. LV(LIX), No. 4, 2009.

[8] Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Finn, W., Harder, L., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson, W., Martin, G., Mitchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., Seed, R. and Stokoe, K., 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), pp.817-833.

[9] A. (2012). Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways EAU 2004. Wiley.

- [10] de la Maza, G., Williams, N., Sáez, E., Rollins, K. and Ledezma, C., 2015. Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. Obras y proyectos, (17), pp.106-115.
- [11] Dong, R., 1978. Effective mass and damping of submerged structures. [Washington]: Dept. of Energy.
- [12] Das, B., Leon Cardenas, J. and Garcia Maraver, L., 2015. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Mexico, D.F.: Cengage Learning.
- [13] Beaty, M. H., Byrne, P. M. (2011). Ubsand constitutive modelo. Itasca UDM website 904aR.
- [14] Beaty, M. H., Perlea, V. G. (2011). Several observations on advanced analyses with liquefiable materials. Thirty first annual USSD conference on 21st century dam design-advances and adaptations, 1369-1397.
- [15] Dao, T. P. T. (2011). Validation of PLAXIS embedded piles for lateral loading. Master of Science Thesis. TheNetherlands: Delft University of Technology. 115p.
- [16] Seed, H. B., y Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.
- [17] Bhattacharya, S. (2003). Pile instability during earthquake liquefaction (Tesis doctoral, Universidad de Cambridge, Cambridge, Inglaterra).
- [18] Salinas Riveros, E. (2018). Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile. Disponible en <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/169948>
- [19] Ministerio de Obras Públicas. (2013). Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras. Chile.
- [20] American Institute of Steel Construction. (2016). AISC 360-16: Specification for structural steel buildings. Chicago, Estados Unidos.
- [21] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2010). AASHTO LRFD bridge design specifications, 5th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- [22] IOS Press., & Schweckendiek, T. (2015). Geotechnical Safety and Risk V. IOS Press.
- [23] Amar, B. (2020, octubre 26). Diseño geotécnico: Principales diferencias entre diseño por Tensiones Admisibles y método LRFD. LinkedIn.Com; LinkedIn.<https://www.linkedin.com/pulse/dise%C3%B1o-geot%C3%A9cnico-principales-diferencias-entre-por-y-diaz-amar/?originalSubdomain=es>
- [24] Bhattacharya, S., & Madabhushi, S. P. G. (2008). A critical review of methods for

pile design in seismically liquefiable soils. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(3), 407–446. <https://doi.org/10.1007/s10518-008-9068-3>

[25] Tomlinson, M. J., & Woodward, J. F. (1993). *Pile design and construction practice*, fourth edition (4a ed.). CRC Press.

[26] Makra, A. (2013). Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams. <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uu:8664-4026-bd3f-93749b72bfc8>

[27] Beaty M.H. and Byrne P.M., 2011, UBCSAND constitutive model version 904aR, Itasca.

[28] Park S.S. and Byrne P.M., 2004, Numerical modeling of soil liquefaction at slope site, *International Conference on Cyclic behaviour of soils and liquefaction*, pp.571-580.

[29] Petalas A., 2012, Validation and Verification of a Practical Constitutive Model for Soil Liquefaction in PLAXIS, Msc Thesis, TU Delft, The Netherlands.

[30] Petalas A., Galavi V., 2012, PLAXIS Liquefaction Model: UBC3D-PLM, PLAXIS, Delft, The Netherlands.

[31] Luis Justo, J., Vázquez-Boza, M., & Justo, E. (2019). La modelización de los pilotes en el método de elementos finitos (EF). *Geotecnia (Lisboa)*, 146(146), 51–68. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03>

[32] Cueto, Omar & Herrera Suárez, Miguel & Coronel, Ciro & Bravo, Elvis. (2013). Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos. 22. 75-80.

[33] Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones, M. (2013). Plan Nacional de Desarrollo Portuario. Recuperado el 10 de mayo de 2022, de <https://www.mtt.gob.cl/pdl/maritimopuerto/maritimopuerto-proyectos-destacados>

[34] Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh3171, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga. Santiago, Chile.

[35] Meneses Silva, S. (2019). Análisis de sistemas de micropilotes para su uso en suelos licuables. Disponible en <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/174244>

Capítulo 9

ANEXOS

Anexo A

Información de proyecto.

A.1. Datos de proyecto

Por motivos de confidencialidad, se presentan en esta sección se presentan los datos disponibles de mayor importancia para el caso real de estudio.

A.1.0.1. Información Informe Geotécnico

Los parámetros recomendados en el informe geotécnico de los suelos circundantes a los pilotes del proyecto son los siguientes:

Fango Marino y Arena Compacidad Media

No colaboran en la capacidad de carga axial ni lateral de los pilotes.

Arena Densa:

Peso Unitario Boyante, γ_b : $1.05 \text{ tonf}/\text{m}^3$
Ángulo de Fricción Suelo, ϕ : 38°
Fricción Unitaria Límite, $f_{s_{max}}$: $10 \text{ tonf}/\text{m}^2$
Coeficiente de Empuje Lateral, K: 0.8
Ángulo de rozamiento suelo - acero, δ : 25°

Roca Meteorizada

Se considera una variación lineal creciente de propiedades resistentes de la roca en los 3 m superficiales.

Peso Unitario Sumergido, γ_b : $1.35 - 1.40 \text{ tonf}/\text{m}^3$
Fricción Unitaria, f_s : $12-30 \text{ tonf}/\text{m}^2$
Carga Unitaria de Punta, q_p : $2000-3000 \text{ tonf}/\text{m}^2$

Las información utilizada sobre la estratigrafía de la zona y la información de los sondajes disponibles son los siguientes:

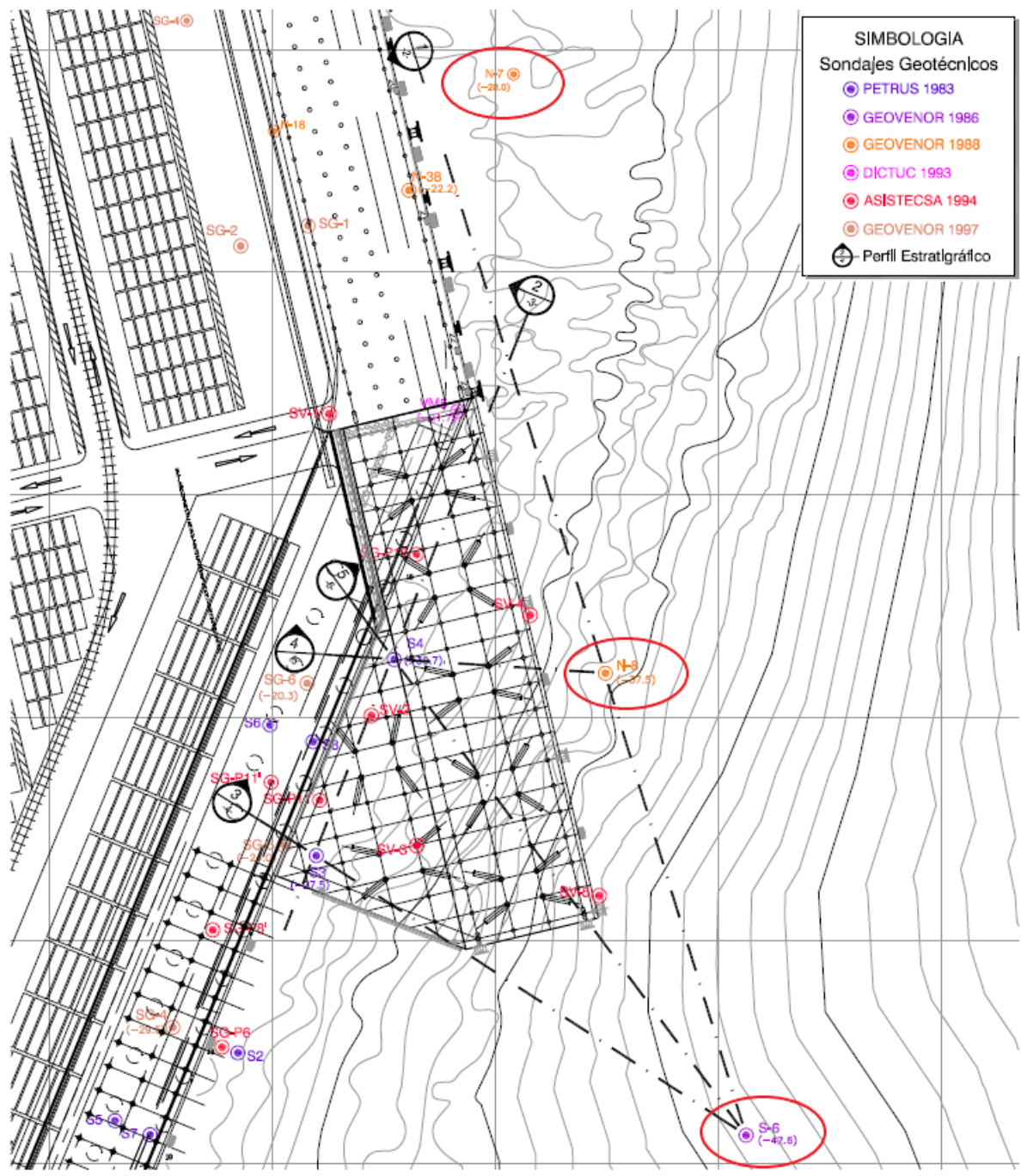


Figura A.1: Planta ubicación área en estudio. Antecedentes geotécnicos y perfiles estratigráficos

La información de los sondajes presentados en la imagen no se encuentran completamente disponibles, por lo que se utiliza la información de los sondajes marcados con círculos rojos, presentados a través de las siguientes ilustraciones correspondiente al Perfil 1:

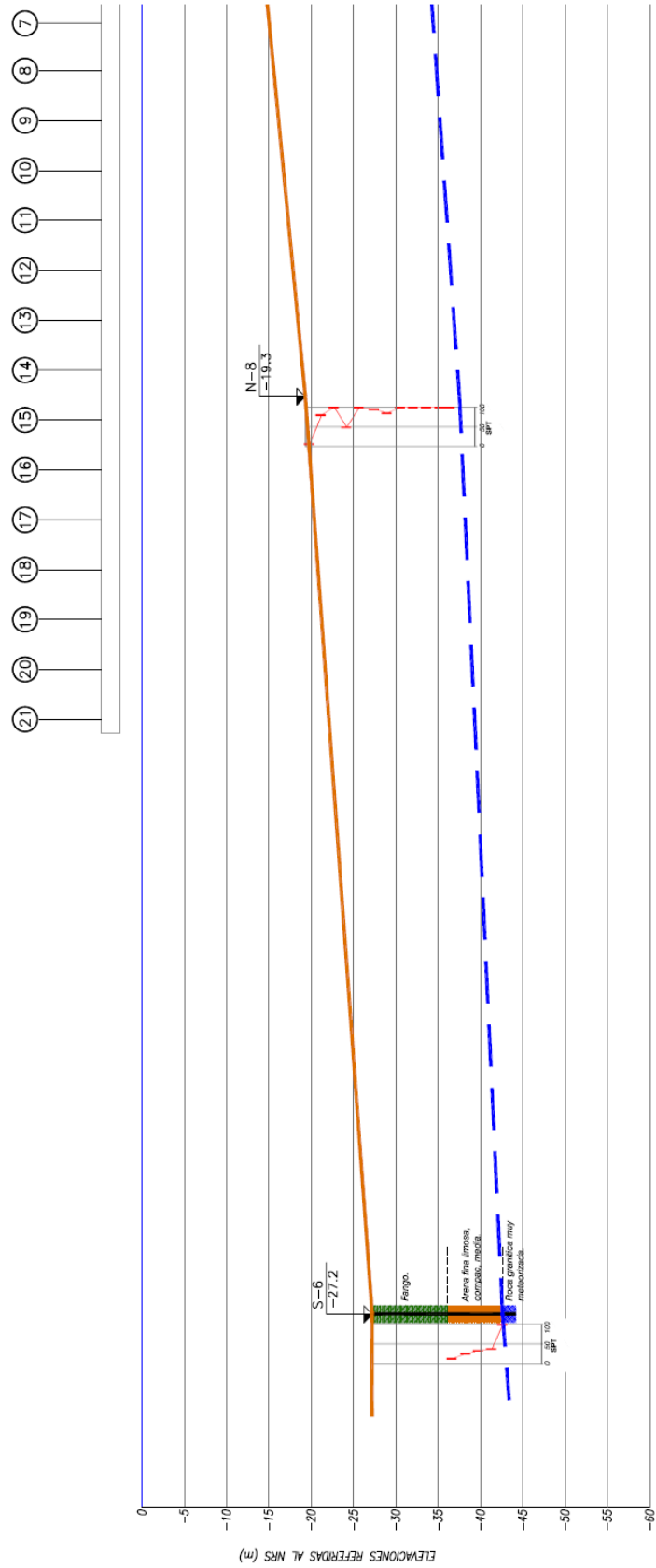


Figura A.2: Perfil 1 (Parte 1)

SITIO 3

AMPLIACION

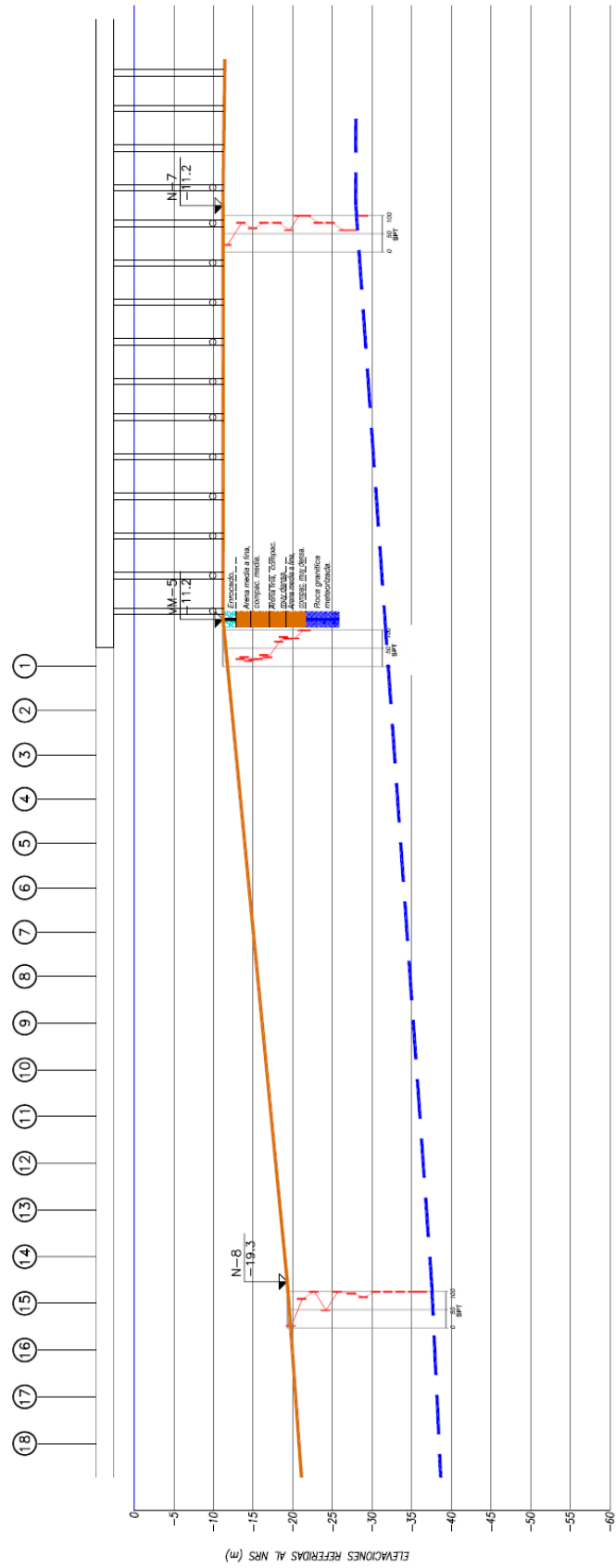


Figura A.3: Perfil 1 (Parte 2)

A.2. Datos de modelación de pilotes

Tabla A.1: Estimaciones en modelación de pilotes

Datos pilotes				Estimaciones				NOTAS	
Eje	Cepa	N°	Tipo	Longitud total pilote [m]	Cota techo A.D (m.N.R.S)	Cota FM (m.N.R.S)	Cota fondo roca R (m.N.R.S)	A [m] Espesor Fango	B [m] Espesor arena suelta
A	1	1	1	29,26	-13,8	-11	-23	0,8	2
B	1	2	1	27,76	-12,4	-9,66	-21,7	0,74	2
C	1	3	1	26,26	-11,79	-9,66	-21	0,13	2
D	1	4	1	26,26	-11,79	-9,66	-21,2	0,13	2
A	2	5	1	29,26	-14	-11,1	-23,3	0,9	2
B	2	6	1	28,26	-12,8	-10	-21,9	0,8	2
C	2	7	1	27,26	-11,79	-9,66	-21,2	0,13	2
D	2	8	1	26,26	-11,79	-9,66	-21,2	0,13	2
A	3	9	1	30,26	-14,4	-11	-24,3	1,4	2
B	3	10	3	29,26	-13,4	-10,5	-22,7	0,9	2
C	3	11	3	27,76	-12	-9,66	-21,7	0,34	2
D	3	12	1	27,26	-11,79	-9,66	-21,2	0,13	2
A	4	13	1	31,26	-14,8	-10,9	-24,9	1,9	2
B	4	14	3	29,26	-13,8	-10,6	-23,4	1,2	2
C	4	15	3	28,26	-12,8	-10,3	-22,1	0,5	2
D	4	16	1	27,26	-11,79	-9,66	-21,2	0,13	2
A	5	17	1	31,76	-15,2	-11,1	-25,4	2,1	2
B	5	18	1	30,26	-14,1	-10,7	-24,1	1,4	2
C	5	19	1	29,26	-13,2	-10,5	-22,8	0,7	2
D	5	20	1	28,76	-11,8	-9,66	-21,7	0,14	2
A	6	21	1	32,26	-15,5	-12	-26	1,5	2
B	6	22	1	31,26	-14,5	-10,8	-24,7	1,7	2
C	6	23	1	29,76	-13,5	-10,6	-23,5	0,9	2
D	6	24	1	28,26	-12,5	-10	-22,3	0,5	2
A	7	25	1	32,76	-16,1	-12,3	-26,8	1,8	2
B	7	26	4	32,95	-14,5	-11,1	-25,4	1,4	2
C	7	27	4	31,90	-13,4	-10,5	-24,2	0,9	2
D	7	28	1	29,26	-13,2	-10	-23	1,2	2
A	8	29	1	33,26	-16,5	-12	-27,4	2,5	2
B	8	30	4	34,01	-14,9	-11,2	-25,9	1,7	2
C	8	31	4	32,95	-12,1	-10,4	-24,8	-0,3	2

D	8	32	1	30,26	-13,5	-10	-23,8	1,5	2
A	9	33	1	34,26	-17	-12	-28	3	2
B	9	34	1	32,76	-16,2	-11,5	-26,4	2,7	2
C	9	35	1	31,26	-15,1	-11,2	-25,3	1,9	2
D	9	36	1	30,76	-13,9	-10	-24,4	1,9	2
A	10	37	1	35,26	-17,5	-12,9	-29	2,6	2
B	10	38	1	33,26	-16,8	-11,8	-26,8	3	2
C	10	39	1	32,26	-15,7	-11,4	-25,8	2,3	2
D	10	40	1	31,26	-14,5	-10,6	-24,9	1,9	2
E	10	41	2	30,26	-13,5	-10	-24	1,5	2
A	11	42	1	35,76	-18	-13,7	-29,6	2,3	2
B	11	43	4	35,59	-16,6	-12,4	-27,5	2,2	2
C	11	44	4	34,01	-12,5	-11,5	-26,2	-1	2
D	11	45	1	31,76	-15,1	-11	-25,4	2,1	2
E	11	46	2	30,76	-13,9	-10,5	-24,7	1,4	2
A	12	47	1	36,26	-18,5	-14,5	-31,1	2	2
B	12	48	4	36,11	-18	-13	-28	3	2
C	12	49	4	35,06	-14	-11,8	-26,8	0,2	2
D	12	50	1	32,26	-15,9	-11,4	-25,9	2,5	2
E	12	51	2	31,26	-14,5	-10,9	-25,2	1,6	2
F	12	52	2	30,76	-13,5	-10	-24,3	1,5	2
A	13	53	1	37,26	-19,1	-16	-31	1,1	2
B	13	54	1	35,26	-18,6	-13,8	-28,9	2,8	2
C	13	55	1	33,76	-17,8	-12,4	-27,3	3,4	2
D	13	56	1	32,76	-16,5	-11,9	-26,5	2,6	2
E	13	57	4	33,48	-13	-11,2	-25,6	-0,2	2
F	13	58	4	32,95	-12,4	-10	-24,8	0,4	2
A	14	59	1	37,26	-19,7	-16,6	-31,3	1,1	2
B	14	60	1	35,76	-19,3	-15	-29,4	2,3	2
C	14	61	1	34,26	-18,5	-12,8	-27,8	3,7	2
D	14	62	1	33,26	-17,4	-12,3	-27	3,1	2
E	14	63	4	34,53	-13,9	-11,5	-26,4	0,4	2
F	14	64	4	33,48	-12,5	-10,5	-25,5	0	2
G	14	65	2	31,26	-13,5	-10	-24,7	1,5	2
A	15	66	1	38,26	-20,5	-17,6	-31,7	0,9	2
B	15	67	4	38,22	-20,4	-16	-30	2,4	2
C	15	68	4	37,17	-16,2	-14,2	-28,5	0	2
D	15	69	1	33,76	-18,2	-12,7	-27,5	3,5	2
E	15	70	1	33,26	-16,9	-12	-26,9	2,9	2

F	15	71	1	32,26	-15,5	-10,9	-26,2	2,6	2
G	15	72	2	31,76	-14,1	-10,5	-25,5	1,6	2
A	16	73	1	38,26	-21,3	-19	-32	0,3	2
B	16	74	4	38,75	-23,8	-17,2	-31,6	4,6	2
C	16	75	4	37,69	-17,9	-15	-29,2	0,9	2
D	16	76	1	34,26	-19	-14	-28,2	3	2
E	16	77	1	33,76	-17,8	-13,1	-27,6	2,7	2
F	16	78	1	33,26	-16,4	-11	-27	3,4	2
G	16	79	2	32,76	-15	-10,8	-26,4	2,2	2
H	16	80	2	31,76	-13,2	-10	-25,5	1,2	2
A	17	81	1	38,76	-22,2	-19,5	-32,5	0,7	2
B	17	82	1	37,26	-21,7	-18	-31	1,7	2
C	17	83	1	36,26	-20,9	-17	-29,8	1,9	2
D	17	84	1	35,26	-19,8	-14,6	-29	3,2	2
E	17	85	4	36,64	-18,5	-14	-28,5	2,5	2
F	17	86	4	36,11	-13,9	-12,2	-27,7	-0,3	2
G	17	87	2	33,76	-15,9	-11,9	-27,4	2	2
H	17	88	2	33,26	-14	-10,5	-26,7	1,5	2
A	18	89	1	39,26	-23,2	-21	-33	0,2	2
B	18	90	1	37,76	-22,5	-19,4	-31,5	1,1	2
C	18	91	1	36,76	-21,6	-18,3	-30,5	1,3	2
D	18	92	1	36,26	-20,7	-17	-29,6	1,7	2
E	18	93	4	37,17	-19,4	-14	-29	3,4	2
F	18	94	4	37,17	-16	-13	-28,6	1	2
G	18	95	2	34,76	-16,6	-12	-28,3	2,6	2
A	19	96	1	39,76	-24	-21,8	-33,4	0,2	2
B	19	97	4	40,33	-23,3	-19,8	-32	1,5	2
C	19	98	4	39,28	-19	-18,5	-31	-1,5	2
D	19	99	1	36,76	-21,3	-17	-30,4	2,3	2
E	19	100	1	36,26	-20,1	-15,2	-29,8	2,9	2
F	19	101	1	35,76	-18,6	-14,5	-29,5	2,1	2
A	20	102	1	40,26	-24,8	-22,1	-33,7	0,7	2
B	20	103	4	40,86	-28,1	-20,5	-32,5	5,6	2
C	20	104	4	39,80	-21,8	-18,7	-31,7	1,1	2
D	20	105	1	37,26	-22	-16,8	-31	3,2	2
E	20	106	1	37,26	-20,9	-15,9	-30,5	3	2
A	21	107	1	40,76	-25,6	-22,3	-34,2	1,3	2
B	21	108	1	39,26	-24,9	-20,9	-33,1	2	2
C	21	109	1	38,76	-23,8	-19,5	-32,4	2,3	2

D	21	110	1	38,26	-22,5	-18	-31,8	2,5	2
---	----	-----	---	-------	-------	-----	-------	-----	---

A.3. Capacidades de cargas axiales en pilotes

A continuación se presentan los resultados de estimación de capacidades de carga axial de pilotes según los documentos disponibles del proyecto:

Eje	Cepa	Pilote nº	Inclinación	Diámetro mm	Espesor mm	Marcha Exigida Fin de Hinca	Criterio Exigido último dm	Rechazo fin de Hinca g/dm	Cota fondo Marino (1) mNRS	Penet. total bajo fondo marino (2) m	Penet. de Peso Propio (2)(3) m	Cota Inicio de Arena Densa (4) mNRS	Penetración al encontrar la Roca Meteorizada (2)(5) m	Cota Techo Roca Meteorizada mNRS	Cota de Punta Pilote mNRS	Espesor de Arena Densa (6) m	Penetración en roca meteorizada (2)(7) m	Capacidad Última Estimada	
																		Compresión t	Tracción t
A	3	9	V	1000	18	3	50	54-58-30(6)	-12,37	16,96	3,3	-15,67	16,10	-28,47	-29,33	12,80	0,9	1004(**)	-
A	4	13	V	1000	18	3	50	51-53-58	-13,59	20,00	2,2	-15,79	18,20	-31,79	-33,59	16,00	1,8	1048(**)	-
A	5	17	V	1000	18	3	50	70-78-80	-12,84	20,10	2,6	-15,44	18,20	-31,04	-32,94	15,60	1,9	1144(**)	-
A	6	21	V	1000	18	3	50	61-62-74	-12,68	14,60	1,1	-13,78	13,10	-25,78	-27,28	12,00	1,5	1121(**)	-
A	7	25	V	1000	18	3	60	62-80-55(5)	-13,72	17,95	2,9	-16,62	16,40	-30,12	-31,67	13,50	1,6	1239(**)	-
A	8	29	V	1000	18	3	60	62-66-70	-13,98	18,90	2	-15,98	17,50	-31,48	-32,88	15,50	1,4	1104(**)	-
A	9	33	V	1000	18	3	60	60-62-67	-13,94	20,80	1,9	-15,84	19,50	-33,44	-34,74	17,60	1,3	1091(**)	-
A	10	37	V	1000	18	3	60	60-71-100	-13,40	23,00	3	-16,40	21,90	-35,30	-36,40	18,90	1,1	1210(**)	-
A	11	42	V	1000	18	3	60	61-65-72	-14,00	22,50	3,1	-17,10	21,90	-35,90	-36,50	18,80	0,6	1113(**)	-
A	12	47	V	1000	18	3	60	60-64-73	-14,45	23,00	3,8	-18,25	22,10	-36,55	-37,45	18,30	0,9	1117(**)	-
A	13	53	V	1000	18	3	60	67-73-81	-15,94	21,00	3,1	-19,04	20,50	-36,44	-36,94	17,40	0,5	1148(**)	-
A	14	59	V	1000	18	3	60	60-80-60(9)	-17,0	22,20	2,7	-19,70	21,20	-38,20	-39,20	18,50	1,0	1087(**)	-
A	15	66	V	1000	18	3	70	70-82-89	-17,63	22,00	2,9	-20,53	21,10	-38,73	-39,63	18,20	0,9	1176(**)	-
A	16	73	V	1000	18	3	70	70-75-79	-18,5	21,70	3,0	-21,50	20,90	-39,40	-40,20	17,90	0,8	1140(**)	-
A	17	81	V	1000	18	3	70	72-78-86	-19,5	21,70	2,9	-22,40	20,80	-40,30	-41,20	17,90	0,9	1165(**)	-
A	18	89	V	1000	18	3	70	58-72-100	-20,63	20,39	3,0	-23,63	19,50	-40,13	-41,02	16,50	0,9	1239(**)	-
A	19	96	V	1000	18	3	70	70-78-91	-21,22	20,60	3,4	-24,62	20,00	-41,22	-41,82	16,60	0,6	1182(**)	-
A	20	102	V	1000	18	3	70	25-73-118	-21,79	19,80	3,9	-25,69	19,60	-41,39	-41,59	15,70	0,2	1260(**)	-
A	21	107	V	1000	18	3	70	52-80-113	-22,25	19,00	4,7	-26,95	18,20	-40,45	-41,25	13,50	0,8	1247(**)	-
B	5	18	V	1000	18	3	30	40-43-45	-10,73	17,00	1,7	-12,43	16,30	-27,03	-27,73	14,60	0,7	973(**)	-
B	6	22	V	1000	18	3	30	62-67-40(5)	-10,5	16,50	1,7	-12,20	15,40	-25,90	-27,00	13,70	1,1	1144(**)	-
B	7	26	1:3	1100	28	4	100	68-73-108	-11,08	20,60	3,6	-14,50	17,40	-27,59	-30,63	13,10	3,2	1572(**)	434(*)
B	8	30	1:3	1100	28	4	100	85-93-109	-11,06	27,40	4,1	-14,95	24,90	-34,69	-37,06	19,74	2,5	1576(**)	496(*)
B	9	34	V	1000	18	3	30	30-32-38	-11,66	19,00	2,5	-14,16	18,20	-29,86	-30,66	15,70	0,8	922(**)	-
B	10	38	V	1000	18	3	30	30-32-38	-12,36	22,20	3,0	-15,36	21,50	-33,86	-34,56	18,50	0,7	922(**)	-
B	11	43	1:3	1100	28	4	100	75-103-121	-12,07	26,90	4,8	-16,63	24,80	-35,61	-37,60	18,98	2,1	1621(**)	528(*)
B	12	48	1:3	1100	28	4	100	57-63-106	-12,98	27,10	5,6	-18,29	25,80	-37,46	-38,70	19,17	1,3	1564(**)	411(*)
B	13	54	V	1000	18	3	40	53-61-67(9)	-14,05	22,29	3,2	-17,25	21,80	-35,85	-36,34	18,60	0,5	1121(**)	-
B	14	60	V	1000	18	3	40	43-45-72	-15,36	21,20	2,8	-18,16	20,50	-35,86	-36,56	17,70	0,7	1113(**)	-
B	15	67	1:3	1100	28	4	100	90-93-101	-17,25	23,80	3,4	-20,48	21,70	-37,84	-39,84	17,37	2,1	1543(**)	542(*)
B	16	74	1:3	1100	28	4	100	55-68-108	-18,77	25,40	5,4	-23,89	24,20	-41,74	-42,87	17,84	1,2	1572(**)	394(*)
B	17	82	V	1000	18	3	50	61-63-74	-17,77	20,60	3,2	-20,97	19,50	-37,27	-38,37	16,30	1,1	1121(**)	-
B	18	90	V	1000	18	3	50	51-53-61	-18,82	21,00	3,0	-21,82	19,70	-38,52	-39,82	16,70	1,3	1063(**)	-
B	19	97	1:3	1100	28	4	100	71-87-113	-20,68	21,80	3,4	-23,91	18,10	-37,86	-41,37	13,95	3,7	1592(**)	561(*)
B	20	103	1:3	1100	28	4	100	217-183-266	-22,21	21,27	6,3	-28,19	20,40	-41,57	-42,40	13,38	0,9	1584(**)	472(*)
B	21	108	V	1000	18	3	50	59-103-15(1)	-21,36	19,71	4,0	-25,36	19,40	-40,76	-41,07	15,40	0,3	1219(**)	-
C	6	23	V	1000	18	3	30	35-45-56	-10,3	17,30	2,5	-12,80	16,20	-26,50	-27,60	13,70	1,1	1038(**)	-
C	7	27	1:3	1100	28	4	100	69-88-103	-9,8	19,00	3,8	-13,41	16,60	-25,55	-27,83	12,15	2,4	1599(**)	628(*)
C	8	31	1:3	1100	28	4	100	90-94-120	-10,27	19,50	2,0	-12,17	16,00	-25,45	-28,78	13,29	3,5	1617(**)	554(*)
C	9	35	V	1000	18	3	30	33-33-38	-10,64	21,10	1,9	-12,54	20,50	-31,14	-31,74	18,60	0,6	922(**)	-
C	10	39	V	1000	18	3	30	31-40-45	-10,98	20,40	2,1	-13,08	20,00	-30,98	-31,38	17,90	0,4	973(**)	-
C	11	44	1:3	1100	28	4	100	94-96-105	-11,54	18,50	0,8	-12,30	15,50	-26,25	-29,10	13,95	3,0	1572(**)	582(*)
C	12	49	1:3	1100	28	4	-	266-304-220(8)	-11,97	23,68	2,4	-14,25	22,00	-32,85	-34,44	18,60	1,7	1444(**)	534(*)

Figura A.4: Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 1)

Eje	Cepa	Pilote n°	Inclinación	Diámetro mm	Espesor mm	Marcha Exigida Fin de Hinca	Criterio Exigido último dm	Rechazo fin de Hinca g/dm	Cota fondo Marino (1) mNRS	Penet. total bajo fondo marino (2) m	Penet. de Peso Propio (2)(3) m	Cota Inicio de Arena Densa (4) mNRS	Penetración al encontrar la Roca Meteorizada (2)(5) m	Cota Techo Roca Meteoriza- da mNRS	Cota de Punta Pilote mNRS	Espesor de Arena Densa (6) m	Penetración en roca meteorizada (2)(7) m	Capacidad Última Estimada	
																		Compresión t	Tracción t
C	13	55	V	1000	18	3	40	65-70-75(8)	-12,6	22,05	3,6	-16,20	21,50	-34,10	-34,65	17,90	0,5	1192 (**)	-
C	14	61	V	1000	18	3	40	52-56-60	-13,35	21,40	3,9	-17,25	20,80	-34,15	-34,75	16,90	0,6	1058 (**)	-
C	15	68	1:3	1100	28	4	100	71-81-107	-13,5	20,50	2,9	-16,25	19,00	-31,53	-32,95	15,28	1,4	1568 (**)	429 (*)
C	16	75	1:3	1100	28	4	100	73-83-112	-15,11	21,50	3	-17,96	19,90	-34,00	-35,51	16,04	1,5	1588 (**)	515 (*)
C	17	83	V	1000	18	3	50	51-63-68(6)	-16,11	21,60	3,6	-19,71	20,40	-36,51	-37,71	16,80	1,2	1247 (**)	-
C	18	91	V	1000	18	3	50	50-55-63	-17,08	21,70	3,6	-20,68	20,80	-37,88	-38,78	17,20	0,9	1073 (**)	-
C	19	98	1:3	1100	28	4	100	68-82-111	-17,72	19,30	1,1	-18,76	17,80	-34,61	-36,04	15,85	1,5	1584 (**)	394 (*)
C	20	104	1:3	1100	28	4	100	76-91-100	-19,81	22,00	2,1	-21,80	20,50	-39,26	-40,69	17,46	1,5	1539 (**)	455 (*)
C	21	109	V	1000	18	3	50	75-86-70(5)	-19,69	21,75	3,9	-23,59	21,20	-40,89	-41,44	17,30	0,5	1311 (**)	-
D	8	32	V	1000	18	3	55	61-73-74(8)	-10,17	18,78	3,7	-13,87	15,80	-25,97	-28,95	12,10	3,0	1186 (**)	-
D	9	36	V	1000	18	3	55	55-58-71	-10,19	17,90	2,0	-12,19	16,00	-26,19	-28,09	14,00	1,9	1108 (**)	-
D	10	40	V	1000	18	3	55	57-62-96	-10,83	17,40	1,5	-12,33	15,80	-26,63	-28,23	14,30	1,6	1198 (**)	-
D	11	45	V	1000	18	3	60	61-68-72(6)	-10,90	16,96	1,5	-12,40	15,60	-26,50	-27,86	14,10	1,4	1265 (**)	-
D	12	50	V	1000	18	3	60	61-67-71	-10,80	18,80	2,6	-13,40	17,00	-27,80	-29,60	14,40	1,8	1108 (**)	-
D	13	56	V	1000	18	3	60	62-66-70	-10,78	23,20	3,7	-14,48	21,80	-32,58	-33,98	18,10	1,4	1104 (**)	-
D	14	62	V	1000	18	3	60	70-78-70(5)	-12,30	21,35	3,4	-15,70	19,90	-32,20	-33,65	16,50	1,5	1311 (**)	-
D	15	69	V	1000	18	3	60	64-76-110	-12,80	21,30	4,2	-17,00	20,20	-33,00	-34,10	16,00	1,1	1239 (**)	-
D	16	76	V	1000	18	3	60	60-66-73	-13,64	21,60	4,5	-18,14	20,50	-34,14	-35,24	16,00	1,1	1117 (**)	-
D	17	84	V	1000	18	3	60	66-62-77	-14,58	21,50	4,4	-18,98	20,50	-35,08	-36,08	16,10	1,0	1133 (**)	-
D	18	92	V	1000	18	3	60	62-65-72	-15,75	21,20	3,9	-19,65	20,30	-36,05	-36,95	16,40	0,9	1113 (**)	-
D	19	99	V	1000	18	3	60	63-65-77	-16,36	22,10	3,9	-20,26	21,00	-37,36	-38,46	17,10	1,1	1133 (**)	-
D	20	105	V	1000	18	3	60	60-60-70	-17,30	22,80	4,0	-21,30	21,80	-39,10	-40,10	17,80	1,0	1104 (**)	-
D	21	110	V	1000	18	3	70	58-66-102	-18,64	22,60	3,5	-22,14	21,60	-40,24	-41,24	18,10	1,0	1216 (**)	-
E	10	41	V	1100	22	2	50	89-105-57(2)	-11,38	15,02	1,5	-12,88	12,60	-23,98	-26,40	11,10	2,4	1225 (**)	-
E	11	46	V	1100	22	2	50	48-49-54	-10,20	16,20	2,3	-12,50	14,80	-25,00	-26,40	12,50	1,4	1027 (**)	-
E	12	51	V	1100	22	2	50	43-47-53	-10,25	21,60	1,9	-12,15	19,60	-29,85	-31,85	17,70	2,0	1021 (**)	-
E	13	57	1:3	1100	28	4	-	109-100-113	-11,50	20,48	1,6	-13,02	16,10	-26,78	-30,94	13,76	4,4	1592 (**)	686 (*)
E	14	63	1:3	1100	28	4	-	63-83-52(5)	-12,19	23,25	1,8	-13,90	21,40	-32,97	-34,25	19,07	1,9	1556 (**)	660 (*)
E	15	70	V	1000	18	3	50	48-60-68(5)	-11,80	21,75	3,2	-15,00	20,20	-32,00	-33,55	17,00	1,6	1302 (**)	-
E	16	77	V	1000	18	3	50	53-55-66	-13,78	19,90	2,7	-16,48	18,50	-32,28	-33,68	15,80	1,4	1133 (**)	-
E	17	85	1:3	1100	28	4	100	70-102-103	-13,12	23,80	5,7	-18,53	22,00	-34,00	-35,71	15,47	1,8	1552 (**)	437 (*)
E	18	93	1:3	1100	28	4	100	77-86-105	-16,24	25,00	3,8	-19,85	22,80	-37,88	-39,97	18,03	2,2	1560 (**)	573 (*)
E	19	100	V	1000	18	3	50	52-53-55	-15,20	22,10	4,2	-19,40	20,90	-36,10	-37,30	16,70	1,2	1032 (**)	-
E	20	106	V	1000	18	3	50	55-58-68	-16,21	23,20	3,5	-19,71	21,70	-37,91	-39,41	18,20	1,5	1096 (**)	-
F	12	52	V	1100	22	2	40	48-55-56	-9,66	16,10	3,3	-12,96	15,10	-24,76	-25,76	11,80	1,0	1038 (**)	-
F	13	58	1:3	1100	28	4	-	80-108-118	-10,70	17,80	1,8	-12,41	13,10	-23,13	-27,59	10,72	4,7	1624 (**)	609 (*)
F	14	64	1:3	1100	28	4	100	105-86-105	-10,27	25,60	2,4	-12,55	21,80	-30,96	-34,56	18,41	3,8	1560 (**)	655 (*)
F	15	71	V	1000	18	3	40	43-44-49	-10,80	20,80	2,4	-13,20	19,90	-30,70	-31,60	17,50	0,9	998 (**)	-
F	16	78	V	1000	18	3	40	42-45-50	-11,76	19,90	3,0	-14,76	18,70	-30,46	-31,66	15,70	1,2	1004 (**)	-
F	17	86	1:3	1100	28	4	100	75-85-104	-12,30	22,90	1,7	-13,91	19,50	-30,81	-34,03	16,89	3,4	1556 (**)	518 (*)
F	18	94	1:3	1100	28	4	100	81-82-113	-12,70	23,80	3,5	-16,02	21,40	-33,01	-35,29	16,99	2,4	1592 (**)	564 (*)
F	19	101	V	1000	18	3	40	41-50-53	-13,80	21,30	4,2	-18,00	20,40	-34,20	-35,10	16,20	0,9	1021 (**)	-

Figura A.5: Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 2)

Eje	Cepa	Pilote n°	Inclinación	Diámetro mm	Espesor mm	Marcha Exigida Fin de Hinca	Criterio Exigido último dm	Rechazo fin de Hinca g/dm	Cota fondo Marino (1) mNRS	Penet. total bajo fondo marino (2) m	Penet. de Peso Propio (2)(3) m	Cota Inicio de Arena Densa (4) mNRS	Penetración al encontrar la Roca Meteorizada (2)(5) m	Cota Techo Roca Meteoriza- da mNRS	Cota de Punta Pilote mNRS	Espesor de Arena Densa (6) m	Penetración en roca meteorizada (2)(7) m	Capacidad Última Estimada	
																		Compresión t	Tracción t
G	14	65	V	1100	22	2	40	68-70-73	-10,39	20,60	1,4	-11,79	19,00	-29,39	-30,99	17,60	1,6	1312 (**)	-
G	15	72	V	1100	22	2	40	39-45-25(5)	-11,70	19,39	1,8	-13,50	17,60	-29,30	-31,09	15,80	1,9	1124 (**)	-
G	16	79	V	1100	22	3	40	44-51-56	-11,07	22,90	2,0	-13,07	20,80	-31,87	-33,97	18,80	2,1	1236 (**)	-
G	17	87	V	1100	22	2	40	40-41-46	-11,80	22,20	2,2	-14,00	21,10	-32,90	-34,00	18,90	1,1	1133 (**)	-
G	18	95	V	1100	22	3	50	55-56-60	-11,81	22,80	3,4	-15,21	21,60	-33,41	-34,61	18,20	1,2	1236 (**)	-
H	16	80	V	1100	22	2	40	40-42-50	-10,32	18,00	2,8	-13,12	16,70	-27,02	-28,32	13,90	1,3	1165 (**)	-
H	17	88	V	1100	22	2	40	40-46-52	-11,03	18,70	2,6	-13,63	16,50	-27,53	-29,73	13,90	2,2	1180 (**)	-

Figura A.6: Revisión de Capacidad de Carga Axial de los Pilotes (Parte 3)

Anexo B

Resultados solicitudes SAP2000

B.1. Resultados ASD

La Tabla B.1 contiene los valores de tracciones y compresiones máximas para la condición **sin** amplificación sísmica del requisito 13.11, junto con las respectivas verificaciones del factor de utilización.

Tabla B.1: SAP2000. Solicitaciones Modelo_ASD (Capacidad admisible Suelo-Pilote)

N° Pilotes	TRACCIÓN ASD			COMPRESIÓN ASD		
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia Capacidad Admisible [tonf]	Factor de Utilización (FU)	Compresión Máxima [tonf]	Geotecnia Capacidad Admisible [tonf]	Factor de Utilización (FU)
26	571,4	217,0	2,6	900,1	1048,0	0,9
27	566,6	314,0	1,8	840,5	1066,0	0,8
30	588,1	248,0	2,4	926,0	1050,7	0,9
31	573,4	277,0	2,1	862,3	1078,0	0,8
43	536,5	264,0	2,0	856,6	1080,7	0,8
44	431,6	291,0	1,5	726,1	1048,0	0,7
48	422,8	205,5	2,1	757,2	1042,7	0,7
49	539,7	267,0	2,0	848,0	962,7	0,9
57	668,4	343,0	1,9	967,0	1061,3	0,9
58	756,1	304,5	2,5	1057,1	1082,7	1,0
63	700,5	330,0	2,1	1021,2	1037,3	1,0
64	727,0	327,5	2,2	982,6	1040,0	0,9
67	674,8	271,0	2,5	1000,9	1028,7	1,0
68	529,9	214,5	2,5	844,0	1045,3	0,8
74	511,8	197,0	2,6	844,7	1048,0	0,8
75	679,3	257,5	2,6	1002,7	1058,7	0,9
85	645,3	218,5	3,0	968,9	1034,7	0,9

Table B.1 continued from previous page

86	673,5	259,0	2,6	914,5	1037,3	0,9	
93	676,4	286,5	2,4	995,8	1040,0	1,0	
94	650,1	282,0	2,3	922,7	1061,3	0,9	
97	771,1	280,5	2,7	1097,6	1061,3	1,0	
98	592,7	197,0	3,0	906,0	1056,0	0,9	
103	601,1	236,0	2,5	878,6	1056,0	0,8	
104	765,4	227,5	3,4	1043,0	1026,0	1,0	
Promedio:			2,4	Promedio:			0,9

La Tabla B.2 contiene los valores de tracciones y compresiones máximas para la condición **con** amplificación sísmica del requisito 13.11, junto con las respectivas verificaciones del factor de utilización y el factor de amplificación normalizado.

Tabla B.2: SAP2000.Modelo_ASD_ CON AMPLIFICACIÓN 0,7R1>2
(Capacidad Admisible Suelo-Pilote)

N° Pilote	TRACCIÓN ASD				COMPRESIÓN ASD			
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)	Compresión Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)
		Capacidad Admisible [tonf]				Capacidad Admisible [tonf]		
26	1237,0	217,0	5,7	2,2	1565,7	1048	1,5	1,7
27	1210,0	314,0	3,9	2,1	1483,9	1066,0	1,4	1,8
30	1273,8	248,0	5,1	2,2	1611,8	1050,7	1,5	1,7
31	1229,2	277,0	4,4	2,1	1518,1	1078,0	1,4	1,8
43	1165,9	264,0	4,4	2,2	1486,0	1080,7	1,4	1,7
44	947,3	291,0	3,3	2,2	1241,8	1048,0	1,2	1,7
48	943,4	205,5	4,6	2,2	1277,9	1042,7	1,2	1,7
49	1168,6	267,0	4,4	2,2	1476,9	962,7	1,5	1,7
57	1428,7	343,0	4,2	2,1	1727,3	1061,3	1,6	1,8
58	1594,1	304,5	5,2	2,1	1895,2	1082,7	1,8	1,8
63	1500,1	330,0	4,5	2,1	1820,9	1037,3	1,8	1,8
64	1522,1	327,5	4,6	2,1	1777,7	1040,0	1,7	1,8
67	1444,5	271,0	5,3	2,1	1770,7	1028,7	1,7	1,8
68	1152,1	214,5	5,4	2,2	1466,2	1045,3	1,4	1,7
74	1121,1	197,0	5,7	2,2	1454,0	1048,0	1,4	1,7
75	1454,3	257,5	5,6	2,1	1777,7	1058,7	1,7	1,8
85	1391,6	218,5	6,4	2,2	1715,2	1034,7	1,7	1,8
86	1409,6	259,0	5,4	2,1	1650,6	1037,3	1,6	1,8
93	1452,5	286,5	5,1	2,1	1771,9	1040,0	1,7	1,8
94	1372,6	282,0	4,9	2,1	1645,1	1061,3	1,6	1,8

Table B.2 continued from previous page

97	1637,8	280,5	5,8	2,1	1964,3	1061,3	1,9	1,8
98	1276,8	197,0	6,5	2,2	1590,0	1056,0	1,5	1,8
103	1283,5	236,0	5,4	2,1	1561,0	1056,0	1,5	1,8
104	1609,4	227,5	7,1	2,1	1887,0	1026,0	1,8	1,8
Promedio:		5,1	2,1	Promedio:		1,6	1,8	1,8

A modo de tener una referencia respecto a las capacidades últimas y considerar el efecto de la amplificación sísmica, se tendrán los siguientes valores:

Tabla B.3: SAP2000_ASD_ CON AMPLIFICACIÓN: 0,7 R1 >2 (Capacidad Ultima Suelo-Pilote)

N° Pilote	TRACCIÓN ASD				COMPRESIÓN ASD			
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)	Compresión Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)
Capacidad Última [tonf]		Capacidad Última [tonf]						
26	1237,0	434,0	2,9	1,1	1569,8	1572	1,0	1,2
27	1210,0	628,0	1,9	1,1	1476,2	1599,0	0,9	1,2
30	1273,8	496,0	2,6	1,1	1616,5	1576,0	1,0	1,2
31	1229,2	554,0	2,2	1,1	1511,0	1617,0	0,9	1,2
43	1165,9	528,0	2,2	1,1	1490,9	1621,0	0,9	1,2
44	947,3	582,0	1,6	1,1	1232,9	1572,0	0,8	1,1
48	943,4	411,0	2,3	1,1	1282,9	1564,0	0,8	1,1
49	1168,6	534,0	2,2	1,1	1468,7	1444,0	1,0	1,2
57	1428,7	686,0	2,1	1,1	1729,9	1592,0	1,1	1,2
58	1594,1	609,0	2,6	1,1	1892,6	1624,0	1,2	1,2
63	1500,1	660,0	2,3	1,1	1822,8	1556,0	1,2	1,2
64	1522,1	655,0	2,3	1,0	1772,9	1560,0	1,1	1,2
67	1444,5	542,0	2,7	1,1	1773,8	1543,0	1,1	1,2
68	1152,1	429,0	2,7	1,1	1460,1	1568,0	0,9	1,2
74	1121,1	394,0	2,8	1,1	1457,5	1572,0	0,9	1,2
75	1454,3	515,0	2,8	1,1	1772,5	1588,0	1,1	1,2
85	1391,6	437,0	3,2	1,1	1719,4	1552,0	1,1	1,2
86	1409,6	518,0	2,7	1,0	1643,9	1556,0	1,1	1,2
93	1452,5	573,0	2,5	1,1	1775,6	1560,0	1,1	1,2
94	1372,6	564,0	2,4	1,1	1638,1	1592,0	1,0	1,2
97	1637,8	561,0	2,9	1,1	1967,8	1592,0	1,2	1,2
98	1276,8	394,0	3,2	1,1	1583,6	1584,0	1,0	1,2
103	1283,5	472,0	2,7	1,1	1564,4	1584,0	1,0	1,2
104	1609,4	455,0	3,5	1,1	1881,5	1539,0	1,2	1,2
Promedio:		2,6	1,1	Promedio:		1,0	1,2	1,2

B.2. Resultados LRFD

La Tabla B.4 contiene los valores de tracciones y compresiones máximas según metodología LRFD para la condición **sin** amplificación sísmica del requisito 13.11, junto con las respectivas verificaciones del factor de utilización.

Tabla B.4: SAP2000_LRFD (Capacidad ultima Suelo-Pilote)

N° Pilote	TRACCION LRFD			COMPRESIÓN LRFD		
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia Capacidad Última [tonf]	Factor de Utilización (FU)	Compresión Máxima [tonf]	Geotecnia Capacidad Última [tonf]	Factor de Utilización (FU)
26	792,4	434	1,8	1202,5	1572	0,8
27	804,9	628	1,3	1142,2	1599	0,7
30	829,7	496	1,7	1252,3	1576	0,8
31	796,8	554	1,4	1154,0	1617	0,7
43	742,9	528	1,4	1143,8	1621	0,7
44	610,3	582	1,0	974,2	1572	0,6
48	590,9	411	1,4	1010,4	1564	0,6
49	750,5	534	1,4	1132,6	1444	0,8
57	923,9	686	1,3	1300,9	1592	0,8
58	1048,6	609	1,7	1417,8	1624	0,9
63	968,1	660	1,5	1372,8	1556	0,9
64	1008,9	655	1,5	1320,9	1560	0,8
67	938,3	542	1,7	1345,7	1543	0,9
68	735,1	429	1,7	1125,7	1568	0,7
74	707,7	394	1,8	1124,4	1572	0,7
75	947,4	515	1,8	1350,3	1588	0,9
85	887,1	437	2,0	1297,7	1552	0,8
86	937,1	518	1,8	1229,8	1556	0,8
93	934,5	573	1,6	1339,6	1560	0,9
94	902,6	564	1,6	1235,0	1592	0,8
97	1079,9	561	1,9	1488,5	1592	0,9
98	824,6	394	2,1	1213,6	1584	0,8
103	834,6	472	1,8	1182,3	1584	0,7
104	1073,3	455	2,4	1416,1	1539	0,9
	Promedio:		1,7	Promedio:		0,8

La Tabla B.5 contiene los valores de tracciones y compresiones máximas para la condición **con** amplificación sísmica del requisito 13.11, junto con las respectivas verificaciones del factor de utilización y el factor de amplificación normalizado.

Tabla B.5: SAP2000_LRFD_ CON AMPLIFICACIÓN: 0,7R1>2 (Capacidad Ultima Suelo-Pilote)

N° Pilote	TRACCION LRFD				COMPRESIÓN LRFD			
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)	Compresión Máxima [tonf]	Geotecnia	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)
		Capacidad Última [tonf]				Capacidad Última [tonf]		
26	1726,2	434,0	4,0	2,2	2136,2	1572	1,4	1,8
27	1724,1	628,0	2,7	2,1	2061,5	1599,0	1,3	1,8
30	1805,9	496,0	3,6	2,2	2228,5	1576,0	1,4	1,8
31	1716,6	554,0	3,1	2,2	2073,7	1617,0	1,3	1,8
43	1625,1	528,0	3,1	2,2	2026,0	1621,0	1,2	1,8
44	1345,8	582,0	2,3	2,2	1709,8	1572,0	1,1	1,8
48	1328,5	411,0	3,2	2,2	1748,0	1564,0	1,1	1,7
49	1634,0	534,0	3,1	2,2	2016,1	1444,0	1,4	1,8
57	1985,7	686,0	2,9	2,1	2362,7	1592,0	1,5	1,8
58	2219,9	609,0	3,6	2,1	2589,1	1624,0	1,6	1,8
63	2085,0	660,0	3,2	2,2	2489,7	1556,0	1,6	1,8
64	2119,4	655,0	3,2	2,1	2431,4	1560,0	1,6	1,8
67	2019,0	542,0	3,7	2,2	2426,4	1543,0	1,6	1,8
68	1608,0	429,0	3,7	2,2	1998,6	1568,0	1,3	1,8
74	1561,8	394,0	4,0	2,2	1978,4	1572,0	1,3	1,8
75	2038,0	515,0	4,0	2,2	2440,9	1588,0	1,5	1,8
85	1925,5	437,0	4,4	2,2	2336,2	1552,0	1,5	1,8
86	1967,4	518,0	3,8	2,1	2260,1	1556,0	1,5	1,8
93	2018,6	573,0	3,5	2,2	2423,6	1560,0	1,6	1,8
94	1913,0	564,0	3,4	2,1	2245,3	1592,0	1,4	1,8
97	2303,1	561,0	4,1	2,1	2711,7	1592,0	1,7	1,8
98	1785,6	394,0	4,5	2,2	2174,5	1584,0	1,4	1,8
103	1791,2	472,0	3,8	2,1	2138,9	1584,0	1,4	1,8
104	2264,1	455,0	5,0	2,1	2606,9	1539,0	1,7	1,8
		Promedio:	3,6	2,2		Promedio:	1,4	1,8

B.3. Verificación de resistencias a Tracción en pilotes inclinados

En la presente sección se exponen los cálculos realizados para verificación de diseño ante fluencia en tracción de los pilotes sometidos a tracción.

*Verificación de Resistencia en Tracción (Cap.D AISC360)

Propiedades del Material: Acero A572 gr 50

$F_y := 345 \text{ MPa}$: Tensión de fluencia mínima especificada

$F_u := 450 \text{ MPa}$: Tensión última mínima especificada

$E := 200000 \text{ MPa}$: Módulo de elasticidad

Resistencias de diseño para fluencia en sección bruta en Pilotes Tipo 4

$P_n := F_y \cdot A = 3317.425 \text{ tonnef}$: Fuerza de fluencia en tracción en la sección bruta

Según diseño ASD:

$\Omega := 1.67$

Según diseño LRFD:

$\phi := 0.9$

$P_{ad} := \frac{P_n}{\Omega} = 1986.48 \text{ tonnef}$

$P_u := P_n \cdot \phi = 2985.68 \text{ tonnef}$

Resistencias de ruptura en tracción en la sección neta en Pilotes Tipo 4

$P_n := F_u \cdot A = 4327.076 \text{ tonnef}$: Fuerza de fluencia en tracción en la sección bruta

Según diseño ASD:

$\Omega := 2.00$

Según diseño LRFD:

$\phi := 0.75$

$P_{ad} := \frac{P_n}{\Omega} = 2163.54 \text{ tonnef}$

$P_u := P_n \cdot \phi = 3245.31 \text{ tonnef}$

Figura B.1: Memoria de cálculo. Verificación de fluencia en tracción.

Se compara la capacidad de fluencia con las solicitaciones máximas a tracción a lo largo del pilote inclinado

Tabla B.6: Factores de utilización ante tracciones máximas a lo largo de los pilotes inclinados ASD y LRFD

Método	Tracción_max [tonf]	Pu_adm [tonf]	Factor de utilización
ASD	787,5	1986,5	0,4
Método	Tracción_max [tonf]	Pu_ult [tonf]	Factor de utilización
LRFD	1098,3	2985,7	0,4

B.4. Verificación de Pandeo en pilotes inclinados

En la presente sección se exponen los cálculos realizados para la verificación de diseño ante el pandeo de los pilotes inclinados sometidos a compresión.

PANDEO EN PILOTES INCLINADOS

El presente documento corresponde a la verificación de pandeo en pilotes sometidos a compresión para los pilotes inclinados N°97 y N°103 de la extensión del frente de ataque. Esta verificación se encuentra basada en las disposiciones de la norma AISC 360-16 para elementos sometidos a compresión

Dimensiones Geométricas: pilotes tipo 4

$$D := 1.1 \text{ m} \quad : \text{ Diámetro}$$

$$t := 28 \text{ mm} \quad : \text{ Espesor}$$

$$Re := \frac{D}{2} = 0.55 \text{ m} \quad : \text{ Radio externo}$$

$$Ri := Re - t = 0.522 \text{ m} \quad : \text{ Radio interno}$$

$$A := \pi \cdot \frac{(D^2 - (D - 2 \cdot t)^2)}{4} = 0.094 \text{ m}^2 \quad : \text{ Área transversal}$$

$$Z := \frac{(2 \cdot A)}{\pi \cdot \left(\frac{D-t}{2}\right)} \cdot \left(\left(\frac{D-t}{2}\right)^2 + \frac{t^2}{6} \right) = 0.032 \text{ m}^3 \quad : \text{ Módulo plástico}$$

$$I := \frac{\pi}{4} \cdot (Re^4 - Ri^4) = 0.014 \text{ m}^4 \quad : \text{ Inercia}$$

$$r_{\text{giro}} := \sqrt{\frac{I}{A}} = 379.138 \text{ mm} \quad : \text{ Radio de giro}$$

Propiedades del Material: Acero A572 gr 50

$$Fy := 345 \text{ MPa} \quad : \text{ Tensión de fluencia}$$

$$E := 200000 \text{ MPa} \quad : \text{ Módulo de elasticidad}$$

* Verificación de pandeo local (Cap. B)

Razón Ancho Espesor de miembros sujetos a compresión axial:

$$\frac{D}{t} = 39.286 < \lambda_{r} := 0.11 \cdot \frac{E}{Fy} = 63.768 \quad \text{“Sección No Esbelta”}$$

Razón Ancho Espesor de miembros sujetos a compresión flexión:

$$\lambda_{p} := 0.07 \frac{E}{Fy} = 40.58 \quad \text{“Sección Compacta”}$$

$$\lambda_{r} := 0.31 \frac{E}{Fy} = 179.71$$

"Debido a que corresponde a una sección Compacta - No esbelta no hay problemas de Pandeo Local"

Figura B.2: Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 1)

Pilote N°103:

$L_{top} := 3.26 \text{ m}$: Cota superior pilote (nivel de conexión rígida con vigas)

$L_{top_AD} := -28.19 \text{ m}$: Cota superior estrato arena densa

$L_v := L_{top} - L_{top_AD} = 31.45 \text{ m}$

$L_{inc} := \sqrt{L_v^2 + \frac{L_v^2}{9}} = 33.151 \text{ m}$; $L := L_{inc}$: longitud inclinada sin arriostramiento

*** Verificación de longitud Efectiva (SECCION E2)**

K: Factor de longitud Efectiva

L: longitud inclinada no arriostrada lateralmente del miembro

Lc= KL: longitud efectiva del miembro

$K := 1$: Se considera la configuración tipo c) (Tabla C-A-7.1 AISC 360-16)

$L = 33.151 \text{ m}$

$L_c := K \cdot L = 33.151 \text{ m}$ Largo efectivo

$$\frac{L_c}{r_{giro}} = 87.438 < 200: \text{ok E2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r_{giro}} < 1.5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{“Cumple longitud de Pandeo”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple Long.Pandeo”} \end{array} \right| = \text{“Cumple longitud de Pandeo”}$$

*** Verificación compresion por pandeo flexural (FB): Sección E-3 AISC 360-16**

$$F_e := \frac{(\pi^2 \cdot E)}{\left(\frac{L_c}{r_{giro}}\right)^2} = 258.182 \text{ MPa} \quad : \text{Tensión de pandeo elástico}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 1.336 < 2.25$$

$$F_{cr} := \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r_{giro}} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.877 \cdot F_e \end{array} \right| = 197.206 \text{ MPa}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A = 1896.28 \text{ tonnef}$$

Figura B.3: Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 2)

***Verificación resistencias de diseño**

METODO ASD: $\Omega := 1.67$ $P_u := 878.6 \text{ tonnef}$ $\frac{P_n}{\Omega} = 1135.5 \text{ tonnef}$

$$\begin{array}{l} \text{if } P_u < \frac{P_n}{\Omega} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple con pandeo flexural ASD" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple con pandeo flexural ASD" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple con pandeo flexural ASD"}$$

METODO LRFD: $\phi := 0.9$ $P_u := 1182.3 \text{ tonnef}$ $\phi \cdot P_n = 1706.654 \text{ tonnef}$

$$\begin{array}{l} \text{if } P_u < \phi \cdot P_n \\ \quad \parallel \text{ "Cumple con pandeo flexural LRFD" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple con pandeo flexural LRFD" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple con pandeo flexural LRFD"}$$

Pilote N°97:

$L_{top} := 3.26 \text{ m}$: Cota superior pilote (nivel de conexión rígida con vigas)
 $L_{top_AD} := -23.91 \text{ m}$: Cota superior estrato arena densa

$L_v := L_{top} - L_{top_AD} = 27.17 \text{ m}$

$L_{inc} := \sqrt{L_v^2 + \frac{L_v^2}{9}} = 28.64 \text{ m}$; $L := L_{inc}$: longitud inclinada sin arriostramiento

$K := 1$: Se considera la configuración tipo c) (Tabla C-A-7.1 AISC 360-16)

$L = 28.64 \text{ m}$

$L_c := K \cdot L = 28.64 \text{ m}$ Largo efectivo

$\frac{L_c}{r_{giro}} = 75.539 < 200$: (ok E2)

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{L_c}{r_{giro}} < 1.5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple longitud de Pandeo" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple Long.Pandeo" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple longitud de Pandeo"}$$

Figura B.4: Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 3)

Verificación por Flexión (FB): Sección E-3 AISC 360-16

$$F_e := \frac{(\pi^2 \cdot E)}{\left(\frac{L_c}{r_{giro}}\right)^2} = 345.93 \text{ MPa} \quad : \text{ Tensión de pandeo elástico}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.997 < 2.25. \text{ OK}$$

$$F_{cr} := \begin{cases} \text{if } \frac{L_c}{r_{giro}} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} & = 227.266 \text{ MPa} & \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 227.266 \text{ MPa} \\ \left\| \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \right. & \\ \text{else} & \\ \left\| 0.877 \cdot F_e & = 303.381 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A = 2185.324 \text{ tonnef}$$

***Verificación resistencias de diseño**

METODO ASD: $\Omega := 1.67$ $P_u := 1097.6 \text{ tonnef}$ $\frac{P_n}{\Omega} = 1308.58 \text{ tonnef}$

$$\begin{cases} \text{if } P_u < \frac{P_n}{\Omega} & = \text{“Cumple con pandeo flexural ASD”} \\ \left\| \text{“Cumple con pandeo flexural ASD”} \right. & \\ \text{else} & \\ \left\| \text{“No cumple con pandeo flexural ASD”} \right. & \end{cases}$$

METODO LRFD: $\phi := 0.9$ $P_u := 1488.5 \text{ tonnef}$ $\phi \cdot P_n = 1966.792 \text{ tonnef}$

$$\begin{cases} \text{if } P_u < \phi \cdot P_n & = \text{“Cumple con pandeo flexural LRFD”} \\ \left\| \text{“Cumple con pandeo flexural LRFD”} \right. & \\ \text{else} & \\ \left\| \text{“No cumple con pandeo flexural LRFD”} \right. & \end{cases}$$

Figura B.5: Memoria de cálculo. Verificación de Pandeo. (Parte 4)

Tabla B.7: Largos efectivos y resistencia de compresión nominal controlado por diseño LRFD. Caso Arena Licuable

N°Pilote	Espesor licuable de Arena Densa [m]	Largo [m]	Factor de largo efectivo "K"	L_{Eff} [m]	P_n [tonf]
97	7,91	36,98	1	36,98	1654,10
103	9,02	42,66	1	42,66	1313,70

Tabla B.8: Solicitaciones a compresión y resistencias de diseño controlado por LRFD. Caso arena licuable

Método LRFD			
N°Pilote	Pu [tonf]	Ru=Pn* ϕ [tonf]	Pu/Ru
97	1488,5	1488,69	1,00
103	1182,3	1182,33	1,00

Método ASD*			
N°Pilote	Pu* [tonf]	Ra=Pn/ ω [tonf]	Pu/Ra
97	992,3	990,48	1,00
103	788,2	786,64	1,00

Método ASD			
N°Pilote	Pu [tonf]	Ra=Pn/ ω [tonf]	Pu/Ra
97	1097,6	990,48	1,11
103	878,6	786,64	1,12

B.5. Resultados caso ASD 2 y ASD 3

En la siguiente tabla se muestran las solicitaciones a tracción y compresión en el modelo estructural según los espectros de diseño sísmico definidas por la configuración ASD 2.

Tabla B.9: SAP2000. Solicitaciones Modelo_ASD2 (Capacidad admisible Suelo-Pilote)

N° Pilotes	TRACCION ASD			COMPRESIÓN ASD		
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia	FU	Compresión Máxima[tonf]	Geotecnia	FU
		Qadm [tonf]			Qult [tonf]	
26	554,0	217,0	2,6	882,7	1048,0	0,8
27	554,4	314,0	1,8	828,3	1066,0	0,8
30	570,3	248,0	2,3	908,2	1050,7	0,9
31	559,9	277,0	2,0	848,8	1078,0	0,8
43	520,2	264,0	2,0	840,3	1080,7	0,8
44	419,4	291,0	1,4	713,9	1048,0	0,7
48	406,9	205,5	2,0	741,3	1042,7	0,7
49	528,0	267,0	2,0	836,3	962,7	0,9
57	657,3	343,0	1,9	955,9	1061,3	0,9
58	743,2	304,5	2,4	1044,2	1082,7	1,0
63	688,3	330,0	2,1	1009,1	1037,3	1,0
64	713,1	327,5	2,2	968,7	1040,0	0,9
67	659,3	271,0	2,4	985,4	1028,7	1,0
68	518,7	214,5	2,4	832,8	1045,3	0,8
74	494,8	197,0	2,5	827,7	1048,0	0,8
75	665,9	257,5	2,6	989,2	1058,7	0,9
85	628,2	218,5	2,9	951,7	1034,7	0,9
86	660,2	259,0	2,5	901,2	1037,3	0,9
93	662,1	286,5	2,3	981,5	1040,0	0,9
94	637,8	282,0	2,3	910,3	1061,3	0,9
97	752,2	280,5	2,7	1078,7	1061,3	1,0
98	579,7	197,0	2,9	893,0	1056,0	0,8
103	581,5	236,0	2,5	859,0	1056,0	0,8
104	753,2	227,5	3,3	1030,8	1026,0	1,0
		Promedio:	2,3		Promedio:	0,9

En la tabla B.10 se muestran las solicitaciones a tracción y compresión en el modelo estructural según los espectros de diseño sísmico definidas por la configuración ASD 2.

Tabla B.10: SAP2000. Solicitaciones Modelo_ASD3 (Capacidad admisible Suelo-Pilote)

N° Pilotes	TRACCION ASD			COMPRESIÓN ASD		
	Tracción Máxima [tonf]	Geotecnia	FU	Compresión Máxima[tonf]	Geotecnia	FU
		Qadm [tonf]			Qult [tonf]	
26	570,69	217,0	2,6	899,38	1048,0	0,9
27	577,69	314,0	1,8	851,60	1066,0	0,8
30	597,39	248,0	2,4	935,34	1050,7	0,9
31	572,42	277,0	2,1	861,34	1078,0	0,8
43	535,27	264,0	2,0	855,37	1080,7	0,8
44	439,60	291,0	1,5	734,09	1048,0	0,7
48	427,49	205,5	2,1	761,91	1042,7	0,7
49	539,76	267,0	2,0	848,08	962,7	0,9
57	664,83	343,0	1,9	963,36	1061,3	0,9
58	752,95	304,5	2,5	1053,99	1082,7	1,0
63	696,96	330,0	2,1	1017,71	1037,3	1,0
64	723,44	327,5	2,2	979,03	1040,0	0,9
67	674,42	271,0	2,5	1000,58	1028,7	1,0
68	529,90	214,5	2,5	844,00	1045,3	0,8
74	511,27	197,0	2,6	844,21	1048,0	0,8
75	680,58	257,5	2,6	1003,96	1058,7	0,9
85	638,40	218,5	2,9	961,97	1034,7	0,9
86	671,73	259,0	2,6	912,74	1037,3	0,9
93	672,98	286,5	2,3	992,39	1040,0	1,0
94	646,95	282,0	2,3	919,51	1061,3	0,9
97	775,24	280,5	2,8	1101,75	1061,3	1,0
98	593,56	197,0	3,0	906,82	1056,0	0,9
103	600,53	236,0	2,5	878,00	1056,0	0,8
104	768,92	227,5	3,4	1046,51	1026,0	1,0
		Promedio:	2,4		Promedio:	0,9

B.6. Tracciones Máximas Modelo ASD Equivalente

Tabla B.11: Tracciones máximas según método ASD equivalente. Sin amplificación sísmica

N° Pilotes	TRACC.MAX (LRFD/ 1,5) [tonf]	Capacidad admisible [tonf]	Factor de Utilización (FU)
26	528,3	217,0	2,4
27	536,6	314,0	1,7
30	553,1	248,0	2,2
31	531,2	277,0	1,9
43	495,3	264,0	1,9
44	406,8	291,0	1,4
48	393,9	205,5	1,9
49	500,4	267,0	1,9
57	615,9	343,0	1,8
58	699,1	304,5	2,3
63	645,4	330,0	2,0
64	672,6	327,5	2,1
67	625,5	271,0	2,3
68	490,1	214,5	2,3
74	471,8	197,0	2,4
75	631,6	257,5	2,5
85	591,4	218,5	2,7
86	624,7	259,0	2,4
93	623,0	286,5	2,2
94	601,8	282,0	2,1
97	719,9	280,5	2,6
98	549,7	197,0	2,8
103	556,4	236,0	2,4
104	715,5	227,5	3,1
Promedio:			2,2

Tabla B.12: Tracciones máximas según método ASD equivalente. Con amplificación sísmica

N° Pilotes	TRACC.MAX (LRFD/1,5) [tonf]	Capacidad admisible [tonf]	Factor de Utilización (FU)	Factor de Amplificación Normalizado (FAN)
26	1150,8	217,0	5,3	2,2
27	1149,4	314,0	3,7	2,1
30	1203,9	248,0	4,9	2,2
31	1144,4	277,0	4,1	2,2
43	1083,4	264,0	4,1	2,2
44	897,2	291,0	3,1	2,2
48	885,7	205,5	4,3	2,2
49	1089,4	267,0	4,1	2,2
57	1323,8	343,0	3,9	2,1
58	1479,9	304,5	4,9	2,1
63	1390,0	330,0	4,2	2,2
64	1413,0	327,5	4,3	2,1
67	1346,0	271,0	5,0	2,2
68	1072,0	214,5	5,0	2,2
74	1041,2	197,0	5,3	2,2
75	1358,7	257,5	5,3	2,2
85	1283,7	218,5	5,9	2,2
86	1311,6	259,0	5,1	2,1
93	1345,7	286,5	4,7	2,2
94	1275,3	282,0	4,5	2,1
97	1535,4	280,5	5,5	2,1
98	1190,4	197,0	6,0	2,2
103	1194,1	236,0	5,1	2,1
104	1509,4	227,5	6,6	2,1
Promedio			4,8	2,2

B.6.1. Evaluación de factor de compatibilidad

Tabla B.13: Variación del Factor de Compatibilidad para equivalencia entre métodos LRFD y ASD

Factores de Utilización (FU). Caso Factor Equivalencia = 1,4					
Caso de evaluación	ASD-Equiv.	ASD1	ASD2	ASD3	LRFD
Sin Amplificación Sísmica	2,4	2,4	2,3	2,4	1,7
Con Amplificación Sísmica	5,1	5,1	5,0	5,1	3,6

Factores de Utilización (FU). Caso Factor Equivalencia = 1,5					
Caso de evaluación	ASD-Equiv.	ASD1	ASD2	ASD3	LRFD
Sin Amplificación Sísmica	2,2	2,4	2,3	2,4	1,7
Con Amplificación Sísmica	4,8	5,1	5,0	5,1	3,6

Factores de Utilización. Caso Factor Equivalencia = 2,0					
Caso de evaluación	ASD-quiv	ASD1	ASD2	ASD3	LRFD
Sin Amplificación Sísmica	1,7	2,4	2,3	2,4	1,7
Con Amplificación Sísmica	3,6	5,1	5,0	5,1	3,6

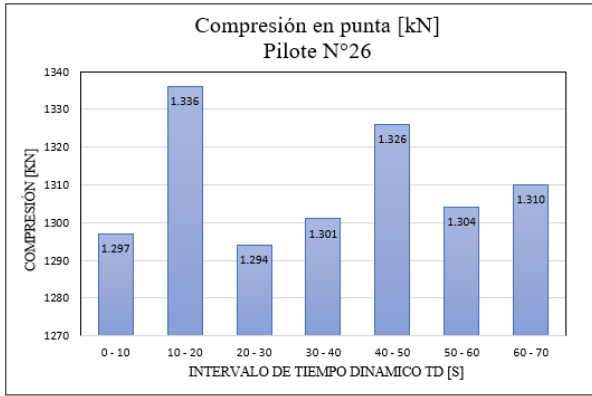
Anexo C

Resultados solicitaciones PLAXIS 3D

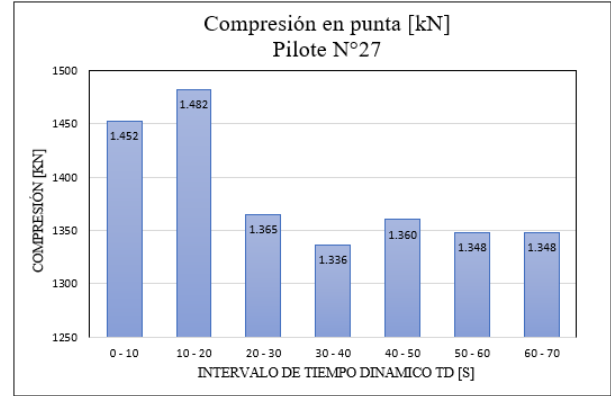
En la presente sección se presentan los principales resultados de interés obtenidos de las modelaciones realizadas en el software PLAXIS 3D.

C.1. Solicitaciones axiales en punta pilotes inclinados Modelo N1

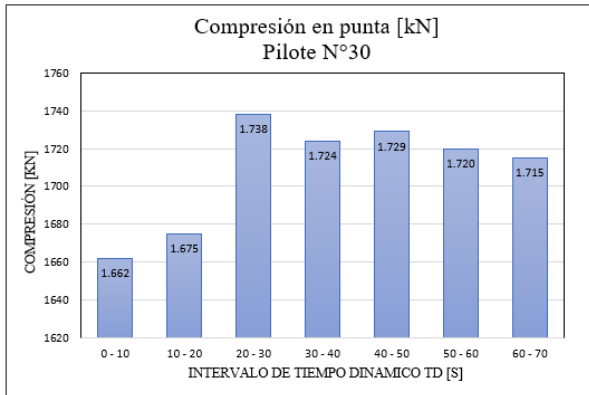
Se presentan a continuación las gráficas que muestran las solicitaciones de compresión presentes en la base de los pilotes, equivalentes a la sollicitación de punta F_{foot} , para cada intervalo de análisis dinámico.



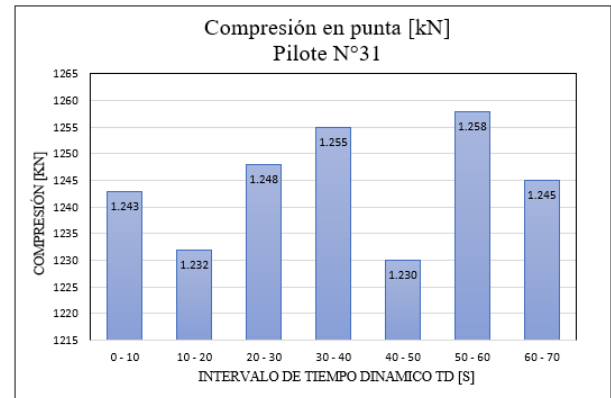
(a) F_{foot} Pilote N°26



(b) F_{foot} Pilote N°27

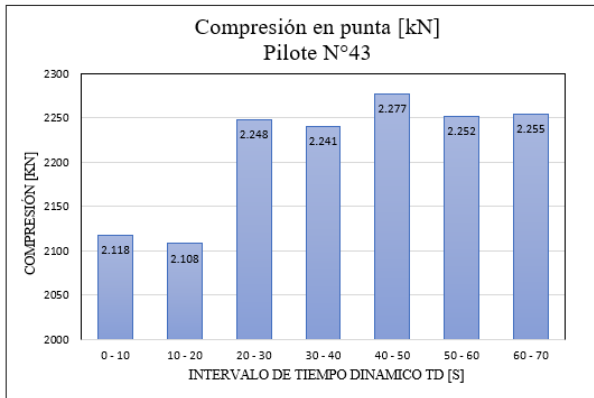


(c) F_{foot} Pilote N°30

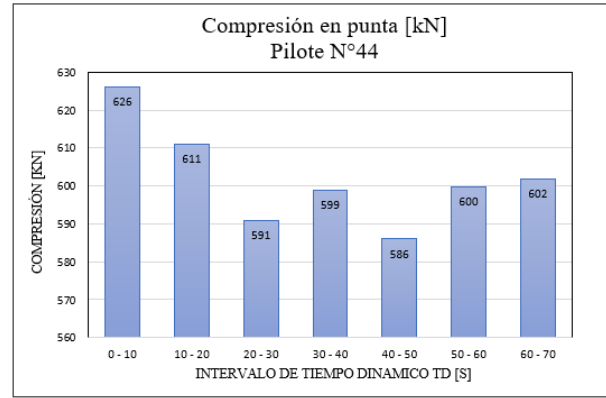


(d) F_{foot} Pilote N°31

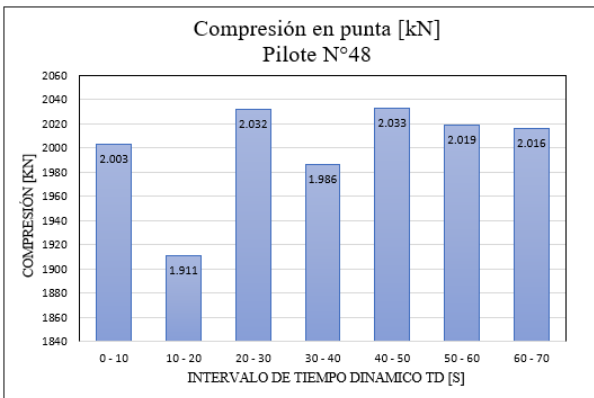
Figura C.1: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°2



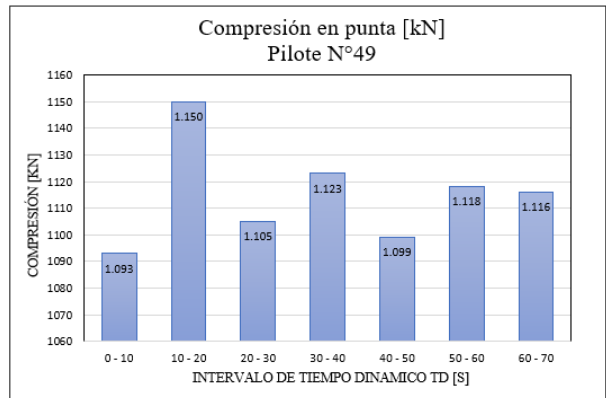
(a) F_{foot} Pilote N°43



(b) F_{foot} Pilote N°44

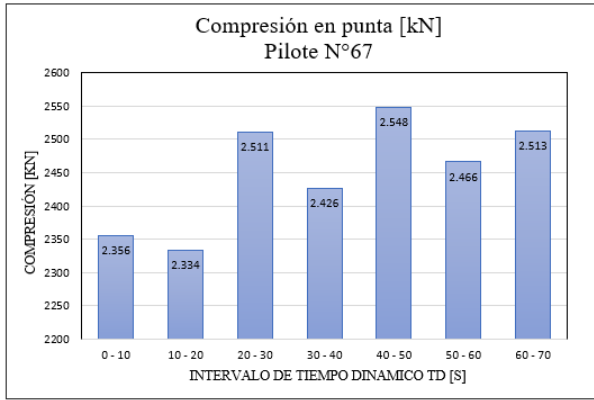


(c) F_{foot} Pilote N°48

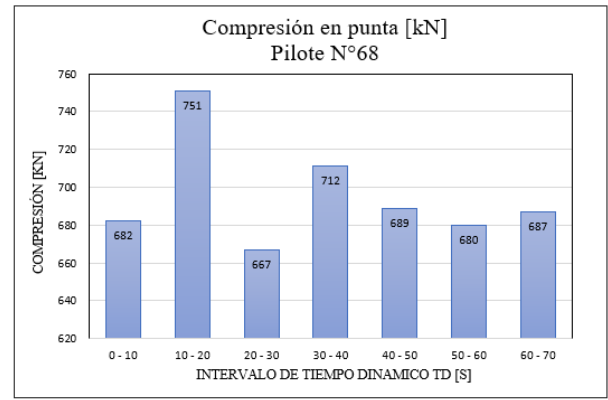


(d) F_{foot} Pilote N°49

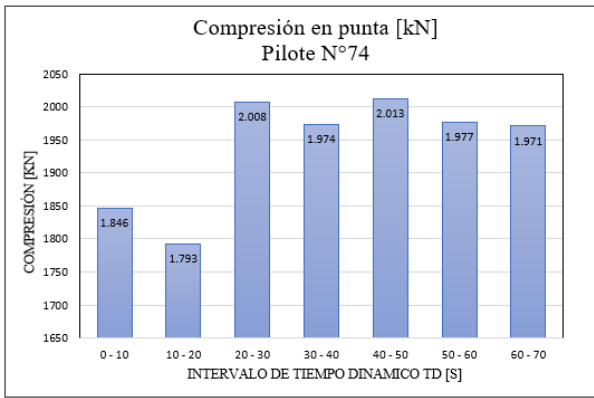
Figura C.2: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°3



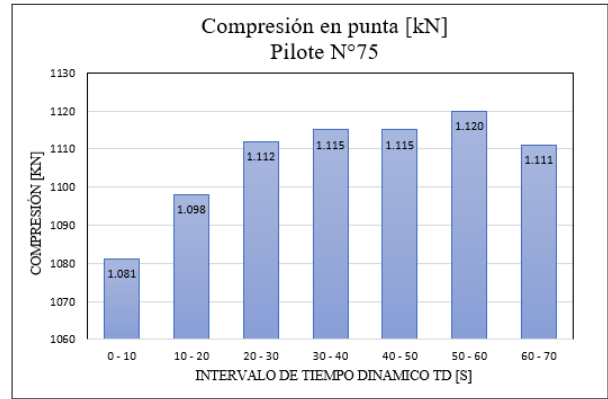
(a) F_{foot} Pilote N°67



(b) F_{foot} Pilote N°68

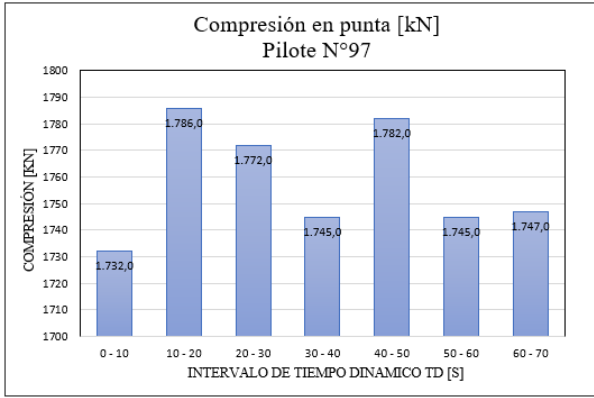


(c) F_{foot} Pilote N°74

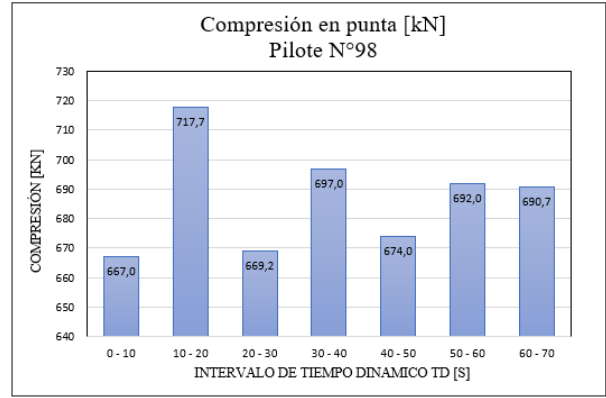


(d) F_{foot} Pilote N°75

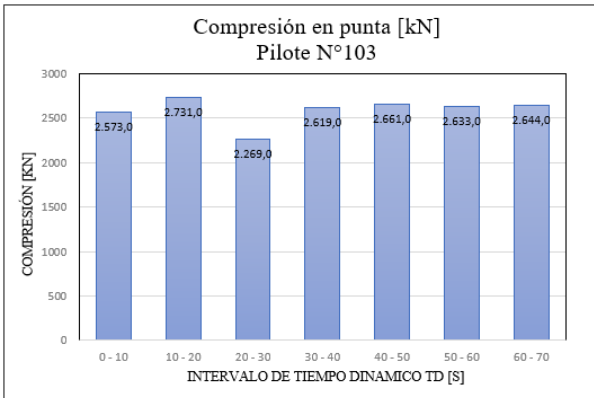
Figura C.3: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°4



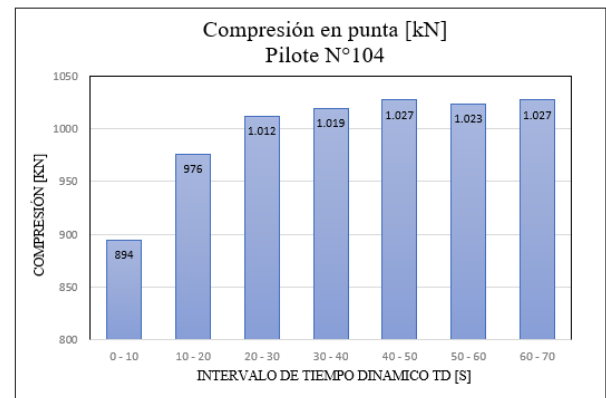
(a) F_{foot} Pilote N°97



(b) F_{foot} Pilote N°98

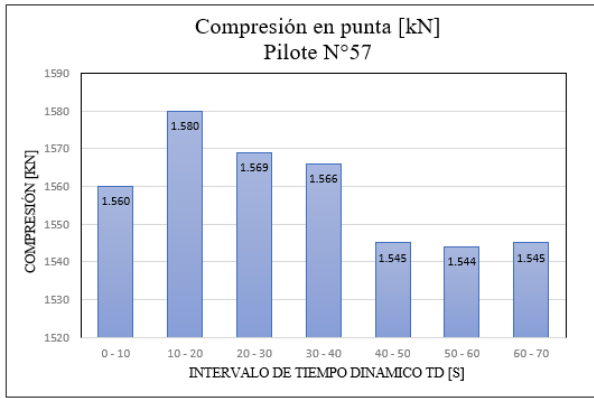


(c) F_{foot} Pilote N°103

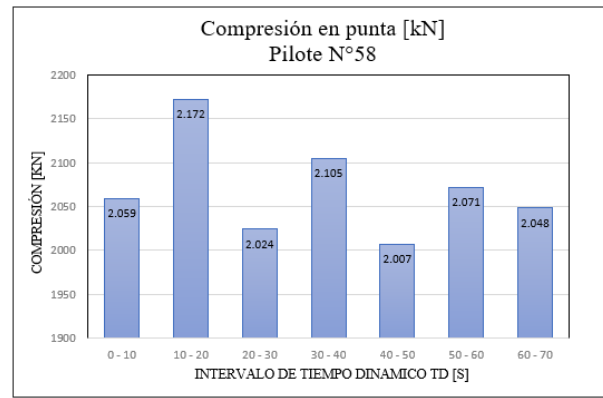


(d) F_{foot} Pilote N°104

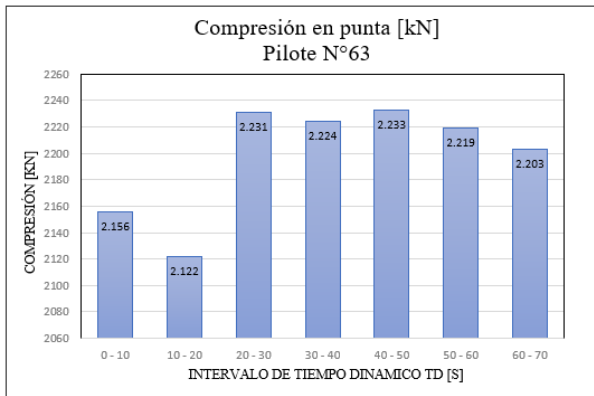
Figura C.4: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°5



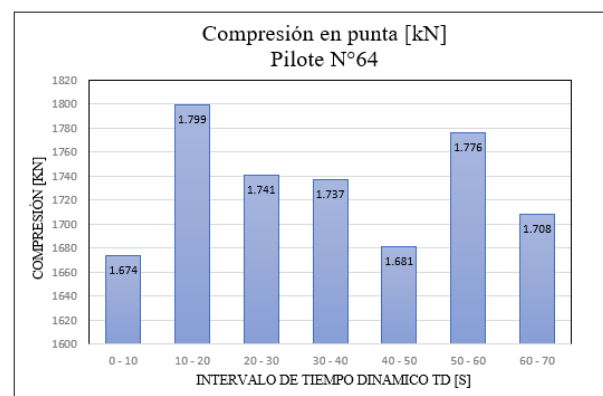
(a) F_{foot} Pilote N°57



(b) F_{foot} Pilote N°58

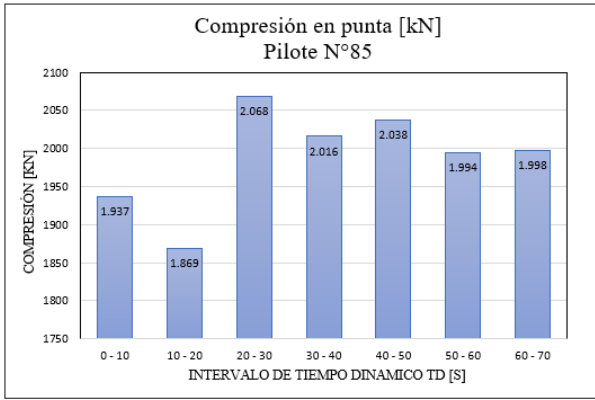


(c) F_{foot} Pilote N°63

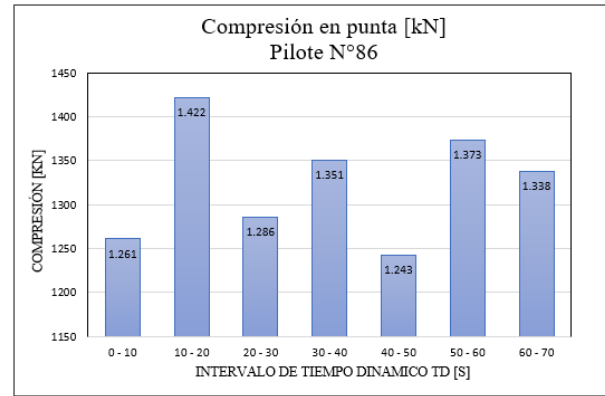


(d) F_{foot} Pilote N°64

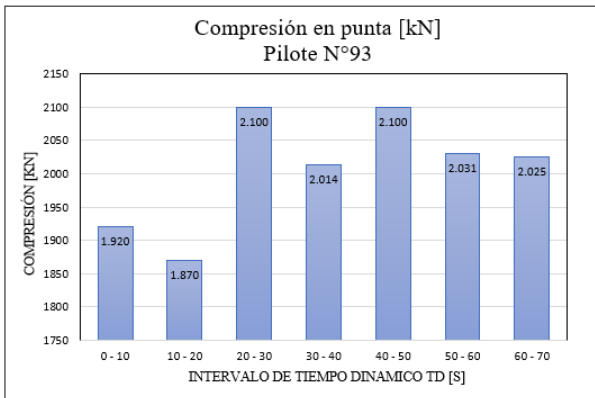
Figura C.5: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°6



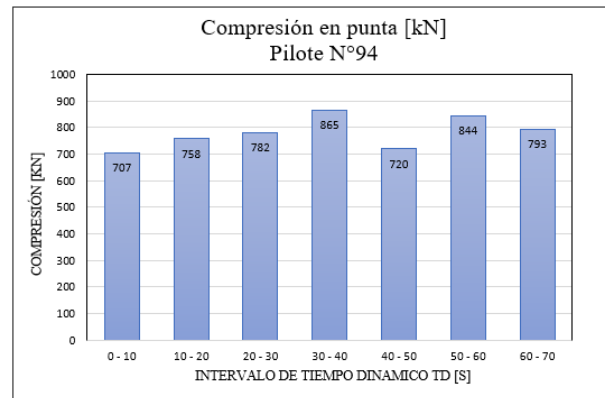
(a) F_{foot} Pilote N°85



(b) F_{foot} Pilote N°86



(c) F_{foot} Pilote N°93



(d) F_{foot} Pilote N°94

Figura C.6: Compresiones en punta Pilotes Mesa N°7

C.1.1. Comparación de compresión en punta de pilotes inclinados

En la presente sección se presentan una comparación sobre la diferencia de las solicitaciones percibidas en la punta del pilote por el modelo N°1 realizado en Plaxis 3D con respecto a las solicitaciones a compresión que se perciben en la punta de los pilotes según el modelo estructural Equivalente LRFD realizado en SAP2000, este último sin considerar la presencia de grúas sobre el tablero del muelle y sin considerar la amplificación sísmica del requisito 13.11.

Tabla C.1: Comparación compresiones en punta pilotes inclinados. Modelo Equivalente LRFD - Modelo N°1 Plaxis 3D

N° Pilote	Modelo Equivalente LRFD en SAP2000			Modelo N°1 en Plaxis3D	Variación [%]
	Compresión en base VRE [tonf]	Capacidad última estimada por fuste [tonf]	Compresión en punta [tonf]	Compresión en punta [tonf]	
26	970,9	370,0	600,9	136,3	-77
27	1090,0	320,0	770,0	151,2	-80
30	1144,0	606,4	537,6	177,3	-67
31	945,0	338,0	607,0	128,3	-79
43	1121,0	602,0	519,0	232,3	-55
44	1153,0	363,6	789,4	63,9	-92
48	1156,0	627,0	529,0	207,4	-61
49	1186,0	556,7	629,3	117,0	-81
57	966,0	369,6	596,4	161,2	-73
58	1250,0	257,0	993,0	221,5	-78
63	1164,0	567,5	596,5	227,8	-62
64	957,0	522,2	434,8	183,5	-58
67	1207,0	582,7	624,3	259,9	-58
68	1217,0	469,8	747,2	76,6	-90
74	1147,0	615,0	532,0	205,3	-61
75	1241,0	515,5	725,5	114,2	-84
85	1292,0	501,4	790,6	210,9	-73
86	1455,0	492,6	962,4	145,0	-85
93	1544,0	601,2	942,8	214,2	-77
94	1047,0	525,9	521,1	88,3	-83
97	1522,0	480,3	1041,7	182,2	-83
98	1500,0	516,7	983,3	73,2	-93
103	1341,0	462,4	878,6	278,6	-68
104	1466,0	594,0	872,0	104,8	-88

Promedio: -75

Nota: la compresión en punta para el modelo equivalente de SAP2000 se obtiene a partir de la diferencia entre la compresión máxima resultante en el extremo inferior de la viga rígida equivalente menos la capacidad última estimada de resistencia a compresión por fuste.

C.2. Solicitaciones Modelos N°2 y N°3

En la presente sección se exponen las tablas con los valores de solicitaciones máximas de los pilotes N°107, N°103 y N°102, para los casos con presencia del estrato licuable (Modelo N°2) y sin presencia del estrato licuable (Modelo N°3), obtenidos del análisis dinámico en PLAXIS 3D .

C.2.0.1. Desplazamientos y solicitaciones máximas pilote N°107.

Tabla C.2: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°107. Sin presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Sin Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
0,0	66,3	84,0	42,5	28,5	25,2	22,8	52,3	84,0
-12,8	64,1	75,7	40,5	18,4	4,8	35,4	45,6	75,7
-25,5	63,0	65,8	43,1	10,8	20,8	47,4	42,3	65,8
-25,5	63,0	65,8	43,1	10,8	20,8	47,4	42,3	65,8
-27,9	63,2	63,7	43,5	8,5	24,5	49,6	44,0	63,7
-30,3	63,3	61,6	43,3	5,0	27,9	51,9	46,3	63,3
-30,3	63,3	61,6	43,3	5,0	27,9	51,9	46,3	63,3
-33,1	63,2	60,0	42,1	2,0	31,6	55,0	49,4	63,2
-36,0	62,8	59,2	41,0	2,9	34,4	57,7	52,0	62,8
-36,0	62,8	59,2	41,0	2,9	34,4	57,7	52,0	62,8
-39,9	62,1	58,5	39,9	4,8	37,3	60,6	55,0	62,1
-43,7	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-43,7	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,1	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,5	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5

Tabla C.3: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°107. Con presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Con Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
0,0	67,1	79,2	53,2	20,6	13,0	30,1	37,4	79,2
-12,8	65,4	77,2	56,4	18,0	5,4	37,7	38,7	77,2
-25,5	64,0	72,6	57,5	20,6	24,1	47,4	42,2	72,6
-25,5	64,0	72,6	57,5	20,6	24,1	47,4	42,2	72,6
-27,9	63,9	70,0	54,9	17,9	25,9	49,0	43,2	70,0
-30,3	63,3	66,0	50,3	11,8	27,7	51,4	45,3	66,0
-30,3	63,3	66,0	50,3	11,8	27,7	51,4	45,3	66,0
-33,1	62,7	61,8	45,0	4,5	30,9	54,5	48,3	62,7
-36,0	62,3	59,4	42,1	2,0	33,7	57,0	50,9	62,3
-36,0	62,3	59,4	42,1	2,0	33,7	57,0	50,9	62,3
-39,9	61,7	58,3	40,1	4,5	37,1	60,5	54,7	61,7

Table C.3 Continuación

Z [m]	U [mm] Con Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
-43,7	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-43,7	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,1	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,5	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5

Solicitaciones Máximas en Pilote N° 107. Caso Sin Arena Licuable.								
Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	Tskin _max [kN/m]	Tlat _max [kN/m]	Tlat2 _max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	53,9	83,9	510,2	399,3	0,0	0,0	0,0	-
-12,8	26,4	36,5	219,1	154,4	0,0	0,0	0,0	-
-25,5	53,0	61,8	570,8	341,0	0,0	0,0	0,0	-
-25,5	513,5	377,5	571,1	341,3	22,7	211,0	312,5	-
-27,9	135,8	163,1	727,6	662,1	22,9	101,6	184,1	-
-30,3	678,7	646,8	542,4	440,9	27,1	208,4	146,3	-
-30,3	277,1	313,0	542,5	441,1	89,5	253,2	269,1	-
-33,1	88,6	110,2	307,3	391,3	85,9	52,7	87,6	-
-36,0	320,3	158,7	321,9	179,5	104,1	40,9	98,1	-
-36,0	101,9	196,0	322,0	179,6	45,2	35,7	97,0	-
-39,9	52,8	105,8	146,6	118,8	28,5	27,2	5,5	-
-43,7	123,1	370,1	892,2	292,2	25,1	17,6	6,7	-
-43,7	526,9	1608,3	892,3	292,4	8453,9	5310,7	1856,8	-
-44,1	365,5	1115,4	347,6	113,9	639,6	538,3	187,5	-
-44,5	204,1	622,4	0,1	0,1	52,4	1926,6	671,4	30,2

Solicitaciones Máximas en Pilote N° 107. Caso Con Arena Licuable.								
Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	Tskin _max [kN/m]	Tlat _max [kN/m]	Tlat2 _max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	45,3	44,9	363,4	423,4	0,0	0,0	0,0	-
-12,8	31,9	31,5	128,4	110,8	0,0	0,0	0,0	-
-25,5	47,2	50,0	458,4	408,0	0,0	0,0	0,0	-
-25,5	759,0	683,8	458,5	407,9	19,1	435,8	575,1	-
-27,9	83,1	167,4	1046,5	1182,3	16,1	280,4	326,9	-
-30,3	870,2	1012,3	505,5	316,8	24,2	96,0	27,7	-
-30,3	922,0	386,4	505,5	316,8	53,3	442,8	163,5	-
-33,1	120,2	98,3	566,7	1185,9	51,6	85,8	311,8	-
-36,0	887,0	394,4	429,6	518,8	85,1	129,3	231,0	-
-36,0	207,3	216,5	429,6	518,8	120,7	167,6	327,7	-
-39,9	67,8	91,3	239,2	97,9	25,4	18,6	35,3	-
-43,7	141,0	327,8	761,5	216,3	22,8	7,3	6,6	-
-43,7	389,9	1372,5	761,4	216,3	6961,1	3899,3	2031,4	-
-44,1	270,4	951,8	296,6	84,3	527,0	434,5	192,8	-
-44,5	150,9	531,0	0,1	0,1	46,4	1554,6	690,4	22,8

C.2.0.2. Desplazamientos y solicitaciones máximas pilote N°102.

Tabla C.4: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°102. Sin presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Sin Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
0,0	65,8	84,1	44,7	26,5	22,7	24,1	52,0	84,1
-12,5	64,5	76,1	42,5	17,9	4,1	35,8	45,1	76,1
-25,0	63,4	66,4	43,6	9,8	18,6	47,0	41,9	66,4
-25,0	63,4	66,4	43,6	9,8	18,6	47,0	41,9	66,4
-25,8	63,4	65,5	43,7	8,9	20,3	48,0	42,5	65,5
-26,7	63,3	64,5	43,8	7,9	22,1	49,0	43,3	64,5
-26,7	63,3	64,5	43,8	7,9	22,1	49,0	43,3	64,5
-27,9	63,2	63,0	43,8	6,3	24,6	50,5	44,7	63,2
-29,1	63,2	61,7	43,5	4,6	27,1	52,0	46,2	63,2
-29,1	63,2	61,7	43,5	4,6	27,1	52,0	46,2	63,2
-29,9	63,1	60,9	43,1	3,6	28,5	52,9	47,2	63,1
-30,7	63,0	60,3	42,6	2,7	29,6	53,8	48,1	63,0
-30,7	63,0	60,3	42,6	2,7	29,6	53,8	48,1	63,0
-31,8	62,9	59,7	41,9	1,8	31,0	54,9	49,3	62,9
-33,0	62,8	59,3	41,2	1,7	32,3	56,0	50,3	62,8
-33,0	62,8	59,3	41,2	1,7	32,3	56,0	50,3	62,8
-37,9	62,1	58,3	39,7	4,2	36,4	59,7	54,0	62,1
-42,8	61,7	58,1	39,4	5,8	38,7	62,2	56,6	62,2
-42,8	61,7	58,1	39,4	5,8	38,7	62,2	56,6	62,2
-43,2	61,6	58,1	39,4	5,9	38,8	62,4	56,7	62,4
-43,6	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-43,6	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,2	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,9	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5

Tabla C.5: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°102. Con presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Con Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td 0-10 [s]	Td 10-20 [s]	Td 20-30 [s]	Td 30-40 [s]	Td 40-50 [s]	Td 50-60 [s]	Td 60-70 [s]	
0,0	66,7	79,4	54,7	19,3	11,3	31,1	37,9	79,4
-12,5	65,8	76,5	55,5	17,0	1,0	35,3	34,1	76,5
-25,0	64,6	70,6	53,2	14,0	17,6	43,8	37,3	70,6
-25,0	64,6	70,6	53,2	14,0	17,6	43,8	37,3	70,6
-25,8	64,5	69,6	52,3	12,9	19,3	45,2	38,7	69,6
-26,7	64,3	68,6	51,2	11,7	21,0	46,6	40,2	68,6
-26,7	64,3	68,6	51,2	11,7	21,0	46,6	40,2	68,6
-27,9	64,0	66,9	49,5	9,8	23,3	48,5	42,2	66,9
-29,1	63,6	65,1	47,7	7,6	25,7	50,3	44,2	65,1
-29,1	63,6	65,1	47,7	7,6	25,7	50,3	44,2	65,1
-29,9	63,3	64,0	46,5	6,2	27,0	51,4	45,4	64,0
-30,7	63,1	62,9	45,5	4,9	28,3	52,5	46,4	63,1
-30,7	63,1	62,9	45,5	4,9	28,3	52,5	46,4	63,1
-31,8	62,8	61,6	44,2	3,2	29,7	53,7	47,7	62,8
-33,0	62,5	60,6	43,3	2,1	31,0	54,7	48,7	62,5
-33,0	62,5	60,6	43,3	2,1	31,0	54,7	48,7	62,5
-37,9	61,8	58,5	40,4	3,8	36,0	59,5	53,7	61,8
-42,8	61,6	58,0	39,4	5,8	38,7	62,2	56,6	62,2
-42,8	61,6	58,0	39,4	5,8	38,7	62,2	56,6	62,2
-43,2	61,6	58,0	39,4	5,9	38,8	62,4	56,8	62,4
-43,6	61,6	58,0	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-43,6	61,6	58,0	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,2	61,6	58,0	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,9	61,6	58,0	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5

Solicitaciones Máximas en Pilote N° 102. Caso Sin Arena Licuable.								
Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	Tskin _max [kN/m]	Tlat _max [kN/m]	Tlat2 _max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	46,1	84,5	527,8	360,9	0,0	0,0	0,0	-
-12,5	21,7	40,3	225,7	127,0	0,0	0,0	0,0	-
-25,0	43,0	57,2	623,9	249,9	0,0	0,0	0,0	-
-25,0	170,2	126,7	624,3	250,4	26,2	229,6	483,2	-
-25,8	128,9	132,4	662,5	334,7	26,7	29,9	63,0	-
-26,7	121,0	201,1	666,3	393,0	27,2	307,0	238,1	-
-26,7	178,7	331,8	666,3	393,0	24,6	371,3	210,4	-
-27,9	155,9	397,6	428,6	299,4	26,1	227,2	91,2	-
-29,1	256,4	684,9	502,0	216,4	23,3	222,8	145,9	-
-29,1	239,7	286,7	502,1	216,5	63,1	1358,1	299,8	-
-29,9	117,4	239,7	440,0	180,7	84,5	76,9	138,3	-
-30,7	150,2	309,2	382,5	175,1	157,0	215,8	273,9	-
-30,7	299,3	268,5	382,4	175,1	119,4	359,4	382,2	-
-31,8	82,9	110,9	278,3	222,9	134,8	84,7	182,0	-
-33,0	301,3	233,7	280,5	176,2	144,3	86,4	50,2	-
-33,0	90,1	104,2	280,5	176,1	135,1	102,7	68,6	-
-37,9	11,8	20,6	156,8	137,2	61,3	11,7	9,5	-
-42,8	73,4	98,4	277,3	132,2	54,1	183,8	71,2	-
-42,8	245,0	726,8	277,4	132,3	71,4	261,2	50,5	-
-43,2	348,3	1009,3	596,8	213,4	44,0	357,0	165,0	-
-43,6	458,8	1291,9	1046,4	364,2	22,3	26,5	9,2	-
-43,6	552,8	1587,4	1046,4	364,2	6278,3	5573,1	2286,4	-
-44,2	292,2	839,4	290,0	100,9	217,8	574,5	221,4	-
-44,9	31,6	91,3	0,1	0,1	61,9	644,4	248,9	30,4

Solicitaciones Máximas en Pilote N°102. Caso Con Arena Licuable.								
Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	Tskin _max [kN/m]	Tlat _max [kN/m]	Tlat2 _max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	36,9	52,1	443,1	274,0	0,0	0,0	0,0	-
-12,5	20,0	41,4	134,9	110,6	0,0	0,0	0,0	-
-25,0	30,9	49,5	630,1	272,7	0,0	0,0	0,0	-
-25,0	330,9	221,8	630,3	272,9	22,8	584,4	770,9	-
-25,8	69,3	268,3	686,8	408,3	20,8	222,2	333,4	-
-26,7	286,4	456,9	682,8	343,4	16,2	973,2	403,4	-
-26,7	278,9	323,0	682,8	343,5	12,0	526,0	478,2	-
-27,9	103,2	352,0	449,5	380,6	19,0	263,8	207,7	-
-29,1	343,7	712,3	450,6	195,0	17,6	145,6	51,2	-
-29,1	210,2	460,4	450,7	195,0	35,6	849,9	329,9	-
-29,9	227,0	273,3	431,3	116,9	29,2	106,2	80,4	-
-30,7	250,8	305,8	521,3	211,4	53,2	431,5	743,6	-
-30,7	1030,1	273,4	521,3	211,4	66,7	483,3	858,2	-
-31,8	169,3	317,7	449,1	648,6	42,5	248,5	977,2	-
-33,0	1215,8	621,9	468,0	483,7	36,6	348,7	400,1	-
-33,0	210,0	218,4	467,9	483,6	102,5	309,4	448,1	-
-37,9	30,4	31,3	271,0	106,9	61,9	34,6	24,1	-
-42,8	160,2	166,1	319,5	248,6	78,9	323,1	80,8	-
-42,8	393,3	740,3	319,6	248,6	103,3	297,1	100,5	-
-43,2	452,2	949,1	560,8	215,8	60,9	124,9	90,3	-
-43,6	511,1	1161,1	955,1	257,1	13,7	13,8	7,0	-
-43,6	390,5	1449,3	955,1	257,1	4009,1	5015,1	1282,5	-
-44,2	206,3	766,1	264,6	71,2	139,9	444,2	151,8	-
-44,9	22,1	83,0	0,0	0,0	40,5	497,8	168,2	19,9

C.2.0.3. Desplazamientos y solicitaciones máximas pilote N°103.

Tabla C.6: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°103. Sin presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Sin Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td 0-10 [s]	Td 10-20 [s]	Td 20-30 [s]	Td 30-40 [s]	Td 40-50 [s]	Td 50-60 [s]	Td 60-70 [s]	
0,0	66	84	44	27	24	25	52	84,3
-12,6	64	79	42	20	12	34	48	79,0
-25,3	63	65	41	7	23	51	46	64,7
-25,3	63	65	41	7	23	51	46	64,7
-25,4	63	65	41	7	24	51	46	64,5
-25,6	63	64	41	7	24	51	46	64,4
-25,6	63	64	41	7	24	51	46	64,4
-26,2	63	64	42	6	25	51	46	63,8
-26,9	63	63	42	6	26	52	46	63,1
-26,9	63	63	42	6	26	52	46	63,1
-28,0	63	62	42	5	27	52	47	62,9
-29,0	63	61	42	5	28	53	48	62,9
-29,0	63	61	42	5	28	53	48	62,9
-29,1	63	61	42	5	29	53	48	62,9
-29,2	63	61	42	5	29	53	48	62,9
-29,2	63	61	42	5	29	53	48	62,9
-29,6	63	61	42	4	29	53	48	62,9
-29,9	63	61	42	4	30	54	48	63,0
-29,9	63	61	42	4	30	54	48	63,0
-30,0	63	61	42	4	30	54	48	63,0
-30,0	63	61	42	4	30	54	48	63,0
-30,0	63	61	42	4	30	54	48	63,0
-30,1	63	61	42	4	30	54	49	63,0
-30,2	63	60	42	4	30	54	49	63,0
-30,2	63	60	42	4	30	54	49	63,0
-32,0	63	59	41	3	32	56	50	62,9
-33,8	63	59	40	3	34	57	52	62,8
-33,8	63	59	40	3	34	57	52	62,8
-35,9	63	59	40	4	36	59	53	62,5
-37,9	62	59	40	4	36	60	54	62,3
-37,9	62	59	40	4	36	60	54	62,3
-40,4	62	58	40	5	38	61	55	62,0

Table C.6 Continuación

Z [m]	U [mm] Sin Suelo Licuable							Max U mm
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
-42,9	62	58	40	6	39	62	56	62,0
-42,9	62	58	40	6	39	62	56	62,0
-43,5	62	58	39	6	39	62	57	62,3
-44,1	62	58	39	6	39	62	57	62,5
-44,1	62	58	39	6	39	62	57	62,5
-44,9	62	58	39	6	39	62	57	62,5
-45,7	62	58	39	6	39	62	57	62,5

Tabla C.7: Desplazamientos Totales Análisis Dinámico Pilote N°103. Con presencia de Arena Licuable

Z [m]	U [mm] Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
0,0	66,7	79,6	54,4	19,8	13,8	31,7	38,2	79,6
-12,6	65,8	78,5	55,8	16,8	8,9	40,5	42,9	78,5
-25,3	63,9	69,7	51,1	13,1	26,3	53,1	47,7	69,7
-25,3	63,9	69,7	51,1	13,1	26,3	53,1	47,7	69,7
-25,4	63,9	69,6	51,0	13,0	26,4	53,1	47,7	69,6
-25,6	63,9	69,5	50,9	12,8	26,5	53,1	47,7	69,5
-25,6	63,9	69,5	50,9	12,8	26,5	53,1	47,7	69,5
-26,2	63,8	68,9	50,3	12,1	26,8	53,0	47,4	68,9
-26,9	63,8	68,2	49,7	11,4	27,1	53,0	47,3	68,2
-26,9	63,8	68,2	49,7	11,4	27,1	53,0	47,3	68,2
-28,0	63,6	67,0	48,7	10,4	27,7	52,9	47,1	67,0
-29,0	63,4	65,8	47,8	9,3	28,3	53,0	47,0	65,8
-29,0	63,4	65,8	47,8	9,3	28,3	53,0	47,0	65,8
-29,1	63,4	65,7	47,7	9,2	28,4	53,0	47,0	65,7
-29,2	63,4	65,5	47,6	9,1	28,4	53,0	47,1	65,5
-29,2	63,4	65,5	47,6	9,1	28,4	53,0	47,1	65,5
-29,6	63,3	65,1	47,3	8,7	28,7	53,1	47,1	65,1
-29,9	63,2	64,7	46,9	8,2	28,9	53,2	47,3	64,7
-29,9	63,2	64,7	46,9	8,2	28,9	53,2	47,3	64,7
-30,0	63,2	64,6	46,8	8,1	29,0	53,3	47,3	64,6

Table C.7 Continuación

Z [m]	U [mm] Suelo Licuable							Max U [mm]
	Td	Td	Td	Td	Td	Td	Td	
	0-10 [s]	10-20 [s]	20-30 [s]	30-40 [s]	40-50 [s]	50-60 [s]	60-70 [s]	
-30,0	63,2	64,5	46,7	7,9	29,1	53,3	47,3	64,5
-30,0	63,2	64,5	46,7	7,9	29,1	53,3	47,3	64,5
-30,1	63,2	64,4	46,6	7,8	29,1	53,3	47,4	64,4
-30,2	63,2	64,3	46,5	7,7	29,2	53,4	47,4	64,3
-30,2	63,2	64,3	46,5	7,7	29,2	53,4	47,4	64,3
-32,0	62,8	61,9	44,0	4,5	31,3	55,1	49,2	62,8
-33,8	62,5	60,3	41,9	2,4	33,8	57,5	51,6	62,5
-33,8	62,5	60,3	41,9	2,4	33,8	57,5	51,6	62,5
-35,9	62,1	59,4	40,9	3,3	35,4	59,0	53,2	62,1
-37,9	61,9	58,9	40,3	4,2	36,6	60,1	54,3	61,9
-37,9	61,9	58,9	40,3	4,2	36,6	60,1	54,3	61,9
-40,4	61,7	58,4	39,8	5,1	37,7	61,2	55,6	61,7
-42,9	61,6	58,1	39,5	5,8	38,6	62,2	56,5	62,2
-42,9	61,6	58,1	39,5	5,8	38,6	62,2	56,5	62,2
-43,5	61,6	58,1	39,4	5,9	38,8	62,3	56,7	62,3
-44,1	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,1	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-44,9	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5
-45,7	61,6	58,1	39,4	5,9	38,9	62,5	56,9	62,5

Solicitaciones Máximas en Pilote N°103. Caso Sin Arena Licuable.

Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	Tskin _max [kN/m]	Tlat _max [kN/m]	Tlat2 _max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	104,9	107,6	1212,9	1337,3	0,0	0,0	0,0	-
-12,6	80,0	100,9	553,1	332,6	0,0	0,0	0,0	-
-25,3	105,9	158,8	1783,2	923,8	0,0	0,0	0,0	-
-25,3	119,8	132,4	1783,6	924,7	25,2	3226,9	1009,0	-
-25,4	321,9	112,4	1786,8	901,7	25,2	1601,5	722,0	-
-25,6	624,8	221,9	1767,5	835,6	25,1	439,5	557,9	-
-25,6	830,5	382,1	1767,4	835,8	26,4	809,6	682,7	-
-26,2	588,8	469,6	1498,8	862,4	27,0	284,5	203,9	-
-26,9	365,7	579,2	1206,8	955,1	27,6	921,1	340,4	-
-26,9	566,7	584,3	1206,8	955,0	27,9	978,4	300,7	-
-28,0	295,9	226,1	931,8	591,6	30,4	144,2	239,7	-
-29,0	274,7	326,9	948,8	469,4	31,5	281,9	185,2	-
-29,0	302,9	283,3	948,7	469,3	32,1	243,0	170,5	-
-29,1	343,9	294,9	945,7	459,6	32,6	231,3	231,2	-
-29,2	385,3	310,4	937,4	448,8	33,1	725,2	412,5	-
-29,2	466,4	416,4	937,3	448,8	33,2	489,2	279,7	-
-29,6	419,6	413,0	952,0	407,9	35,0	734,9	519,0	-
-29,9	483,9	605,4	899,9	473,6	33,7	1218,5	189,5	-
-29,9	418,6	501,5	900,0	473,7	104,0	3050,5	2223,3	-
-30,0	400,0	455,2	886,5	475,4	113,4	801,4	612,2	-
-30,0	405,2	409,0	872,0	468,9	95,2	2182,8	3635,8	-
-30,0	254,5	393,7	872,0	468,9	64,5	5263,6	1612,9	-
-30,1	300,3	422,7	858,3	469,1	66,5	1991,3	399,6	-
-30,2	409,1	451,7	840,4	472,6	70,1	1029,3	924,2	-
-30,2	384,3	829,2	840,4	472,6	118,0	315,5	363,4	-
-32,0	124,3	395,4	587,3	342,0	97,6	74,5	71,2	-
-33,8	304,3	518,5	888,7	226,4	143,0	363,1	261,8	-
-33,8	280,5	541,6	888,6	226,5	147,9	137,0	554,7	-
-35,9	55,4	166,8	276,2	138,7	157,2	64,9	110,1	-
-37,9	185,6	248,4	311,7	169,8	94,4	68,6	109,1	-
-37,9	213,1	275,6	311,7	169,8	90,2	65,3	138,7	-
-40,4	32,9	71,3	220,6	177,3	104,9	19,5	120,1	-
-42,9	222,4	364,6	501,8	218,9	123,0	93,6	83,2	-
-42,9	271,0	321,0	501,9	218,9	128,5	132,9	250,4	-
-43,5	603,0	824,8	857,8	462,5	151,2	218,9	323,0	-
-44,1	937,1	1346,3	1549,1	880,5	39,2	8,7	12,8	-
-44,1	1156,4	2026,2	1549,1	880,6	10990,1	2055,4	4493,0	-
-44,9	525,8	924,9	313,5	176,2	366,0	250,1	647,8	-
-45,7	104,8	176,3	0,1	0,2	26,8	115,9	285,4	13,5

Solicitaciones Máximas en Pilote N°103. Caso Con Arena Licuable.

Profundiad [m]	Q12 _max [kN]	Q13 _max [kN]	M2 _max [kN m]	M3 _max [kN m]	[Tskin]_max [kN/m]	[Tlat]_max [kN/m]	[Tlat2]_max [kN/m]	Tfoot_max [kN]
0,0	95,3	83,5	908,2	1330,0	0,0	0,0	0,0	-
-12,6	90,7	90,2	476,0	298,7	0,0	0,0	0,0	-
-25,3	108,0	140,4	1750,7	1137,2	0,0	0,0	0,0	-
-25,3	131,2	161,4	1752,1	1137,9	23,9	5307,9	3444,5	-
-25,4	630,0	178,6	1771,3	1095,9	23,9	2865,9	1515,7	-
-25,6	1152,2	275,0	1778,6	980,6	23,9	1261,2	986,2	-
-25,6	1297,2	543,3	1778,7	980,7	27,8	1490,2	1063,5	-
-26,2	714,9	556,5	1474,2	666,4	27,1	716,4	559,7	-
-26,9	363,5	638,5	1099,3	837,6	26,5	969,3	332,7	-
-26,9	447,5	502,8	1099,3	837,5	26,3	875,3	356,5	-
-28,0	336,0	435,8	918,0	605,1	26,4	379,7	573,4	-
-29,0	529,2	1169,2	1281,7	524,6	28,0	1912,5	493,1	-
-29,0	452,5	678,7	1281,6	524,7	28,3	1664,9	488,3	-
-29,1	515,6	644,1	1340,3	498,2	29,3	279,0	608,8	-
-29,2	578,8	609,4	1394,8	470,0	30,2	2535,1	1385,8	-
-29,2	439,1	772,4	1394,6	470,0	30,7	2563,8	1574,5	-
-29,6	605,2	332,0	1512,0	466,7	33,1	1134,0	1324,5	-
-29,9	771,3	713,5	1437,6	469,3	34,3	2197,1	657,3	-
-29,9	651,3	476,3	1437,7	469,3	68,3	11380,0	3759,4	-
-30,0	378,8	582,9	1433,6	492,2	66,2	5375,5	1553,6	-
-30,0	511,7	725,3	1424,1	481,3	64,0	20183,6	2893,7	-
-30,0	1135,3	816,9	1424,1	481,4	85,9	21666,8	2839,1	-
-30,1	1809,4	962,1	1383,9	429,2	84,5	9272,5	756,0	-
-30,2	2491,6	1120,2	1323,2	531,3	83,0	4215,0	772,3	-
-30,2	1005,9	710,6	1322,8	531,4	63,0	4179,0	734,2	-
-32,0	469,4	995,1	749,5	404,3	66,5	935,7	358,5	-
-33,8	1780,3	2309,9	2618,2	1837,2	85,9	2855,2	1760,3	-
-33,8	1455,9	1820,6	2618,1	1837,0	141,1	2235,5	1013,9	-
-35,9	386,6	506,6	252,7	224,8	133,8	663,6	341,2	-
-37,9	685,7	810,1	526,9	261,7	123,1	285,9	193,0	-
-37,9	184,1	320,2	526,2	261,7	139,4	374,4	279,2	-
-40,4	40,3	51,2	243,5	89,0	137,5	65,6	99,5	-
-42,9	171,5	328,6	516,5	181,7	174,5	355,8	149,7	-
-42,9	416,9	322,4	516,3	181,9	173,2	412,2	269,0	-
-43,5	746,8	676,5	689,9	415,2	146,9	123,8	155,1	-
-44,1	1076,6	1030,6	1131,2	1000,7	35,7	4,4	11,2	-
-44,1	1313,1	1480,1	1131,1	1000,6	10543,9	2379,3	2801,9	-
-44,9	597,5	675,3	228,7	200,7	350,5	196,3	451,7	-
-45,7	118,2	129,5	0,6	0,4	26,0	79,6	197,3	10,6

C.2.1. Gráficos de comparación de solicitaciones y desplazamientos máximos en evaluación dinámica con y sin estrato licuable.

C.2.1.1. Pilote N°107

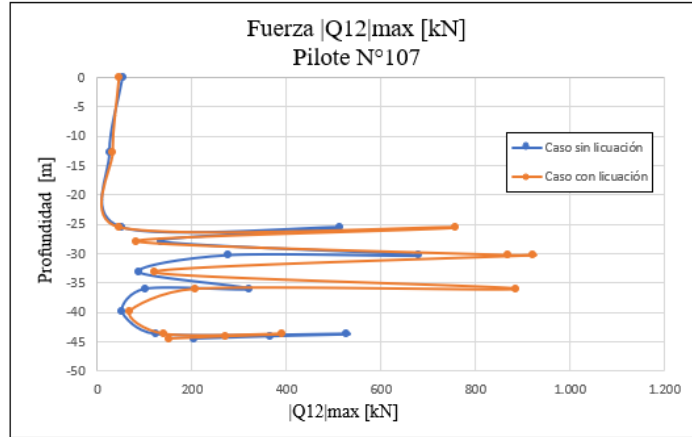


Figura C.7: Corte $|Q_{12}|_{max}$ en Pilote N°107

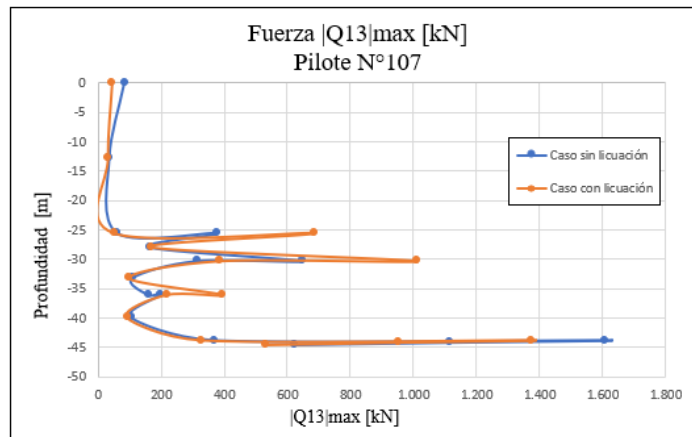


Figura C.8: Corte $|Q_{13}|_{max}$ en Pilote N°107

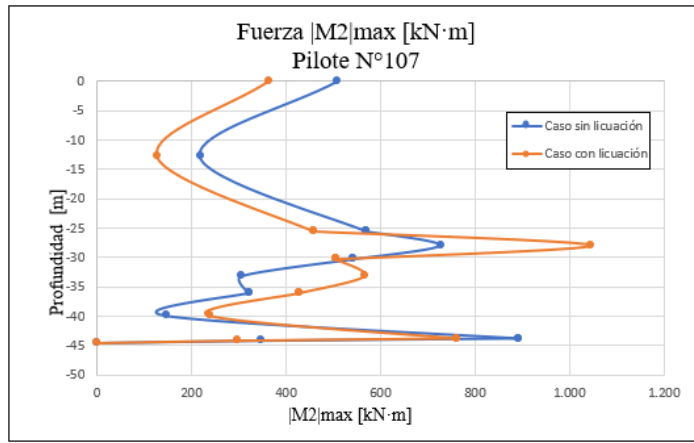


Figura C.9: Momento $|M_2|_{max}$ en Pilote N°107

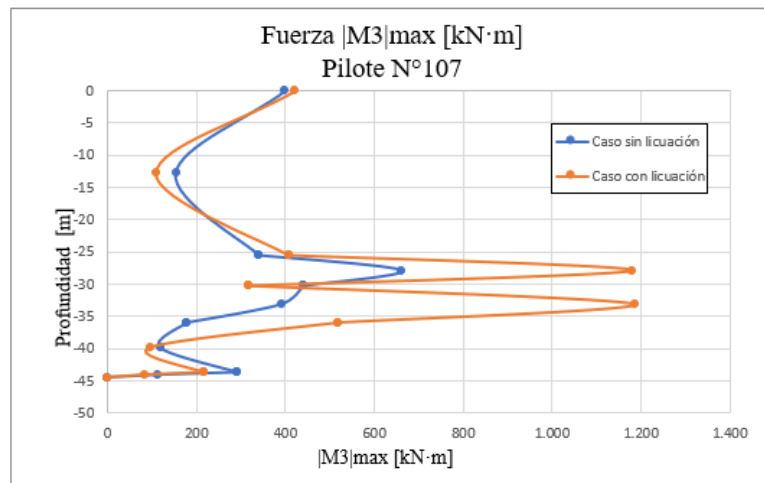
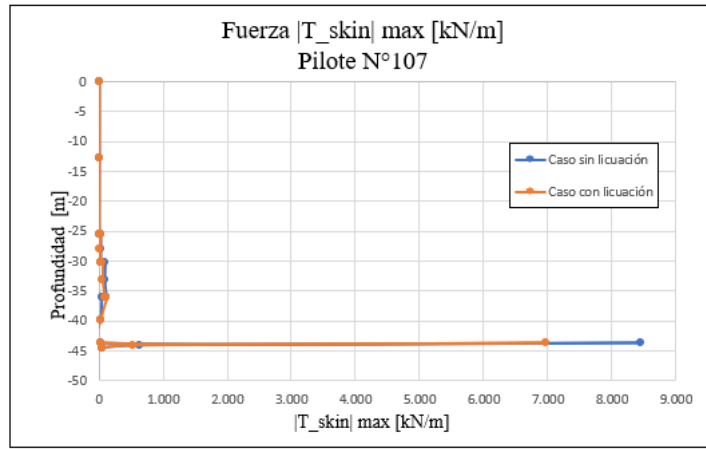
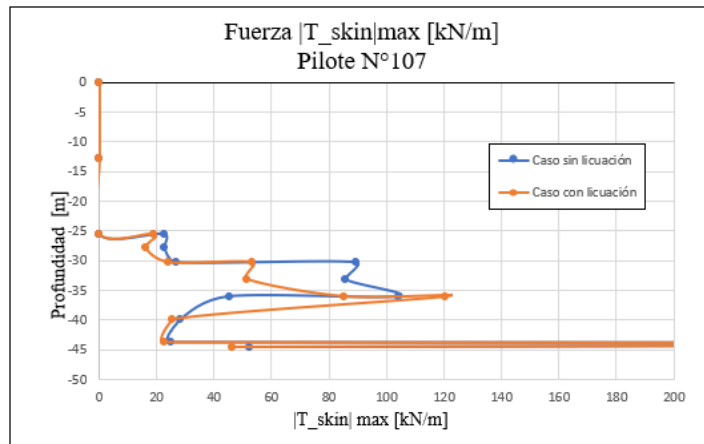


Figura C.10: Momento $|M_3|_{max}$ en Pilote N°107

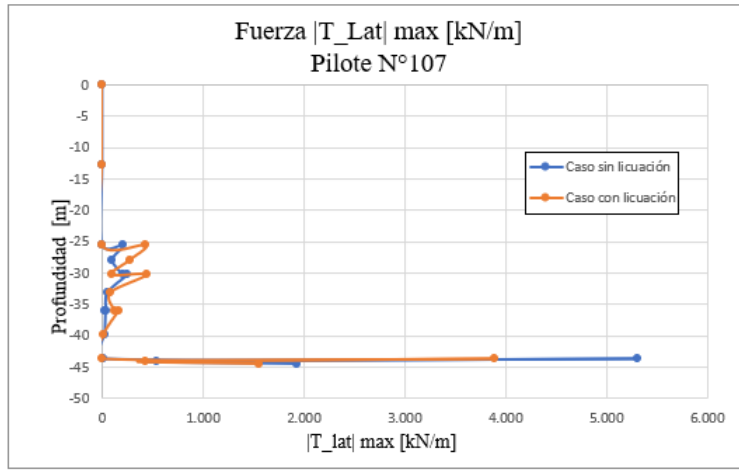


(a) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$

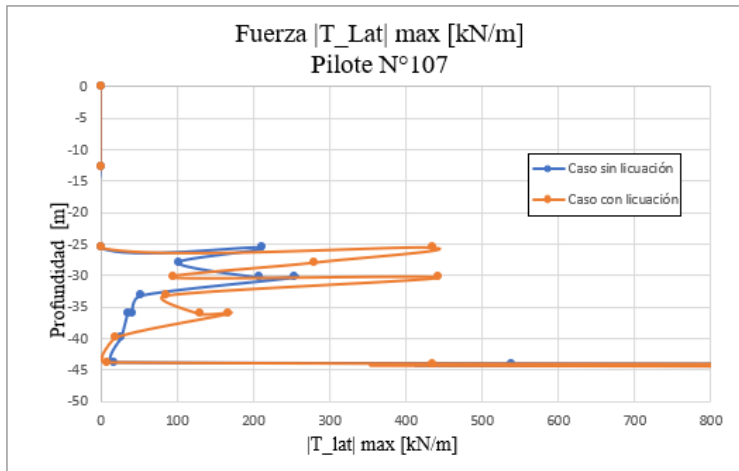


(b) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

Figura C.11: Fuerzas de roce máximas $|T_{skin}|_{max}$ [kN/m] en pilote N°107



(a) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$



(b) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

Figura C.12: Fuerzas laterales máximas $|T_{lat}|_{max}$ en pilote N°107

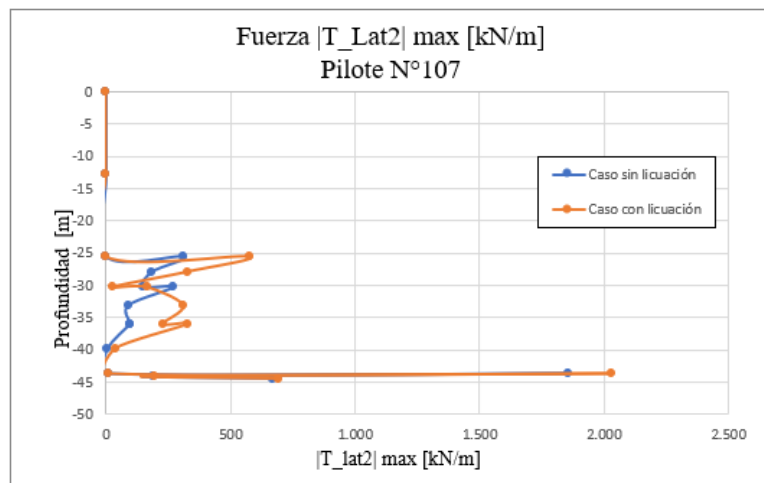


Figura C.13: Momento $|T_{lat2}|_{max}$ en Pilote N°107

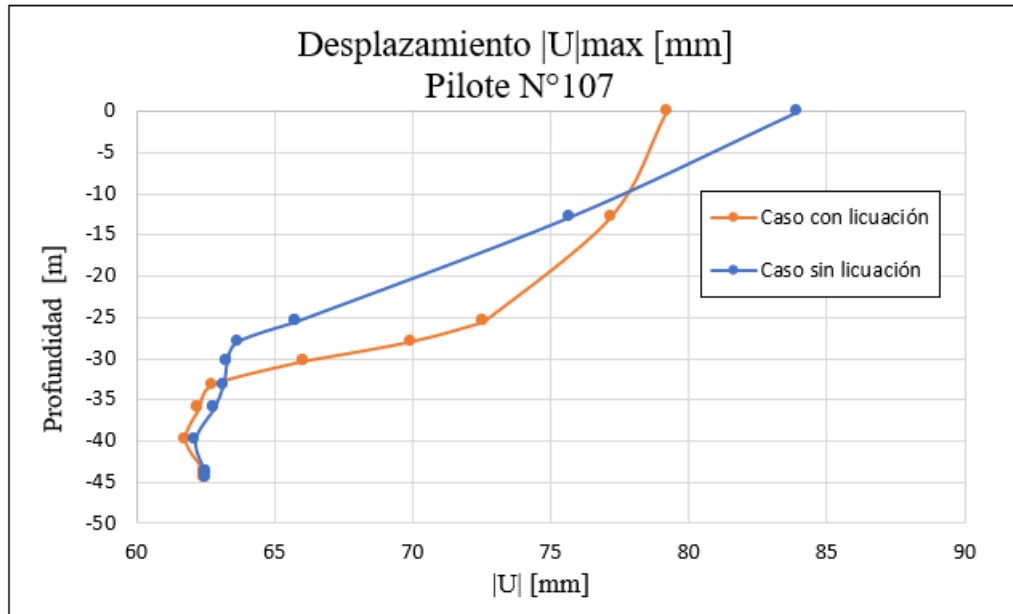


Figura C.14: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°107

C.2.1.2. Pilote N°103

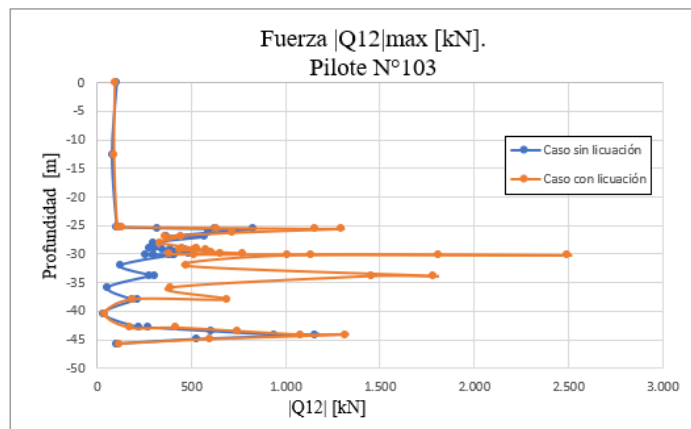


Figura C.15: Corte $|Q_{12}|_{max}$ en Pilote N°103

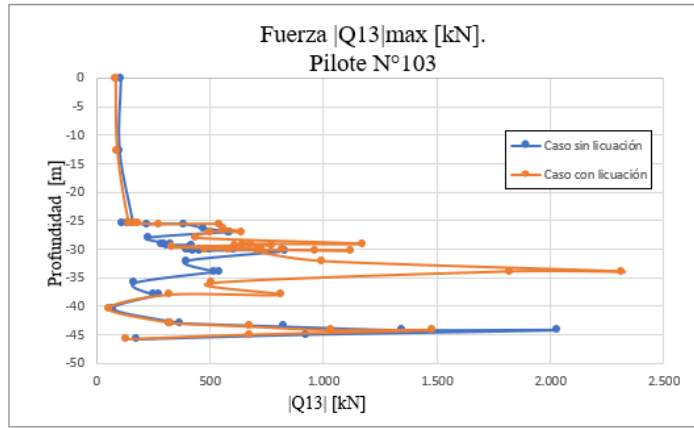


Figura C.16: Corte $|Q_{13}|_{max}$ en Pilote N°103

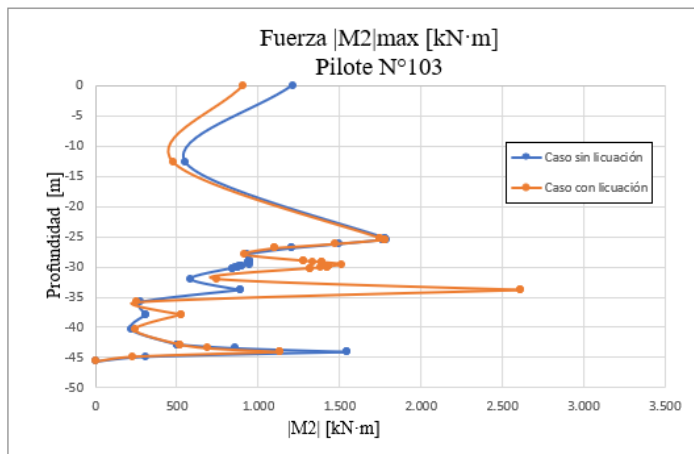


Figura C.17: Momento $|M_2|_{max}$ en Pilote N°103

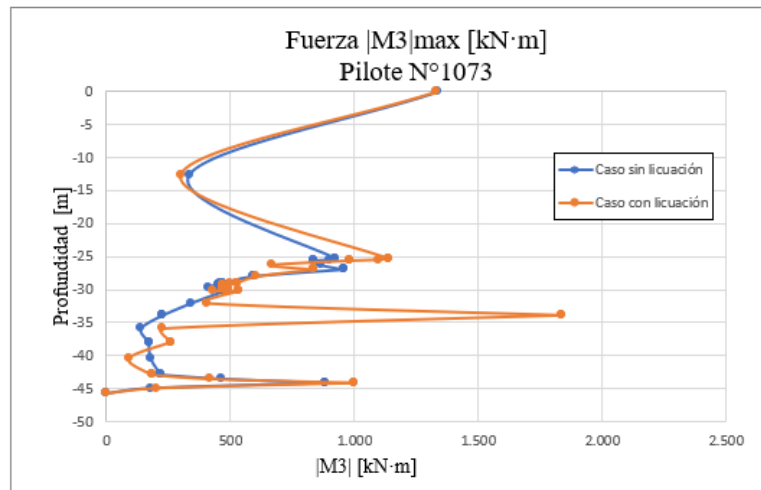
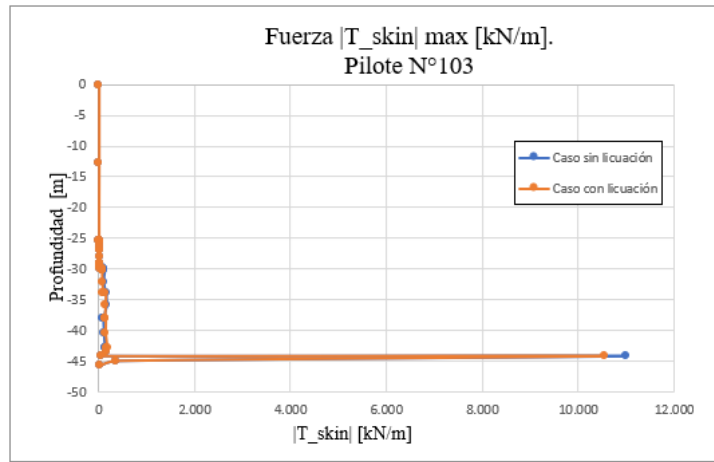
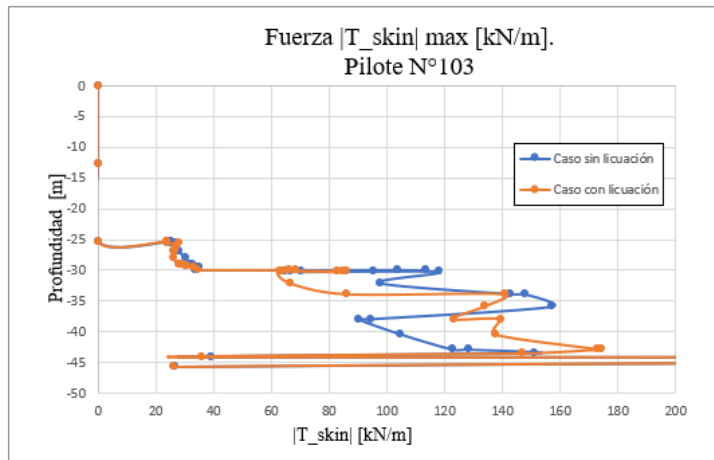


Figura C.18: Momento $|M_3|_{max}$ en Pilote N°103

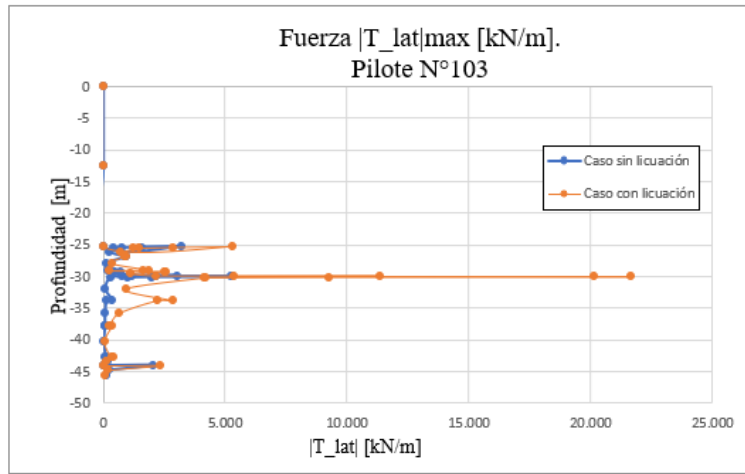


(a) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$

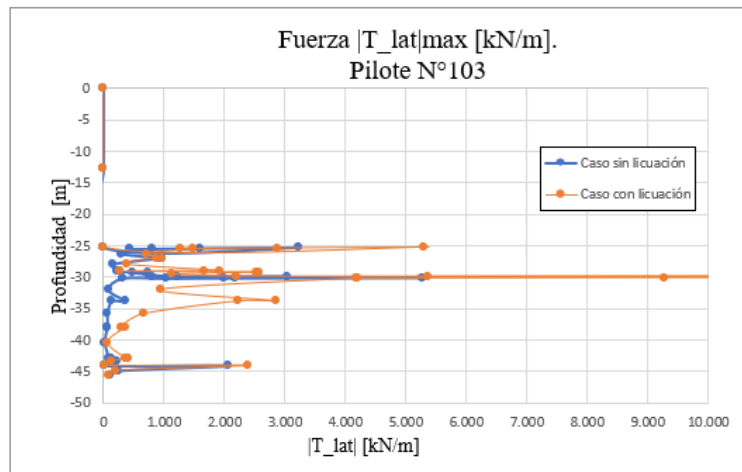


(b) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

Figura C.19: Fuerzas de roce máximas $|T_{skin}|_{max}$ [kN/m] en pilote N°103



(a) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$



(b) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

Figura C.20: Fuerzas laterales máximas $|T_{lat}|_{max}$ en pilote N°103

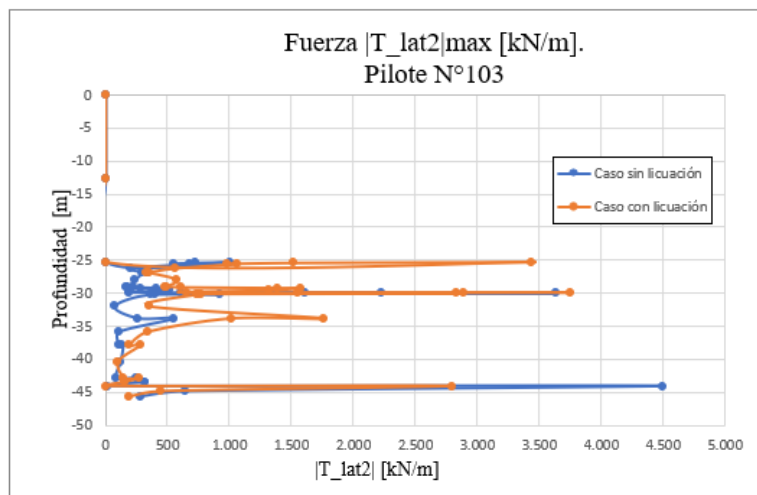


Figura C.21: Momento $|T_{lat2}|_{max}$ en Pilote N°103

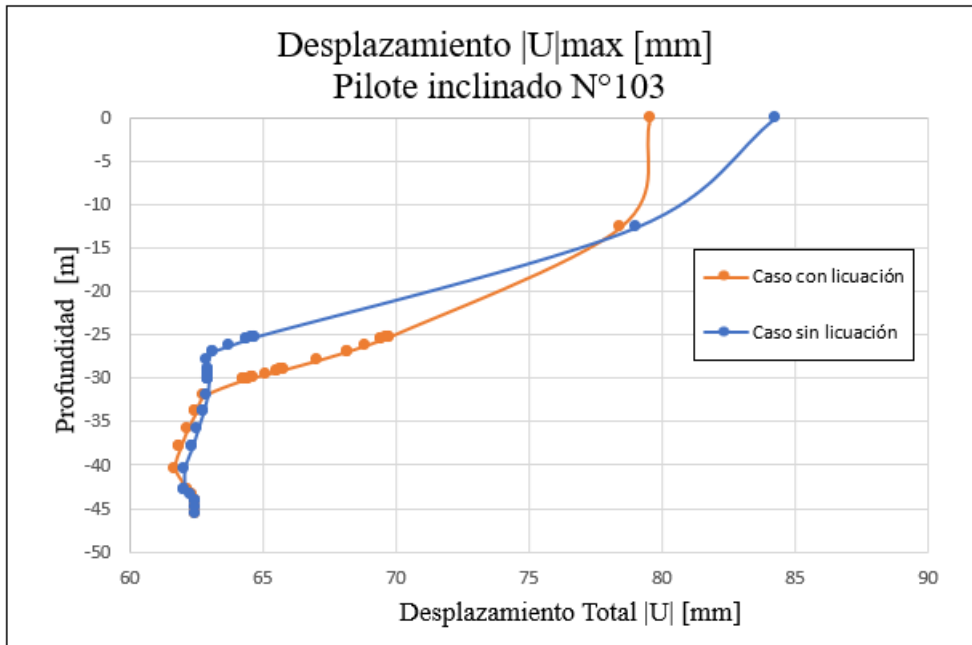


Figura C.22: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°103

C.2.1.3. Pilote N°102

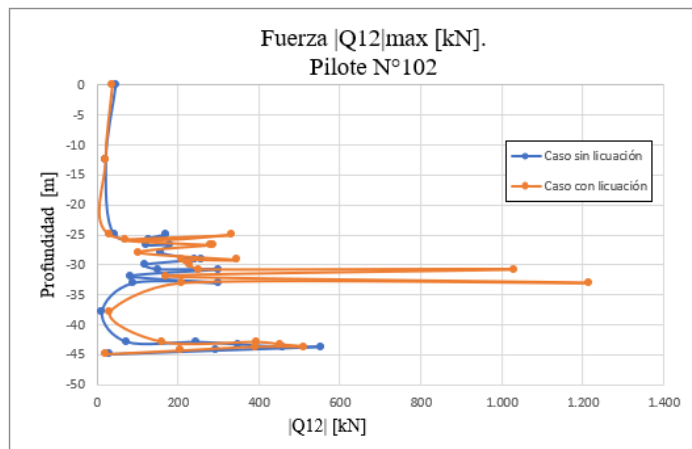


Figura C.23: Corte $|Q_{12}|_{max}$ en Pilote N°102

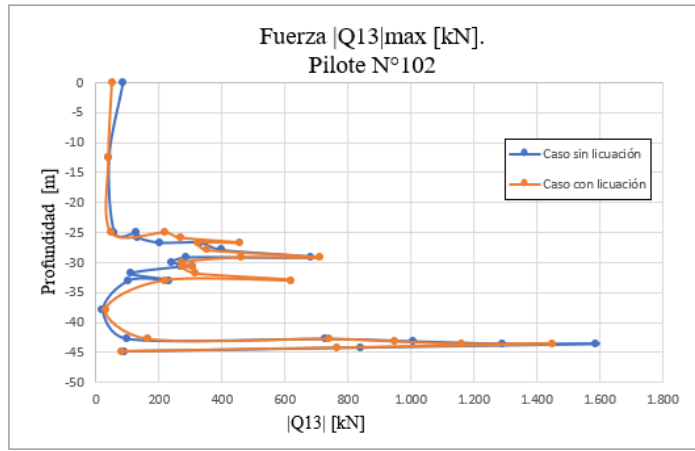


Figura C.24: Corte $|Q_{13}|_{max}$ en Pilote N°102

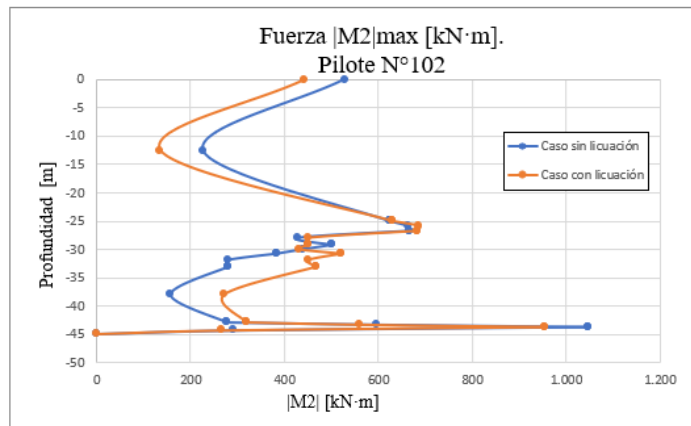


Figura C.25: Momento $|M_2|_{max}$ en Pilote N°102

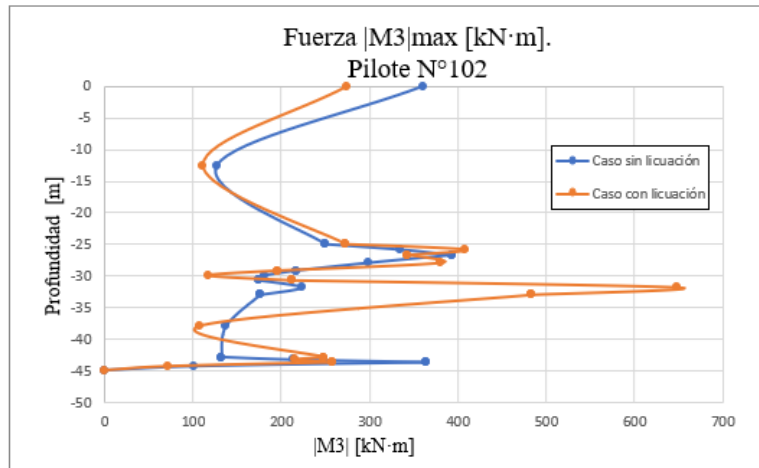
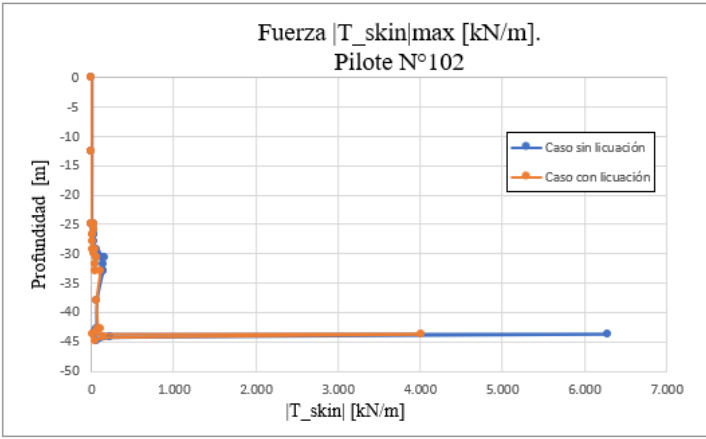
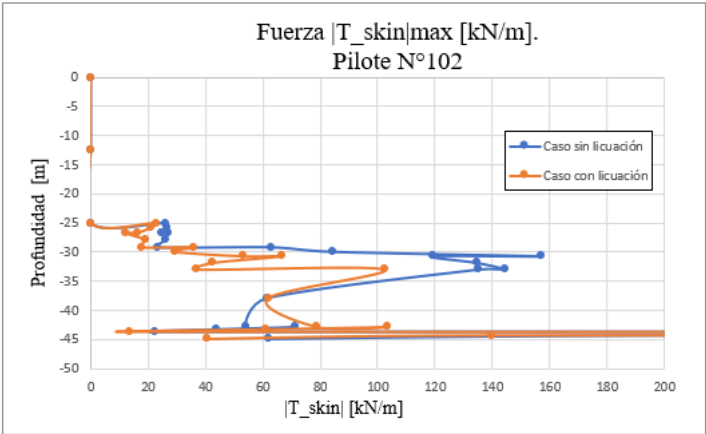


Figura C.26: Momento $|M_3|_{max}$ en Pilote N°102

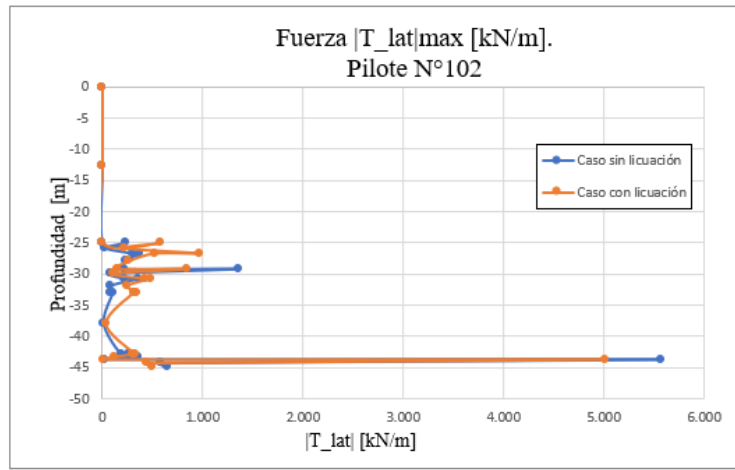


(a) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$

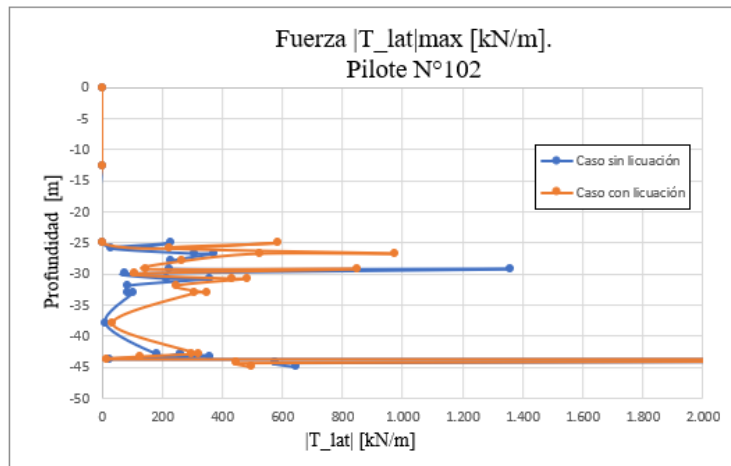


(b) Fuerza de Roce $|T_{skin}|_{max}$, zona de interés

Figura C.27: Fuerzas de roce máximas $|T_{skin}|_{max}$ en pilote N°102



(a) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$



(b) Fuerza Lateral $|T_{lat}|_{max}$, zona de interés

Figura C.28: Fuerzas laterales máximas $|T_{lat}|_{max}$ en pilote N°102

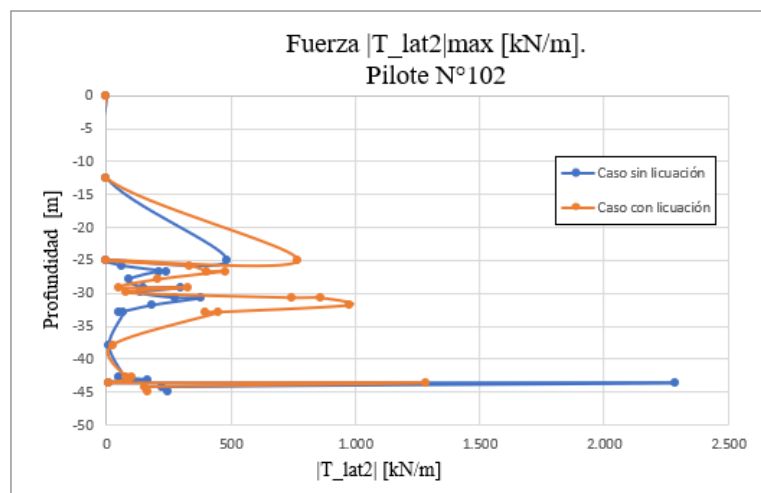


Figura C.29: Momento $|T_{lat2}|_{max}$ en Pilote N°102

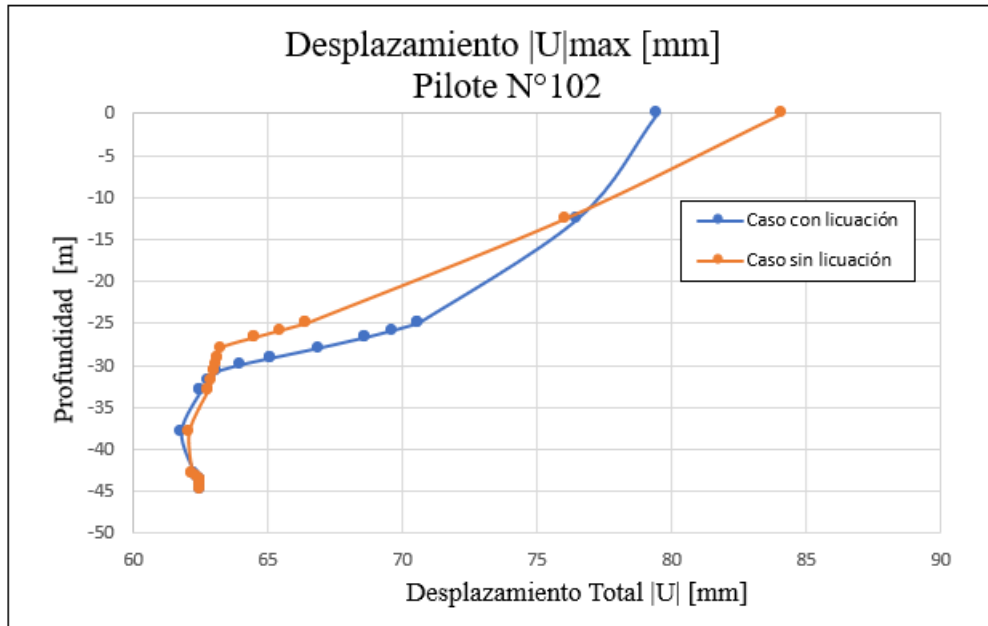


Figura C.30: Desplazamiento total $|U|_{max}$ en Pilote N°102