



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

**ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE TIPOS DE CONEXIÓN SÍSMICA
VIGA-PILOTE DE ACERO EN MUELLES TRANSPARENTES,
CUMPLIENDO LA NORMA NCh 2369 ACTUALIZADA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FERNANDO ANDRÉS FIGUEROA NAVARRETE

**PROFESOR GUÍA:
HUGO BAESLER CORREA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JOSÉ GONZÁLEZ WILLSON
ALEJANDRO FONT FILAX**

**SANTIAGO DE CHILE
2017**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
AUTOR: FERNANDO FIGUEROA NAVARRATE
FECHA: 25/09/2017
PROFESOR GUÍA: HUGO BAESLER CORREA**

“ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE TIPOS DE CONEXIÓN SÍSMICA VIGA-PILOTE DE ACERO EN MUELLES TRANSPARENTES, CUMPLIENDO LA NORMA NCh 2369 ACTUALIZADA”

Los principales tipos de muelles marginales o de penetración utilizados en los puertos del país corresponden a los muelles transparentes. La estructuración de este tipo de muelle corresponde a un tablero horizontal, compuesto por una losa de hormigón y un sistema de vigas ortogonales, apoyado sobre un sistema de pilotes verticales y/o inclinados. Actualmente existe un grupo de soluciones para la conexión entre la viga del tablero y el pilote de acero especificadas en la norma ASCE 61-14, sin embargo, existen incumplimientos en estas soluciones de las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada, en particular a los aspectos que tienen relación con la inspección y reparación de los elementos dañados al interior de la conexión (tales como las barras de anclaje o de refuerzo) luego de terremotos más severos que el sismo de diseño.

Este trabajo estudió la factibilidad técnica de un tipo de conexión que utiliza barras de acero reemplazables, con el objeto de establecer una zona de trabajo plástico (rótula plástica), y los elementos componentes de la estructura que tendrán la falla plástica para las cargas sísmicas de diseño, facilitando la inspección y el reemplazo de los elementos (barras de anclaje). Este estudio propuso una conexión como solución (disposición y configuración de sus elementos), para los casos con pilote vertical e inclinado, verificó su desempeño frente a cargas de operación y sísmicas, y finalmente verificó el cumplimiento de las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada que aplican a estructuras de muelle transparente.

El trabajo se desarrolló mediante la modelación y análisis de dos muelles transparentes de diferente tipología sismo-resistente en el software SAP2000, y mediante la modelación y análisis del sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables para los casos con pilote vertical e inclinado en el software ANSYS.

El estudio concluye con la confirmación de la factibilidad técnica del diseño de la conexión con barras de anclaje reemplazables, la metodología de diseño y soluciones que fueron analizadas y verificadas en el trabajo, para los casos con pilote de acero vertical e inclinado.

DEDICATORIA

Dedicado a mi madre Cecilia, a mi padre Fernando y a mi hermana Sofía.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco por este objetivo cumplido a mi madre, por la educación, por su optimismo y apoyo en los momentos difíciles. Agradezco a mi padre que formó mi base en las matemáticas, por su confianza y apoyo. Agradezco a mi hermana por su cariño y paciencia.

Gracias a mi profesor guía Don Hugo Baesler por su tiempo, paciencia y voluntad, a Don José González y Don Alejandro Font, integrantes de la comisión, por su tiempo y consejo. Agradezco también a integrantes de la empresa PMI Energy Services S.A, quienes siempre tuvieron buena voluntad para ayudarme y me entregaron información para desarrollar mi trabajo de tesis.

Gracias a los amigos, en especial a Nico B. y Nico A., con quienes compartí estudio, carretes y gran parte de mi tiempo en la universidad. Gracias a la R.A.I (Rama Andinismo Ingeniería Universidad de Chile), donde adquirí gran parte de mis conocimientos de montaña.

Finalmente, agradezco a todos quienes formaron parte de este trabajo directa o indirectamente.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. MOTIVACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. Objetivos generales.....	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. METODOLOGÍA.....	5
1.3.1. Estudio de conexiones	5
1.3.2. Modelación y análisis de muelles transparentes.....	5
1.3.3. Prediseño de conexiones.....	5
1.3.4. Modelación de conexiones	6
1.3.5. Análisis de Resultados.....	6
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES.....	7
2.1. INTRODUCCIÓN.....	7
2.2. LUGAR DE OPERACIÓN.....	7
2.2.1. Contexto lugar de operación.....	8
2.2.2. Características generales de los sitios de atraque seleccionados para estudio	8
2.3. ESTRUCTURAS DE MUELLES.....	9
2.3.1. Clasificación de muelles de acuerdo a su orientación	10
2.3.1.1. Muelle de Penetración.....	10
2.3.1.2. Muelle Marginal.....	10
2.3.2. Clasificación de muelles de acuerdo a su impacto en la dinámica costera.....	10
2.3.2.1. Muelle Transparente.....	10
2.3.2.2. Muelle Opaco	11
2.4. MUELLE TRANSPARENTE	12
2.4.1. Estructuración muelle transparente	12
2.4.2. Conexión entre viga de hormigón y pilote para muelles transparentes.....	13
2.4.2.1. Elementos principales y terminología de conexión.....	13
2.4.2.2. Tipos de conexiones con pilote de acero.....	14
2.4.2.3. Imposibilidad de inspección y reparación de elementos dañados.....	15
2.4.2.4. Mecanismo de falla de conexión tipo Concrete Plug (ASCE 61-14).....	17
2.4.3. Normas y guías de diseño para muelles transparentes	18
2.4.3.1. Norma NCh 2369 Of. 2003 (actualizada)	18
2.4.3.2. Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras	23
2.4.3.3. ASCE 61-14 Seismic Design of Piers and Wharves	24
2.5. MATERIALES	29
2.5.1. Materiales considerados en modelación de muelles.....	29
2.5.1.1. Materiales pertenecientes al muelle Sitio 3.....	29
2.5.1.2. Materiales pertenecientes al muelle Extensión Sitio 3.....	29

2.5.2.	Materiales considerados en modelación de conexiones	30
2.5.2.1.	Materiales de conexión con pilote vertical.....	30
2.5.2.2.	Materiales de conexión con pilote inclinado.....	30
2.5.2.3.	Modelos tensión-deformación de materiales.....	31
2.6.	TENSIONES PARA ANÁLISIS DE CONEXIONES.....	32
2.6.1.	Tensión de Von Mises	33
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN		34
3.1.	INTRODUCCIÓN	34
3.2.	ZONA DE CONEXIÓN.....	34
3.2.1.	Identificación de zona de conexión	34
3.2.2.	Ejemplos de zona de conexión en proyectos de muelles transparentes.....	35
3.3.	DESCRIPCIÓN DE NUEVO SISTEMA DE CONEXIÓN SÍSMICA ENTRE VIGA Y PILOTE DE ACERO PARA MUELLES TRANSPARENTES	36
3.3.1.	Motivación para nuevo sistema de conexión entre viga y pilote de acero para muelles transparentes	36
3.3.2.	Descripción general de la conexión.....	38
3.3.3.	Descripción de elementos constituyentes de la conexión.....	39
3.4.	ESFUERZOS EXTERNOS Y APOYOS PARA EL MODELO DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL EN ANSYS	45
3.4.1.	Modelo de muelle transparente para análisis de esfuerzos en la conexión	45
3.4.1.1.	Geometría.....	45
3.4.1.2.	Apoyos	45
3.4.1.3.	Uniones y rigidez de elementos	45
3.4.1.4.	Modelo de estructura.....	46
3.4.1.5.	Aplicación de cargas	46
3.4.2.	Análisis de esfuerzos de conexión en el plano transversal.....	47
3.4.3.	Análisis de esfuerzos de conexión en los planos transversal y longitudinal	48
3.5.	ESFUERZOS EXTERNOS Y APOYOS PARA EL MODELO DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO EN ANSYS.....	49
3.5.1.	Modelo de muelle transparente para análisis de esfuerzos en la conexión	49
3.5.1.1.	Geometría.....	49
3.5.1.2.	Apoyos	49
3.5.1.3.	Uniones y rigidez de elementos	49
3.5.1.4.	Modelo	50
3.5.1.5.	Aplicación de cargas	50
3.5.2.	Análisis de esfuerzos de conexión en el plano transversal.....	51
3.5.3.	Análisis de conexión en los planos transversal y longitudinal	52
3.6.	ANÁLISIS SECCIONAL DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL O INCLINADO	53
3.6.1.	Transmisión de esfuerzos en conexión.....	53
3.6.2.	Secciones resistentes a lo largo del pilote	54
3.6.2.1.	Sección en plano de corte A-A´	54

3.6.2.2.	Sección en plano de corte B-B´	55
3.6.2.3.	Sección en plano de corte C-C´	55
3.6.3.	Análisis de sección en plano de corte C-C´ (sección crítica)	55
3.7.	RESULTADOS DEL CAPÍTULO	57
CAPÍTULO 4: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE MUELLES TRANSPARENTES.....		58
4.1.	INTRODUCCIÓN	58
4.2.	DESCRIPCIÓN DE CARGAS	58
4.2.1.	Cargas muertas o permanentes	58
4.2.1.1.	Peso Propio.....	58
4.2.1.2.	Columna de agua.....	58
4.2.2.	Cargas vivas o sobrecargas.....	59
4.2.2.1.	Sobrecarga de uso.....	59
4.2.2.2.	Cargas de equipo pesado	59
4.2.3.	Cargas sísmicas	60
4.2.3.1.	Factor de importancia.....	60
4.2.3.2.	Parámetros que dependen del tipo de suelo	60
4.2.3.3.	Zona sísmica.....	60
4.2.3.4.	Factor de modificación de la respuesta (R) y razón de amortiguamiento (ξ) ..	60
4.3.	COMBINACIONES DE CARGAS	61
4.3.1.	Normas para combinaciones de cargas.....	61
4.3.2.	Simbología para cargas.....	61
4.3.3.	Especificaciones para demandas sísmicas	61
4.3.3.1.	Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo.....	61
4.3.3.2.	Demanda sísmica vertical.....	61
4.3.3.3.	Combinaciones para demandas sísmicas.....	62
4.3.4.	Combinaciones de cargas	63
4.3.4.1.	Combinaciones de cargas según método LRFD	63
4.3.4.2.	Combinaciones de cargas según método ASD.....	63
4.4.	MODELACIÓN Y ANÁLISIS - SITIO 3	64
4.4.1.	Valoración de cargas	64
4.4.1.1.	Columna de agua.....	64
4.4.1.2.	Sobrecarga de uso.....	64
4.4.1.3.	Carga de equipo pesado - Grúa Gantry (incluye impactos de grúa)	64
4.4.1.4.	Cargas sísmicas	64
4.4.2.	Modelación de estructura de muelle.....	65
4.4.2.1.	Geometría de estructura de muelle.....	65
4.4.2.2.	Modelación de estructura de muelle.....	68
4.4.3.	Análisis de estructura de muelle.....	72
4.4.3.1.	Masa sísmica para análisis	72
4.4.3.2.	Análisis.....	72
4.5.	MODELACIÓN Y ANÁLISIS - EXTENSIÓN DEL SITIO 3	73

4.5.1.	Valoración de cargas	73
4.5.1.1.	Columna de agua.....	73
4.5.1.2.	Sobrecarga de uso.....	73
4.5.1.3.	Carga de equipo pesado - Grúa Gantry (incluye impactos de grúa)	73
4.5.1.4.	Cargas sísmicas	73
4.5.2.	Modelación de estructura de muelle.....	74
4.5.2.1.	Geometría de estructura de muelle.....	74
4.5.2.2.	Modelación de estructura de muelle.....	79
4.5.3.	Análisis de estructura de muelle.....	83
4.5.3.1.	Masa sísmica para análisis	83
4.5.3.2.	Análisis.....	83
4.6.	RESULTADOS DEL CAPÍTULO	84
4.6.1.	Resultados del análisis – Sitio 3	84
4.6.1.1.	Solicitación máxima de momento – Sitio 3	84
4.6.1.2.	Solicitación máxima axial – Sitio 3.....	85
4.6.1.3.	Solicitación máxima de corte – Sitio 3.....	86
4.6.2.	Resumen Solicitaciones máximas – Sitio 3.....	87
4.6.3.	Resultados del análisis – Extensión sitio 3.....	88
4.6.3.1.	Solicitación máxima de momento – Extensión sitio 3	88
4.6.3.2.	Solicitación máxima axial – Extensión sitio 3	89
4.6.3.3.	Solicitación máxima de corte– Extensión sitio 3	90
4.6.4.	Resumen Solicitaciones máximas – Extensión Sitio 3.....	91
4.6.5.	Distribución de momentos máximos en conexiones del muelle sitio 3.....	92
CAPÍTULO 5: PREDISEÑO DE CONEXIONES		95
5.1.	INTRODUCCIÓN	95
5.2.	MATERIALES	95
5.3.	SOLICITACIONES.....	95
5.4.	PREDISEÑO DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL	96
5.4.1.	Criterios de diseño	96
5.4.2.	Dimensionamiento del tapón de hormigón.....	97
5.4.3.	Prediseño de las barras de anclaje	97
5.4.3.1.	Etapas de rutina desarrollada en Matlab	97
5.5.	PREDISEÑO DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO.....	103
5.5.1.	Criterios de diseño	103
5.5.2.	Dimensionamiento del tapón de hormigón.....	103
5.5.3.	Prediseño de las barras de anclaje	103
5.6.	RESULTADOS DEL CAPÍTULO	105
5.6.1.	Resultados del prediseño de la conexión con pilote vertical.....	105
5.6.2.	Resultados del prediseño de la conexión con pilote inclinado	105
CAPÍTULO 6: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIONES		106

6.1.	INTRODUCCIÓN	106
6.2.	METODOLOGÍA DE MODELACIÓN	106
6.2.1.	Etapa 1: Definir alcance de modelación	106
6.2.2.	Etapa 2: Definición de materiales	107
6.2.3.	Etapa 3: Creación de geometría	108
6.2.4.	Etapa 4: Mallado	108
6.2.5.	Etapa 5: Condiciones del modelo	109
6.2.6.	Etapa 6: Solución y obtención de resultados	109
6.3.	MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL	110
6.3.1.	Geometría del modelo	110
6.3.1.1.	Pilote de acero vertical	112
6.3.1.2.	Sistema de anclaje para barras al pilote vertical	113
6.3.1.3.	Barras de anclaje	115
6.3.1.4.	Viga de hormigón armado	116
6.3.1.5.	Tapón de hormigón	117
6.3.1.6.	Anillo de acero superior	118
6.3.1.7.	Tuercas	118
6.3.1.8.	Vista general del modelo de conexión con pilote vertical	119
6.3.2.	Mallado de conexión	120
6.3.3.	Condiciones del modelo	121
6.3.3.3.	Cargas del modelo	123
6.4.	MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO	124
6.4.1.	Geometría del modelo	124
6.4.1.1.	Pilote de acero inclinado	126
6.4.1.2.	Sistema de anclaje para barras al pilote inclinado	127
6.4.1.3.	Barras de anclaje	129
6.4.1.4.	Viga de hormigón armado	130
6.4.1.5.	Tapón de hormigón	131
6.4.1.6.	Anillo de acero superior	132
6.4.1.7.	Tuercas	132
6.4.1.8.	Suples	133
6.4.1.9.	Vista general del modelo de conexión con pilote inclinado	134
6.4.2.	Mallado de conexión	135
6.4.3.	Condiciones del modelo	136
6.4.3.3.	Cargas del modelo	138
6.5.	RESULTADOS DEL CAPÍTULO	139
6.5.1.	Análisis de conexión con pilote vertical	139
6.5.1.1.	Tensiones en la viga y tapón de hormigón	139
6.5.1.2.	Tensiones en las barras de anclaje	142
6.5.1.3.	Tensiones en el pilote de acero vertical	143
6.5.1.4.	Tensiones en el anillo de acero superior	145
6.5.2.	Análisis de conexión con pilote inclinado	146

6.5.2.1.	Tensiones en la viga y tapón de hormigón.....	146
6.5.2.2.	Tensiones en las barras de anclaje.....	149
6.5.2.3.	Tensiones en el pilote de acero inclinado.....	150
6.5.2.4.	Tensiones en el anillo de acero superior	152
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		153
7.1.	CONCLUSIONES	153
7.1.1.	Conclusiones sobre el estudio del nuevo sistema de conexión	153
7.1.2.	Conclusiones sobre la modelación y análisis de muelles transparentes	154
7.1.3.	Conclusiones sobre el modelo bidimensional de la conexión con pilote vertical .	155
7.1.4.	Conclusiones sobre la modelación y análisis de la conexión con pilote vertical ..	158
7.1.5.	Conclusiones sobre la modelación y análisis de la conexión con pilote inclinado	159
7.1.6.	Conclusiones finales sobre el sistema de conexión con barras de anclaje	159
7.2.	RECOMENDACIONES.....	160
7.2.1.	Protección de elementos de acero.....	160
7.2.2.	Minimizar el diámetro de las camisas de acero.....	160
7.2.3.	Ejecución de estudios experimentales de la conexión.....	160
BIBLIOGRAFÍA.....		161
ANEXOS.....		163

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS CAPÍTULO 2

Tabla 2.1: Características generales de los sitios de atraque seleccionados para estudio.	8
Tabla 2.2: Disposiciones de la Norma NCh 2369 utilizadas en los modelos desarrollados. .	18
Tabla 2.3: Factores R y ξ para estructuras marítimo-portuarias específicas.	22
Tabla 2.4: Estados de carga a considerar según Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras.	23
Tabla 2.5: Materiales considerados en modelación de muelle Sitio3.	29
Tabla 2.6: Materiales considerados en modelación de muelle Extensión sitio3.	29
Tabla 2.7: Materiales considerados en modelación de conexión con pilote vertical.	30
Tabla 2.8: Materiales considerados en modelación de conexión con pilote inclinado.	30

TABLA CAPÍTULO 3

Tabla 3.1: Etapas previas para modelación de conexiones.	57
---	----

TABLAS CAPÍTULO 4

Tabla 4.1: Casos analizados en función del número y posición de grúas sobre el tablero.	59
Tabla 4.2: Factores R y ξ para muelles transparentes en estudio.	60
Tabla 4.3: Simbología para cargas.	61
Tabla 4.4: Combinaciones de cargas según método LRFD.	63
Tabla 4.5: Combinaciones de cargas según método ASD.	63
Tabla 4.6: Valores para carga de columna de agua.	64
Tabla 4.7: Valores de sobrecarga de uso.	64
Tabla 4.8: Valores de cargas máximas sobre rieles (Grúa Gantry).	64
Tabla 4.9: Sistema de planos ortogonales para sitio 3.	65
Tabla 4.10: Valores para carga de columna de agua.	73
Tabla 4.11: Valores de sobrecarga de uso.	73
Tabla 4.12: Valores de cargas máximas sobre rieles (Grúa Gantry).	73
Tabla 4.13: Sistema de planos ortogonales para extensión del sitio 3.	74
Tabla 4.14: Momento sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección transversal.	84
Tabla 4.15: Momento sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección longitudinal.	84
Tabla 4.16: Compresión sísmica máxima para muelle Sitio 3- Dirección transversal.	85
Tabla 4.17: Tracción sísmica máxima para muelle Sitio 3- Dirección transversal.	85
Tabla 4.18: Corte sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección transversal.	86
Tabla 4.19: Corte sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección longitudinal.	86
Tabla 4.20: Solicitaciones máximas en la conexión viga-pilote del sitio3.	87
Tabla 4.21: Momento sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección transversal.	88
Tabla 4.22: Momento sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal.	88
Tabla 4.23: Compresión sísmica máxima para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal.	89
Tabla 4.24: Tracción sísmica máxima para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal.	89
Tabla 4.25: Corte sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección transversal.	90
Tabla 4.26: Corte sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal.	90
Tabla 4.27: Solicitaciones máximas en la conexión viga-pilote de la extensión del sitio3.	91

TABLAS CAPÍTULO 5

Tabla 5.1: Esfuerzos considerados en el prediseño de las conexiones.....	95
Tabla 5.2: Prediseño de barras de anclaje para la conexión con pilote vertical.	105
Tabla 5.3: Prediseño de barras de anclaje para la conexión con pilote inclinado.	105

TABLAS CAPÍTULO 6

Tabla 6.1: Características de los elementos finitos utilizados en la modelación.....	108
Tabla 6.2: Tipos de contactos utilizados en la modelación.	109
Tabla 6.3: Contactos entre elementos de la conexión con pilote vertical – Parte 1.	121
Tabla 6.4: Contactos entre elementos de la conexión con pilote vertical – Parte 2.	122
Tabla 6.5: Contactos entre elementos de la conexión con pilote inclinado – Parte 1.	136
Tabla 6.6: Contactos entre elementos de la conexión con pilote inclinado – Parte 2.	137

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA CAPÍTULO 1

Figura 1.1: Puerto de San Vicente (izquierda) y Puerto de Valparaíso (derecha).....	1
---	---

FIGURAS CAPÍTULO 2

Figura 2.1: Ubicación de los sitios de atraque seleccionados - Bahía del puerto de Valparaíso.	8
Figura 2.2: Estructura de muelle y sus principales elementos.....	9
Figura 2.3: Tipos de muelle de acuerdo a su orientación.	10
Figura 2.4: Tipos de muelles de acuerdo al impacto en la dinámica costera.	11
Figura 2.5: Principales elementos de un muelle transparente típico.	12
Figura 2.6: Elementos principales de conexión entre viga y pilote para muelles transparentes.	13
Figura 2.7: Ejemplos de conexiones con pilote de acero (armadura de refuerzo no se muestra).	14
Figura 2.8: Conexión tipo Embedded Pile sin hormigonar.	15
Figura 2.9: Mecanismo de falla de conexión tipo Concrete Plug.....	17
Figura 2.10: Mecanismo de falla por corte en el tapón de hormigón confinado.	25
Figura 2.11: Tensiones normales y tangenciales en el interior del nudo.....	26
Figura 2.12: Secciones resistentes horizontal (izquierda) y vertical (derecha).	26
Figura 2.13: Modelo no lineal tensión-deformación para el hormigón confinado en compresión.	31
Figura 2.14: Modelo no lineal tensión-deformación para el acero en tracción.	31
Figura 2.15: Tensiones normales del tensor de tensiones.	32
Figura 2.16: Superficie de fluencia según el criterio de Von Mises.	33

FIGURAS CAPÍTULO 3

Figura 3.1: Zona de conexión entre superestructura y subestructura de muelle transparente típico.	34
Figura 3.2: Ejemplo 1 de zona de conexión en proyecto de muelle transparente.	35
Figura 3.3: Ejemplo 2 de zona de conexión en proyecto de muelle transparente.	35
Figura 3.4: Elementos principales del sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables.	38
Figura 3.5: Detalle del refuerzo transversal en espiral para la conexión.....	39
Figura 3.6: Parámetros de diseño para las llaves de corte.....	40
Figura 3.7: Detalle de la camisa de acero.....	40
Figura 3.8: Detalle del anillo de acero inferior.....	41
Figura 3.9: Detalle de tapa de camisa.....	41
Figura 3.10: Flexión en anillo de acero debido a la tracción de la barra de anclaje.....	42
Figura 3.11: Disposición de atiesadores en conexión de columna con placa base.	42
Figura 3.12: Detalle del anillo de acero superior.	43
Figura 3.13: Detalle de barra de anclaje (Capítulo 14, norma NCh2369 actualizada).....	44
Figura 3.14: Modelo estructural - Sitio 3 del puerto de Valparaíso.	46
Figura 3.15: Modelo estructural de muelle para análisis con aplicación de cargas.	46
Figura 3.16: Esfuerzos transferidos a la conexión por los elementos conectores.	47

Figura 3.17: Conexión aislada de estructura con sistema de apoyos de empotramiento.	47
Figura 3.18: Sistema de solicitaciones y apoyos para el modelo de conexión con pilote vertical.	48
Figura 3.19: Modelo estructural - Extensión sitio 3 del puerto de Valparaíso.	50
Figura 3.20: Modelo estructural de muelle para análisis con aplicación de cargas.	50
Figura 3.21: Esfuerzos transferidos a la conexión por los elementos conectores.	51
Figura 3.22: Conexión aislada de estructura con sistema de apoyos de empotramiento.	51
Figura 3.23: Separación entre los puntos de trabajo de los pilotes inclinados.	52
Figura 3.24: Sistema de solicitaciones y apoyos para el modelo de conexión con pilote inclinado.	52
Figura 3.25: Transmisión de esfuerzo axial de compresión en conexión.	53
Figura 3.26: Transmisión de esfuerzo de corte en conexión.	53
Figura 3.27: Transmisión de flexión en conexión.	53
Figura 3.28: Secciones resistentes del elemento pilote.	54
Figura 3.29: Momento M aplicado a sección crítica.	55
Figura 3.30: Zonas de compresión y tracción en la sección crítica.	56

FIGURAS CAPÍTULO 4

Figura 4.1: Espectros de diseño para sitio 3 del puerto de Valparaíso.	64
Figura 4.2: Vista tridimensional n°1 - principales direcciones horizontales.	65
Figura 4.3: Vista tridimensional n°2, geometría de sitio 3.	66
Figura 4.4: Vista en elevación del plano 1 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical.	66
Figura 4.5: Vista en elevación del plano A de geometría, paralelo a plano X-Vertical.	67
Figura 4.6: Vista en elevación del plano B de geometría, paralelo a plano X-Vertical.	67
Figura 4.7: Vista en elevación del plano C de geometría, paralelo a plano X-Vertical.	67
Figura 4.8: Vista en elevación del plano D de geometría, paralelo a plano X-Vertical.	67
Figura 4.9: Vista en planta de geometría, paralelo a plano X-Y.	67
Figura 4.10: Vista tridimensional n°1 de modelación - Sitio 3.	68
Figura 4.11: Vista tridimensional n°2 de modelación - Sitio 3.	69
Figura 4.12: Vista tridimensional n°3 de modelación - Sitio 3.	69
Figura 4.13: Vista tridimensional n°4 de modelación - Sitio 3.	70
Figura 4.14: Vista tridimensional n°5 de modelación - Sitio 3.	70
Figura 4.15: Vista en planta de modelación, paralelo a plano X-Y.	71
Figura 4.16: Vista en elevación del plano A de modelación, paralelo a plano X-Vertical. ...	71
Figura 4.17: Vista en elevación del plano 1 de modelación, paralelo a plano Y-Vertical.	71
Figura 4.18: Momento obtenido mediante análisis- Sitio 3.	72
Figura 4.19: Espectros de diseño para la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.	73
Figura 4.20: Vista tridimensional n°1 - principales direcciones horizontales.	74
Figura 4.21: Vista tridimensional n°2, geometría extensión sitio 3.	75
Figura 4.22: Vista en planta de geometría, paralelo a plano X-Y'.	75
Figura 4.23: Vista en elevación del plano 1 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical'.	76
Figura 4.24: Vista en elevación del plano 21 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical'. ...	76
Figura 4.25: Vista en elevación del plano A de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.	77
Figura 4.26: Vista en elevación del plano B de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.	77
Figura 4.27: Vista en elevación del plano C de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.	77

Figura 4.28: Vista en elevación del plano D de geometría, paralelo a plano X-Vertical'	77
Figura 4.29: Vista en elevación del plano E de geometría, paralelo a plano X-Vertical'	78
Figura 4.30: Vista en elevación del plano F de geometría, paralelo a plano X-Vertical'	78
Figura 4.31: Vista en elevación del plano G de geometría, paralelo a plano X-Vertical'	78
Figura 4.32: Vista en elevación del plano H de geometría, paralelo a plano X-Vertical'	78
Figura 4.33: Vista tridimensional n°1 de modelación - Extensión sitio 3.....	79
Figura 4.34: Vista tridimensional n°2 de modelación - Extensión sitio 3.....	80
Figura 4.35: Vista tridimensional n°3 de modelación - Extensión sitio 3.....	80
Figura 4.36: Vista tridimensional n°4 de modelación - Extensión sitio 3.....	81
Figura 4.37: Vista tridimensional n°5 de modelación - Extensión sitio 3.....	81
Figura 4.38: Vista en planta de modelación, paralelo a plano X-Y'	82
Figura 4.39: Vista en elevación del plano A de modelación, paralelo a plano X-Vertical' ...	82
Figura 4.40: Vista en elevación del plano I de modelación, paralelo a plano Y-Vertical' ...	82
Figura 4.41: Momento obtenido mediante análisis- Extensión sitio 3.....	83
Figura 4.42: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.	84
Figura 4.43: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Sitio 3.	84
Figura 4.44: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.	85
Figura 4.45: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.	85
Figura 4.46: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.	86
Figura 4.47: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Sitio 3.	86
Figura 4.48: Dirección de sismo transversal sobre muelle Extensión sitio 3.....	88
Figura 4.49: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.....	88
Figura 4.50: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.....	89
Figura 4.51: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.....	89
Figura 4.52: Dirección de sismo transversal sobre muelle Extensión sitio 3.....	90
Figura 4.53: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.....	90
Figura 4.54: Conexiones viga-pilote para cada fila de pilotes.	92
Figura 4.55: Posiciones relativas de los marcos rígidos seleccionados.....	92
Figura 4.56: Posiciones de grúas consideradas para estudio de distribución de momentos...	93
Figura 4.57: Distribución de momentos máximos para 40 conexiones viga-pilote del sitio 3.	93

FIGURAS CAPÍTULO 5

Figura 5.1: Sección del tapón de hormigón para la conexión con pilote vertical.	97
Figura 5.2: Partición del tapón de hormigón (no se muestra la partición completa).....	98
Figura 5.3: Ejemplo de sección configurada con barras de anclaje.	98
Figura 5.4: Sección crítica del tapón de hormigón confinado en flexión.....	102
Figura 5.5: Sección del tapón de hormigón para la conexión con pilote vertical.	103

FIGURAS CAPÍTULO 6

Figura 6.1: Curva tensión-deformación para hormigones confinados.	107
Figura 6.2: Curva tensión-deformación para aceros.....	107
Figura 6.3: Vista general de conexión con pilote vertical y sus principales elementos.	110
Figura 6.4: Vista frontal de conexión con pilote vertical.	111
Figura 6.5: Vista aérea de conexión con pilote vertical.	111
Figura 6.6: Vista lateral de conexión con pilote vertical.....	111

Figura 6.7: Vista exterior del pilote (izquierda) y vista interior del pilote (derecha).....	112
Figura 6.8: Vista área del pilote vertical.	112
Figura 6.9: Sistema de anclaje para barras al pilote vertical y sus principales elementos. ..	113
Figura 6.10: Dimensiones del sistema de anclaje para barras al pilote (vista interior del pilote).....	113
Figura 6.11: Perforaciones en los anillos de acero para el paso de las barras de anclaje.....	114
Figura 6.12: Vista inferior del anillo de acero inferior (zona interior del pilote).....	114
Figura 6.13: Número y diámetro de las barras de anclaje	115
Figura 6.14: Detalle de las barras de anclaje (vista lateral).....	115
Figura 6.15: Dimensiones de la viga de hormigón armado.....	116
Figura 6.16: Detalle de la zona superior de la viga de hormigón.....	116
Figura 6.17: Dimensiones del tapón de hormigón.	117
Figura 6.18: Detalle de la zona de intrusión del pilote vertical en la viga de hormigón armado.	117
Figura 6.19: Dimensiones del anillo de acero superior.	118
Figura 6.20: Dimensiones de tuercas tipo M48 hexagonales (viga de hormigón no se muestra).	118
Figura 6.21: Vista general del modelo de conexión con pilote vertical.	119
Figura 6.22: Mallado de la conexión con pilote vertical.	120
Figura 6.23: Mallado de las barras de anclaje.	120
Figura 6.24: Apoyos fijos en extremos de viga de la conexión con pilote vertical.....	123
Figura 6.25: Puntos de aplicación de los esfuerzos en la conexión con pilote vertical (izquierda) y pretensión de barras de anclaje (derecha).	123
Figura 6.26: Vista general de conexión con pilote inclinado y sus principales elementos. .	124
Figura 6.27: Vista frontal de conexión con pilote inclinado.	125
Figura 6.28: Vista aérea de conexión con pilote inclinado.	125
Figura 6.29: Vista lateral de conexión con pilote inclinado.....	125
Figura 6.30: Vista exterior del pilote (izquierda) y vista interior del pilote (derecha).....	126
Figura 6.31: Vista área del pilote inclinado.....	126
Figura 6.32: Sistema de anclaje para barras al pilote inclinado y sus principales elementos.	127
Figura 6.33: Dimensiones del sistema de anclaje para barras al pilote (vista interior del pilote).....	127
Figura 6.34: Perforaciones en los anillos de acero para el paso de las barras de anclaje.....	128
Figura 6.35: Vista inferior del anillo de acero inferior (zona interior del pilote inclinado). 128	
Figura 6.36: Número y diámetro de las barras de anclaje (los demás elementos no se muestran).	129
Figura 6.37: Largo de las barras de anclaje (vista lateral).....	129
Figura 6.38: Dimensiones de la viga de hormigón armado.....	130
Figura 6.39: Detalle de la zona superior de la viga de hormigón.....	130
Figura 6.40: Dimensiones del tapón de hormigón.	131
Figura 6.41: Detalle de la zona de intrusión del pilote inclinado en la viga de hormigón armado.	131
Figura 6.42: Dimensiones del anillo de acero superior.	132

Figura 6.43: Dimensiones de tuercas tipo M39 hexagonales (viga de hormigón no se muestra).	132
Figura 6.44: Detalle de encuentro de tuerca con el anillo de acero superior.....	133
Figura 6.45: Detalle del suple para el apoyo de la tuerca en el anillo de acero superior.	133
Figura 6.46: Vista general del modelo de conexión con pilote inclinado.	134
Figura 6.47: Mallado de la conexión con pilote inclinado.	135
Figura 6.48: Mallado de las barras de anclaje.	135
Figura 6.49: Apoyos fijos en extremos de viga de la conexión con pilote inclinado.....	138
Figura 6.50: Puntos de aplicación de los esfuerzos en la conexión con pilote inclinado (izquierda) y pretensión de barras de anclaje (derecha).	138
Figura 6.51: Distribución de tensiones normales en la viga y tapón de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°1).	139
Figura 6.52: Distribución de tensiones normales en el tapón de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°2).	140
Figura 6.53: Distribución de tensiones normales en la zona superior del tablero de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°3).	141
Figura 6.54: Distribución de tensiones de Von Mises en las barras de anclaje para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°4).	142
Figura 6.55: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical para el caso con set de esfuerzos de M_{max} (captura n°5).	143
Figura 6.56: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical (captura n°6).	144
Figura 6.57: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical (captura n°7).	144
Figura 6.58: Distribución de tensiones equivalentes en el anillo de acero superior (captura n°8).	145
Figura 6.59: Distribución de tensiones normales en la viga y tapón de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°1).	146
Figura 6.60: Distribución de tensiones normales en el tapón de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°2).	147
Figura 6.61: Distribución de tensiones normales en la zona superior del tablero de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°3).	148
Figura 6.62: Distribución de tensiones de Von Mises en las barras de anclaje para el caso con pilote inclinado y set de cargas de P_{max} (captura n°4).	149
Figura 6.63: Distribución de tensiones normales en el pilote inclinado para el caso con set de esfuerzos de P_{max} (captura n°5).	150
Figura 6.64: Distribución de tensiones equivalentes en el pilote inclinado (captura n° 6). .	151
Figura 6.65: Distribución de tensiones equivalentes en el anillo de acero superior (captura n°7).	152

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

En gran parte de los puertos de Chile, para el atraque de embarcaciones de gran tamaño se utilizan principalmente tres tipos de muelles; transparente, gravitacional y de tablestaca. Se suele preferir el muelle transparente en gran parte de los casos debido a que posee buen desempeño sísmico, ofrece facilidades constructivas y en general posee menores costos de construcción en comparación a los demás tipos de muelles. La estructuración del muelle transparente consiste en un tablero de hormigón (compuesto por una losa de hormigón armado y un sistema de vigas ortogonales) apoyado sobre un sistema de pilotes verticales y/o inclinados. Proyectos importantes a nivel nacional que mantienen esta estructuración son el sitio 4 del muelle de San Vicente y los sitios 1, 2 y 3 del muelle de Valparaíso.

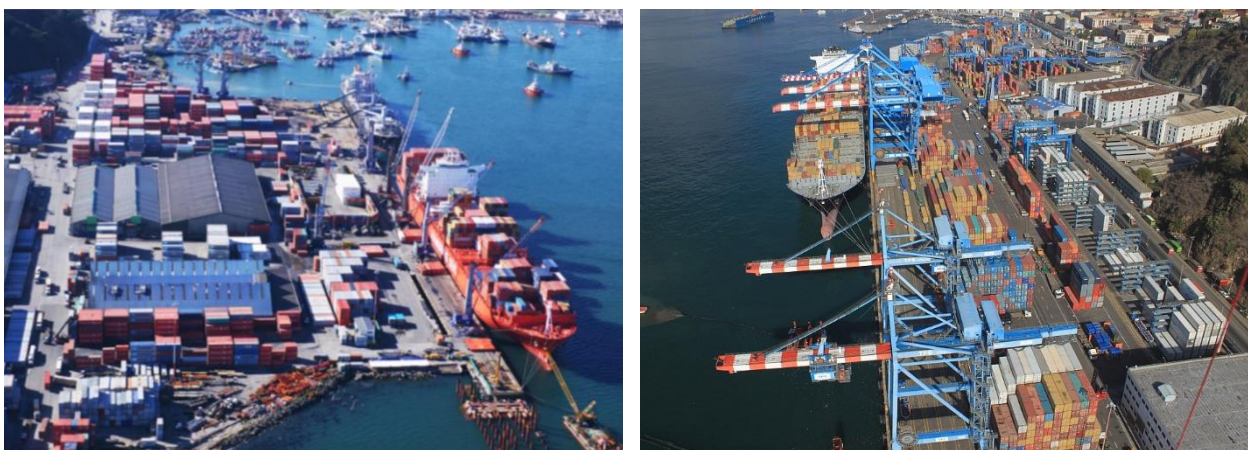


Figura 1.1: Puerto de San Vicente, VIII región (izquierda) y Puerto de Valparaíso, V región (derecha).

Un aspecto importante del detallamiento del muelle transparente, corresponde al tipo de conexión que se utilice entre la viga y el pilote. Actualmente existe un grupo de soluciones de conexión especificadas en el manual de diseño ASCE 61-14 “*Seismic Design of Piers and Wharves*” que a nivel de desempeño responden de buena forma, pero no cumplen algunas disposiciones de la norma NCh 2369Of.2003 actualizada “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*” que son de carácter obligatorio, como son la inspección y reparación de los elementos dañados luego de terremotos más severos que el sismo de diseño.

Con este trabajo se busca proponer y evaluar dos tipos de conexión entre viga de hormigón armado y pilote de acero (vertical e inclinado), que cumplan con el desempeño a nivel de cargas estáticas y sísmicas, además de verificar la posibilidad de inspección y reemplazo luego de daños causados por sismo.

Las conexiones utilizan barras de anclaje reemplazables con el objeto de establecer una zona de trabajo plástico (rótula plástica) y los elementos componentes de la estructura que tendrán falla plástica para las cargas sísmicas, lo cual facilitará la inspección y el reemplazo de los elementos (barras de anclaje) en caso de ser necesario.

Lo anterior tiene como objetivo disponer de un sistema de conexión que cumpla con las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada, y de proveer (en caso de ocurrir) un tipo de falla dúctil en la conexión.

Los principales elementos componentes de ambas conexiones son las barras de anclaje reemplazables, un sistema de anclaje para las barras en el pilote mediante anillos de acero, un sistema de anclaje para las barras al tablero de hormigón, una sección de hormigón armado que resiste el corte incidente en la conexión y camisas de acero que permiten aislar las barras de anclaje del volumen de hormigón.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos generales

Los objetivos de este trabajo son proponer, modelar y evaluar dos tipos de conexión entre viga de hormigón armado y pilote de acero (vertical e inclinado) para muelles transparentes. Las conexiones deben cumplir con el desempeño a nivel de cargas estáticas y sísmicas, y cumplir con las disposiciones de la norma NCh 2369 Of.2003 actualizada, en particular al objetivo de facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados, luego de terremotos más severos que el sismo de diseño.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Proponer un tipo de conexión que cumpla con las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada, en particular, facilitar la inspección y el reemplazo de los elementos dañados luego de terremotos más severos que el sismo de diseño. Esto abarca definir la disposición y finalidad de los elementos principales que componen a la conexión, es decir, las barras de anclaje, núcleo de hormigón resistente al corte y anillos de acero para el anclaje de las barras.

La conexión debe ser aplicable para los casos con pilote vertical e inclinado.

2. Obtener mediante análisis y en cumplimiento con la norma NCh 2369 actualizada, las máximas sollicitaciones sísmicas de momento, corte y carga axial que intervienen en la zona de conexión entre viga de hormigón y pilote de acero, para los siguientes casos:
 - Conexión con pilote vertical perteneciente a un muelle transparente estructurado en base a pilotes verticales.
 - Conexión con pilote inclinado perteneciente a un muelle transparente estructurado en base a pilotes verticales e inclinados.
3. Obtener un modelo en elementos finitos de la conexión definida en el primer objetivo, para los siguientes casos:
 - Conexión con pilote vertical que resista las máximas sollicitaciones de momento, corte y carga axial determinadas en el análisis del muelle transparente estructurado en base a pilotes verticales.
 - Conexión con pilote inclinado, que resista las máximas sollicitaciones de momento, corte y carga axial determinadas en el análisis del muelle transparente estructurado en base a pilotes verticales e inclinados.

4. Evaluar la conexión definida, para los casos con pilote vertical e inclinado, utilizando los modelos desarrollados en elementos finitos. Los ítems a evaluar son los siguientes:
 - Desempeño a nivel de cargas estáticas y sísmicas de diseño.
 - Posibilidad de inspección y reparación de los elementos dañados luego de terremotos más severos que el sismo de diseño.

1.3. METODOLOGÍA

Para cumplir con los objetivos planteados se trabajó en etapas relacionadas con cada uno de los objetivos y siguiendo un orden establecido. Además, se realizó un estudio de las principales normas y guías de diseño para muelles transparentes, cuyas disposiciones y artículos se aplicaron (en los casos que correspondía) en las diferentes etapas desarrolladas.

Las etapas y el orden en que se desarrollaron son las siguientes:

1.3.1. Estudio de conexiones

En esta etapa se estudiaron las soluciones de conexión entre viga de hormigón y pilote de acero, especificadas en la norma ASCE 61-14, que actualmente son las más utilizadas en proyectos de muelle transparente. Además, se realizó un análisis de esfuerzos de la conexión para los casos con pilote vertical o inclinado.

Por otro lado, se propuso y describió un nuevo sistema de conexión que utiliza barras de anclaje reemplazables, aplicable para los casos con pilote vertical e inclinado.

1.3.2. Modelación y análisis de muelles transparentes

Se modelaron dos muelles de tipo transparente y de diferente tipología sismo-resistente, utilizando el software SAP2000. A partir de los modelos desarrollados y mediante análisis, se realizó un estudio de las máximas solicitaciones de momento, corte y carga axial originadas por el sismo de diseño e incidentes en la zona de conexión entre la viga de hormigón y el pilote de acero, para ambos muelles.

Los muelles seleccionados para el estudio corresponden al sitio 3 y la extensión del sitio 3, los dos pertenecientes al puerto de Valparaíso.

1.3.3. Prediseño de conexiones

Previo a la modelación de las conexiones fue necesario determinar, en forma aproximada, el número y diámetro de las barras de anclaje necesarias para que ambas conexiones resistan las máximas solicitaciones sísmicas de diseño que fueron obtenidas en el análisis de los muelles transparentes.

El prediseño de la conexión con pilote inclinado, cuyo diseño está controlado por la solicitación de tracción máxima, se realizó mediante simple cálculo. En el caso de la conexión con pilote vertical, cuyo diseño está controlado por el momento máximo, fue necesario desarrollar un modelo bidimensional de la conexión en el software Matlab, a partir del cual se determinaron los parámetros de diseño (número y diámetro de las barras de anclaje).

1.3.4. Modelación de conexiones

Se modeló en elementos finitos la conexión con barras de anclaje reemplazables (definida en la primera etapa), para los casos con pilote vertical e inclinado, obteniéndose dos modelos distintos. Ambos modelos consideraron para el diseño inicial de las barras de anclaje los resultados obtenidos en el prediseño.

En los dos modelos se varió el número y diámetro de las barras de anclaje, hasta alcanzar la capacidad requerida de la conexión para resistir los máximos esfuerzos obtenidos en la etapa de modelación y análisis de los muelles sitio 3 y extensión sitio 3 (para los casos con pilote vertical e inclinado respectivamente).

Se utilizó el software ANSYS para el desarrollo de los modelos.

1.3.5. Análisis de Resultados

Se analizaron los resultados obtenidos de los diversos modelos desarrollados (muelles transparentes y conexiones). Además, se evaluó la conexión con barras de anclaje reemplazables, para los casos con pilote de acero vertical e inclinado, en los ítems que se estipularon en el cuarto objetivo:

- Desempeño a nivel de cargas estáticas y sísmicas de diseño.
- Posibilidad de inspección y reparación de los elementos dañados luego de terremotos más severos que el sismo de diseño.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

2.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este capítulo es disponer los principales antecedentes que fueron de interés y/o utilizados en el desarrollo del trabajo.

En la primera parte del capítulo se presenta el contexto y lugar donde se emplazan las estructuras estudiadas, se define de forma general a la estructura de muelle y se define de forma detallada al muelle de tipo transparente con sus principales tipos de conexiones entre viga y pilote de acero.

En la segunda parte se presentan las disposiciones de las principales normas y guías de diseño para muelles de tipo transparente que fueron consideradas en los modelos desarrollados. En el caso de la norma NCh 2369 actualizada, sus disposiciones fueron de carácter obligatorio.

En la última parte del capítulo se especifican los materiales con sus propiedades físicas y mecánicas que fueron considerados en la modelación de los muelles transparentes y conexiones. Además se describe la tensión equivalente o de Von Mises; magnitud que se utilizó para analizar los modelos desarrollados en el programa ANSYS.

2.2. LUGAR DE OPERACIÓN

Como parte de los objetivos del trabajo se realizó el estudio de dos muelles transparentes de diferente tipología sismo-resistente, para lo cual se seleccionaron dos sitios de ataque pertenecientes al puerto de Valparaíso.

El puerto de Valparaíso ubicado en la quinta región, Chile, forma parte de los terminales marítimos más importantes a nivel nacional. En gran medida esto se debe a la amplia actividad económica que realiza centrada en la transferencia de contenedores. La zona del puerto destinada al comercio se compone de 8 sitios de ataque para embarcaciones. Los sitios 1, 2, 3 y extensión, 4 y 5 son administrados por la terminal T.P.S (Terminal Pacifico Sur), mientras que los sitios 6, 7 y 8 son administrados por T.C.VAL (Terminal Cerros de Valparaíso).

Los sitios 1, 2, 3 y extensión forman un frente de ataque continuo del tipo marginal, con una extensión total de 740m. Estos sitios se encuentran dragados hasta los -12m N.R.S permitiendo el atraque de buques de hasta 11.4m de calado. Se tiene proyectado profundizar el frente de atraque a -15m N.R.S de manera de operar naves Post-Panamax. Hoy día T.P.S tiene en operación grúas Gantry tipo Post-Panamax.

Para el estudio de las máximas sollicitaciones sísmicas en la zona de conexión entre viga y pilote de acero, se seleccionó los muelles transparentes del sitio 3 y la extensión del sitio 3.

2.2.1. Contexto lugar de operación

La ubicación del sitio 3 y extensión del sitio 3 en el contexto de la bahía del puerto de Valparaíso, se muestra en la figura siguiente:

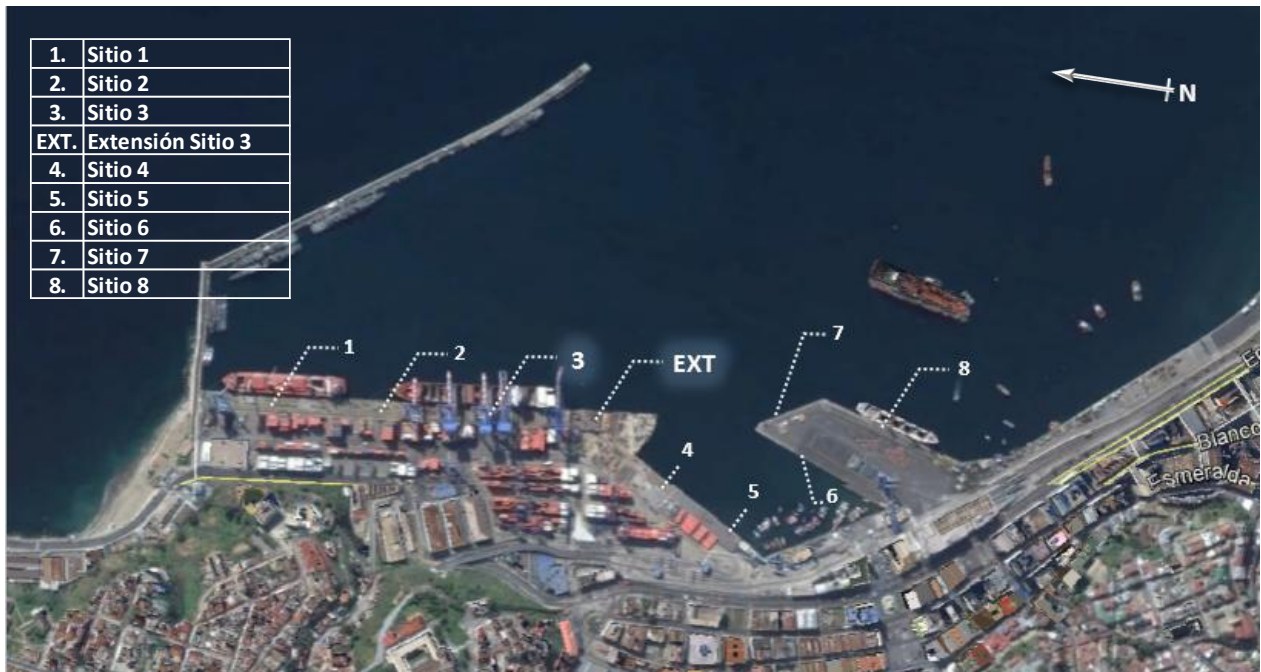




Figura 2.1: Ubicación de los sitios de atraque seleccionados - Bahía del puerto de Valparaíso.

2.2.2. Características generales de los sitios de atraque seleccionados para estudio

Los sitios 1, 2, 3 y extensión, se encuentran posicionados longitudinalmente uno al lado del otro permitiendo el desplazamiento continuo de grúas portacontenedores a lo largo de los 740m de tablero. Entre cada sitio existen juntas de dilatación para permitir que las estructuras (en caso de solicitaciones dinámicas) se muevan horizontalmente de forma independiente o desacopladas entre sí. Esto último posibilita la modelación y análisis de los sitios 3 y extensión como estructuras independientes.

Las características generales de los sitios de atraque seleccionados se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Características generales de los sitios de atraque seleccionados para estudio.

Muelle:	Tipo de Muelle:	Sistema sismo-resistente:	Largo tablero [m]:	Ancho tablero [m]:	Trocha rieles [m]:	N° de Marcos Rígidos:		Tipos de Pilotes:
						Dirección transversal	Dirección longitudinal	
Sitio 3	Transparente /Marginal		220	30	24,36	44	4	Verticales
Extensión Sitio 3	Transparente		120	30 (variable)	24,36	20	4 a 8	Verticales e inclinados

2.3. ESTRUCTURAS DE MUELLES

Los muelles son estructuras ubicadas en zonas costeras y se caracterizan por mantener dos planos de superficies libres: un plano vertical casi totalmente sumergido y un plano horizontal por sobre el nivel medio del mar.

El plano libre vertical permite el atraque adosado de embarcaciones de gran tamaño como son los buques portacontenedores que pueden poseer alrededor de 300m de eslora (buques Panamax), o incluso dimensiones superiores de hasta casi 400m (buques Súper Post-Panamax). Por otro lado, el plano libre horizontal permite el soporte y desplazamiento de equipos que realizan operaciones de carga y descarga de contenedores u otros tipos de cargamentos.

El muelle se une mediante una losa de traspaso al sector de la explanada, lugar donde se acopian los contenedores que serán importados o exportados.

Los principales componentes de un muelle convencional nombrados hasta aquí se muestran en la figura siguiente:



Figura 2.2: Estructura de muelle y sus principales elementos.

La guía “Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras”, clasifica las estructuras de muelles de acuerdo a su orientación respecto a línea de costa, y de acuerdo a su impacto en la dinámica costera.

2.3.1. Clasificación de muelles de acuerdo a su orientación

2.3.1.1. Muelle de Penetración

Estructura que se orienta de forma perpendicular respecto de la línea de costa hacia el agua, tal como se muestra en la Figura 2.3. También es conocido como muelle tipo “Espigón”.

2.3.1.2. Muelle Marginal

Estructura que se orienta de forma paralela a la línea de costa, tal como se muestra en la Figura 2.3. También es conocido como muelle tipo “Malecón”.



Figura 2.3: Tipos de muelle de acuerdo a su orientación.

2.3.2. Clasificación de muelles de acuerdo a su impacto en la dinámica costera

2.3.2.1. Muelle Transparente

La estructura está conformada por un tablero sostenido mediante pilotes o pilas, permitiendo el paso del flujo de agua por debajo de ésta. La característica principal del muelle transparente es que cambios en el régimen marítimo existente debido a la presencia del muelle son relativamente menores, dado que estos presentan una menor obstrucción a los flujos de corrientes y las olas.

Según la forma en que la estructura resiste las acciones y las transmite al terreno de cimentación, se distinguen dos tipos de muelles transparentes:

1. **Muelle de pilotes:** Muelle en el cual el tablero que lo conforma es sostenido mediante pilotes verticales y/o inclinados, permitiendo el paso del agua. Debido a que el presente trabajo se basó en este tipo de muelle, en el punto 2.4 se entrega una descripción más detallada sobre su estructuración.
2. **Muelle de pilas:** Muelle en el cual el tablero que lo conforma es sostenido mediante pilas, que generalmente son constituidas por estructuras de gravedad. La resistencia a las cargas verticales y horizontales se debe al peso propio de las pilas.

2.3.2.2. Muelle Opaco

La estructura del muelle opaco conforma un paramento continuo aproximadamente vertical de la línea de atraque, desde la superestructura a la cimentación. Su característica principal es que generalmente no permite el flujo de agua a través de su estructura, sin embargo, el paramento puede contar con huecos para reducir la posibilidad de reflexiones debido a la acción del oleaje.

Según la forma en que la estructura resiste las acciones y las transmite al terreno de cimentación, se distinguen dos tipos de muelles opacos:

1. **Muelle de Gravedad (Gravitacional):** Muelle que resiste las acciones de las cargas de uso mediante su propio peso. Se compone de grandes bloques de hormigón.
2. **Muelle Pantalla (Tablestaca):** El muelle pantalla trabaja conteniendo el terreno adyacente mediante una pantalla empotrada en el fondo. Se suele utilizar elementos adicionales como tirantes o contrafuertes para ayudar a resistir las cargas del suelo.

Ejemplos de muelles de acuerdo al impacto en la dinámica costera se muestran en la figura siguiente:

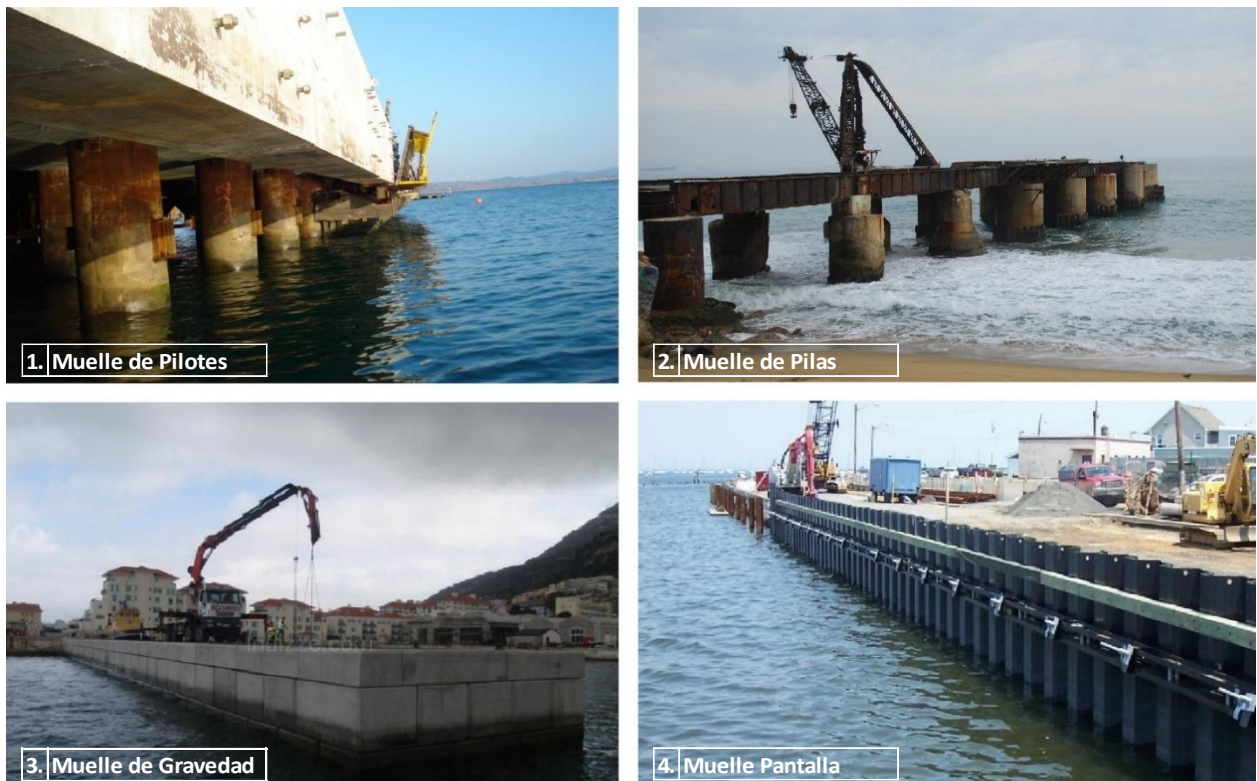


Figura 2.4: Tipos de muelles de acuerdo al impacto en la dinámica costera.

De aquí en adelante cuando se mencione el término “Muelle Transparente” será para referirse únicamente al tipo de muelle conformado por pilotes (Muelle de Pilotes).

2.4. MUELLE TRANSPARENTE

2.4.1. Estructuración muelle transparente

Un muelle transparente consiste en un tablero de hormigón armado apoyado sobre un sistema de pilotes verticales y/o inclinados. El tablero soporta equipo y maquinaria que generalmente es destinada a realizar operaciones de transferencia de contenedores (carga y descarga), entre buques-portacontenedores y transporte terrestre. Los principales equipos operacionales corresponden a grúas, camiones, montacargas de contenedores, etc.

La estructuración se compone de una losa de hormigón armado apoyada sobre un sistema de vigas longitudinales y transversales. Las vigas se conectan a pilotes mediante una unión rígida o semi-rígida, dependiendo del tipo de conexión que se utilice. Los pilotes suelen ser perfiles tubulares de acero o de hormigón armado hincados hasta alcanzar un estrato de suelo competente.

Los principales elementos que conforman la estructura del muelle transparente son los siguientes:

1. **Losa de hormigón armado:** Elemento que actúa como diafragma rígido. Transmite las cargas verticales hacia el sistema de vigas.
2. **Vigas transversales:** Las vigas transversales o “principales” controlan la deflexión en la dirección transversal del muelle.
3. **Vigas longitudinales:** Las vigas longitudinales o “secundarias” controlan la deflexión en la dirección longitudinal del muelle.
4. **Pilotes:** Elementos de acero u hormigón armado. Su función es transmitir las cargas verticales a un estrato de suelo competente.
5. **Muro de contención:** El muro de contención sirve para contener empujes de suelo generados en el lado de la explanada del puerto.
6. **Losa de traspaso:** Une la estructura del muelle con la explanada. Permite un desplazamiento horizontal y vertical desacoplado del muelle respecto de la explanada.
7. **Conexión Viga-Pilote:** Zona de unión entre el tablero y el pilote.

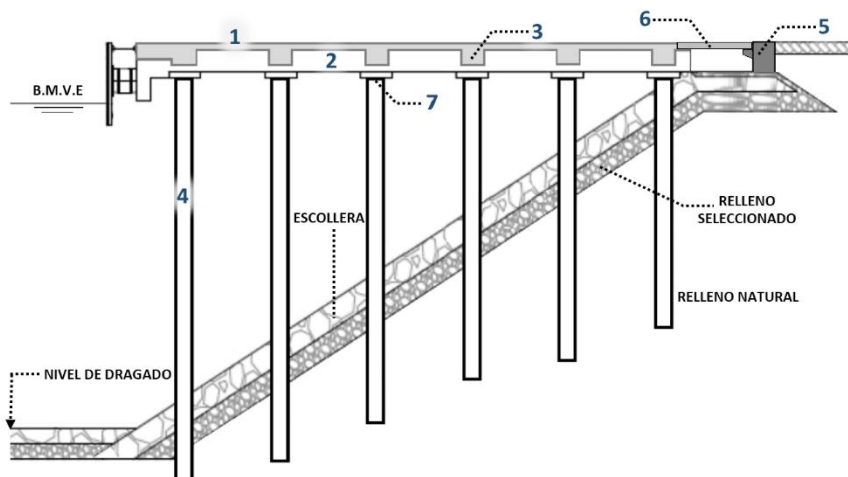


Figura 2.5: Principales elementos de un muelle transparente típico.

2.4.2. Conexión entre viga de hormigón y pilote para muelles transparentes

En esta sección se entrega una descripción general de la conexión entre viga de hormigón armado y pilote para muelles transparentes. Para esto se utilizan algunas figuras (Figura 2.6, Figura 2.7 y Figura 2.9) y conceptos extraídos de la norma ASCE 61-14.

2.4.2.1. Elementos principales y terminología de conexión

Examinando de forma general la conexión entre el tablero horizontal y el pilote se pueden distinguir sus principales elementos de acuerdo a la norma ASCE 61-14.

1. **Tablero (o plataforma horizontal):** Elemento compuesto por la losa de hormigón armado y el sistema de vigas.
2. **Nudo:** Parte del tablero ubicado sobre el pilote que transfiere las fuerzas y momentos desde el pilote al tablero.
3. **Pilote (de acero):** Elemento de sección tubular, que en su parte superior puede contar con un tapón de hormigón unido a la viga, destinado a tomar las solicitaciones de corte horizontales, y al anclaje de barras de acero.
4. **Interfaz:** Junta de construcción entre la parte superior del pilote y el tablero.
5. **Barra de anclaje:** Elemento de acero embebido en la sección de hormigón encargado de tomar la tracción originada por el momento transferido al nudo. Para grandes solicitaciones puede alcanzar un estado de plastificación o de fractura.
6. **Rótula plástica:** Concentración de deformaciones plásticas localizadas en las barras de anclaje, que generan grandes deformaciones en la conexión (relativas a las elásticas). La conexión se comporta como rótula a consecuencia de las deformaciones plásticas.
7. **Longitud zona de fluencia (L_p):** Corresponde al tramo de la barra de anclaje que se encuentra en estado plástico. Generalmente este tramo se ubica cercano a la interfaz.

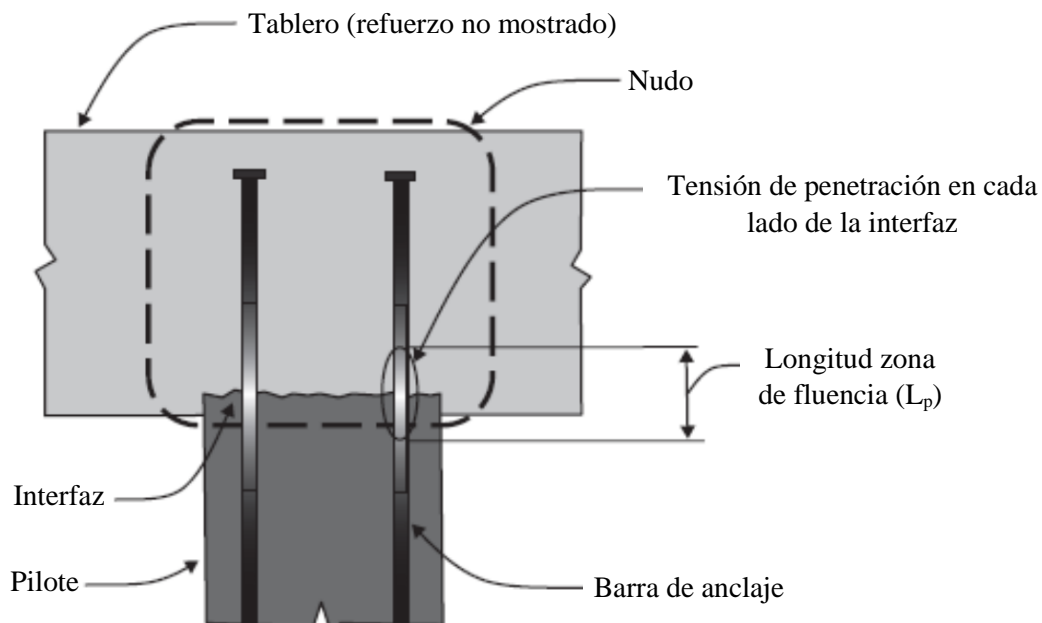


Figura 2.6: Elementos principales de conexión entre viga y pilote para muelles transparentes.

2.4.2.2. Tipos de conexiones con pilote de acero

Las conexiones para pilote de acero más utilizadas en la actualidad en proyectos de muelles transparentes son las siguientes de acuerdo a la norma ASCE 61-14:

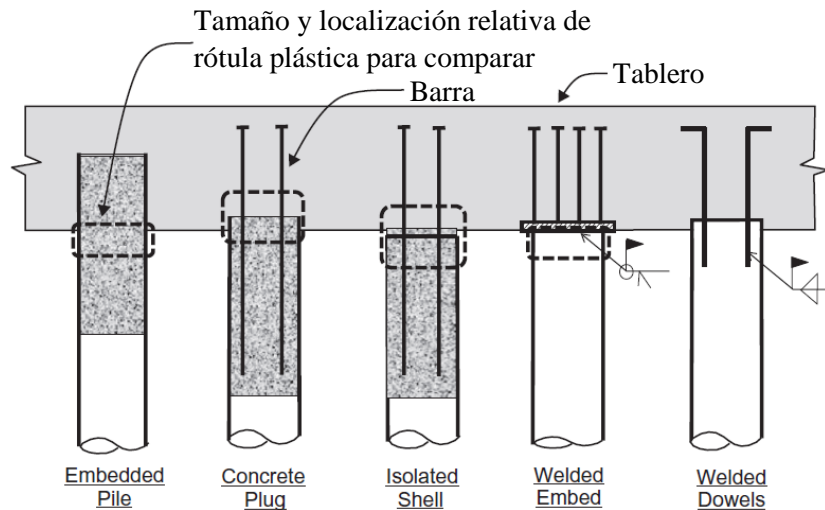


Figura 2.7: Ejemplos de conexiones con pilote de acero (armadura de refuerzo no se muestra).

1. **Embedded Pile:** Esta conexión se considera del tipo rígida (transferencia completa de los momentos entre la viga y el pilote). Como se puede ver en la Figura 2.7 no se utilizan barras de anclaje, aunque si se utiliza una cantidad considerable de refuerzo transversal en espiral al interior de la viga con el objetivo de forzar que la rótula plástica se genere en el pilote y no en la viga (Stephens and McKittrick, 2005).
2. **Concrete Plug:** Esta conexión generalmente se considera del tipo semi-rígida. Un aspecto importante del detallamiento, es la de proveer una cantidad de refuerzo transversal adecuada en la zona de interfaz entre la viga y el pilote, para evitar separaciones excesivas entre ambos elementos y además de generar la resistencia requerida a corte. La principal característica de esta conexión es su alta capacidad de ductilidad (Park, Priestley and Walpole, 1983), lo cual está relacionado con una menor intrusión del tapón de hormigón en la viga, y del uso de barras de anclaje.
3. **Isolated Shell:** Conexión del tipo semi-rígida, en la cual el pilote se aísla de la viga mediante la nula intrusión del tapón de hormigón en la viga. Se debe agregar algún elemento adicional que transfiera el corte que viene desde la viga hacia el pilote, una de las alternativas es usar una llave de corte soldada al pilote.
4. **Welded Embed:** En este caso para anclar las barras de anclaje al pilote, en vez de utilizar un tapón de hormigón, se utiliza una placa de acero inserta en la zona inferior de la viga, la cual a su vez esta soldada al pilote de acero.
5. **Welded Dowels:** En esta conexión las barras de anclaje se sueldan a la cara interior del pilote. Según el artículo 13.7 de la norma NCh 2369 actualizada, esto no se permite.

2.4.2.3. Imposibilidad de inspección y reparación de elementos dañados en conexiones

De las cinco conexiones mostradas en la Figura 2.7, cuatro de ellas utilizan barras de anclaje embebidas en un volumen de hormigón (Concrete Plug, Isolated Shell, Welded Embed y Welded Dowels). Durante un evento sísmico severo el mecanismo de falla de la conexión se desarrolla en etapas que generalmente siguen un orden. En el caso de las conexiones que utilizan barras de anclaje, el mecanismo de falla comienza con la fluencia de estos elementos por tracción (esto es posterior al agrietamiento del hormigón por tracción).

Iniciada la fluencia de las barras de anclaje se genera un daño permanente en estos elementos, lo que se traduce en una pérdida de ductilidad de la conexión (proceso acumulativo por cada sismo). Si las solicitaciones cíclicas siguen aumentando (relativo a las solicitaciones que generan la fluencia) las barras de anclaje pueden alcanzar el estado de fractura, perdiendo gran parte de la capacidad a momento que posee la conexión. Debido a la condición de embebimiento de las barras de anclaje, no existe posibilidad de inspección directa para evaluar daños (elongación o fractura de barras) y mucho menos de reparación (o reemplazo).

En el caso de la conexión Embedded Pile que no cuenta con barras de anclaje, el daño se concentra localmente en algunas zonas del volumen de hormigón y posteriormente fluye el refuerzo en espiral que se encuentra confinando al núcleo de hormigón de la conexión. Esto conlleva al mismo problema que se genera con las demás conexiones, la nula posibilidad de inspección y/o reparación de los elementos, en este caso de las armaduras de refuerzo. El interior sin hormigonar de este tipo de conexión se puede apreciar en las imágenes de la Figura 2.8 (Stephens and McKittrick, 2005), el cual no difiere mucho del que poseen las demás conexiones analizadas.



Figura 2.8: Conexión tipo Embedded Pile sin hormigonar.

La norma NCh 2369 vigente, en su artículo 4.1.1.b.3, dispone que se debe facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados (ver artículo 4.1.1.b en la Tabla 2.2). Evidentemente que para los cinco tipos de conexiones presentadas por la norma ASCE 61-14, esta disposición de nuestra normativa no se cumple.

En el presente trabajo de título se ha considerado un mecanismo de falla de la conexión similar al tipo Concrete Plug, pero con una variante de solución que utiliza barras de anclaje reemplazables con el objetivo de dar cumplimiento con las disposiciones de la norma NCh 2369 vigente y la actualizada, en particular con el requisito del artículo 4.1.1.b.3.

2.4.2.4. Mecanismo de falla de conexión tipo Concrete Plug (ASCE 61-14)

Durante las cargas cíclicas originadas por un sismo, la interfaz entre la viga y el pilote tiende a abrirse y cerrarse repetidamente, dependiendo del sentido del sismo. Esta acción provoca una serie de eventos en la conexión que generalmente ocurren en un orden específico.

Al examinar el mecanismo de falla de la conexión, los eventos que se suceden son los siguientes:

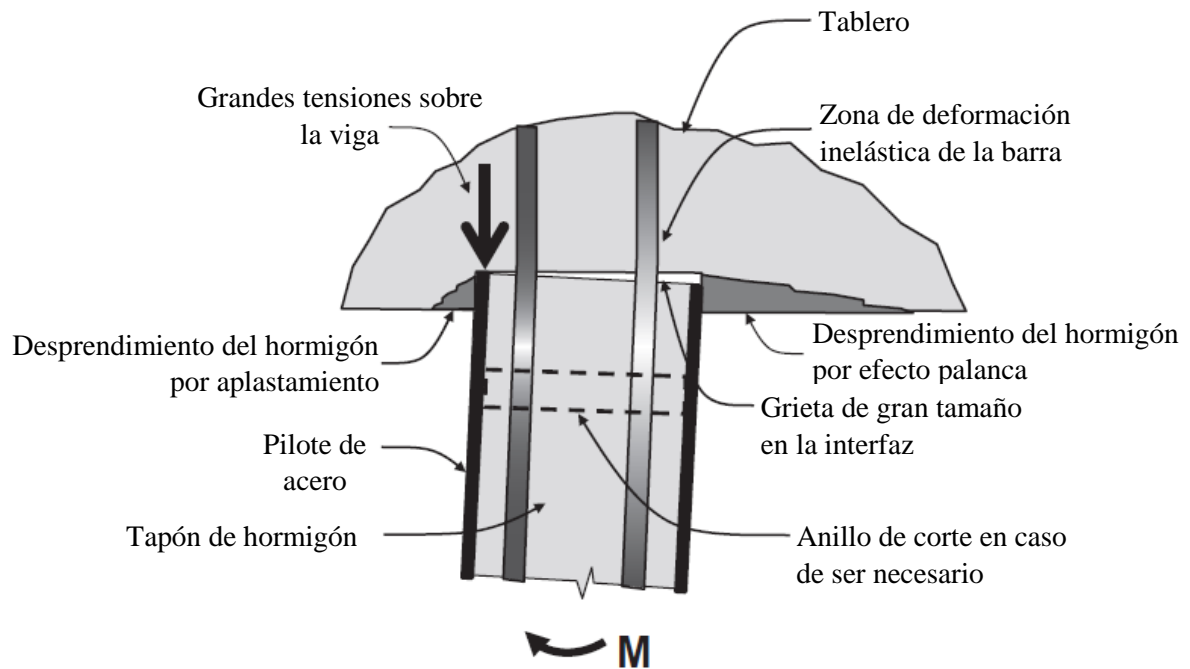


Figura 2.9: Mecanismo de falla de conexión tipo Concrete Plug.

1. **Agrietamiento del hormigón:** Las tracciones generadas por las solicitaciones sísmicas superan la capacidad a tracción del tapón de hormigón y se inicia su agrietamiento.
2. **Fluencia de barras de anclaje:** Fluyen algunas barras por tracción adquiriendo deformaciones permanentes. La zona de fluencia de las barras se localiza en la interfaz debido a una flexión local.
3. **Desprendimiento del hormigón por efecto palanca:** El hormigón del tablero se tritura y se desprende localmente en la zona de contacto con el pilote. Esto se produce por un efecto palanca del pilote al tratar de rotar.
4. **Desprendimiento del hormigón por aplastamiento:** El hormigón del tablero se tritura y se desprende localmente en la zona de contacto con el pilote. Esto se produce por la compresión transmitida desde el pilote.
5. **Fluencia de armadura de refuerzo:** Fluye la armadura de refuerzo en espiral presente en la viga. Esto tiene como consecuencia la pérdida de confinamiento del núcleo de hormigón presente al interior de la viga.
6. **Fractura de barras de anclaje:** Se produce la fractura de barras por tracción y el pandeo de barras por compresión.

2.4.3. Normas y guías de diseño para muelles transparentes

Para los modelos y análisis desarrollados en este trabajo se utilizaron una serie de normas y guías de diseño para muelles transparentes. Por este motivo, se disponen los artículos y disposiciones de algunos documentos que son de relevancia, y de cumplimiento como es el caso de la norma NCh 2369 actualizada.

2.4.3.1. Norma NCh 2369 Of. 2003 (actualizada)

Los muelles son obras de tipo marítimo-portuarias de carácter industrial, por lo cual para el diseño sísmico de muelles transparentes aplica la norma chilena NCh 2369 Of.2003 “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*”, sin embargo, al año 2016 esta norma no poseía requisitos claros y específicos que se pudieran aplicar de manera directa a obras marítimas.

Actualmente la norma NCh 2369 se encuentra en proceso de actualización para lo cual se han elaborado nuevos capítulos, entre ellos se encuentra el capítulo 13 titulado: “*Estructuras Marítimo-Portuarias de tipo Muelle Transparente*”. En dicho capítulo se añade de manera explícita requisitos mínimos aplicables a las estructuras marítimo-portuarias de forma específica. En el mismo capítulo se señala además, que los conceptos o disposiciones que la norma NCh 2369 que entrega de forma general en sus capítulos previos o posteriores, también son aplicables a las estructuras marítimo-portuarias 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 NCh 2369 actualizada, que fueron usadas de manera directa en los diversos modelos desarrollados.

Tabla 2.2: Disposiciones de la Norma NCh 2369 utilizadas en los modelos desarrollados.

Artículo	Disposiciones Norma NCh 2369 actualizada
4.1.1.b)	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: b) Continuidad de operación de la industria b.1) Mantener los procesos y servicios esenciales. b.2) Evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria. b.3) Facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

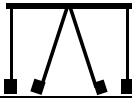
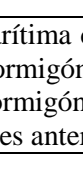
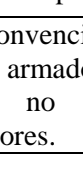
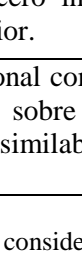
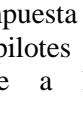
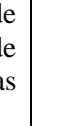
5.1.2	<p>Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo</p> <p>Para el diseño de los elementos estructurales resistentes al sismo, en general, no es necesario combinar los efectos debidos a las dos componentes horizontales de la acción sísmica. Se puede proceder como si dichos efectos no fueran concurrentes y, en consecuencia, los elementos se pueden diseñar para el sismo actuando según cada una de las direcciones de análisis considerada separadamente.</p> <p>Hacen excepción a esta regla simplificadora las estructuras que presentan notorias irregularidades torsionales o que tienen en ambas direcciones marcos rígidos con columnas comunes a dos líneas resistentes que se intersectan. En tales casos, los elementos se deben diseñar para los esfuerzos obtenidos de considerar el 100% de la sollicitación sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la sollicitación sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa. Se deben considerar los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores.</p>
5.2.2	<p>Métodos lineales</p> <p>Se pueden usar tres procedimientos:</p> <ol style="list-style-type: none"> Análisis estático o de fuerzas equivalentes, solamente para estructuras de hasta 20m de altura, siempre que su respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad. Análisis modal espectral, para cualquier tipo de estructuras. Métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico, de acuerdo a lo estipulado en la cláusula 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> $S_a = \frac{2,75 * A_0 * I}{R} * \left(\frac{T'}{T}\right)^n * \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$
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.</p> <p>Para efectos de esta norma, los diafragmas deben clasificarse como flexibles o rígidos, de acuerdo a la cláusula 5.3.1.9.</p> <p>En el caso que no existan antecedentes para realizar lo anterior, se debe usar la cláusula 6.3.4 de NCh433.Of.96.</p>

5.5.2	<p>Acción sísmica vertical</p> <p>Alternativamente, se puede desarrollar un análisis dinámico vertical con el siguiente espectro elástico de aceleraciones, para $R=3$ y $\zeta=0,03$. Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.</p> $S_{av} = \frac{1,925 * A_0 * I}{R} * \left(\frac{T'}{1,7 * T} \right)^n * \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$ <p>No obstante, el valor de S_{av} no debe ser mayor que $S_{m\acute{a}x}$:</p> $S_{av} = \frac{1,925 * A_0 * I}{R} * \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$
8.2.1	<p>El acero estructural para elementos sismorresistentes debe cumplir los requisitos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior al 85% de la resistencia a la rotura y alargamiento de rotura mínimo de 20% en la probeta de 50 mm. Para pernos de anclajes el alargamiento puede reducirse a 14%. - Límite de fluencia no superior a 450 MPa en general y no superior a 350 MPa para el acero ASTM A36. - Soldabilidad garantizada de acuerdo a lo indicado en la norma NCh 203. - Tenacidad mínima de 27 Joules a 21°C en el ensayo de Charpy según ASTM A6. - Tolerancias de acuerdo a NCh 203.
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 solicitaciones 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 $0,7R_1 \geq 2$.</p> <p>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>

La Tabla 2.3 entrega los factores de modificación de la respuesta (R) y razones de amortiguamientos (ξ), para distintos sistemas sismo-resistentes de muelles transparentes. Notar que a esta tabla hace referencia el artículo 13.5 de la norma NCh 2369 actualizada.

Tabla 2.3: Factores R y ξ para estructuras marítimo-portuarias específicas.

Sistema sismo-resistente		Esquema	R	Vigas de Acero	Vigas de Hormigón
				ξ	Ξ
1	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre cuplas concéntricas de pilotes de acero.		3,0	0,03	0,04
2	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre pilotes de acero verticales que forman marcos rígidos.		4,0	0,03	0,04
3	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre cuplas excéntricas de pilotes de acero.		3,5	0,03	0,04
4	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre cuplas de pilotes de acero o pilotes verticales formando marcos rígidos, construido sobre talud.		3,0	0,03	0,04
5	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre pilotes de acero inclinados que forman marcos rígidos.		3,5	0,03	0,04
6	Tablero de hormigón armado sobre vigas, dispuesto sobre pilotes de acero inclinados y arriostrados en su sector superior.		3,5	0,03	0,04
7	Estructura marítima convencional compuesta de tablero de hormigón armado sobre pilotes de acero u hormigón, no asimilable a las configuraciones anteriores.		2,0	0,03	0,03

Notas:

- 1) Las estructuras incluidas en esta tabla consideran de forma general la existencia de un tablero de hormigón armado dispuesto sobre un envigado (de hormigón armado o acero según sea el caso), el cual a su vez se encuentra apoyado sobre pilotes de acero.
- 2) Las estructuras incluidas en esta tabla corresponden a sistemas resistentes a cargas laterales convencionales, los cuales no presentan dispositivos específicos de protección sísmica (aisladores de base, disipadores de energía, etc.).
- 3) Las razones de amortiguamiento presentadas en la tabla no hacen diferencia entre pilotes anclados a la roca superficial o hincados en el fondo marino. En caso que se use un análisis que incorpore interacción suelo-estructura en que resulten valores de la razón de amortiguamiento del primer modo mayores que los indicados en esta tabla, el incremento de esta razón no puede ser superior al 50% de los valores indicados y la razón de amortiguamiento total no puede superar un máximo de 0,05.
- 4) En caso de duda sobre la clasificación de un sistema resistente, debe escogerse la condición que entregue las mayores solicitaciones para el diseño en todas las direcciones de análisis aplicables.
- 5) En todas aquellas estructuras en las cuales no pueda garantizarse el desarrollo de un mecanismo de colapso dúctil para condiciones sísmicas, debe adoptarse un factor de reducción de la respuesta sísmica R no superior a 2,0 y una razón de amortiguamiento no superior a 0,03.
- 6) En aquellos casos en que sea pertinente la consideración de un escenario sísmico en el cual, por cualquier motivo, el agua no se encuentre presente, debe reducirse en 0,01 la razón de amortiguamiento indicada en la tabla.

2.4.3.2. Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras

En esta guía de diseño se entregan los requisitos de diseño generales y específicos para proyectos marítimos. En particular, para el diseño de una estructura de muelle transparente se señalan los estados de carga que se deben considerar. También se señala que se debe evaluar si es necesario la aplicación de todas las cargas que se estipulan y/o si se deben incluir otras.

Los distintos estados de carga que menciona la guía se muestran en la Tabla 2.4. Además, para cada estado de carga se señala si es o no considerada en los modelos de muelle transparente del presente trabajo de título, en el cual se ha seleccionado estados de carga sísmicos que dimensionen la conexión viga-pilote.

Tabla 2.4: Estados de carga a considerar según Guía Para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras.

Artículo:	Estados de carga:	Se considera en modelación:✓ No se considera en modelación:✗
4.4.2.3.3.1	Peso Propio	✓
4.4.2.3.3.2	Sobrecarga	✓
4.4.2.3.3.3	Sistemas de transporte y manipulación de carga	✓
4.4.2.3.3.4	Amarre	✗
4.4.2.3.3.5	Atraque	✗
4.4.2.3.3.6	Sismo	✓
4.4.2.3.3.7	Temperatura	✗
4.4.2.3.3.8	Viento	✗
4.4.2.3.3.9	Oleaje	✗
4.4.2.3.3.10	Corrientes	✗

La razón de no considerar algunas cargas operacionales y ambientales para operación que estipula la guía, ha sido para los efectos de simplificar el análisis utilizando sólo las sollicitaciones que generen los esfuerzos máximos de la conexión (momento, corte y carga axial) originadas por el sismo de diseño.

En resumen, las cargas que fueron consideradas en la modelación de los muelles transparentes son las de peso propio y equipos, sobrecarga, manipulación de carga (cargas de equipos móviles de transporte de carga) y sismo de diseño.

2.4.3.3. ASCE 61-14 Seismic Design of Piers and Wharves

La ASCE 61-14 es una norma elaborada por la asociación americana de ingenieros civiles (ASCE, por sus siglas en inglés). En ella se proporcionan los requisitos mínimos para el diseño sísmico de muelles de tipo marginal y de penetración.

En la norma se estipulan las consideraciones para el diseño y detallamiento de los distintos tipos de conexiones entre viga de hormigón y pilote. Dentro de estas consideraciones se señala que se debe verificar la capacidad al corte que posee el nudo ubicado en el extremo superior del pilote (el cual se señala en la Figura 2.6).

Así mismo, la norma NCh2369 actualizada estipula que con el fin de asegurar que no se produzca una falla por corte en la zona del nudo de forma previa a la fluencia de las barras de anclaje, se debe evaluar la capacidad al corte de dicho nudo (comentario al artículo 13.10 de la norma).

En el artículo 6.9.3 de la norma ASCE 61-14, se disponen las expresiones par estimar la capacidad al corte del tapón de hormigón. Además, en los artículos 7.6 y 7.7 se establece una metodología para evaluar y verificar la capacidad al corte del nudo y se especifica el refuerzo transversal mínimo requerido.

2.4.3.3.1. Resumen disposiciones artículo 6.5.2.1.2 – Norma ASCE 61-14

Se puede considerar al núcleo del tapón de hormigón encerrado por el refuerzo transversal como confinado, si se cumple que el refuerzo transversal en espiral se desarrolla con 1,5 vueltas del espiral en la viga. La resistencia máxima a la compresión del hormigón confinado (f_{cc}') se calcula mediante la relación (2-1).

$$f_{cc}' = f_{ce}' \left(-1,25 + 2,25 \sqrt{1 + \frac{7,94 f_l'}{f_{ce}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{ce}'} \right) \quad (2-1)$$

Donde f_{cc}' = Resistencia a la compresión del hormigón confinado.

f_{ce}' = Resistencia efectiva a la compresión del hormigón.

f_l' = Tensión de confinamiento lateral efectiva.

$$f_l' = \frac{K_e * \rho_s * f_{yh}}{2} \quad (2-2)$$

Donde K_e = Coeficiente de confinamiento efectivo (=0,95).

ρ_s = Relación efectiva de volumen del refuerzo transversal.

f_{yh} = Tensión de fluencia de la armadura transversal.

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D' * s} \quad (2-3)$$

Donde A_{sp} = Área de la armadura transversal.

D' = Diámetro del núcleo del tapón de hormigón.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal.

2.4.3.3.2. Resumen disposiciones artículo 6.9.3 – Norma ASCE 61-14

Para pilotes de acero que cuentan con un tapón de hormigón, la capacidad al corte de este último elemento se estima mediante las expresiones (2-4), (2-5), (2-6) y (2-7). En la Figura 2.10 se muestra el mecanismo de falla por corte en el tapón de hormigón.

$$V_n = V_c + V_s + V_a \quad (2-4)$$

Donde V_n = Capacidad nominal al corte del tapón de hormigón.

V_c = Resistencia al corte aportado por el hormigón.

V_s = Resistencia al corte aportado por la armadura transversal.

V_a = Resistencia al corte aportado por la carga axial.

$$V_c = \frac{k * \sqrt{f'_c} * A_e}{1000} \quad (2-5)$$

Donde k = Factor que depende de la curva de ductilidad.

A_e = Área efectiva de corte de la sección de hormigón.

$$V_a = \beta * (N_u + F_p) * \tan(\alpha) \quad (2-6)$$

Donde $\beta = 0,85$

N_u = Carga axial externa (incluye carga sísmica).

F_p = Pre-esfuerzo de compresión.

α = Ángulo que depende de la rótula plástica en el apoyo.

$$V_s = \frac{\pi}{2} * \frac{A_{sp} * f_{yh} * (D_p - c - c_0) * \cot(\theta)}{s} \quad (2-7)$$

Donde A_{sp} = Área de armadura transversal.

f_{yh} = Tensión de fluencia de la armadura transversal.

D_p = Diámetro exterior del pilote de acero.

c = Tramo en compresión del tapón de hormigón.

c_0 = Distancia desde el pilote al refuerzo transversal.

θ = Ángulo crítico de agrietamiento del tapón de hormigón.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal.

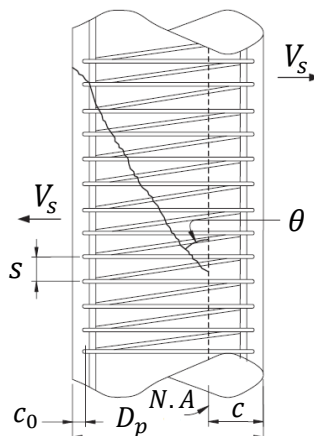


Figura 2.10: Mecanismo de falla por corte en el tapón de hormigón confinado.

2.4.3.3.3. Resumen disposiciones artículo 7.6 – Norma ASCE 61-14

1. Calcular las tensiones normales en el nudo mediante las expresiones (2-8) y (2-9), con f_v la tensión vertical y f_h la tensión horizontal. En la Figura 2.11 se muestra la aplicación y dirección de estas tensiones en el interior del nudo.

$$f_v = \frac{P_{col}}{b_{je}(D + h_b)} \quad (2-8)$$

Donde P_{col} = Carga axial proveniente del pilote.

b_{je} = Ancho resistente efectivo del nudo ($1,414 * D$).

h_b = Altura de la viga.

$$f_h = \frac{P_b}{(b_b * h_b)} \quad (2-9)$$

Donde P_b = Carga axial proveniente de la viga.

b_b = Ancho de la viga.

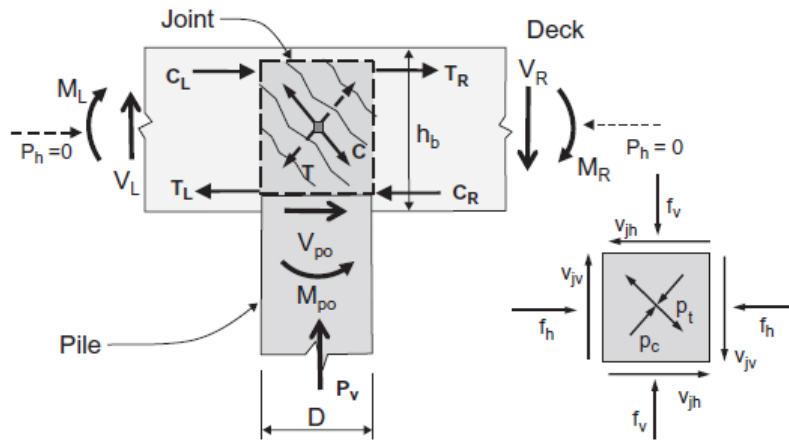


Figura 2.11: Tensiones normales y tangenciales en el interior del nudo.

Las secciones resistentes del nudo en las direcciones horizontal (A) y vertical (A_{jh}), se muestran en la Figura 2.12.

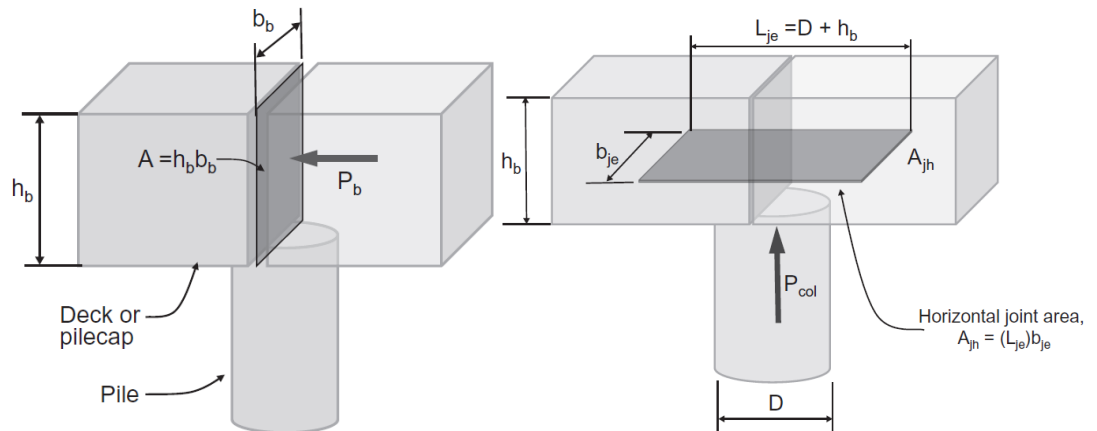


Figura 2.12: Secciones resistentes horizontal (izquierda) y vertical (derecha).

2. Calcular las tensiones principales de tracción (p_t) y compresión (p_c) mediante las expresiones (2-10) y (2-11) respectivamente.

$$p_t = \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} \quad (2-10)$$

$$p_c = \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} \quad (2-11)$$

$$v_j = \frac{M_0}{D * h_b * b_{je}} \quad (2-12)$$

Donde v_j = Esfuerzo de corte en el nudo.

M_0 = Momento sobre-resistente ($1,25 * M_p$).

M_p = Momento plástico.

3. Verificar que las tensiones principales (p_t y p_c) no excedan las tensiones admisibles según las restricciones (2-13) y (2-14).

$$p_t \leq \frac{12\sqrt{f'_{ce}}}{1000} \quad (2-13)$$

$$p_c \leq \frac{0,25f'_{ce}}{1000} \quad (2-14)$$

Donde f'_{ce} = Tensión esperada de compresión del hormigón ($1,3 * f'_c$).

f'_c = Resistencia máxima de compresión del hormigón.

2.4.3.3.4. Resumen disposiciones artículo 7.7 – Norma ASCE 61-14

Las siguientes disposiciones aplican para el nudo en condición no agrietado.

1. Se considera al nudo en condición no agrietado si se cumple la condición (2-15) para la tensión principal de tracción (p_t).

$$p_t \leq \frac{3,5\sqrt{f'_{ce}}}{1000} \quad (2-15)$$

2. Debido a la discontinuidad que existe entre el tapón de hormigón y el nudo, se debe suministrar a este último de un refuerzo transversal mínimo (ρ_s) determinado según la expresión (2-16).

$$\rho_{smin} \geq \frac{3,5\sqrt{f'_{ce}}}{1000f_{yh}} \quad (2-16)$$

Donde ρ_s = Relación mínima de volumen del refuerzo transversal.

f_{yh} = Tensión de fluencia del refuerzo transversal.

3. En caso de cumplirse la condición (2-15), el desarrollo mínimo (l_{ac}) de las barras de anclaje en el nudo se determina según la expresión (2-17). Debido a que la conexión con barras de acero reemplazables utiliza un sistema de anclaje en el cual no hay interacción barras-hormigón, la expresión (2-17) no aplica.

$$l_{ac} = \frac{0,025d_b f_{ye}}{\sqrt{f'_c}} \quad (2-17)$$

Donde d_b = Diámetro de barras del refuerzo longitudinal.

f_{ye} = Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal.

2.5. MATERIALES

En esta sección se especifican los distintos materiales con sus propiedades físicas y mecánicas que fueron utilizados en los distintos modelos desarrollados.

2.5.1. Materiales considerados en modelación de muelles

Los materiales considerados en los modelos del sitio 3 y extensión del sitio 3, son los especificados en los planos de diseño de cada proyecto.

2.5.1.1. Materiales pertenecientes al muelle Sitio 3

Tabla 2.5: Materiales considerados en modelación de muelle Sitio3.

Hormigones					
Elemento:	Hormigón:	f'_c [MPa]:	E_c [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	ν (Poisson):
Vigas Transversales	H35	30	25742	2,5	0,2
Vigas Longitudinales	H35	30	25742		
Losa	H35	30	25742		
Sobrelosa	H40	35	27806		
Aceros					
Elemento:	Acero:	f_y [MPa]:	E_s [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	ν (Poisson):
Línea de Pilotes en Eje A	STK 41	280	210000	7,85	0,3
Línea de Pilotes en Eje B	STK 41	280	210000		
Línea de Pilotes en Eje C	STK 41	280	210000		
Línea de Pilotes en Eje D	STK 50	345	210000		

2.5.1.2. Materiales pertenecientes al muelle Extensión Sitio 3

Tabla 2.6: Materiales considerados en modelación de muelle Extensión sitio3.

Hormigones					
Elemento:	Hormigón:	f'_c [MPa]:	E_c [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	ν (Poisson):
Vigas Transversales	H40	35	27806	2,5	0,2
Vigas Longitudinales	H40	35	27806		
Vigas de Borde	H40	35	27806		
Losa	H40	35	27806		
Sobrelosa	H40	35	27806		
Aceros					
Elemento:	Acero:	f_y [MPa]:	E_s [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	ν (Poisson):
Pilotes Verticales	A572Gr50	345	210000	7,85	0,3
Pilotes Inclinados	A572Gr50	345	210000		

2.5.2. Materiales considerados en modelación de conexiones

Los materiales considerados para los modelos de conexiones, se relacionan con los materiales que poseen los muelles sitio 3 y extensión sitio 3.

2.5.2.1. Materiales de conexión con pilote vertical

Los materiales para el modelo de conexión con pilote vertical coinciden con los materiales que posee el sitio 3 en los elementos de viga y pilote. Para los elementos adicionales (barras de anclaje, atiesadores y anillos) se consideró un tipo de acero distinto del que posee el elemento pilote vertical.

Se verifica que el tipo de acero A572Gr42 posee un punto de fluencia inferior a 450MPa en cumplimiento con los artículos 8.2.1 y 8.2.2 de la norma NCh 2369 actualizada.

Tabla 2.7: Materiales considerados en modelación de conexión con pilote vertical.

Hormigones					
Elemento:	Hormigón:	f'c [MPa]:	Ec [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	v (Poisson):
Viga transversal	H35	30	25742	2,5	0,2
Tapón	H35	30	25742		
Aceros					
Elemento:	Acero:	fy [MPa]:	Es [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	v (Poisson):
Pilote Vertical	A572Gr42	290	210000	7,85	0,3
Barras de Anclaje	A572Gr42	290	210000		
Anillos y Atiesadores	A572Gr42	290	210000		

2.5.2.2. Materiales de conexión con pilote inclinado

Los materiales para el modelo de conexión con pilote inclinado coinciden con los materiales que posee la extensión del sitio 3 en los elementos de viga y pilote. Para los elementos adicionales (barras de anclaje, atiesadores y anillos) se consideró el mismo acero que posee el elemento pilote inclinado.

Se verifica que el tipo de acero A572Gr50 posee un punto de fluencia inferior a 450MPa en cumplimiento con los artículos 8.2.1 y 8.2.2 de la norma NCh 2369 actualizada.

Tabla 2.8: Materiales considerados en modelación de conexión con pilote inclinado.

Hormigones					
Elemento:	Hormigón:	f'c [MPa]:	Ec [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	v (Poisson):
Viga transversal	H40	35	27806	2,5	0,2
Tapón	H40	35	27806		
Aceros					
Elemento:	Acero:	fy [MPa]:	Es [MPa]:	Densidad [ton/m ³]:	v (Poisson):
Pilote inclinado	A572Gr50	345	210000	7,85	0,3
Barras de Anclaje	A572Gr50	345	210000		
Anillos, Atiesadores y Suples	A572Gr50	345	210000		

2.5.2.3. Modelos tensión-deformación de materiales

Para la estimación de la capacidad a momento de las conexiones en estudio, se programó una rutina en el software Matlab. Para esto se adoptaron los modelos no lineales de tensión-deformación siguientes:

2.5.2.3.1. Modelo no lineal para hormigón confinado en compresión

El modelo que se adoptó es el de Saatcioglu y Razvi. La curva tensión-deformación es la siguiente:

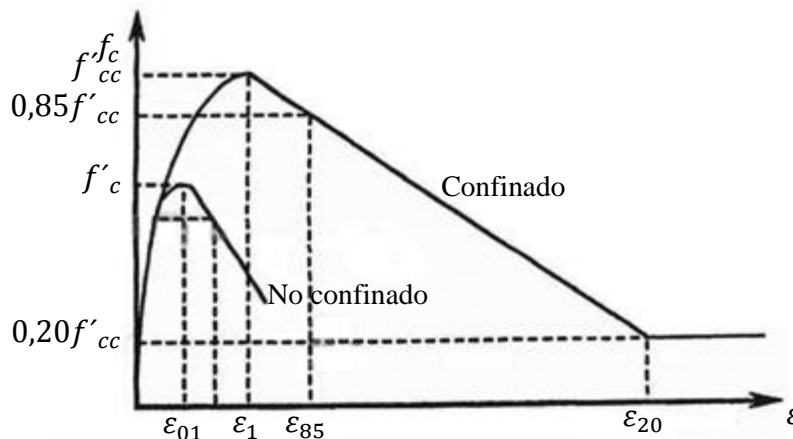


Figura 2.13: Modelo no lineal tensión-deformación para el hormigón confinado en compresión.

2.5.2.3.2. Modelo no lineal para acero en tracción

El modelo que se adoptó es el de Mander et al. (1984). La curva tensión-deformación es la siguiente:

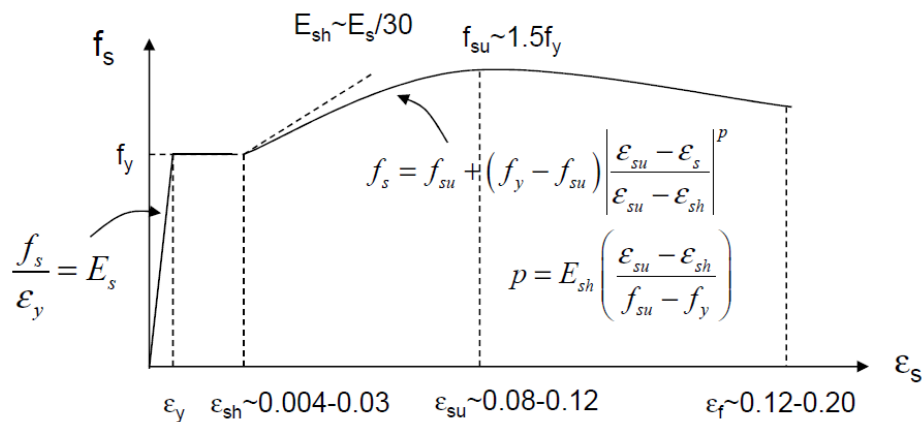


Figura 2.14: Modelo no lineal tensión-deformación para el acero en tracción.

2.6. TENSIONES PARA ANÁLISIS DE CONEXIONES

Para los modelos de conexiones desarrollados en el programa ANSYS, se determinó una serie de tensiones en algunos elementos y zonas de interés como las barras de anclaje, pilote, tapón de hormigón, etc.

Entre las tensiones determinadas están los esfuerzos normales (σ_{xx} , σ_{yy} y σ_{zz}) al elemento analizado pertenecientes al tensor de tensiones, tal como se muestra en la figura siguiente:

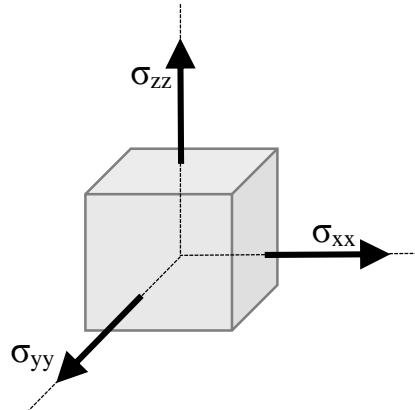


Figura 2.15: Tensiones normales del tensor de tensiones.

A partir del tensor de tensiones del elemento analizado se pueden determinar las tensiones principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). El máximo y mínimo de este conjunto de tensiones se pueden estimar mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_{max} = \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (2-18)$$

$$\sigma_{min} = \min(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (2-19)$$

Donde σ_1 = Tensión principal del tensor de tensiones en dirección 1.

σ_2 = Tensión principal del tensor de tensiones en dirección 2.

σ_3 = Tensión principal del tensor de tensiones en dirección 3.

Estas tensiones representan los máximos esfuerzos de tracción (σ_{max}) y compresión (σ_{min}) a la que es sometido el elemento en las direcciones principales.

Por otro lado, a partir de las tensiones principales se puede obtener la tensión de Von Mises, magnitud que permite determinar mediante comparación si el elemento analizado se encuentra en estado de fluencia o no. Esto resulta de interés al analizar los elementos de acero que componen la conexión como las barras de anclaje, anillos y pilote.

2.6.1. Tensión de Von Mises

La tensión de Von Mises es una magnitud física que se puede utilizar como un criterio de falla elástica. De acuerdo con este criterio, un elemento sólido falla cuando en alguno de sus puntos la tensión de Von Mises (σ_{vM}) supera la tensión de fluencia (σ_y). Para el caso de un elemento de acero la falla elástica se alcanza cuando se cumple la relación siguiente:

$$\sigma_{vM} \geq f_y \quad (2-20)$$

Esta tensión se puede calcular a partir de las tensiones principales (σ_1 , σ_2 y σ_3) del tensor de tensiones en un punto de un elemento sólido deformable. Considerando un elemento sólido con tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 , entonces la tensión de Von Mises se puede calcular mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (2-21)$$

La expresión anterior se puede representar en el espacio utilizando las tensiones principales como coordenadas, al hacer esto se obtiene un volumen con forma de cilindro. La superficie de este cilindro representa los puntos donde se alcanza la fluencia, es decir, se cumple que $\sigma_{vM} = \sigma_y$.

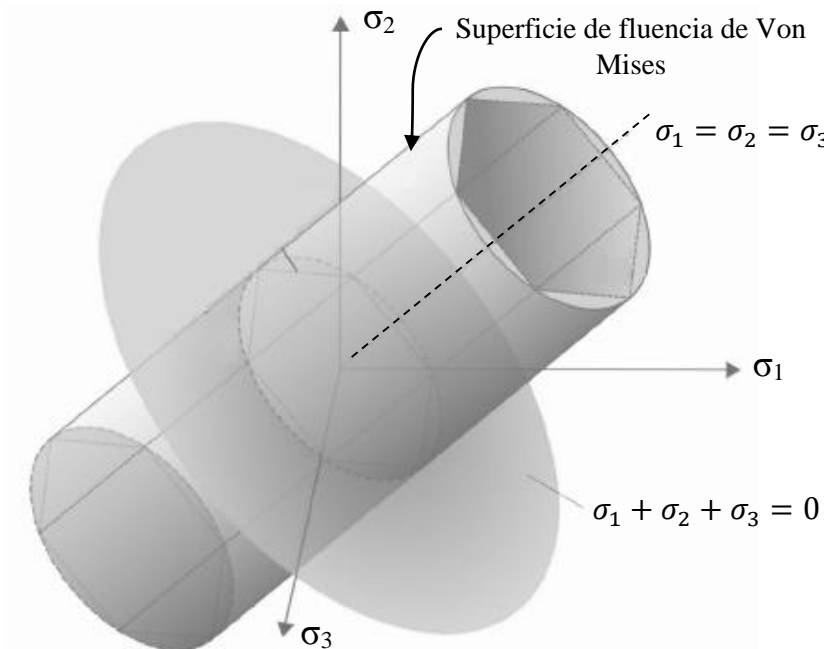


Figura 2.16: Superficie de fluencia según el criterio de Von Mises.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

En la primera parte del capítulo se describe un nuevo sistema de conexión sísmica entre viga de hormigón armado y pilote de acero para muelles transparentes, el cual motivó el desarrollo del presente trabajo de título. El objetivo es identificar los elementos que constituyen y dan forma a la conexión, lo cual fue de utilidad en la etapa de modelación de las conexiones.

En la segunda parte se realiza un análisis de esfuerzos de la conexión entre viga y pilote de acero para dos muelles de diferente tipología sismo-resistente. El objetivo del análisis es determinar el sistema de solicitaciones que controlan el diseño de una conexión con pilote vertical (caso del sitio 3) o con pilote inclinado (caso de la extensión del sitio 3). Además se realiza un análisis seccional de la conexión que es independiente de la inclinación que posea el elemento pilote.

Como último objetivo del capítulo se establecen las etapas previas y necesarias para la modelación de las dos conexiones en estudio.

3.2. ZONA DE CONEXIÓN

3.2.1. Identificación de zona de conexión

El trabajo se centró en el estudio de una zona del muelle de tipo transparente donde se une el tablero de hormigón armado (superestructura) con el sistema de pilotes (subestructura). Los elementos conectores son el pilote y el sistema de vigas ortogonales del tablero de hormigón armado.

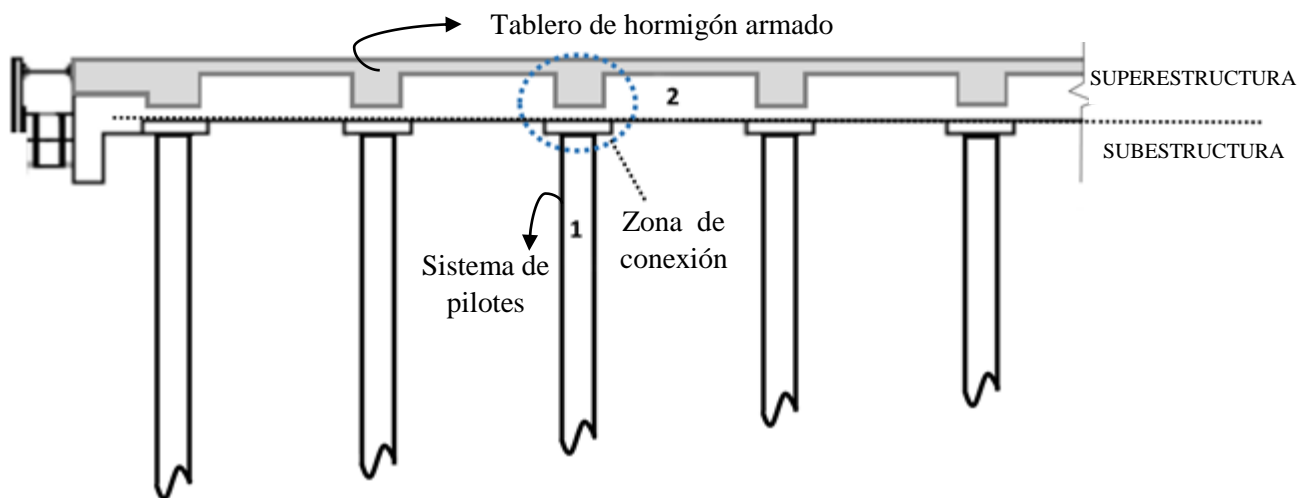


Figura 3.1: Zona de conexión entre superestructura y subestructura de muelle transparente típico.

3.2.2. Ejemplos de zona de conexión en proyectos de muelles transparentes

Para efectos de ejemplificar el punto 3.2.1, en las figuras siguientes se muestran proyectos de muelles transparentes en donde se pueden apreciar los elementos conectores y la zona de conexión.



Figura 3.2: Ejemplo 1 de zona de conexión en proyecto de muelle transparente.



Figura 3.3: Ejemplo 2 de zona de conexión en proyecto de muelle transparente.

3.3. DESCRIPCIÓN DE NUEVO SISTEMA DE CONEXIÓN SÍSMICA ENTRE VIGA Y PILOTE DE ACERO PARA MUELLES TRANSPARENTES

3.3.1. Motivación para nuevo sistema de conexión entre viga y pilote de acero para muelles transparentes

En el capítulo 2, punto 2.4.2.2, se disponen las conexiones entre viga de hormigón armado y pilote de acero más utilizadas actualmente en estructuras de muelles transparentes. En el mismo punto se concluyó que dichas soluciones de conexión no cumplen con todas las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada.

A raíz de lo anterior se hace necesario contar con un nuevo sistema de conexión viga-pilote de acero, que cumpla con todas las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada, en particular, facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados luego de sismos severos (artículo 4.1.1.b.3 de la norma). Por este motivo se configuró un tipo de conexión que utiliza barras de anclaje reemplazables no embebidas en la sección de hormigón mediante la incorporación de camisas de acero.

Este nuevo sistema de conexión para muelles transparentes emplea el mismo concepto que tiene la típica conexión de columnas de acero a pedestales de hormigón armado de estructuras industriales pesadas y de equipos principales de la industria de generación eléctrica, en la cual se utilizan pernos de anclaje reemplazables para tomar las tracciones generadas por la flexión transferida desde la columna (o pilote, en el caso de la conexión en estudio). Ver capítulo 14 “*Sistemas de Generación y Transmisión de Energía Eléctrica*” de la norma NCh 2369 actualizada.

Los pernos de anclaje tienen posibilidad de inspección y/o reparación, otorgan ductilidad a la conexión y son mecanismos que aportan significativamente a la disipación de energía (Figuroa, 2012). Estas características descritas son aplicables también a las barras de anclaje reemplazables, debido a que son elementos homólogos y mecánicamente funcionan de forma similar.

Por otro lado, cuando entre en vigencia la versión actualizada de la norma NCh 2369 se tendrán nuevas disposiciones de carácter obligatorio para el diseño de muelles transparentes. Dentro de estas disposiciones es de interés el artículo 13.7 (que se dispone en la Tabla 2.2), donde se señala que se debe alcanzar un estado de fluencia nominal en las barras de anclaje antes que una falla por extracción de las mismas en las zonas de anclaje con la viga de hormigón y el pilote. Con las soluciones actuales de conexión podría no garantizarse el cumplimiento de esta disposición debido a que la capacidad del anclaje dependerá del grado de adherencia entre la barra y el hormigón que rodea a la barra. Lo anterior depende de la calidad de la construcción, en un nudo que tiene una alta concentración de armaduras (viga transversal, viga longitudinal y tapón de hormigón), donde es muy difícil lograr la separación de las armaduras para el adecuado paso del hormigonado in-situ.

Con la solución de conexión del presente trabajo de título se garantiza la capacidad de trabajo que tendrán las barras responsables de tomar los momentos sísmicos solicitantes en el nudo.

El nuevo sistema de conexión posee un tipo de anclaje mediante tuercas ubicadas en los dos extremos de cada barra (esto se explica con mayor detalle en el siguiente punto), con esto el sistema de anclaje ya no depende del grado de adherencia de la barra con el volumen de hormigón, teniendo mayor control del cumplimiento de la disposición 13.7 de la norma NCh 2369 actualizada.

3.3.2. Descripción general de la conexión

El nuevo sistema de conexión se estructura de forma similar a la conexión tipo Concrete Plug, con la diferencia de que las barras de anclaje se encuentran aisladas del volumen de hormigón mediante la instalación de camisas de acero, lo que naturalmente se realiza de forma previa a los trabajos de hormigonado de la conexión.

En el interior de las camisas de acero se encuentran las barras de anclaje encargadas de tomar la tracción transferida a la conexión. La tracción se puede generar por un momento solicitante, o por una carga axial positiva transferida desde el pilote (generalmente en pilotes inclinados).

Cada barra de anclaje (en su parte inferior) se atornilla a una tuerca sobre-tamaño soldada a un anillo de acero, elemento que se encuentra soldado a la cara interior del pilote, como se muestra en la Figura 3.4. Esto otorga el anclaje de la barra con la capacidad de removerla para inspección y/o reemplazo.

En la parte superior de la conexión las barras se anclan al tablero con el mismo sistema de anclaje del pilote, con la diferencia de que las tuercas no se encuentran soldadas al anillo de acero. Esto permite que las barras deslicen en una dirección pero no en la dirección opuesta, imponiendo que las barras trabajen únicamente a tracción.

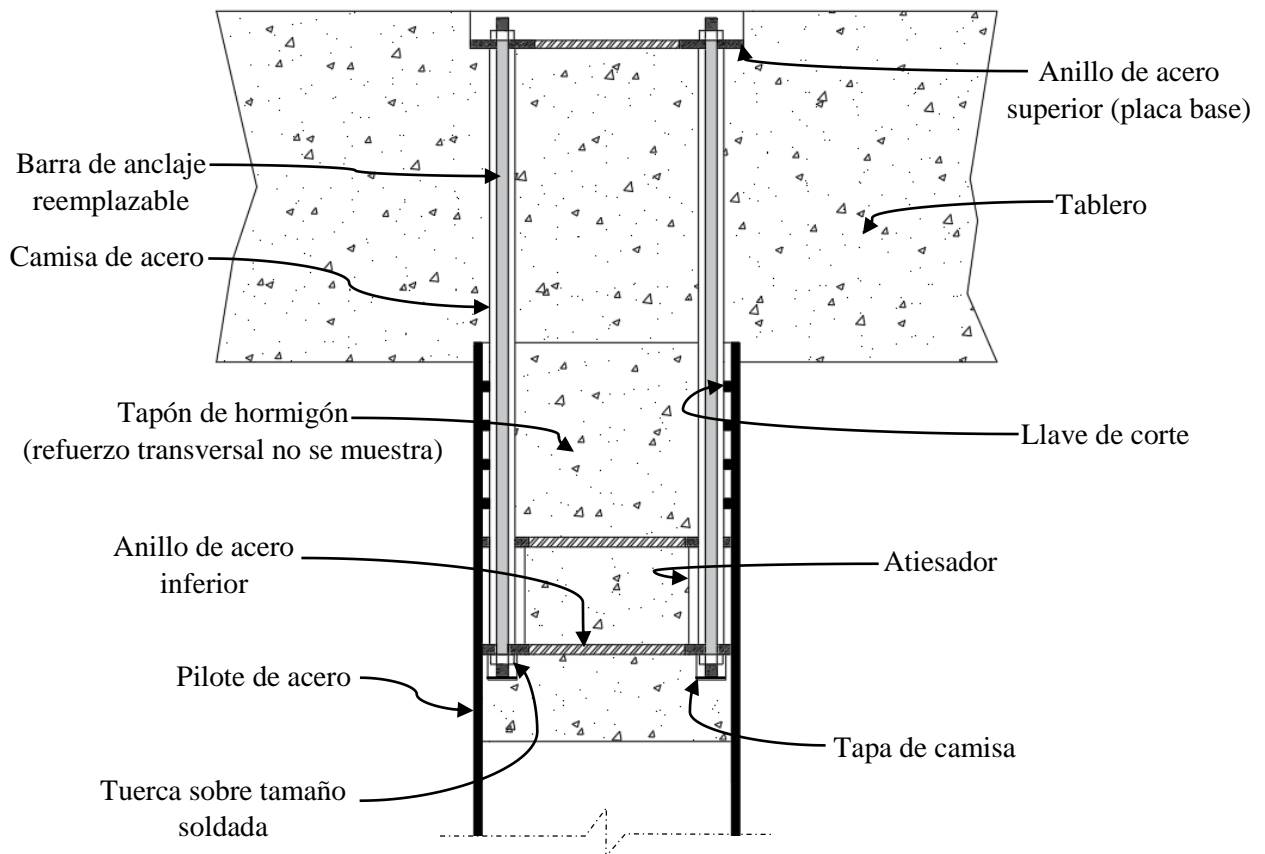


Figura 3.4: Elementos principales del sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables.

3.3.3. Descripción de elementos constituyentes de la conexión

Los principales elementos que dan forma a la conexión, nombrados en el punto anterior, se describen a continuación:

1. **Tapón de hormigón:** Volumen de hormigón armado que genera la continuidad de la conexión entre el tablero y el pilote. Se encarga de transferir la carga axial desde el tablero al pilote mediante llaves de corte, y resiste la sollicitación de corte en colaboración con la armadura de refuerzo transversal.

La armadura transversal requerida en el tapón de hormigón para resistir el corte máximo solicitante, se estima a partir de la disposición 6.9.3 de la norma AISC-61-14. Generalmente, el refuerzo transversal utilizado es de tipo espiral y se desarrolla por sobre la terminación superior del pilote, como se muestra en la Figura 3.5 (imagen extraída de la norma AISC-61-14).

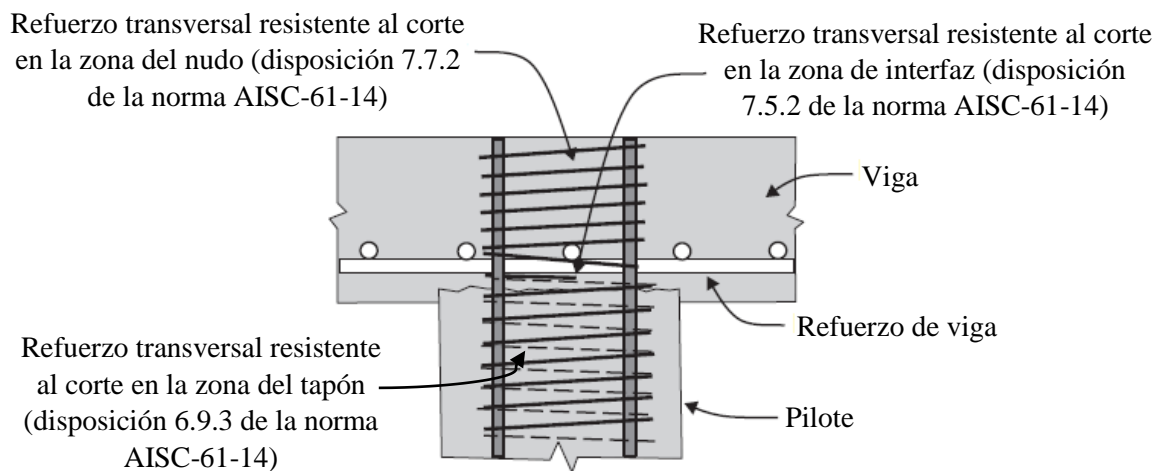


Figura 3.5: Detalle del refuerzo transversal en espiral para las distintas zonas de la conexión.

Por otro lado, según la norma ASCE 61-14, artículo 7.4.2.2, para conexiones tipo Concrete Plug el largo mínimo de intrusión del tapón en el pilote queda determinado por el máximo de las siguientes magnitudes:

- a) Dos veces el diámetro del pilote
- b) La longitud necesaria para el desarrollo de las barras de anclaje

La conexión con barras reemplazables no necesita un largo de desarrollo (no existe interacción barra-hormigón), por tanto el largo mínimo de intrusión del tapón está determinado únicamente por la condición a).

2. **Llave de corte:** Anillo de acero soldado en la cara interior del pilote, usado para transferir esfuerzos axiales del tapón de hormigón al pilote. Los parámetros de diseño son el ancho (h_{llave}) y el espaciamiento (s_{llave}) entre cada llave de corte.

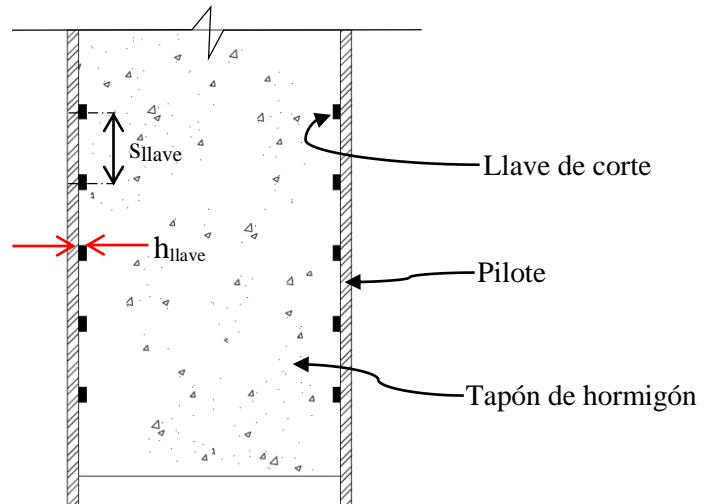


Figura 3.6: Parámetros de diseño para las llaves de corte (armadura de refuerzo y barras de anclaje no se muestran).

La dimensión “ h_{llave} ” y el espaciamiento “ s_{llave} ” de las llaves de corte deben verificar que no se produce una falla por aplastamiento del hormigón confinado en la zona de contacto con las llaves de corte. Por esta razón se propone la condición siguiente:

$$\sigma_{hormigon} \leq 0,85 * f_{cc}' \quad (3-1)$$

Donde $\sigma_{hormigon}$ = Máxima tensión de compresión obtenida en la zona de contacto tapón de hormigón-llave de corte.

3. **Camisa de acero:** Elemento tubular de acero que va fijo al anillo de acero inferior y sirve de guía para la barra de anclaje. Su función principal es aislar la barra del contacto con el hormigón cuando se encuentra en estado fresco. No se considera su aporte resistente a corte, compresión o tracción.

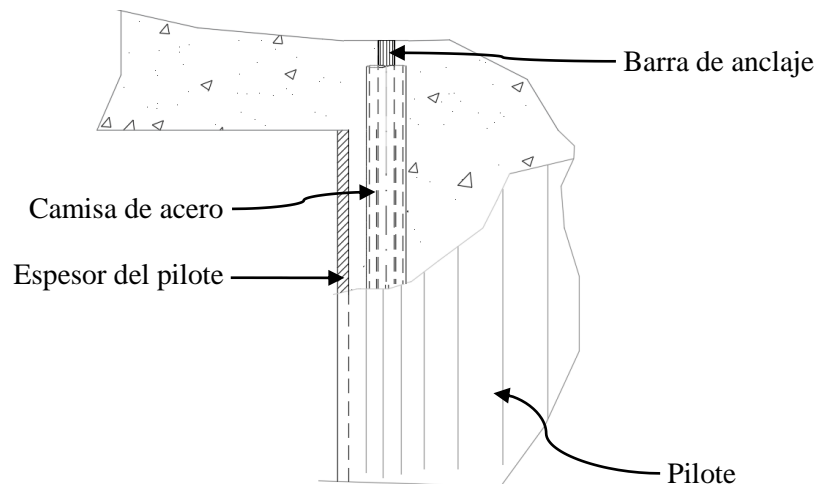


Figura 3.7: Detalle de la camisa de acero.

4. **Anillo de acero inferior:** Elemento de acero con forma de anillo que va fijo a la cara interior del pilote mediante filetes de soldadura. Posee tuercas soldadas en su cara inferior en forma circundante y aberturas para el paso de la barra de anclaje a la tuerca.

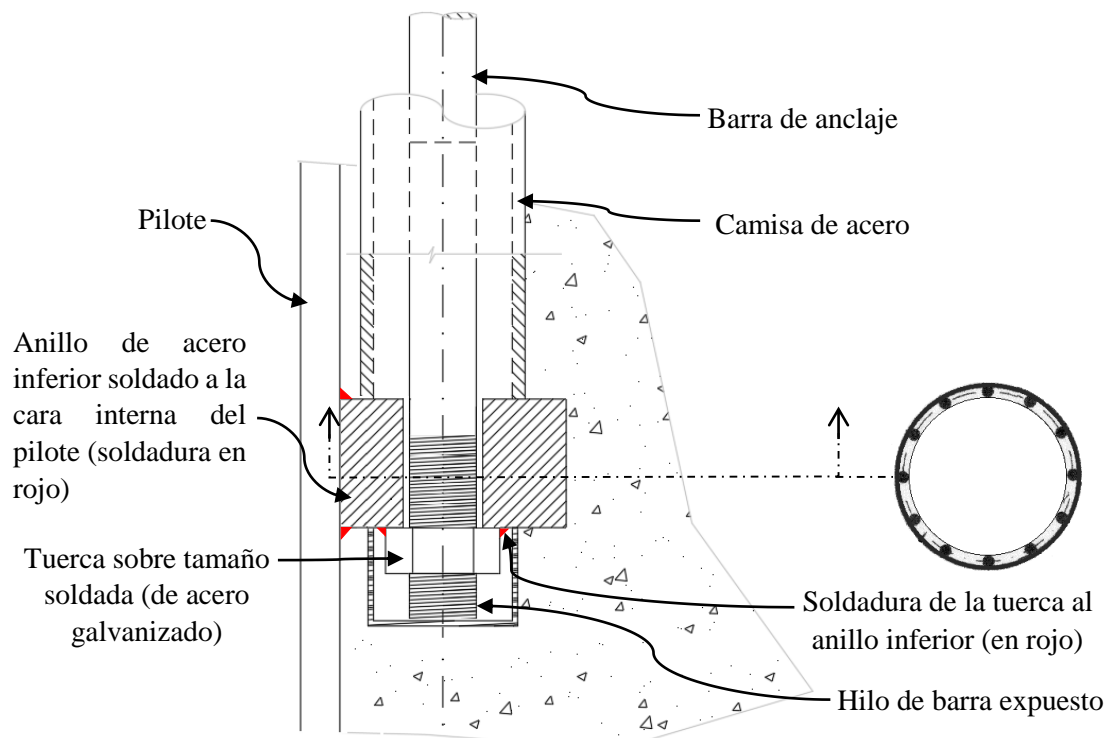


Figura 3.8: Detalle del anillo de acero inferior.

5. **Tapa de camisa:** Camisa de acero galvanizado con tapa inferior que cumple las funciones siguientes:

- Generar un tope para la barra de anclaje que permita comprimir el hilo de barra que queda expuesto.
- Aislar el hilo de la barra que queda expuesto del hormigón (sobre todo en su estado fresco), y de esta forma evitar problemas de trabamiento de la barra.
- Proteger al sistema barra-tuerca del ambiente marino.

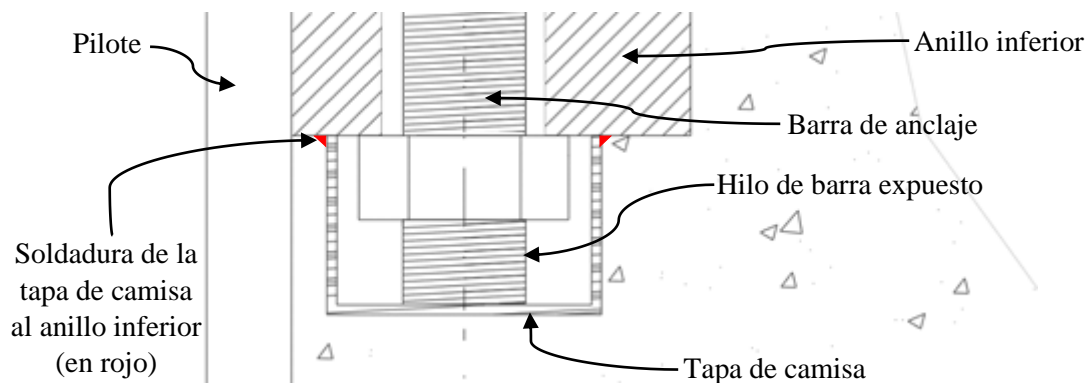


Figura 3.9: Detalle de tapa de camisa.

6. **Atiesadores:** Los atiesadores cumplen la función de resistir la flexión (M) que induce la barra de anclaje al anillo de acero inferior, lo cual se forma por la tracción (T) y excentricidad (e) de la barra. La excentricidad se mide desde el centro de la barra a la pared más próxima del pilote.

Por otro lado, los atiesadores disminuyen las tensiones transferidas al pilote en la zona de conexión con el anillo de acero.

La flexión M inducida al anillo inferior se muestra en la figura siguiente:

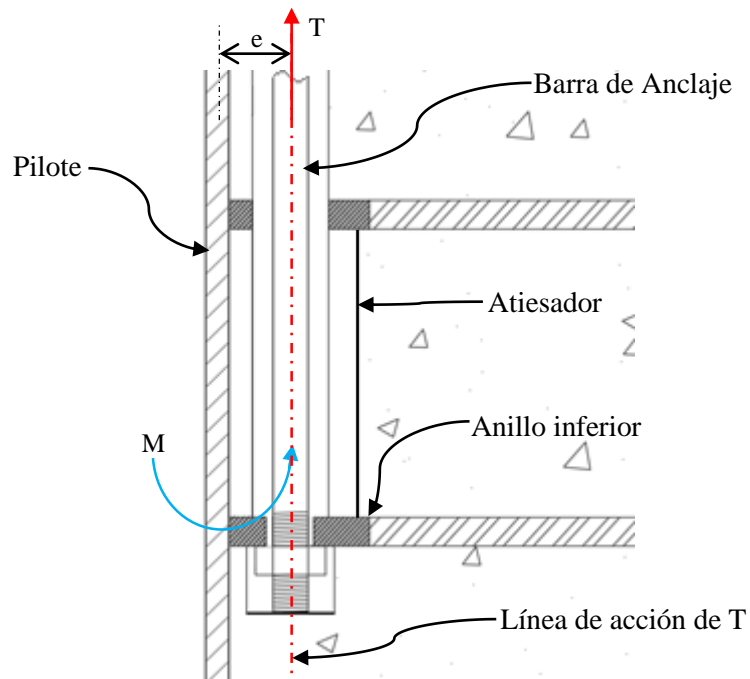


Figura 3.10: Flexión en anillo de acero debido a la tracción de la barra de anclaje.

Para mostrar con mayor claridad la disposición de los atiesadores, en la imagen siguiente se muestra un proyecto con la conexión de una columna de acero con placa base mediante una silla de anclaje que utiliza anillo con atiesadores con finalidad similar a la ya descrita.



Figura 3.11: Disposición de atiesadores en conexión de columna con placa base.

7. **Anillo de acero superior:** El anillo superior se configura de forma similar que su homólogo inferior, con la diferencia de que su función es disminuir las tensiones de compresión existentes en el tablero de hormigón.

Cuando las barras de anclaje trabajan a tracción, simultáneamente las tuercas transmiten compresión a las golillas, las cuales comprimen el tablero de hormigón (en la cara superior del elemento), generándose una concentración de tensiones localizadas en la zona de contacto golilla-hormigón. Esto puede ocasionar la fisuración del hormigón por aplastamiento. Al agregar un anillo de acero aumenta considerablemente el área de compresión, disminuyendo las tensiones sobre la superficie del hormigón.

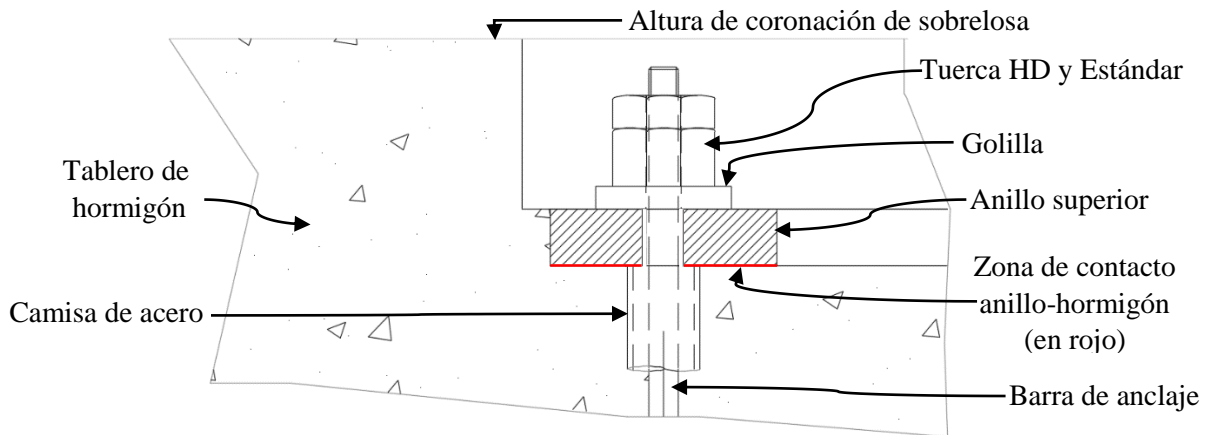


Figura 3.12: Detalle del anillo de acero superior.

El dimensionamiento del anillo de acero superior debe ser el suficiente para que las tensiones de compresión en la zona superior del tablero de hormigón sean menores o iguales a una tensión σ_{cmax} definida. De esta forma se utilizó la norma ACI 318-14 para establecer la condición siguiente:

$$\sigma_{tablero} \leq \sigma_{cmax} = \phi(0,85 * f'_c) < f'_c \quad (3-2)$$

Donde σ_{cmax} = Máxima tensión de compresión aceptada en la zona superior del tablero de hormigón.

$\sigma_{tablero}$ = Máxima tensión de compresión obtenida en la zona superior del tablero de hormigón, mediante el análisis de la conexión en elementos finitos.

$$\phi = 0,65$$

La tensión σ_{cmax} equivale a 16,58MPa y 19,34MPa, para la conexión con pilote vertical e inclinado, respectivamente. A partir de este criterio, se definió inicialmente un espesor para el anillo de acero superior similar al espesor del anillo de acero inferior. Posteriormente, en la etapa de modelación y análisis de las conexiones en elementos finitos, se verificó que las tensiones de compresión en la zona superior del tablero de hormigón ($\sigma_{tablero}$) cumplieran con la condición (3-2). La verificación se detalla en los anexos D.1.4 y E.1.4, según la conexión.

- 8. Barra de anclaje (reemplazable):** Las barras de anclaje deben ser roscadas en sus dos extremos para el ensamble de tuercas y tener un rebaje en la zona superior del elemento para controlar la zona de trabajo plástico (la longitud de la barra con rebaje corresponde a la mitad de la altura de la viga). El acero de la barra de anclaje debe ser galvanizado.

El largo de la barra de anclaje dependerá básicamente de los factores siguientes:

- Altura de la viga: Para el anclaje de la barra en el pilote, la barra debe atravesar la totalidad de la altura de la viga (h_v). De esta forma, una parte de la longitud total de la barra se encuentra en función de la altura de la viga.
- Anclaje al pilote: El largo de la barra debe ser el suficiente para abarcar todo el espesor del tablero y generar un anclaje adecuado en el pilote. Esto último implica que el anclaje debe verificar que no se genera una falla por bloque de corte en el pilote debido a la tracción de la barra. Además, se debe asegurar que en la zona de anclaje de la barra en el pilote no existen problemas de concentración de tensiones debido a la proximidad del borde superior del pilote. Por esta razón, el anclaje inferior de la barra se propone a una distancia mínima equivalente al diámetro del pilote (distancia medida desde el borde superior del pilote hacia abajo).

El diámetro y número de las barras de anclaje dependerá de la capacidad a flexión que se requiera alcanzar en la conexión.

El detalle de la barra de anclaje se muestra en la figura siguiente:

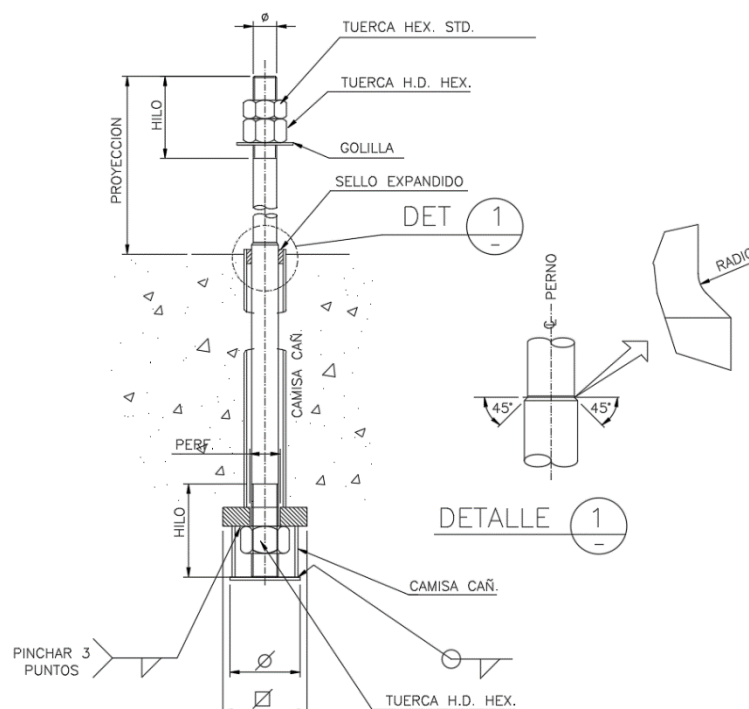


Figura 3.13: Detalle de barra de anclaje (Capítulo 14, norma NCh2369 actualizada).

3.4. ESFUERZOS EXTERNOS Y APOYOS PARA EL MODELO DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL EN ANSYS

Esta sección tiene como objetivo definir la parte del sistema estructural del muelle y su conexión tablero-pilote, que se modeló en detalle mediante el método de elementos finitos con elementos tipo SOLID en el software ANSYS. Para lograr este objetivo, se realizó un análisis de esfuerzos de una conexión de tablero con pilote vertical, perteneciente a un muelle transparente marginal convencional. Mediante este análisis se definió el sistema de apoyos para la modelación de la conexión con pilote vertical y los esfuerzos externos que controlan su diseño.

3.4.1. Modelo de muelle transparente para análisis de esfuerzos en la conexión

Para el análisis de los esfuerzos de la conexión con pilote vertical se consideró un muelle transparente típico, para lo cual se utilizó el sitio 3 del puerto de Valparaíso.

3.4.1.1. Geometría

El tablero de hormigón del sitio 3 está dispuesto sobre pilotes de acero verticales formando marcos rígidos, construido sobre talud. En la dirección transversal la estructura posee un marco rígido de tres luces.

3.4.1.2. Apoyos

Para efectos del análisis la interacción suelo-pilote se modeló mediante un empotramiento simple, o sea, que no permite desplazamiento ni giro en ningún grado.

3.4.1.3. Uniones y rigidez de elementos

La unión del tablero de hormigón armado con el sistema de pilotes se realiza mediante uniones rígidas (también llamados “cachos rígidos”). El tablero está compuesto por una losa de 35cm de espesor unida a un sistema de vigas ortogonales, con vigas transversales de 160cm de altura. Por otro lado, la sección tubular del pilote de acero tiene un diámetro de 914mm (el mayor) y un espesor de 19mm.

Al calcular la rigidez flexional (k_{flex}) del tablero y el pilote de acero mediante la expresión (3-3), se concluye que la rigidez flexional del sistema losa-viga es mucho mayor del que posee el elemento pilote (el detalle de estos cálculos se dispone en el anexo A).

$$k_{flex} = \frac{E * I_y}{L} \quad (3-3)$$

Donde E = Modulo de Young del material.

I_y = Inercia del perfil en el eje fuerte.

L = Largo del elemento.

3.4.1.4. Modelo de estructura

Definida la geometría de la estructura, tipos de apoyos y tipos de uniones, para la dirección transversal del muelle se obtuvo el siguiente modelo estructural para el análisis de esfuerzos externos de la conexión con pilote vertical:

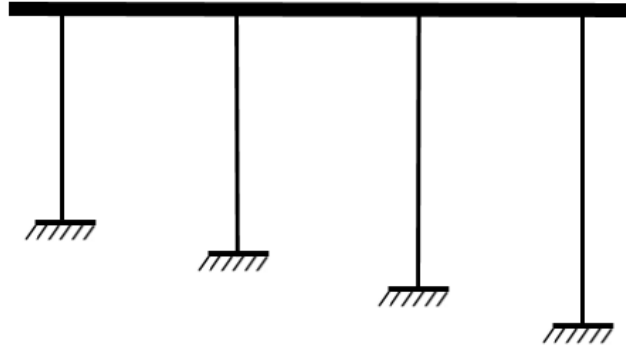


Figura 3.14: Modelo estructural - Sitio 3 del puerto de Valparaíso.

3.4.1.5. Aplicación de cargas

Llamando a la carga de sismo “ E ” y a la sobrecarga “ W ”, al aplicar estas cargas en el modelo estructural del muelle se obtiene lo siguiente:

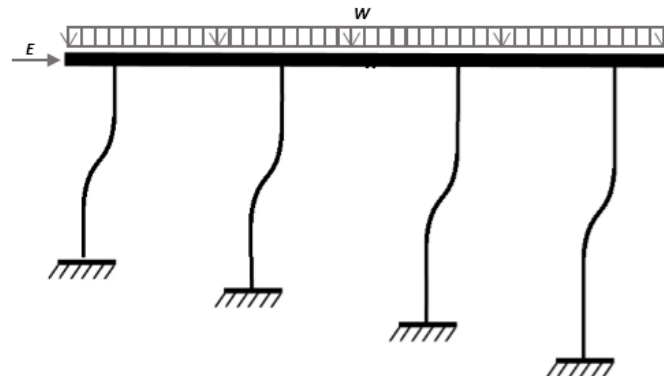


Figura 3.15: Modelo estructural de muelle para análisis con aplicación de cargas.

De la Figura 3.15 se pueden hacer las observaciones siguientes:

1. La resistencia flexional de un pilote depende de su rigidez flexional, parámetro que a su vez depende del momento de inercia y el largo del elemento (ver relación (3-3)). De esta forma los pilotes que poseen mayor rigidez flexional son sometidos a mayor flexión, y los pilotes con menor rigidez flexional son sometidos a menor flexión.
2. El pilote más corto es el que está sometido a mayor corte y el más largo es el que está sometido a menor corte.
3. El punto 1 implica que la posible formación de rótulas plásticas inicia en la fila de pilotes con mayor rigidez flexional.

3.4.2. Análisis de esfuerzos de conexión en el plano transversal

Al analizar una de las conexiones entre el tablero de hormigón y el sistema de pilotes en el plano transversal del muelle (conexión señalada con un círculo rojo en la Figura 3.16), se infiere que el pilote vertical transfiere un total de tres esfuerzos a la conexión en análisis (carga axial " N ", corte " V_{tra} " y momento " M_{tra} "). Esto sólo es cierto analizando el problema de forma plana y despreciando efectos torsionales en los elementos.

La aplicación y dirección de los esfuerzos externos que recibe la conexión en análisis se muestra en la Figura 3.16.

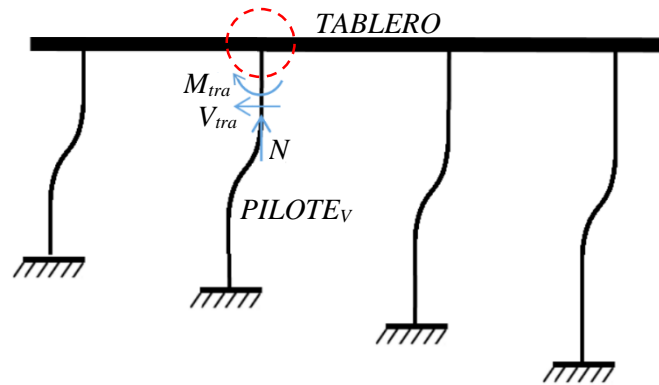


Figura 3.16: Esfuerzos transferidos a la conexión por los elementos conectores.

A partir de la figura anterior, al aislar la zona de conexión en análisis se obtiene un cuerpo que no está en equilibrio estático. Por esta razón es necesario agregar apoyos en los puntos donde se seccionó el tablero y se aisló la conexión. Para la modelación y análisis de la conexión se consideraron apoyos de empotramiento como se muestra en la Figura 3.17.

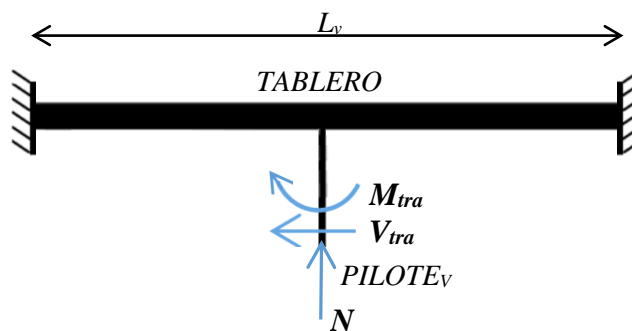


Figura 3.17: Conexión aislada de estructura con sistema de apoyos de empotramiento.

La condición de apoyo mostrada en la Figura 3.17 se consideró para la modelación en ANSYS de la conexión con pilote vertical. El largo L_v que se señala en la misma figura, se consideró igual a 6m que corresponde al largo de la luz de la viga transversal entre cada pilote.

3.4.3. Análisis de esfuerzos de conexión en los planos transversal y longitudinal

El análisis desarrollado en el punto 3.4.2 consideró sólo un plano de análisis en la dirección transversal del muelle, sin embargo, el muelle transparente es una estructura tridimensional y se debe analizar de igual manera el otro plano no incorporado que posee dirección longitudinal.

Analizando el sitio 3 del puerto de Valparaíso en la dirección longitudinal, el muelle está estructurado en base a pilotes de acero verticales, formando un marco rígido de 44 luces. Esta definición es idéntica al caso analizado con dirección transversal (sólo cambia el número de luces del marco rígido), con lo cual si se repite el mismo análisis realizado en el punto 3.4.2, se puede concluir que dos de los esfuerzos uniaxiales que provienen del elemento $PILOTE_V$ en realidad son biaxiales (momento y corte).

Al incorporar el otro plano con dirección longitudinal en el análisis, se obtuvo el siguiente sistema de esfuerzos y apoyos para el modelo en ANSYS de la conexión con pilote vertical:

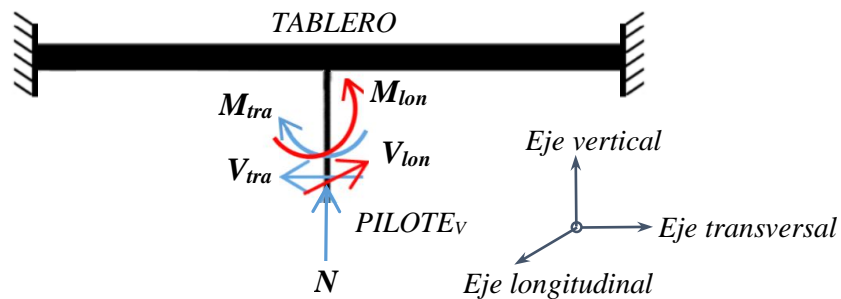


Figura 3.18: Sistema de sollicitaciones y apoyos para el modelo de conexión con pilote vertical.

Donde M_{tra} = Momento transferido por el elemento $PILOTE_V$ en el plano transversal-verticial.

V_{tra} = Corte transferido por el elemento $PILOTE_V$ con dirección transversal.

M_{lon} = Momento transferido por el elemento $PILOTE_V$ en el plano longitudinal-verticial.

V_{lon} = Corte transferido por el elemento $PILOTE_V$ con dirección longitudinal.

N = Carga axial transferida por el elemento $PILOTE_V$ con dirección vertical.

3.5. ESFUERZOS EXTERNOS Y APOYOS PARA EL MODELO DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO EN ANSYS

Esta sección tiene como objetivo definir la parte del sistema estructural del muelle y su conexión tablero-pilote, que se modeló en detalle mediante el método de elementos finitos con elementos tipo SOLID en el software ANSYS. Para lograr este objetivo, se realizó un análisis de esfuerzos de una conexión de tablero con pilote inclinado, perteneciente a un muelle transparente convencional. Mediante este análisis se definió el sistema de apoyos para la modelación de la conexión con pilote inclinado y los esfuerzos externos que controlan su diseño.

La principal diferencia entre una conexión con pilote vertical y una conexión con pilote inclinado, es que en esta última se esperan mayores solicitaciones axiales.

3.5.1. Modelo de muelle transparente para análisis de esfuerzos en la conexión

Para el análisis de los esfuerzos de la conexión con pilote inclinado se utilizó la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

3.5.1.1. Geometría

El tablero de hormigón de la extensión del sitio 3 está dispuesto sobre cuplas excéntricas de pilotes de acero formando marcos rígidos, construido sobre talud. En la dirección transversal la estructura posee un marco rígido de tres luces con pilotes inclinados (descripción válida para la zona entre rieles).

3.5.1.2. Apoyos

Para efectos del análisis de esfuerzos de la conexión, la interacción suelo-pilote se modeló mediante un empotramiento simple.

3.5.1.3. Uniones y rigidez de elementos

La unión del tablero de hormigón armado con el sistema de pilotes verticales e inclinados se realiza mediante uniones rígidas. El tablero está compuesto por una losa de 40cm de espesor unida a un sistema de vigas ortogonales, con vigas transversales de 160cm de altura. Por otro lado, la sección tubular del pilote de acero inclinado tiene un diámetro de 1100mm y un espesor de 26mm.

Al calcular la rigidez flexional (k_{flex}) del tablero de hormigón y el pilote de acero mediante la expresión (3-3), se concluye que la rigidez flexional del sistema losa-viga es mayor del que posee el elemento pilote inclinado (el detalle de estos cálculos se dispone en el anexo A).

3.5.1.4. Modelo

Para la dirección transversal del muelle se obtuvo el siguiente modelo estructural para el análisis de esfuerzos externos de la conexión con pilote inclinado:

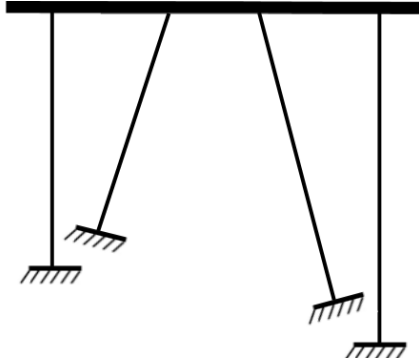


Figura 3.19: Modelo estructural - Extensión sitio 3 del puerto de Valparaíso.

3.5.1.5. Aplicación de cargas

Llamando a la carga de sismo “*E*” y a la sobrecarga “*W*”, al aplicar estas cargas en el modelo estructural del muelle se obtiene lo siguiente:

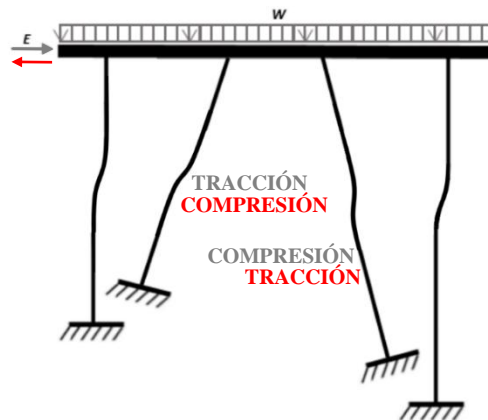


Figura 3.20: Modelo estructural de muelle para análisis con aplicación de cargas.

De la figura anterior se observa lo siguiente:

- Los pilotes inclinados están sometidos a ciclos de tracción y compresión en función del sentido del sismo. Esto representa la principal diferencia con los pilotes verticales, dado que trabajan principalmente a compresión.

3.5.2. Análisis de esfuerzos de conexión en el plano transversal

Al analizar una de las conexiones entre el tablero de hormigón y el sistema de pilotes (conexión señalada con un círculo rojo en la Figura 3.21), para el plano transversal del muelle transparente, se infiere que el pilote inclinado transfiere un total de tres esfuerzos a la conexión en análisis (carga axial " N ", corte " V_{tra} " y momento " M_{tra} "). A diferencia del caso con pilote vertical analizado en el punto 3.4.2, en la conexión con pilote inclinado se espera un esfuerzo considerable de tracción transmitido desde el pilote. Esto sólo es cierto analizando el problema de forma plana y despreciando efectos torsionales en los elementos.

La aplicación y dirección de los esfuerzos externos que recibe la conexión en análisis se muestra en la Figura 3.21.

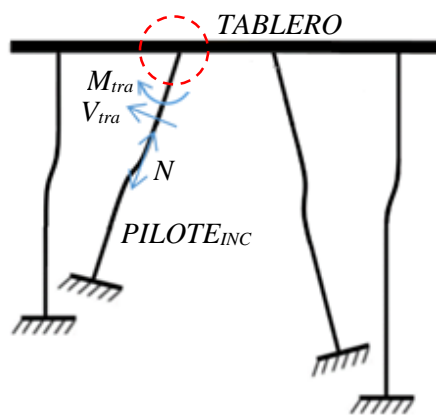


Figura 3.21: Esfuerzos transferidos a la conexión por los elementos conectores.

A partir de la figura anterior, al aislar la zona de conexión en análisis se obtiene un cuerpo que no está en equilibrio estático. Por esta razón es necesario agregar apoyos en los puntos donde se seccionó el tablero y se aisló la conexión. Para la modelación y análisis de la conexión se consideraron apoyos de empotramiento como se muestra en la Figura 3.22.

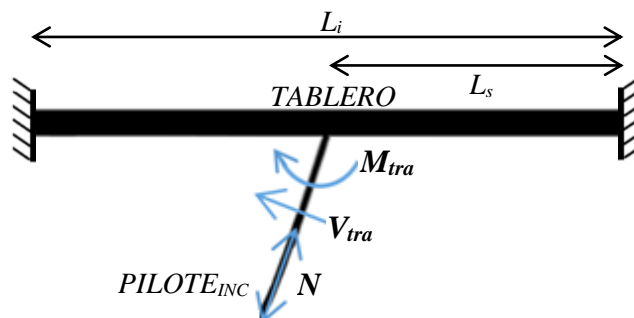


Figura 3.22: Conexión aislada de estructura con sistema de apoyos de empotramiento.

La condición de apoyo mostrada en la Figura 3.22 se consideró para la modelación en ANSYS de la conexión con pilote inclinado. El largo L_i que se muestra en la misma figura, equivale a 8m que corresponden aproximadamente al largo de la luz de la viga transversal entre cada pilote inclinado (aunque el largo varía en algunos marcos de la estructura). El largo L_s mostrado en la Figura 3.22 representa la mitad de la separación entre los pilotes inclinados y corresponde a 4m.

Al verificar la separación entre los puntos de trabajo de las diagonales (pilotes inclinados), medida en el eje de la viga, ésta resulta ser superior a 2 veces la altura de la viga que corresponden a 3,2m (como se puede ver en la Figura 3.23). Por esta razón el muelle extensión sitio 3 corresponde a la tipología tipo 3 (ver definición en la Tabla 2.3).

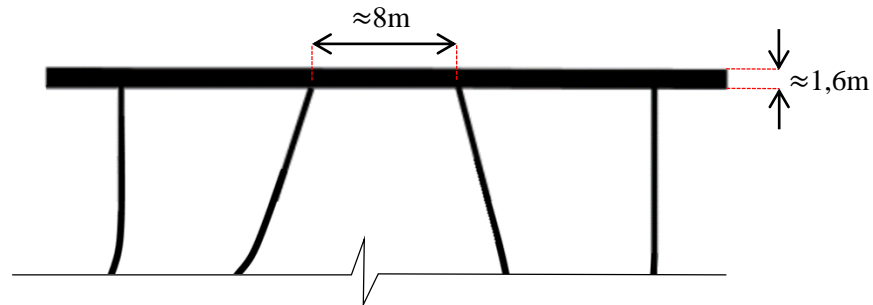


Figura 3.23: Separación entre los puntos de trabajo de los pilotes inclinados.

El largo L_s (representado en la Figura 3.22) se consideró igual a 2,5m para efectos de la modelación y análisis de la conexión con pilote inclinado en el software ANSYS. De esta forma, el largo L_i se consideró igual a 5m.

3.5.3. Análisis de conexión en los planos transversal y longitudinal

Al analizar la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso en la dirección longitudinal, el muelle está estructurado por cuplas excéntricas de pilotes de acero verticales e inclinados, formando un marco rígido de 20 luces. Esta definición es idéntica al caso analizado con dirección transversal (sólo cambia el número de luces del marco rígido), con lo cual si se repite el mismo análisis realizado en el punto 3.5.2, se puede concluir que dos de los esfuerzos uniaxiales que provienen del elemento $PILOTE_{inc}$ en realidad son biaxiales (momento y corte).

Al incorporar el otro plano con dirección longitudinal en el análisis, se obtuvo el siguiente sistema de esfuerzos y apoyos para el modelo en ANSYS de la conexión con pilote inclinado:

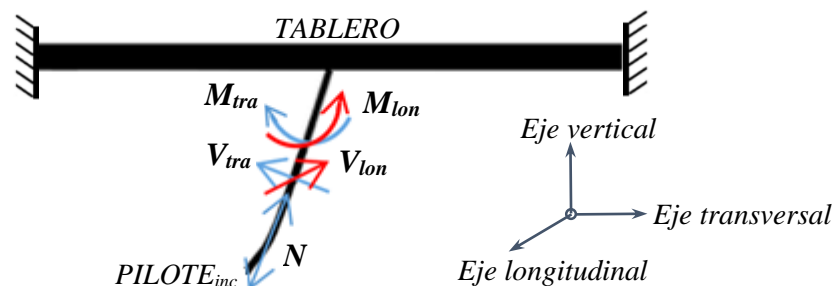


Figura 3.24: Sistema de solicitaciones y apoyos para el modelo de conexión con pilote inclinado.

- Donde M_{tra} = Momento transferido por el elemento $PILOTE_{inc}$ en el plano transversal-vertical.
 V_{tra} = Corte transferido por el elemento $PILOTE_{inc}$ con dirección transversal.
 M_{lon} = Momento transferido por el elemento $PILOTE_{inc}$ en el plano longitudinal-vertical.
 V_{lon} = Corte transferido por el elemento $PILOTE_{inc}$ con dirección longitudinal.
 N = Carga axial transferida por el elemento $PILOTE_{inc}$ con dirección vertical.

3.6. ANÁLISIS SECCIONAL DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL O INCLINADO

3.6.1. Transmisión de esfuerzos en conexión

El esfuerzo axial de compresión es transmitido desde el tablero de hormigón armado hacia el tapón de hormigón. Este último elemento se encuentra adherido al pilote mediante llaves de corte que transmiten finalmente los esfuerzos axiales al pilote.

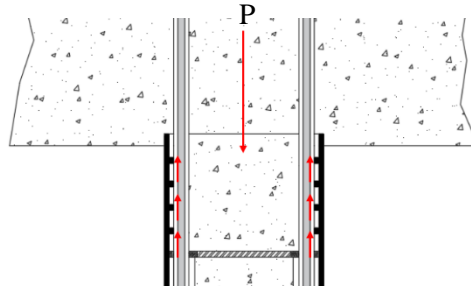


Figura 3.25: Transmisión de esfuerzo axial de compresión en conexión.

El esfuerzo de corte V (mostrado en la Figura 3.26) es resistido en la zona de interfaz únicamente por el tapón de hormigón y la armadura transversal que conecta al tapón con el tablero.

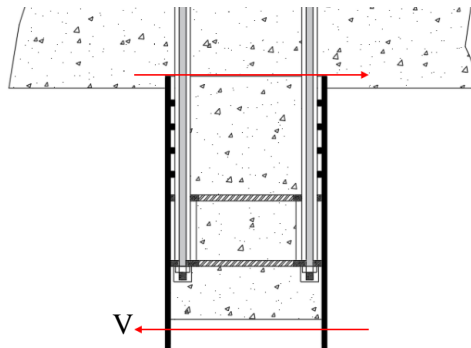


Figura 3.26: Transmisión de esfuerzo de corte en conexión.

La flexión M inducida desde el pilote es resistido por algunas barras de anclaje trabajando a tracción y por una zona del tapón de hormigón (limitado por el eje neutro) trabajando a compresión.

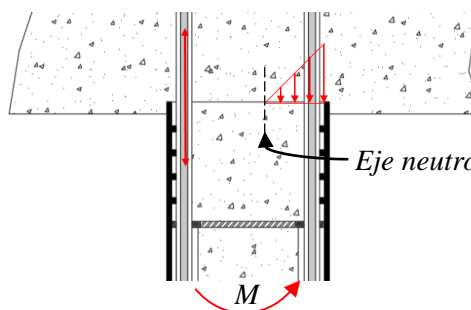


Figura 3.27: Transmisión de flexión en conexión.

3.6.2. Secciones resistentes a lo largo del pilote

Las solicitaciones transferidas a la conexión son resistidas de manera diferente a lo largo del pilote porque se presentan distintas secciones en el elemento. De esta forma es importante diferenciar la sección crítica que controla el diseño de la conexión.

Al hacer diversos cortes en el elemento pilote (vertical o inclinado), se pueden distinguir las secciones resistentes siguientes:

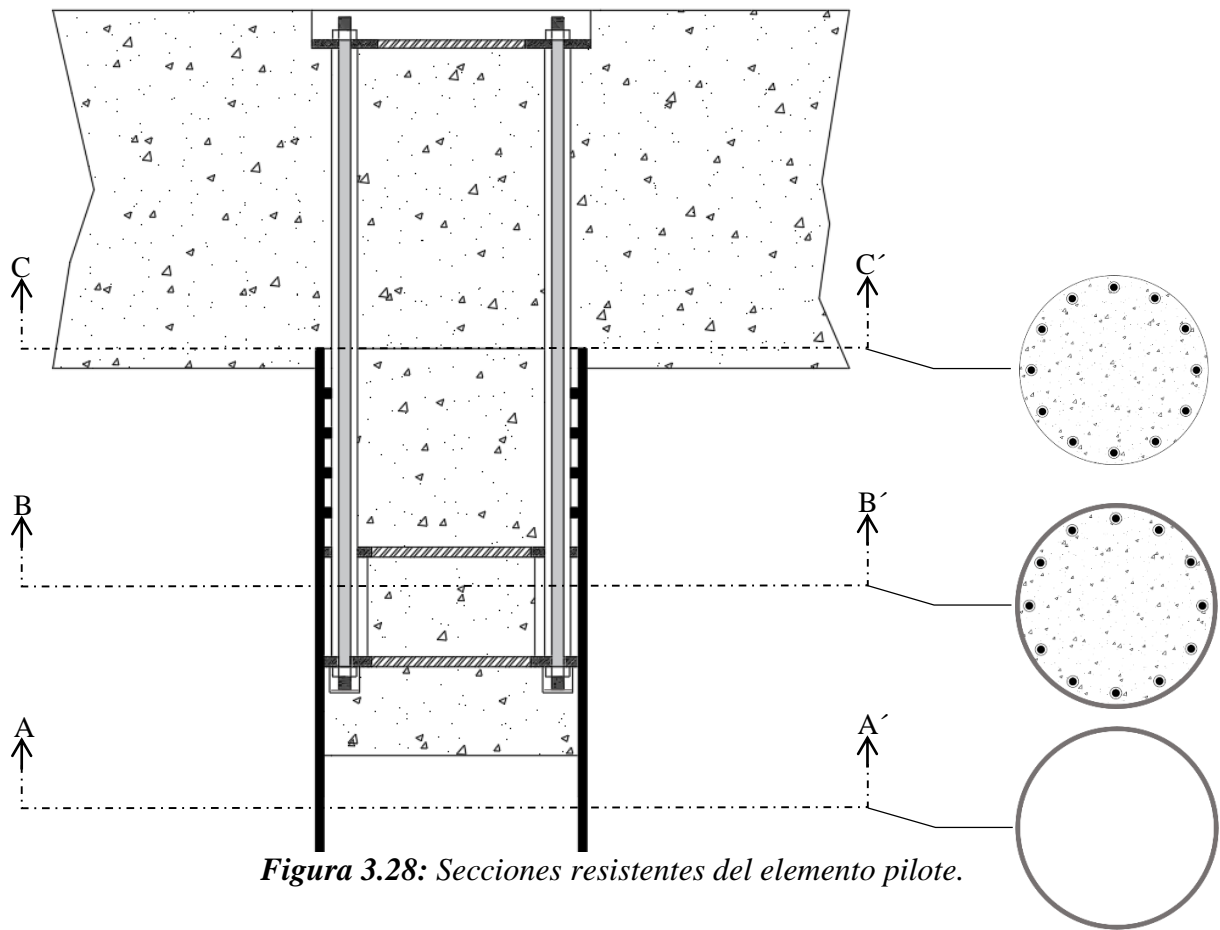


Figura 3.28: Secciones resistentes del elemento pilote.

3.6.2.1. Sección en plano de corte A-A'

Las solicitaciones son resistidas únicamente por el pilote de acero. En la etapa de diseño (o modelación) de la conexión se puede suponer que el pilote se encuentra diseñado con las dimensiones necesarias para resistir las solicitaciones máximas a las que es sometido.

Dado que la formación de la rótula plástica debe generarse en la zona de la conexión y no en el pilote, se debe verificar que el pilote tenga un 10% más de capacidad a flexión que la conexión.

3.6.2.2. Sección en plano de corte B-B'

La sección resistente a flexión se compone por el pilote, el tapón de hormigón y las barras de anclaje (atiesadores, camisas de acero y armadura de refuerzo no se consideran).

Esta sección posee mayor capacidad resistente al corte que la sección anterior analizada, dado que al perfil del pilote se suma el aporte resistente del hormigón y la armadura transversal.

3.6.2.3. Sección en plano de corte C-C'

El plano de corte C-C' mostrado en la Figura 3.28 pasa justo por la zona de interfaz entre el tapón y la viga de hormigón, y donde además termina la intrusión del pilote en la viga. Por esta razón, no se puede considerar la sección del pilote como resistente a flexión al no existir una adherencia entre la cabeza del elemento y el hormigón. La sección resistente a flexión corresponde únicamente al tapón de hormigón y las barras de anclaje.

El esfuerzo de tracción generado por el momento solicitante es resistido únicamente por las barras de anclaje (despreciando el aporte del hormigón en tracción). Esto último significa que si las tres secciones se diseñan a flexión para un momento solicitante "M", entonces se debería esperar que la sección en el plano de corte C-C' es la que requeriría más cuantía (de barras de anclaje) para resistir la tracción originada por el momento solicitante.

Definida la sección que controla el diseño (llamándola de ahora en adelante sección "crítica"), es de interés analizar el funcionamiento interno de la sección frente a una sollicitación de flexión.

3.6.3. Análisis de sección en plano de corte C-C' (sección crítica)

Haber definido la sección crítica sirve para obtener una representación en dos dimensiones de la conexión en un plano específico. Si se considera como parámetros de diseño de la conexión al número y diámetro de las barras de anclaje, entonces se asume que este plano (llamado C-C' en la Figura 3.28) es el que controla la determinación de ambos parámetros.

Para realizar un análisis del funcionamiento interno de la sección, se aplica un momento M a la conexión tal como se muestra en la figura siguiente:

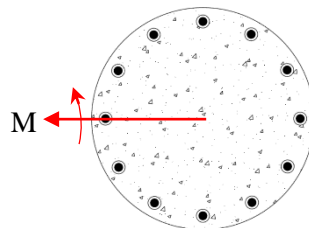


Figura 3.29: Momento M aplicado a sección crítica.

La acción del momento M genera en la sección una zona comprimida y otra traccionada, C y T, respectivamente en la Figura 3.30. La zona comprimida es resistida en su totalidad por el hormigón, mientras que la zona traccionada es resistida principalmente por algunas barras de anclaje y por un pequeño aporte del hormigón en tracción. Notar que el número de barras indicadas es sólo de ejemplo.

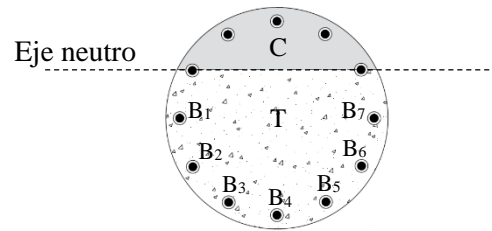


Figura 3.30: Zonas de compresión y tracción en la sección crítica.

Las barras de anclaje ubicadas en la zona de compresión no se encuentran comprimidas porque la configuración de la conexión permite el desplazamiento de estas en el mismo sentido que tiene la fuerza de compresión.

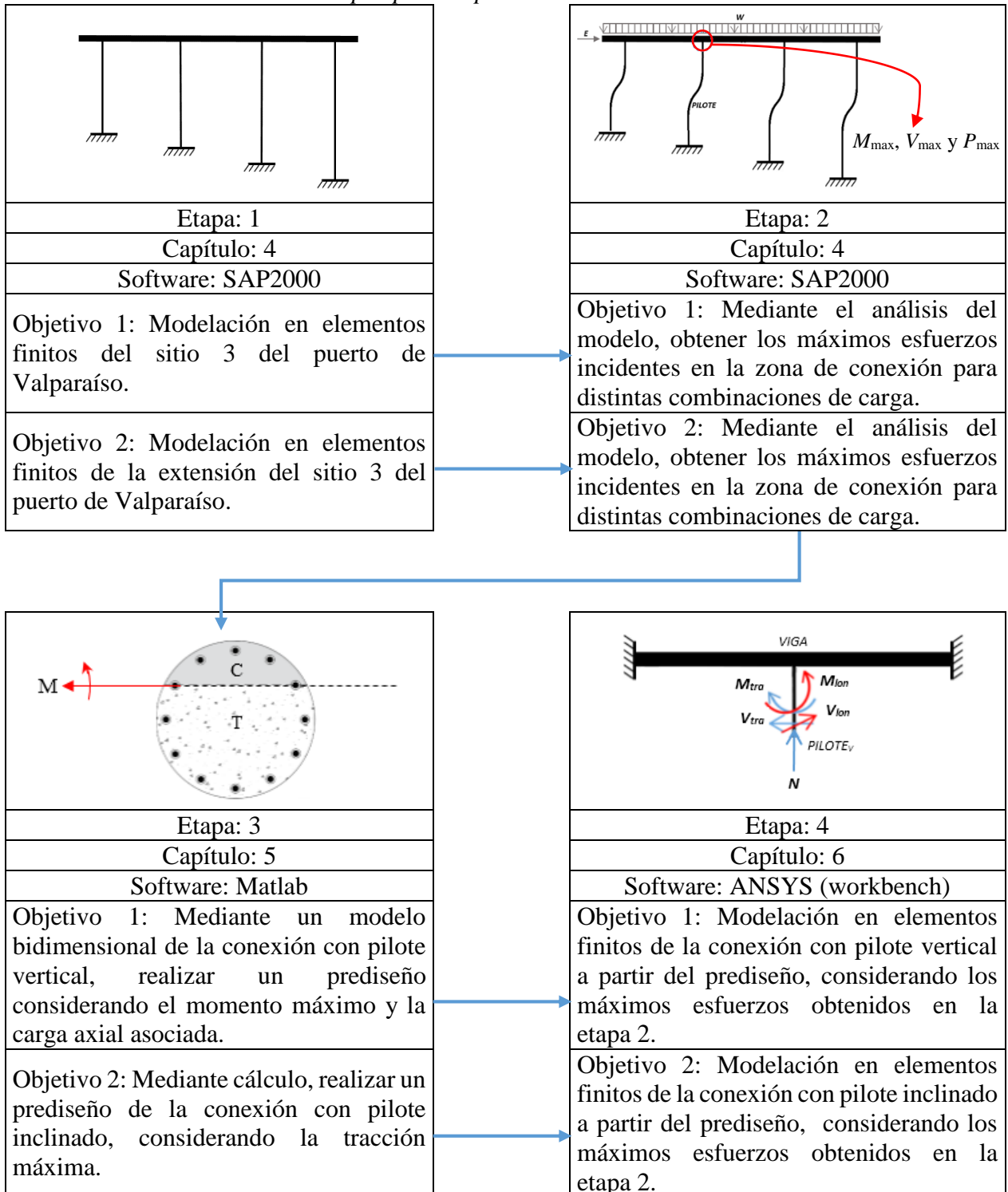
De las barras de anclaje trabajando a tracción (B_1 , B_2 , B_3 , B_4 , B_5 , B_6 y B_7 para la Figura 3.30), la más traccionada corresponde a la que se encuentra más alejada del eje neutro (barra B_4). Como consecuencia, esta barra de anclaje es la primera en alcanzar la fluencia.

El funcionamiento de la sección descrito en este punto es similar al que tiene una viga de hormigón armado en flexión, con el hormigón trabajando a compresión y las barras de refuerzo trabajando a tracción. Esto resulta útil, dado que para el prediseño de la conexión (estimar el número y diámetro de las barras de anclaje), se puede desarrollar un modelo en dos dimensiones basado en la metodología de diseño de una viga en flexión.

3.7. RESULTADOS DEL CAPÍTULO

A partir de los diversos análisis realizados, se establecieron las siguientes etapas previas y necesarias para la modelación de las conexiones:

Tabla 3.1: Etapas previas para modelación de conexiones.



CAPÍTULO 4: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE MUELLES TRANSPARENTES

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se disponen los detalles y resultados de la modelación y análisis de los muelles sitio 3 y extensión sitio 3, que se llevó a cabo mediante el software de elementos finitos SAP2000. A partir del análisis se obtuvieron las máximas sollicitaciones de momento, corte y carga axial que actúan en las conexiones viga-pilote de ambos muelles.

Los modelos y análisis se desarrollaron en cumplimiento de la norma NCh 2369 actualizada, para todas las disposiciones que aplican a estructuras de muelles transparentes.

4.2. DESCRIPCIÓN DE CARGAS

En esta sección se describen los diferentes tipos de carga que fueron consideradas en los modelos del sitio 3 y extensión del sitio 3.

4.2.1. Cargas muertas o permanentes

Las cargas muertas o permanentes son originadas por la acción de la gravedad. Estas incluyen al peso propio de todos los elementos fijos que componen a la estructura del muelle, y al peso de columnas de agua que se acumulan en cada uno de los pilotes que conforman la estructura.

4.2.1.1. Peso Propio

El peso propio considera el peso de todos los elementos fijos de la estructura del muelle, es decir, vigas de hormigón armado (transversal y longitudinal), pilotes de acero, losa de hormigón y sobrelosa de hormigón.

La acción del peso propio es considerada de forma automática por el software.

4.2.1.2. Columna de agua

Los pilotes de acero son elementos tubulares que se encuentran casi en su totalidad sumergidos. Naturalmente, el espacio vacío al interior de cada pilote es ocupado por una columna de agua que posee un peso, el cual se debe considerar en el análisis.

Esta carga se consideró como una carga distribuida linealmente a lo largo del pilote, la cual depende del diámetro del elemento.

4.2.2. Cargas vivas o sobrecargas

4.2.2.1. Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso se debe al tráfico de personas y máquinas (vehículos, camiones, montacargas, etc.) sobre el tablero del muelle, y a cargas de operación y mantenimiento. La carga se aplicó de forma vertical distribuida sobre la losa del muelle.

4.2.2.2. Cargas de equipo pesado

Sobre el tablero del sitio 3 y de la extensión del sitio 3, se desplazan longitudinalmente grúas portacontenedores tipo Gantry. El número de grúas que opera sobre el tablero del muelle es variable, siendo posible la operación de 0 a 4 grúas simultáneamente, por esta razón se debe analizar suponiendo una cantidad diferente de grúas transitando sobre el tablero (esto implica diferentes hipótesis de masa sísmica que se disponen en los puntos 4.4.3.1 y 4.5.3.1).

Se debe considerar la torsión según lo dispuesto en el artículo 5.4.6 de la norma NCh 2369. Para considerar las variaciones de la ubicación de las sobrecargas, se analizaron diferentes posiciones de grúas Gantry sobre el diafragma rígido (tablero) que se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Casos analizados en función del número y posición de grúas sobre el tablero.

Muelle: Sitio 3					
n° de grúas:	0	1	2	3	4
Distintas posiciones de grúas Gantry sobre el tablero analizadas:					
Muelle: Extensión sitio 3					
n° de grúas:	0	1	2	3	4
Distintas posiciones de grúas Gantry sobre el tablero analizadas:					

4.2.3. Cargas sísmicas

Las solicitaciones sísmicas fueron determinadas utilizando el método lineal de análisis modal espectral. A partir de los parámetros sísmicos, el espectro de diseño horizontal se determinó mediante la fórmula dispuesta en el artículo 5.4.2 de la norma NCh 2369 actualizada.

4.2.3.1. Factor de importancia

Según lo que dispone la actualización de la norma NCh 2369 actualizada, artículo 13.3, las estructuras cuya falla comprometa la continuidad de operación del puerto, deben ser clasificadas como importantes u esenciales. Los dos muelles en análisis se utilizan para la carga y descarga de contenedores y/o suministros, por lo cual son estructuras que se deben considerar como esenciales o importantes desde el punto de vista del diseño sismo-resistente.

$$I = 1,2$$

4.2.3.2. Parámetros que dependen del tipo de suelo

El tipo de suelo para ambos muelles corresponde al tipo II. Según la norma NCh 2369 actualizada, para suelos clasificados como tipo II los parámetros que dependen del tipo de suelo son los siguientes:

$$T' [s] = 0,35 \wedge n = 1,33$$

4.2.3.3. Zona sísmica



Ambos muelles en estudio se encuentran ubicados en la ciudad de Valparaíso, V región. La zona sísmica para esta ciudad corresponde a la 3, con lo cual la aceleración efectiva máxima del suelo tiene un valor de:

$$A_0 [g] = 0,4$$

4.2.3.4. Factor de modificación de la respuesta (R) y razón de amortiguamiento (ξ)

El factor de modificación de la respuesta y la razón de amortiguamiento de un muelle transparente, se pueden estimar en función de la tipología sismo-resistente. A partir de la Tabla 2.3 se extraen los valores siguientes:

Tabla 4.2: Factores R y ξ para muelles transparentes en estudio.

Muelle:	Tipología sismo-resistente:	R	ξ	$C_{\text{máx}}$
Sitio 3		3	0,04	0,34
Extensión sitio 3		3,5	0,04	0,34

4.3. COMBINACIONES DE CARGAS

4.3.1. Normas para combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas que fueron consideradas son las estipuladas por las normas NCh 3171Of.2010 “*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga*” y ASCE 7-2010 “*Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*”.

4.3.2. Simbología para cargas

La simbología utilizada para distinguir las cargas, se define en la tabla siguiente:

Tabla 4.3: Simbología para cargas.

Carga:	Símbolo:	Carga:	Símbolo:
Cargas muertas o permanentes	<i>D</i>	Carga de equipo pesado	<i>Grúa</i>
Cargas vivas o sobrecargas	<i>L</i>	Demanda sísmica horizontal en eje x, y	<i>Ex, Ey</i>
Sobrecarga de uso	<i>SC</i>	Demanda sísmica en eje vertical	<i>Ez</i>

4.3.3. Especificaciones para demandas sísmicas

4.3.3.1. Combinación de efectos de componentes horizontales del sismo

Los dos muelles en estudio presentan irregularidades torsionales debido a la variabilidad en la posición de las grúas Gantry que transitan sobre el tablero, afectando directamente al centro de masa del sistema estructura-grúas. Por esta razón, y según lo estipulado en el artículo 5.1.2 de la norma NCh 2369 actualizada, se debe considerar el 100% de la sollicitación sísmica en una dirección y un 30% de la sollicitación sísmica actuando en la otra dirección.

4.3.3.2. Demanda sísmica vertical

Si bien la norma NCh 2369 actualizada no especifica de forma clara que el diseño de estructuras de muelles transparentes debe considerar la demanda sísmica vertical, se consideró en el análisis mediante un análisis dinámico vertical. El espectro de aceleraciones verticales se determinó mediante el artículo 5.5.2 de la norma NCh 2369Of.2003 dado que resultan sollicitaciones mayores que las determinadas a partir de la norma actualizada (ver Figura 4.1 y Figura 4.19 para comparar).

Además, en opinión de expertos es una buena práctica considerar el análisis dinámico vertical que indica la norma NCh 2369Of.2003, es decir, con el espectro de aceleraciones mostrado en (4-1) para $R=3$ y $\xi=0,03$.

$$S_a = \frac{2,75 * A_0 * I}{R} * \left(\frac{T}{T}\right)^n * \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (4-1)$$

Donde S_a = Espectro de aceleraciones horizontales.

4.3.3.3. Combinaciones para demandas sísmicas

Considerando lo establecido en los puntos 4.3.3.1 y 4.3.3.2, se consideraron las siguientes combinaciones para las demandas sísmicas en función de su dirección:

$$S_{x1} = \pm E_x \pm 0,3 * E_y \pm 0,67 * E_z \quad (4-2)$$

Donde S_{x1} = Demanda sísmica horizontal 1 combinada para eje x.

$$S_{y1} = \pm 0,3 * E_x \pm E_y \pm 0,67 * E_z \quad (4-3)$$

Donde S_{y1} = Demanda sísmica horizontal 1 combinada para eje y.

La norma NCh 2369 actualizada incorpora las siguientes combinaciones sísmicas que también fueron consideradas en el análisis de los muelles transparentes:

$$S_{x2} = \pm E_x \pm 0,3 * E_y \pm 0,3 * E_z \quad (4-4)$$

Donde S_{x2} = Demanda sísmica horizontal 2 combinada para eje x.

$$S_{y2} = \pm 0,3 * E_x \pm E_y \pm 0,3 * E_z \quad (4-5)$$

Donde S_{y2} = Demanda sísmica horizontal 2 combinada para eje y.

$$S_{x3} = \pm 0,3 * (E_x \pm 0,3 * E_y) \pm E_y \quad (4-6)$$

Donde S_{x3} = Demanda sísmica horizontal 3 combinada para eje x.

$$S_{y3} = \pm 0,3 * (0,3 * E_x \pm E_y) \pm E_z \quad (4-7)$$

Donde S_{y3} = Demanda sísmica horizontal 3 combinada para eje y.

4.3.4. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas estipuladas en las normas NCh 3171 y ASCE-7-2010 se definen en función de los métodos de diseño LRFD y ASD (se consideraron ambos métodos en el análisis).

4.3.4.1. Combinaciones de cargas según método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Para el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), las combinaciones de cargas consideradas se especifican en la Tabla 4.4. Notar que los factores de amplificación de las cargas sísmicas fueron corregidos según la norma NCh 3171.

Tabla 4.4: Combinaciones de cargas según método LRFD.

Norma:	n° Combinación:	Factores para cargas:				Fórmula:
		D	L	S _{x_i} (i=1,2,3)	S _{y_i} (i=1,2,3)	
ASCE-7 (2010)	1	1,4	0	0	0	1,4*D
	2	1,2	1,6	0	0	1,2*D + 1,6*L
	5	1,2	1,0	1,4	0	1,2*D + L ± 1,4*S _{x_i}
		1,2	1,0	0	1,4	1,2*D + L ± 1,4*S _{y_i}
	7	0,9	0	1,4	0	0,9*D ± 1,4*S _{x_i}
		0,9	0	0	1,4	0,9*D ± 1,4*S _{y_i}

Las combinaciones 3, 4 y 6 de la norma ASCE-7 se descartaron debido a que de forma directa generan solicitaciones menores a los casos si considerados (combinaciones 1, 2, 5 y 7).

4.3.4.2. Combinaciones de cargas según método ASD (Allowable Stress Design).

Para el método de diseño de las tensiones admisibles (ASD, por sus siglas en inglés), las combinaciones de cargas consideradas se especifican en la Tabla 4.5. Notar que los factores de amplificación de las cargas sísmicas fueron corregidos según la norma NCh 3171.

Tabla 4.5: Combinaciones de cargas según método ASD.

Norma:	n° Combinación:	Factores para cargas:				Fórmula:	
		D	L	S _{x_i} (i=1,2,3)	S _{y_i} (i=1,2,3)		
ASCE-7 (2010)	2	1,0	1,0	0	0	1,0*D + 1,0*L	
	5	1,0	0	1,0	0	1,0*D ± 1,0*S _{x_i}	
		1,0	0	0	1,0	1,0*D ± 1,0*S _{y_i}	
	6b	1,0	0,75	0,75	0	1,0*D + 0,75*L ± 0,75*S _{x_i}	
		1,0	0,75	0	0,75	1,0*D + 0,75*L ± 0,75*S _{y_i}	
	8	0,6	0	1,0	0	0,6*D ± 1,0*S _{x_i}	
0,6		0	0	1,0	0,6*D ± 1,0*S _{y_i}		
NCh 3171	a=1,0	5b)	1,0	0	1,0	0	1,0*D ± 1,0*S _{x_i}
			1,0	0	0	1,0	1,0*D ± 1,0*S _{y_i}

Las combinaciones 1, 3, 4, 6a y 7 de la norma ASCE-7 se descartaron debido a que de forma directa generan solicitaciones menores a los casos si considerados (combinaciones 2, 5, 6b y 8).

4.4. MODELACIÓN Y ANÁLISIS - SITIO 3

En esta sección se detalla la modelación y análisis del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.4.1. Valoración de cargas

En este punto se especifican los valores utilizados para las cargas descritas en el punto 4.2.

4.4.1.1. Columna de agua

Tabla 4.6: Valores para carga de columna de agua.

Elementos:	Tipo elemento:	Diámetro [mm]:	Carga lineal [tonf/m]:
Pilote exterior	Frame	812	0,67
Pilote interior	Frame	914	0,53

4.4.1.2. Sobrecarga de uso

Tabla 4.7: Valores de sobrecarga de uso.

Elemento:	Tipo elemento:	Estática [tonf/m ²):	Sísmica [tonf/m ²):
Losa	Shell	2,5	1,25

4.4.1.3. Carga de equipo pesado - Grúa Gantry (incluye impactos de grúa)

Tabla 4.8: Valores de cargas máximas sobre rieles (Grúa Gantry).

Elemento:	Tipo elemento:	Condición normal [tonf/m]:	Condición sísmica [tonf/m]:
Viga longitudinal	Frame	70	70 ± 10

4.4.1.4. Cargas sísmicas

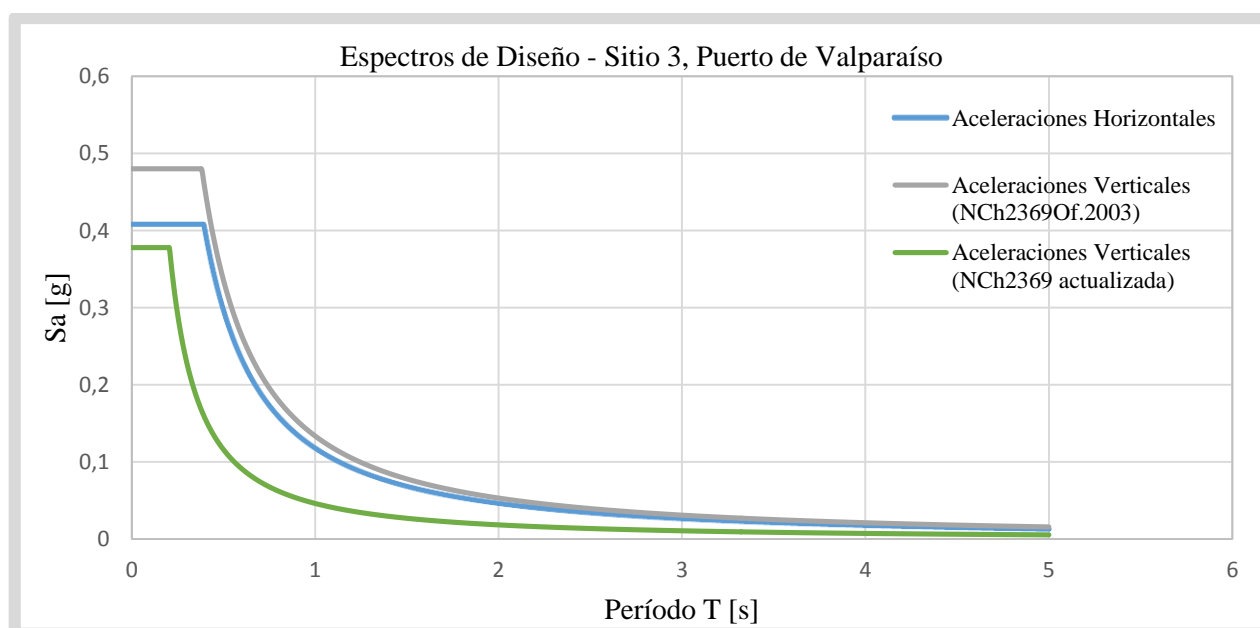


Figura 4.1: Espectros de diseño para sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.4.2. Modelación de estructura de muelle

4.4.2.1. Geometría de estructura de muelle

Como primera etapa de la modelación, se ingresó en el programa SAP2000 la geometría que posee la estructura con sus dimensiones respectivas. Esta información se obtuvo a partir de los planos de diseño.

A partir de la geometría creada se asignaron los elementos tipo “Frame” para los pilotes verticales, pilotes inclinados, vigas transversales y vigas longitudinales, y tipo “Shell” para la losa de hormigón armado.

La estructuración y geometría del modelo se muestran en las figuras siguientes:

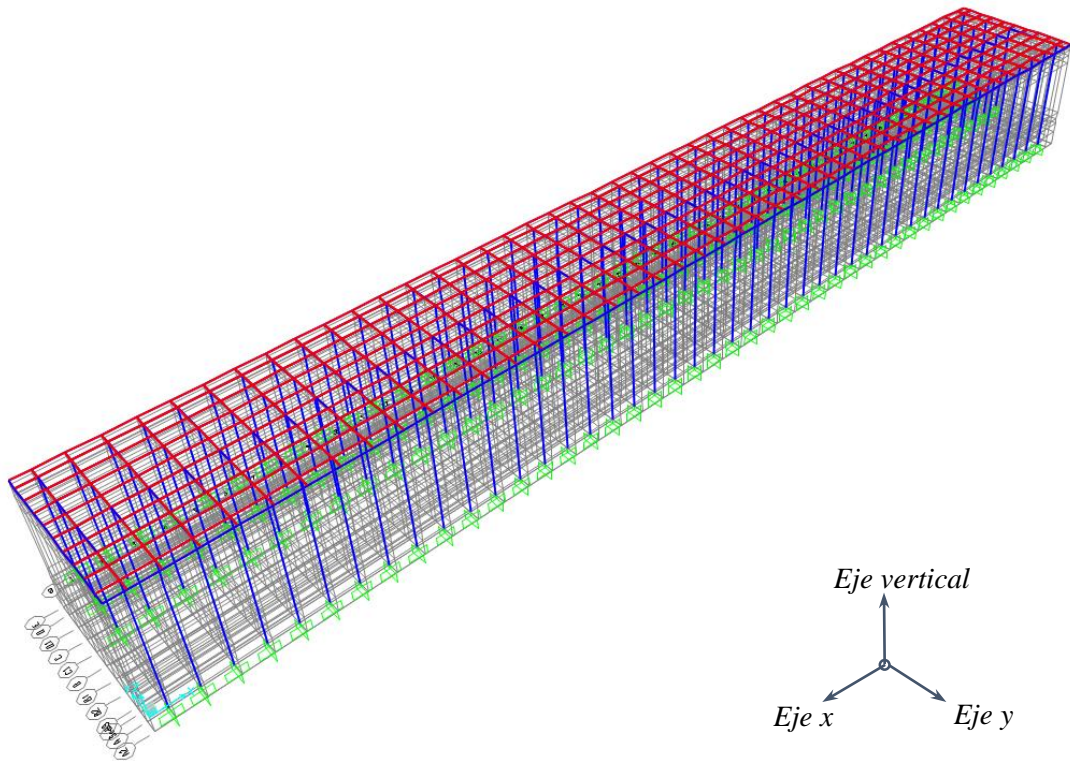


Figura 4.2: Vista tridimensional n°1 - principales direcciones horizontales.

En función del sistema de coordenadas mostrado en la Figura 4.2, se definen los siguientes planos ortogonales:

Tabla 4.9: Sistema de planos ortogonales para sitio 3.

Planos:	Descripción:
Plano X-Y	Plano formado entre los ejes ortogonales x - y
Plano X-Vertical	Plano formado entre los ejes ortogonales x - vertical
Plano Y-Vertical	Plano formado entre los ejes ortogonales y - vertical

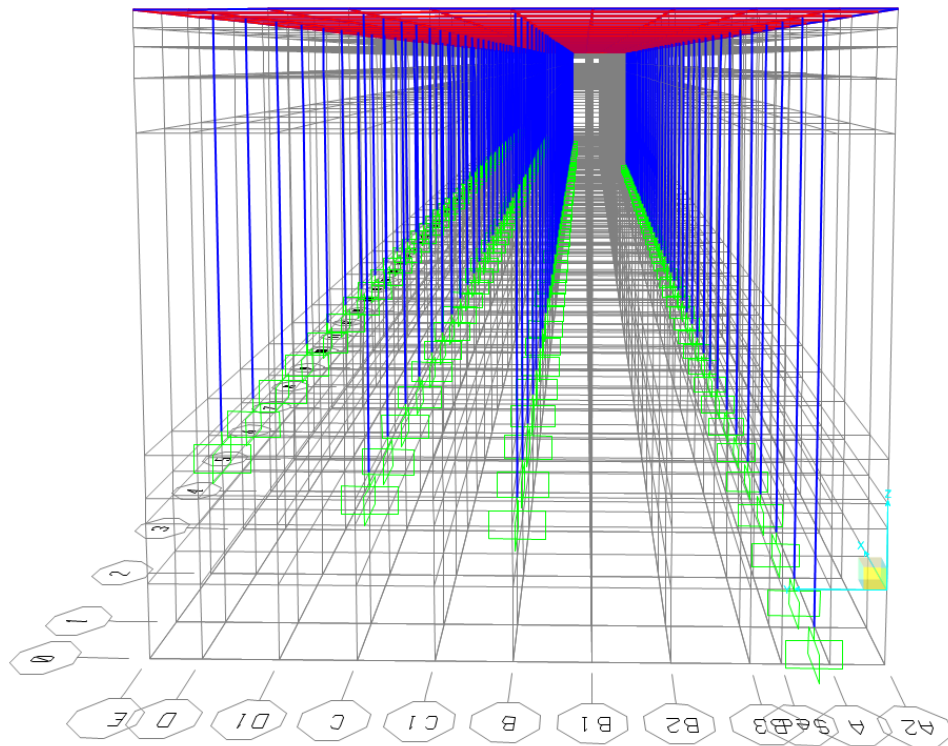


Figura 4.3: Vista tridimensional n°2, geometría de sitio 3.

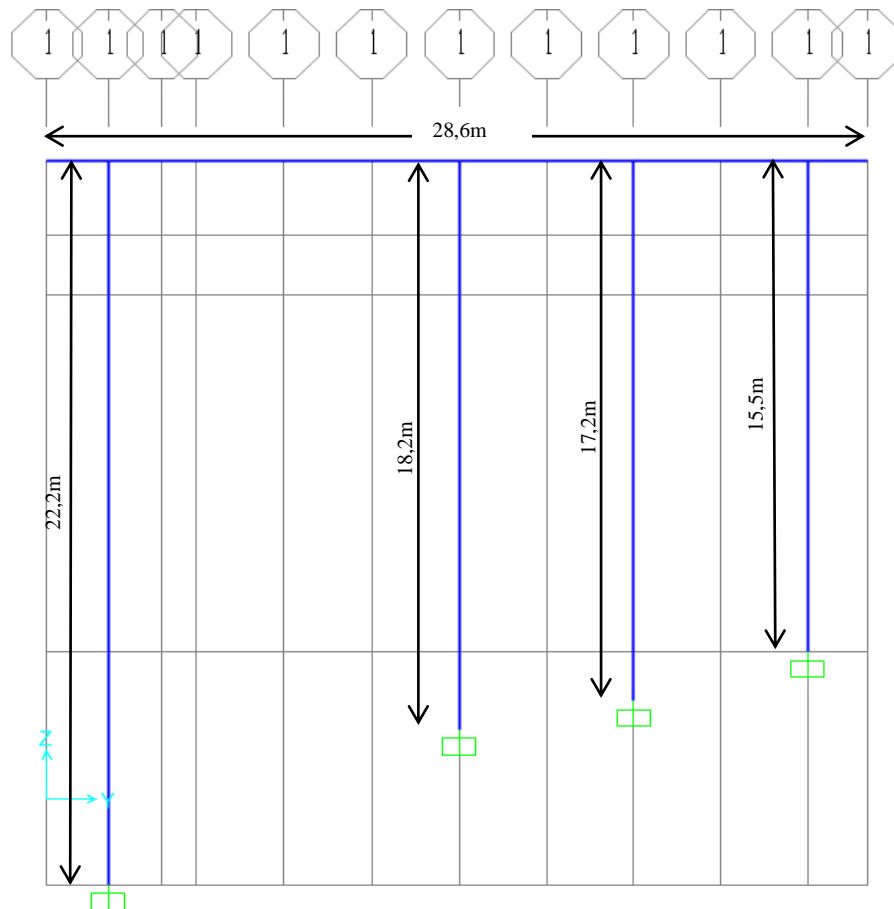


Figura 4.4: Vista en elevación del plano 1 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical.

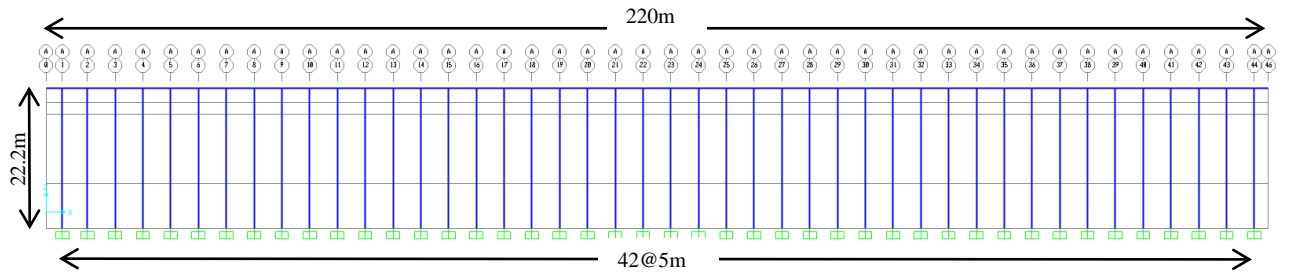


Figura 4.5: Vista en elevación del plano A de geometría, paralelo a plano X-Vertical.

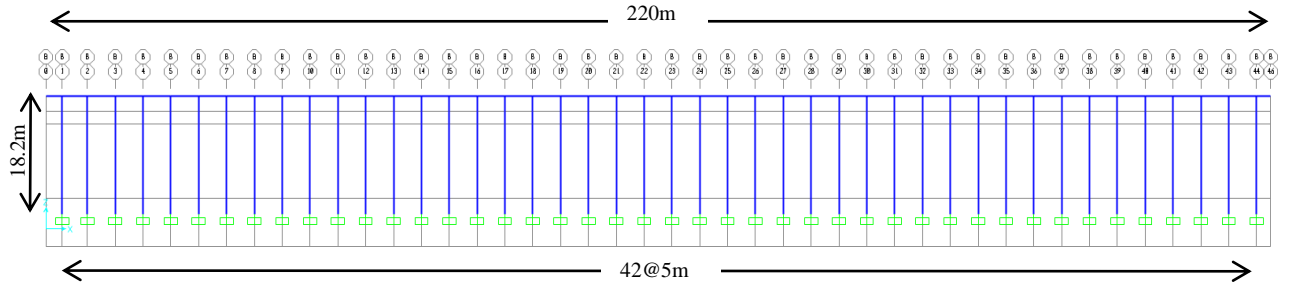


Figura 4.6: Vista en elevación del plano B de geometría, paralelo a plano X-Vertical.

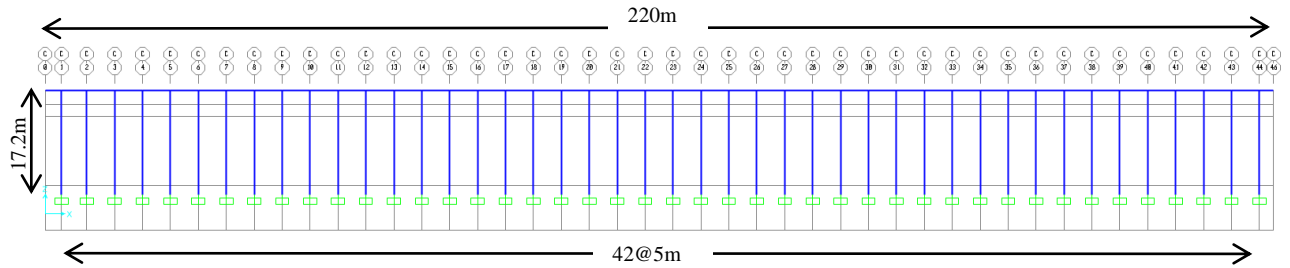


Figura 4.7: Vista en elevación del plano C de geometría, paralelo a plano X-Vertical.

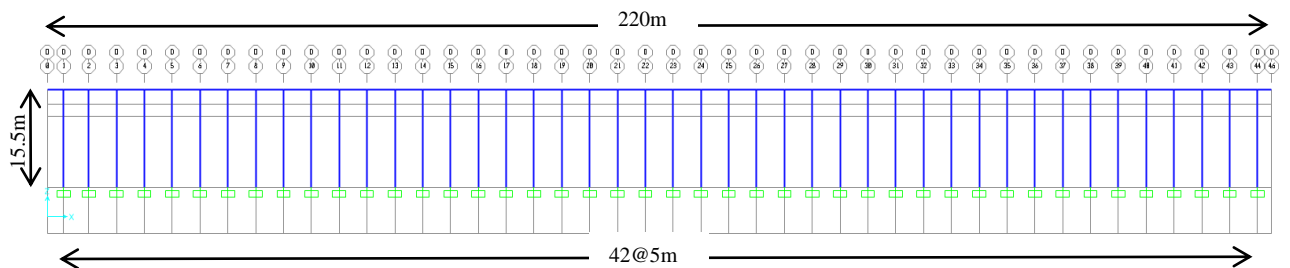


Figura 4.8: Vista en elevación del plano D de geometría, paralelo a plano X-Vertical.

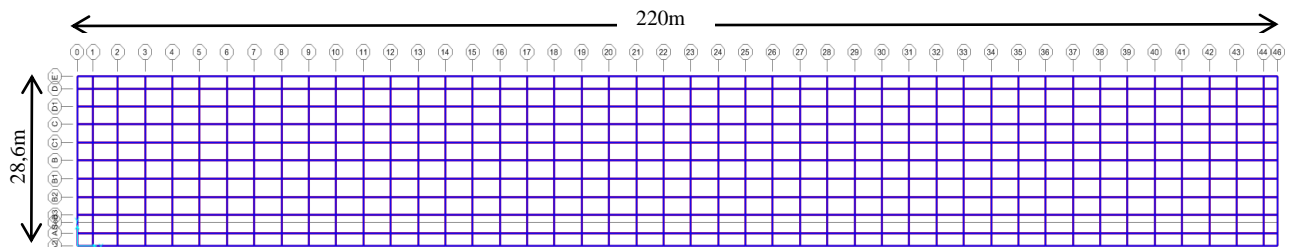


Figura 4.9: Vista en planta de geometría, paralelo a plano X-Y.

4.4.2.2. Modelación de estructura de muelle

Posterior a la creación de la geometría del modelo, se asignaron las secciones y materiales de todos los elementos que conforman la estructuración del muelle, es decir, vigas transversales, vigas longitudinales, pilotes verticales y losa de hormigón.

La unión entre las vigas transversales, vigas longitudinales y pilotes verticales se realizó mediante un cacho rígido. Los pilotes verticales se apoyaron sobre la base mediante apoyos de empotramiento.

Sobre los elementos que conforman la estructuración (en los casos que correspondía) se aplicaron las cargas estipuladas en el punto 4.4.1.

El modelo obtenido se muestra en las figuras siguientes:

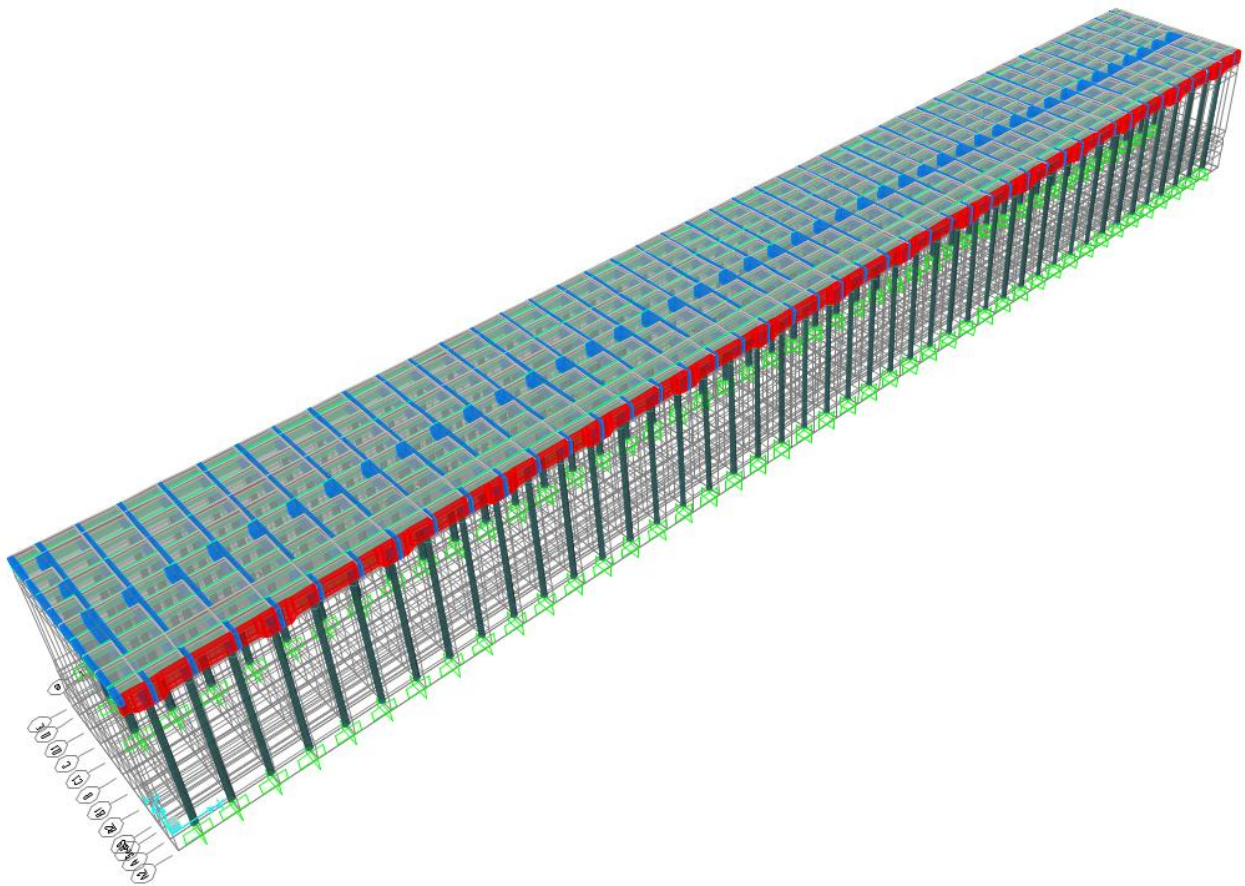


Figura 4.10: Vista tridimensional n°1 de modelación - Sitio 3.

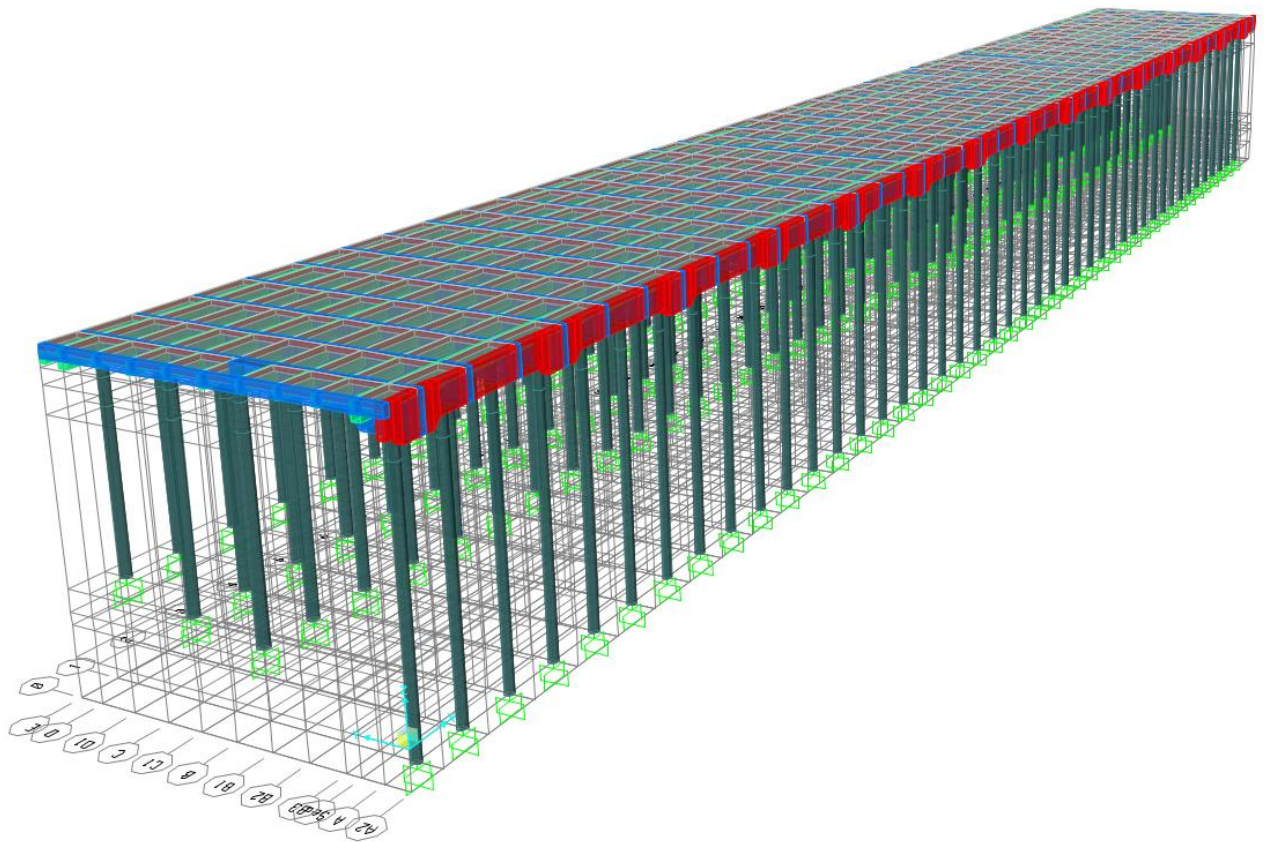


Figura 4.11: Vista tridimensional n°2 de modelación - Sitio 3.

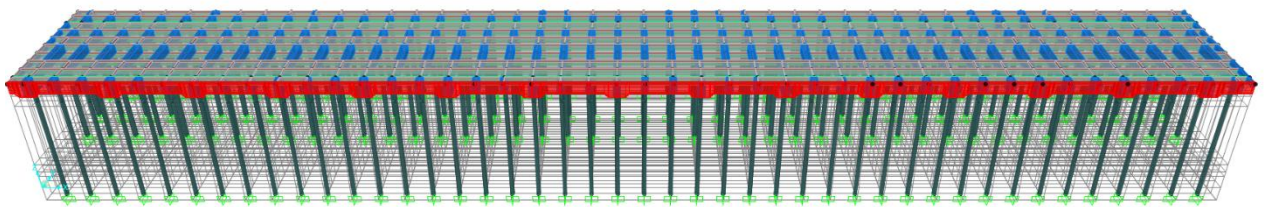


Figura 4.12: Vista tridimensional n°3 de modelación - Sitio 3.

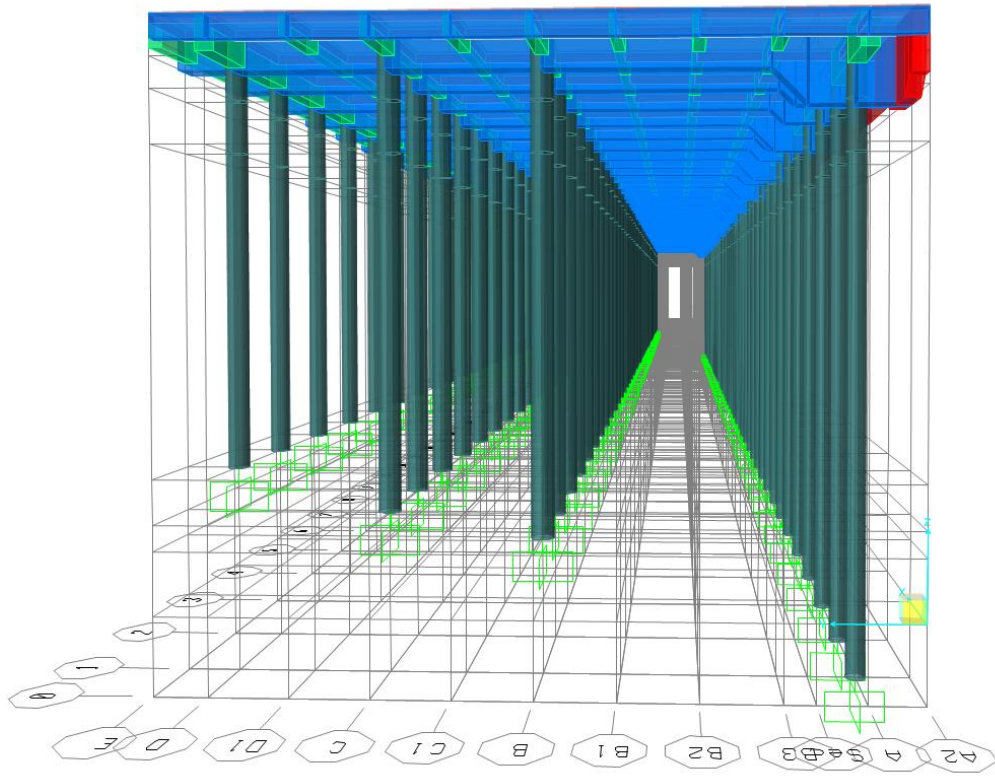


Figura 4.13: Vista tridimensional n°4 de modelación - Sitio 3.

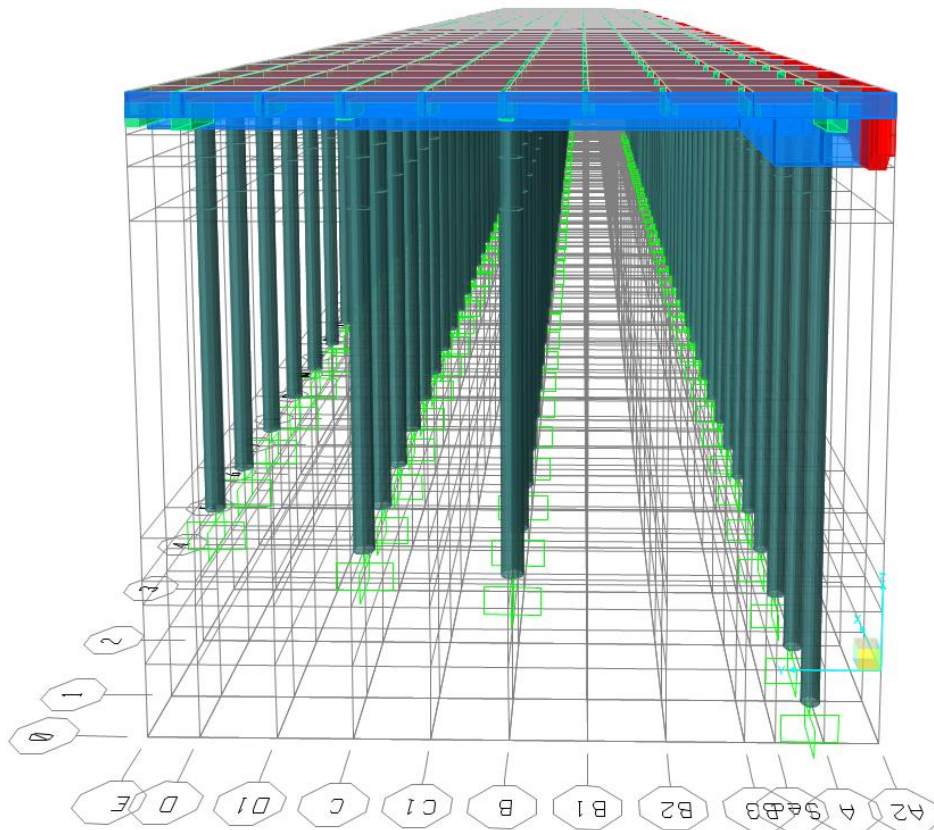


Figura 4.14: Vista tridimensional n°5 de modelación - Sitio 3.

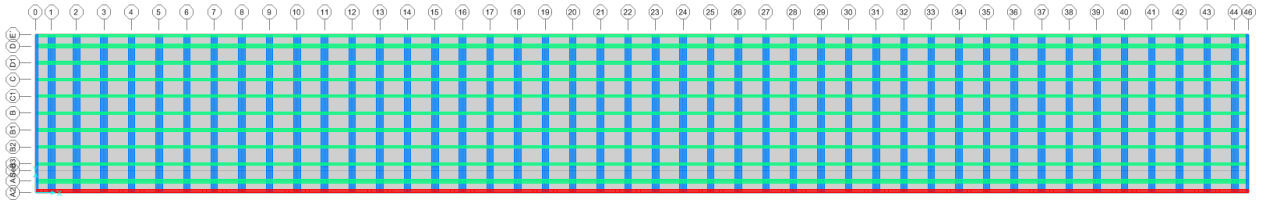


Figura 4.15: Vista en planta de modelación, paralelo a plano X-Y.

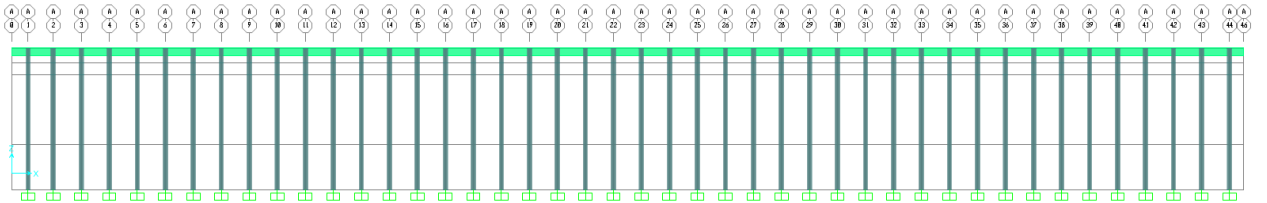


Figura 4.16: Vista en elevación del plano A de modelación, paralelo a plano X-Vertical.

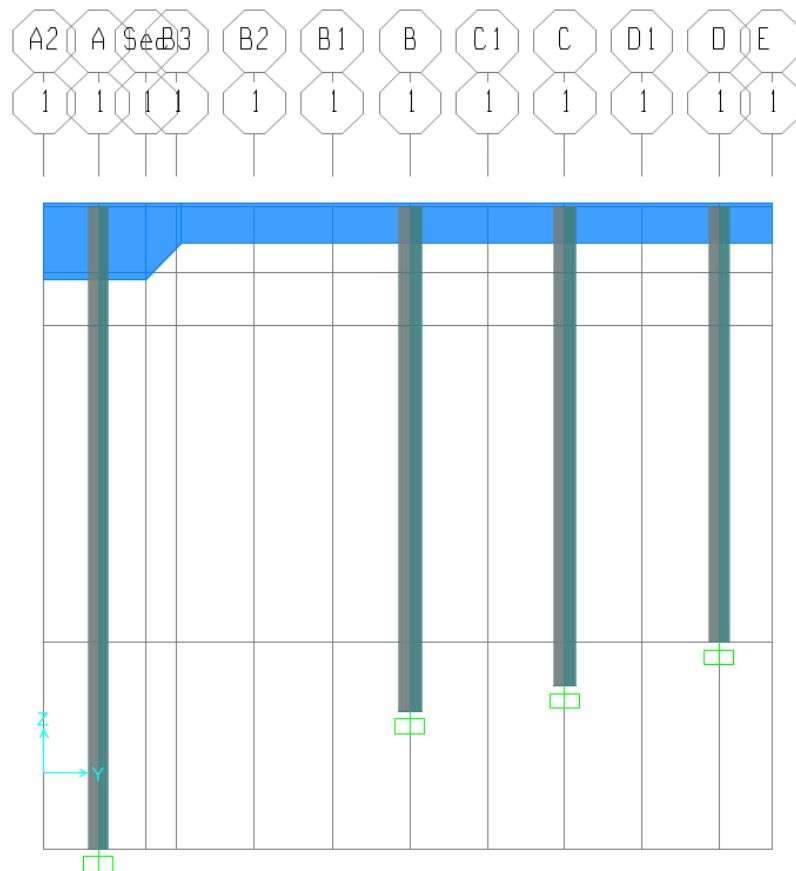


Figura 4.17: Vista en elevación del plano 1 de modelación, paralelo a plano Y-Vertical.

4.4.3. Análisis de estructura de muelle

La modelación y análisis de la estructura en el programa SAP2000, se realizó mediante el método numérico de elementos finitos (M.E.F), el cual permite obtener una solución numérica aproximada sobre la estructura en estudio.

El análisis consideró las combinaciones de cargas estipuladas en el punto 4.3.4, diferentes configuraciones de grúas sobre el tablero de hormigón estipuladas en el punto 4.2.2.2, y distintas hipótesis de masa. Por otro lado, la masa sísmica de la estructura puede variar según el número de grúas Gantry que operan sobre el tablero (siendo posible de 0 a 4).

4.4.3.1. Masa sísmica para análisis

La masa sísmica contempló las siguientes hipótesis de masa:

D	$D + 0,5SC$	$D + 0,5SC + 1Grúa$	$D + 0,5SC + 2Grúas$	$D + 0,5SC + 3Grúas$	$D + 0,5SC + 4Grúas$
-----	-------------	---------------------	----------------------	----------------------	----------------------

4.4.3.2. Análisis

A partir del análisis se obtuvo el momento incidente en el elemento Frame del pilote vertical, justo en la zona en que se conecta con el elemento Frame de la viga, como se muestra en la figura siguiente:

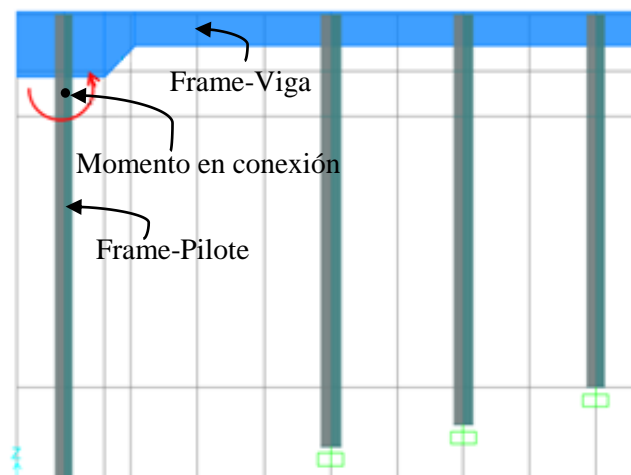


Figura 4.18: Momento obtenido mediante análisis- Sitio 3.

Lo anterior se realizó para todas las conexiones viga-pilote que posee la estructura, para las dos principales direcciones horizontales. De todos los momentos obtenidos del análisis se tomó el máximo, y con esta información se construyó una tabla de los momentos máximos en función de los casos nombrados en la Tabla 4.1 y de la dirección horizontal.

La metodología usada para obtener los máximos momentos en la conexión con pilote vertical, se utilizó también para determinar las máximas sollicitaciones axiales y de corte.

4.5. MODELACIÓN Y ANÁLISIS - EXTENSIÓN DEL SITIO 3

En esta sección se detalla la modelación y análisis de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.5.1. Valoración de cargas

En este punto se especifican los valores utilizados para las cargas descritas en el punto 4.2.

4.5.1.1. Columna de agua

Tabla 4.10: Valores para carga de columna de agua.

Elementos:	Tipo elemento:	Diámetro [mm]:	Carga lineal [tonf/m]:
Pilote vertical 1	Frame	1000	0,81
Pilote inclinado, vertical 2 y 3	Frame	1100	0,98

4.5.1.2. Sobrecarga de uso

Tabla 4.11: Valores de sobrecarga de uso.

Elemento:	Tipo elemento:	Estática [tonf/m ²):	Sísmica [tonf/m ²):
Losa	Shell	2,5	1,25

4.5.1.3. Carga de equipo pesado - Grúa Gantry (incluye impactos de grúa)

Tabla 4.12: Valores de cargas máximas sobre rieles (Grúa Gantry).

Elemento:	Tipo elemento:	Condición normal [tonf/m]:	Condición sísmica [tonf/m]:
Viga longitudinal	Frame	70	70 ± 10

4.5.1.4. Cargas sísmicas

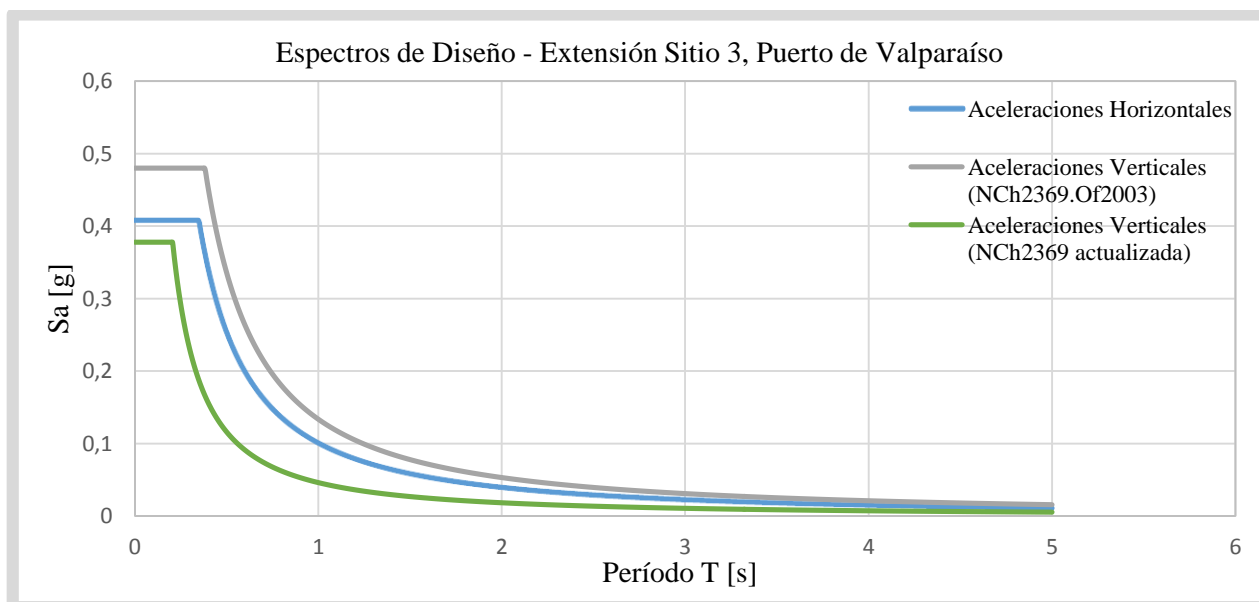


Figura 4.19: Espectros de diseño para la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.5.2. Modelación de estructura de muelle

4.5.2.1. Geometría de estructura de muelle

El modelo del muelle extensión sitio 3 en el programa SAP2000, fue proporcionado por la empresa PMI Energy Services S.A.

El modelo tenía asignados los elementos tipo “Frame” para los pilotes verticales, pilotes inclinados, vigas transversales y vigas longitudinales, y tipo “Shell” para la losa de hormigón armado.

La estructuración y geometría del modelo se muestran en las figuras siguientes:

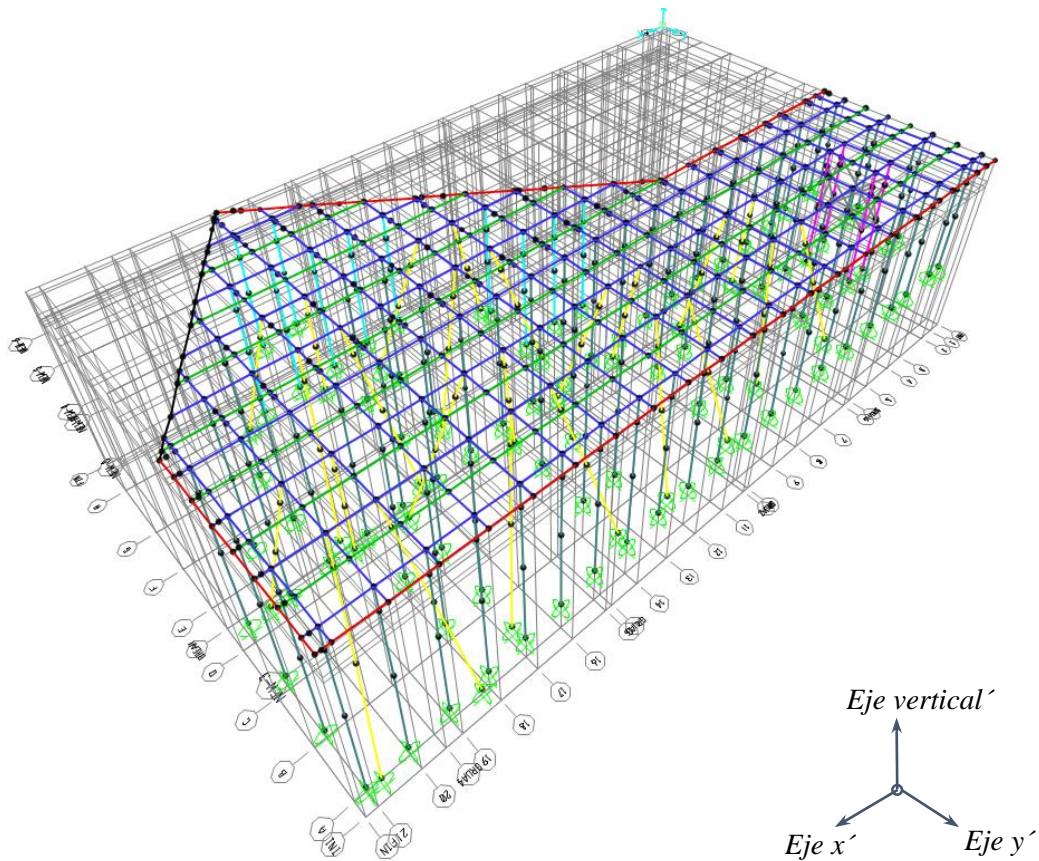


Figura 4.20: Vista tridimensional n°1 - principales direcciones horizontales.

En función del sistema de coordenadas mostrado en la Figura 4.20, se definen los siguientes planos ortogonales:

Tabla 4.13: Sistema de planos ortogonales para extensión del sitio 3.

Planos:	Descripción:
Plano X-Y'	Plano formado entre los ejes ortogonales $x' - y'$
Plano X-Vertical'	Plano formado entre los ejes ortogonales $x' - \text{vertical}'$
Plano Y-Vertical'	Plano formado entre los ejes ortogonales $y' - \text{vertical}'$

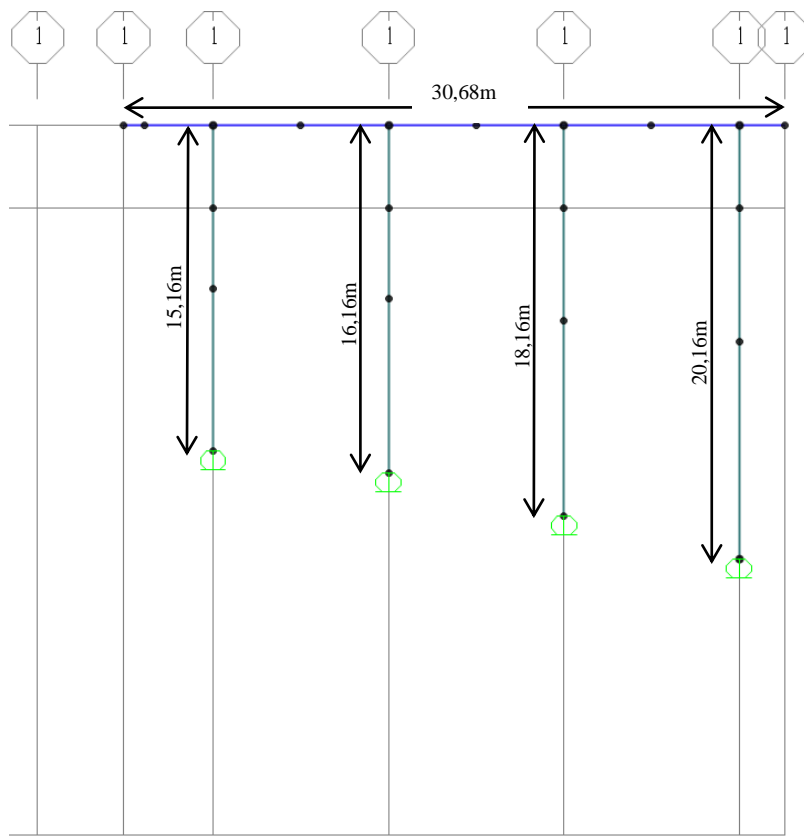


Figura 4.23: Vista en elevación del plano 1 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical'.

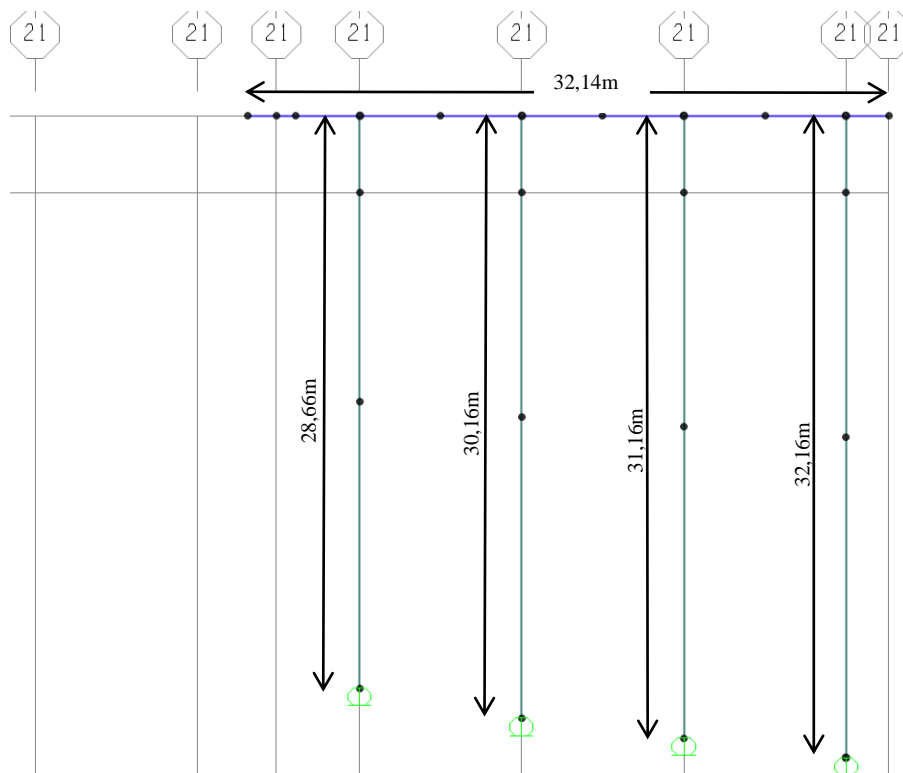


Figura 4.24: Vista en elevación del plano 21 de geometría, paralelo a plano Y-Vertical'.

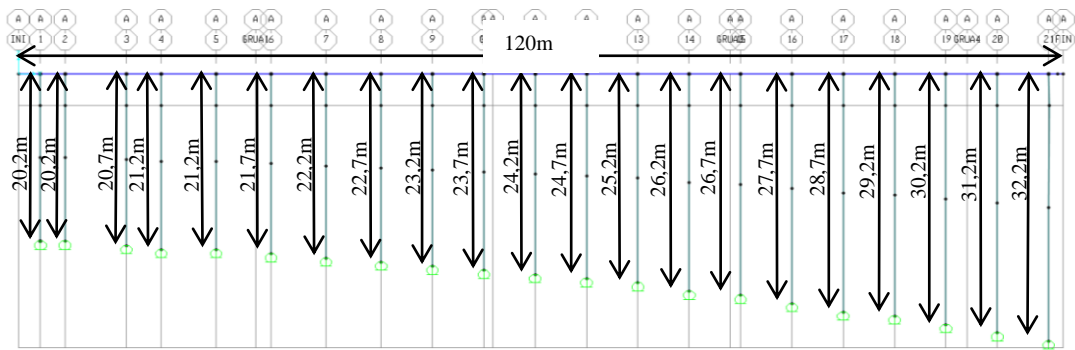


Figura 4.25: Vista en elevación del plano A de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

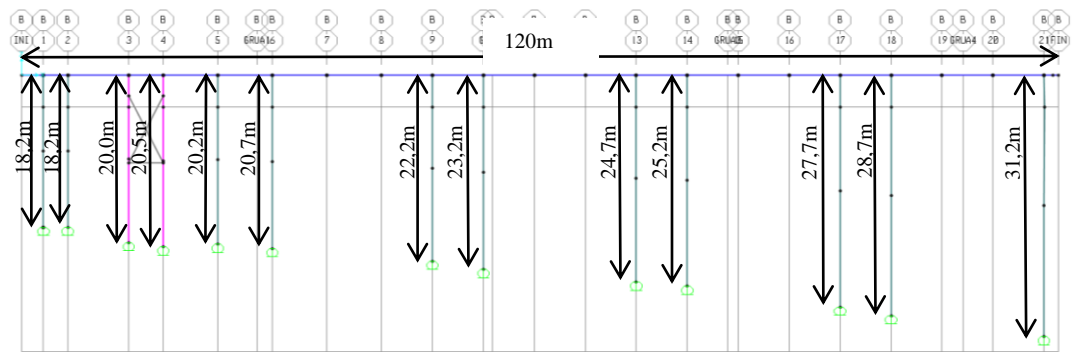


Figura 4.26: Vista en elevación del plano B de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

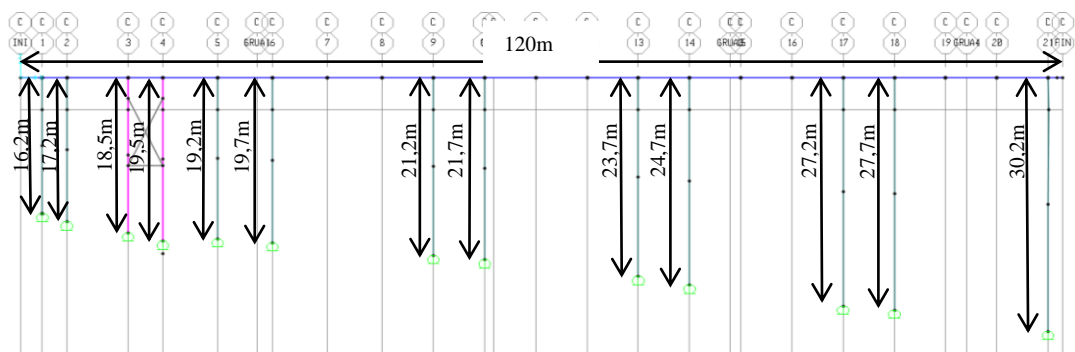


Figura 4.27: Vista en elevación del plano C de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

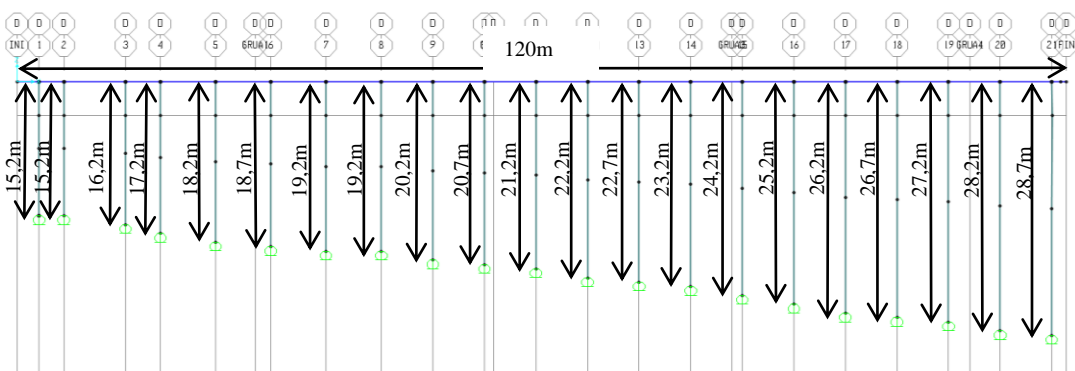


Figura 4.28: Vista en elevación del plano D de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

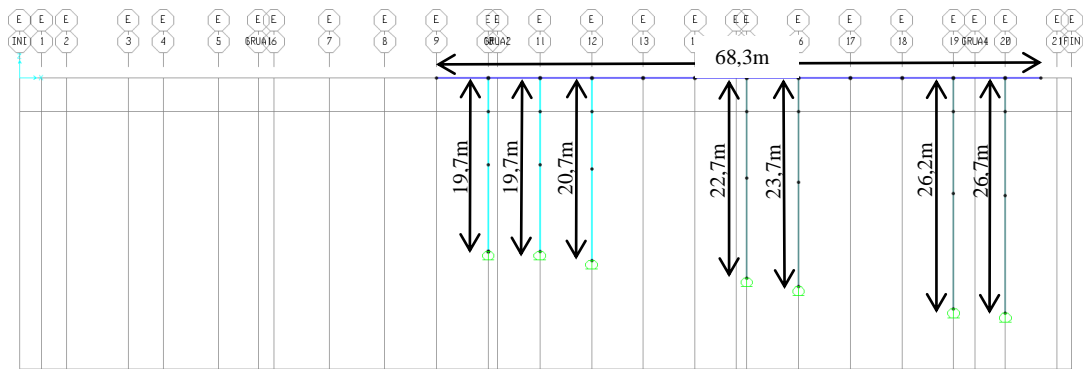


Figura 4.29: Vista en elevación del plano E de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

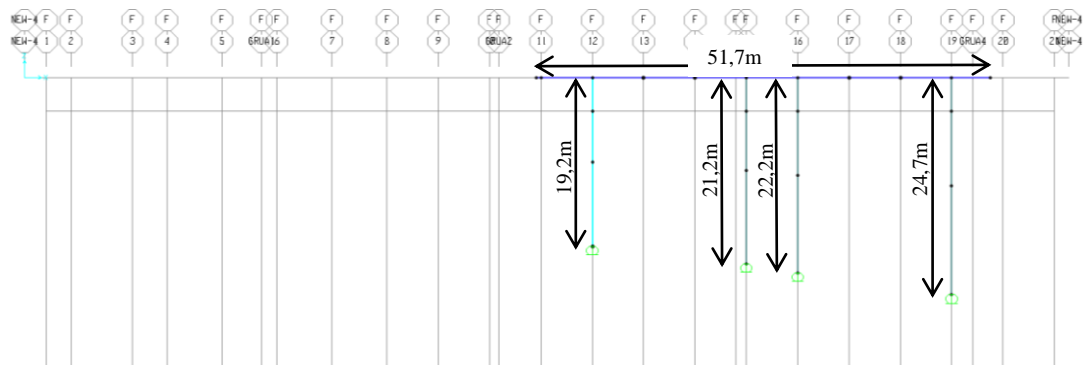


Figura 4.30: Vista en elevación del plano F de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

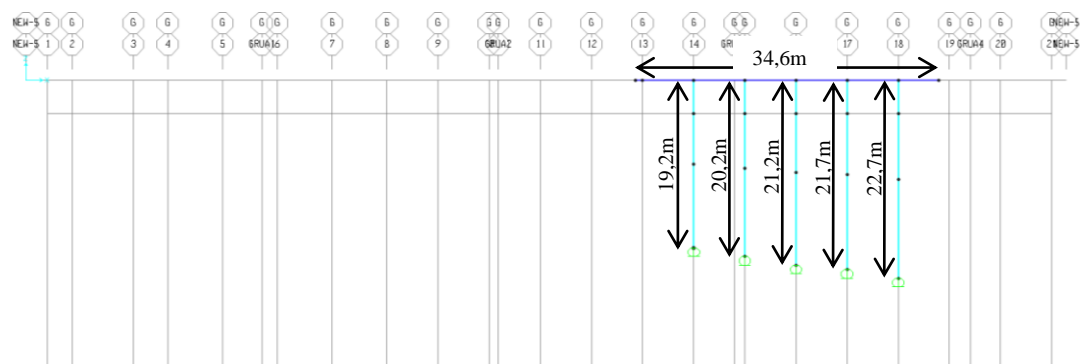


Figura 4.31: Vista en elevación del plano G de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

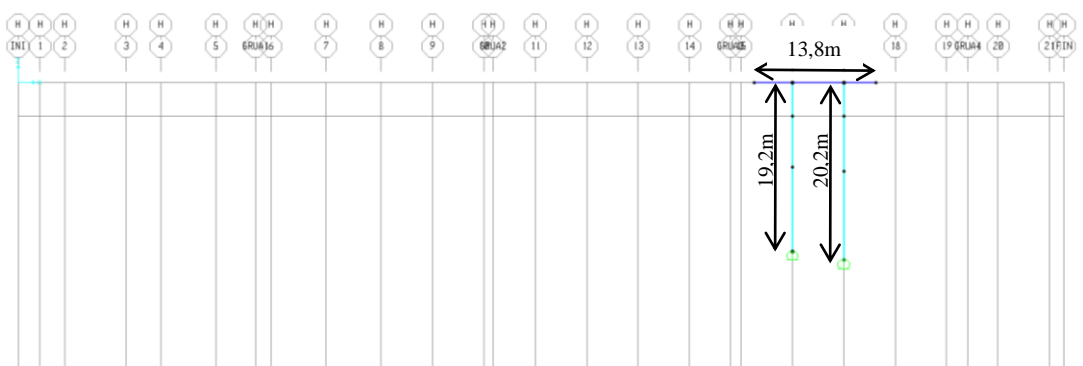


Figura 4.32: Vista en elevación del plano H de geometría, paralelo a plano X-Vertical'.

4.5.2.2. Modelación de estructura de muelle

Debido a que el modelo del muelle fue facilitado, en esta etapa sólo se realizaron revisiones en la asignación de las secciones y materiales de todos los elementos que conforman la estructuración del muelle.

Se verificó en el modelo que la unión entre las vigas transversales, vigas longitudinales y pilotes verticales o inclinados se realizó mediante un cacho rígido. El apoyo de los pilotes en la base estaba modelado por medio de resortes (permitiendo cierto grado de giro y desplazamiento).

Sobre los elementos que conforman la estructuración (en los casos que correspondía), se aplicaron las cargas estipuladas en el punto 4.5.1.

El modelo obtenido se muestra en las figuras siguientes:

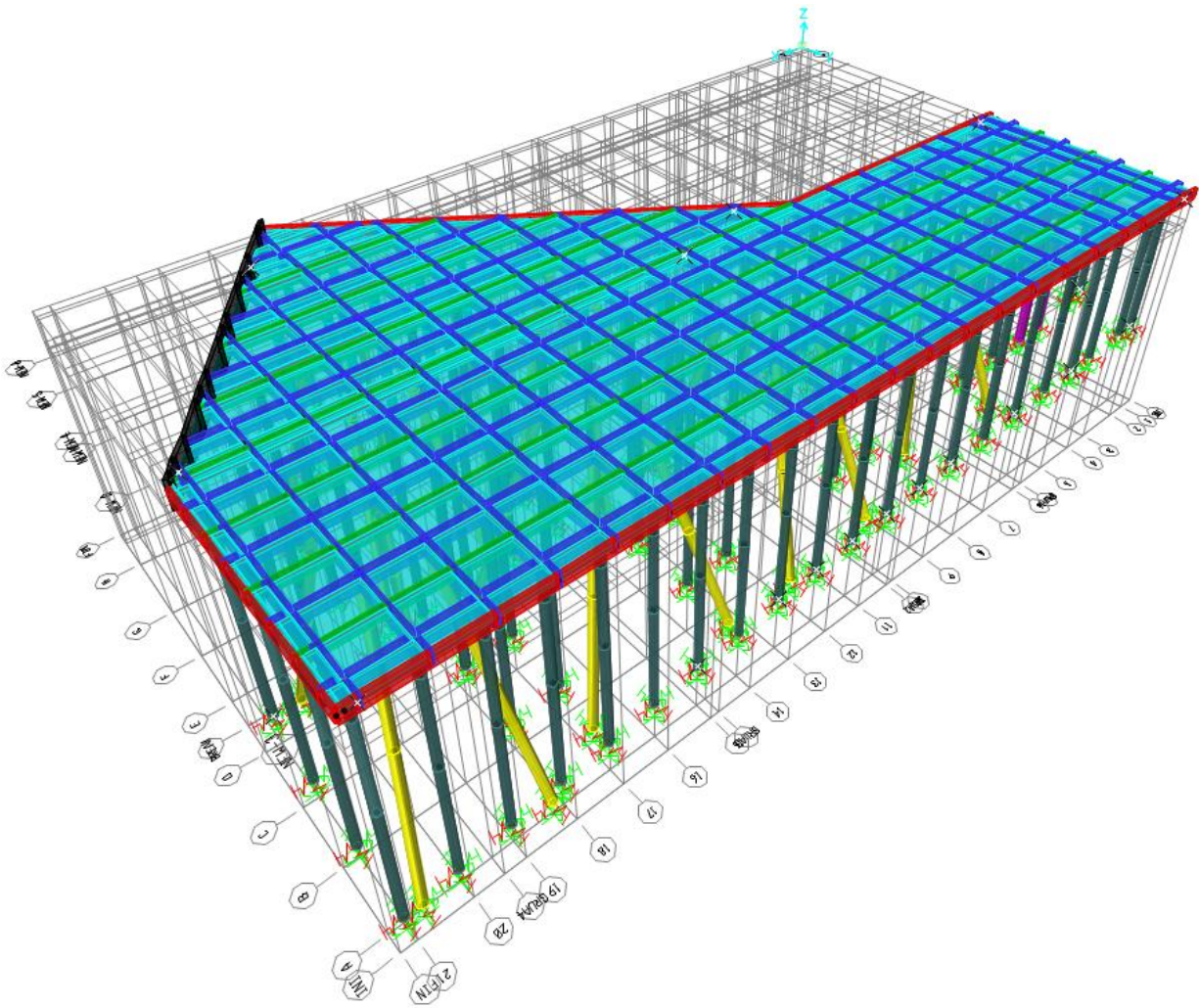


Figura 4.33: Vista tridimensional n°1 de modelación - Extensión sitio 3.

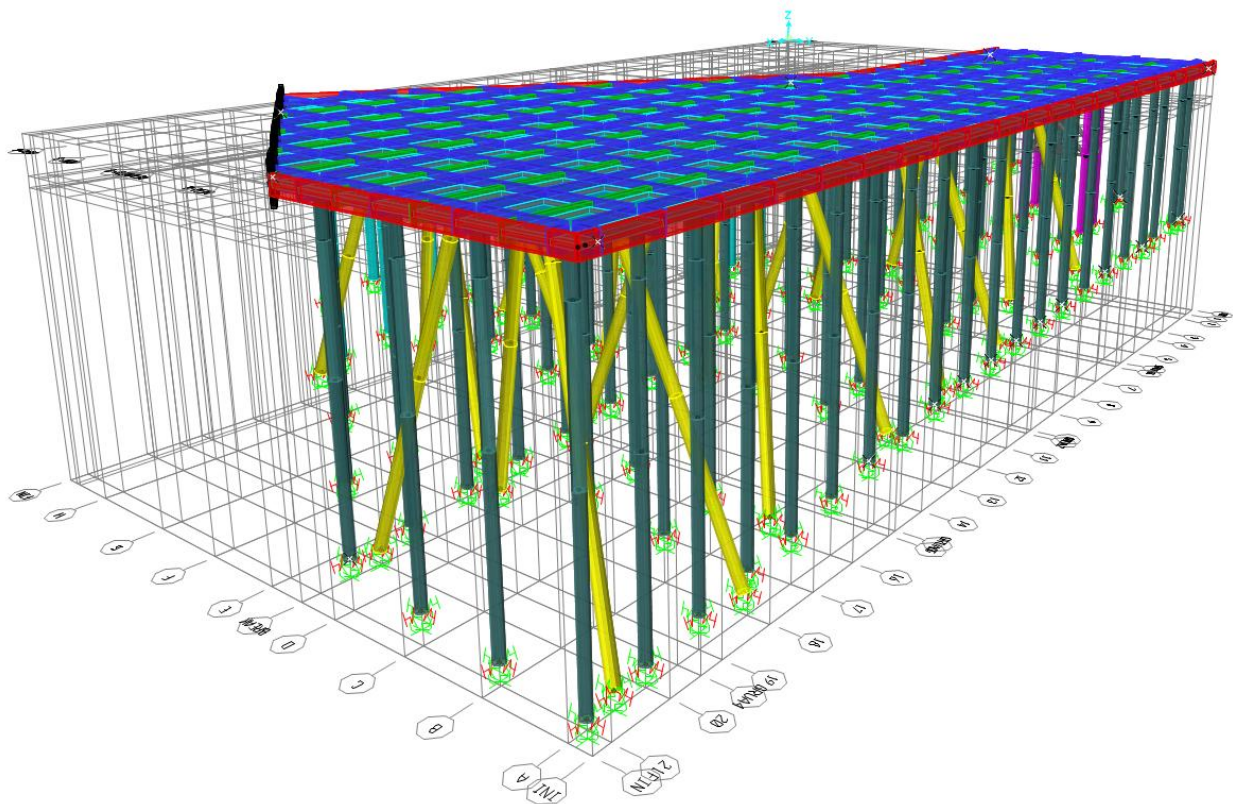


Figura 4.34: Vista tridimensional n°2 de modelación - Extensión sitio 3.

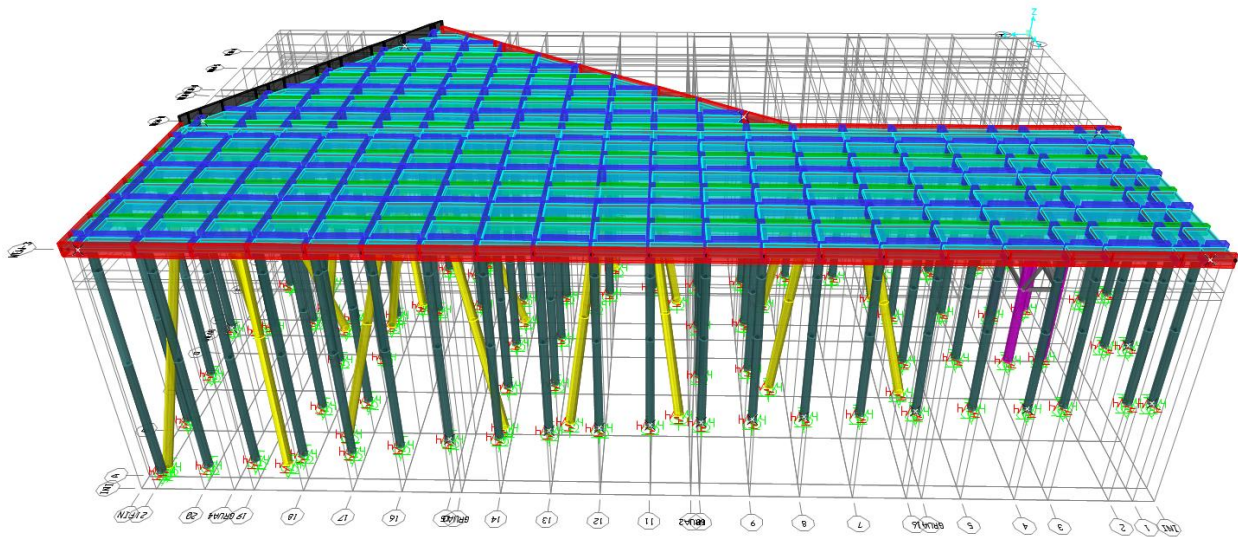


Figura 4.35: Vista tridimensional n°3 de modelación - Extensión sitio 3.

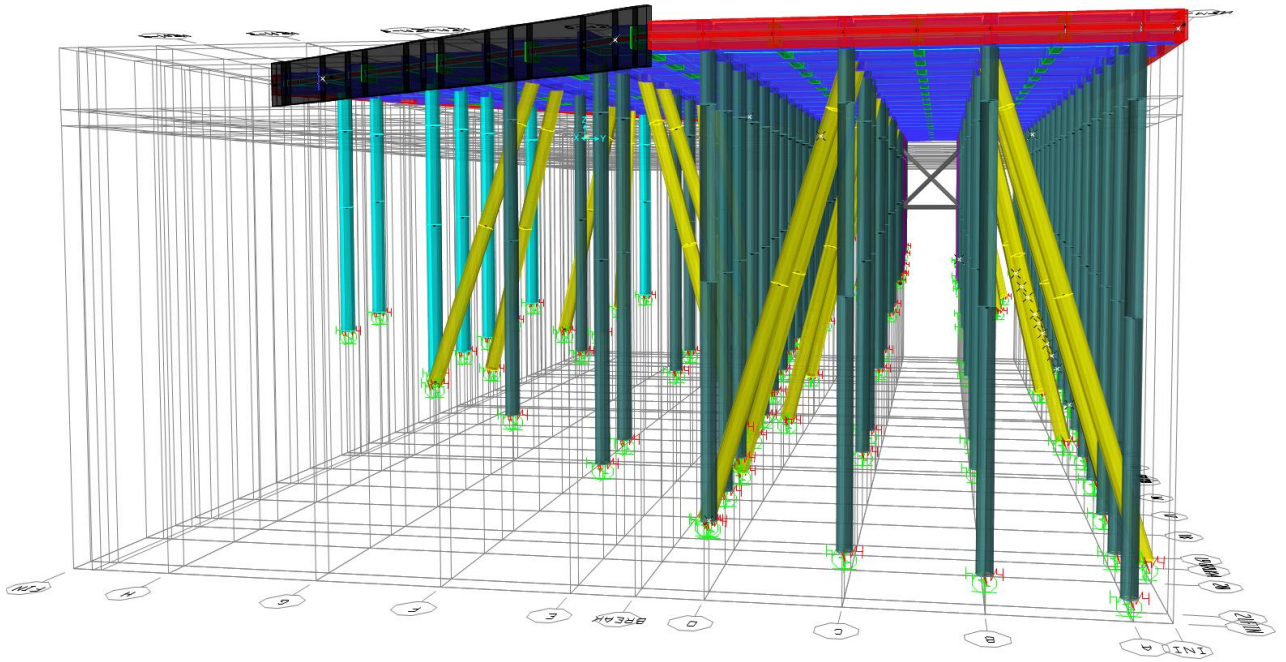


Figura 4.36: Vista tridimensional n°4 de modelación - Extensión sitio 3.

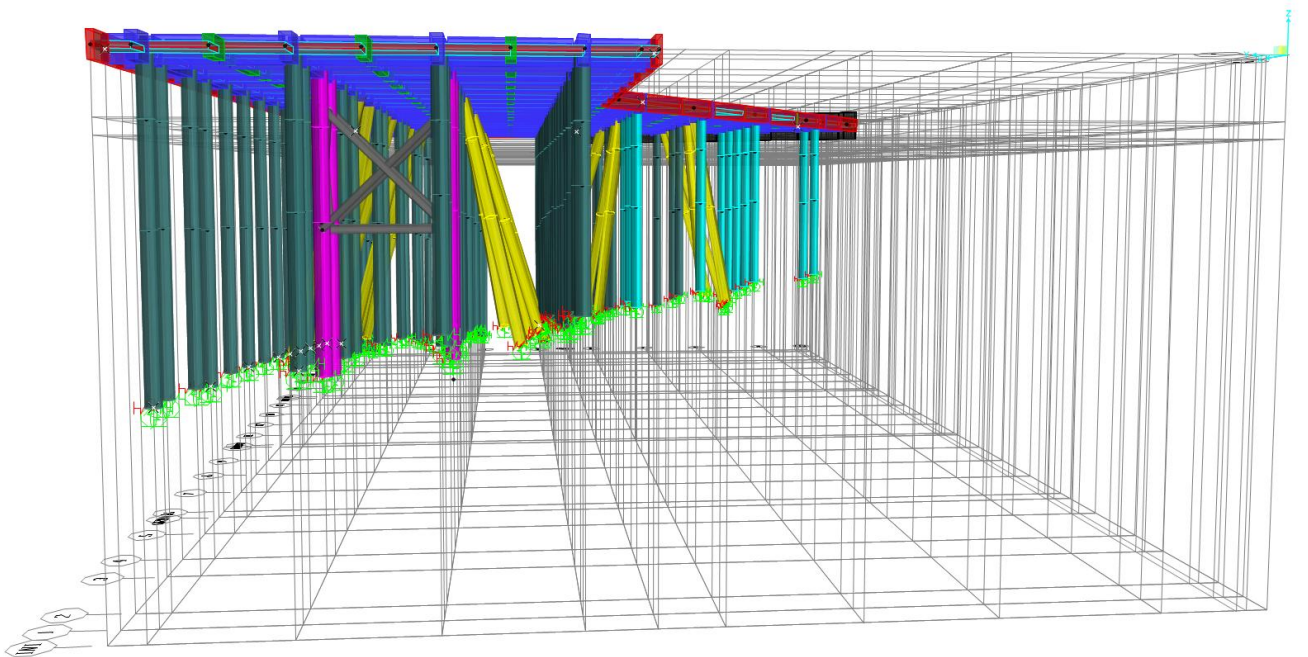


Figura 4.37: Vista tridimensional n°5 de modelación - Extensión sitio 3.

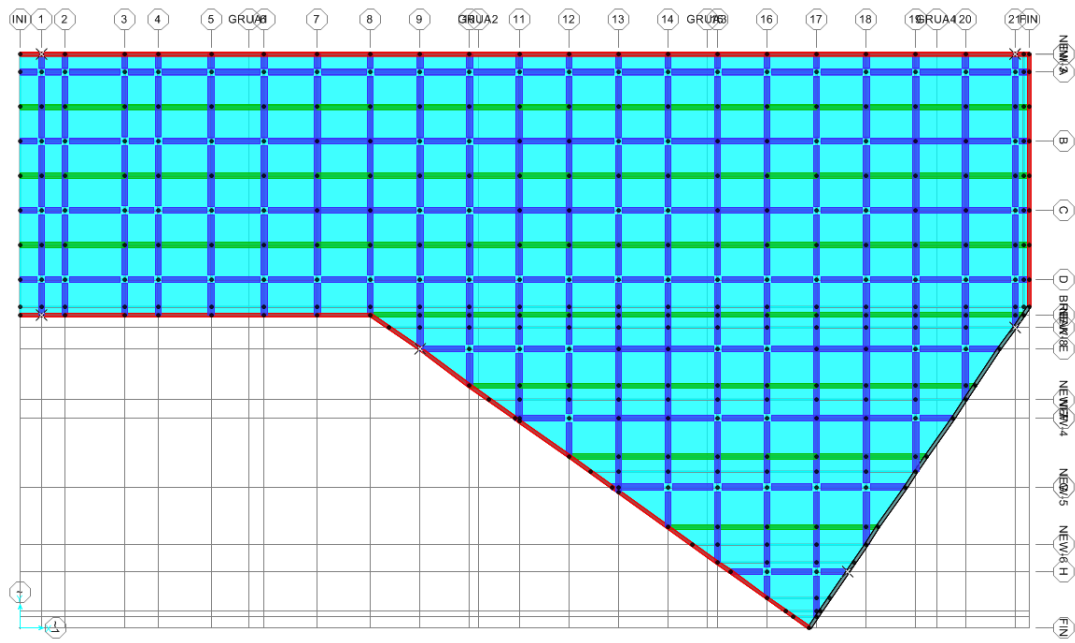


Figura 4.38: Vista en planta de modelación, paralelo a plano X-Y'.

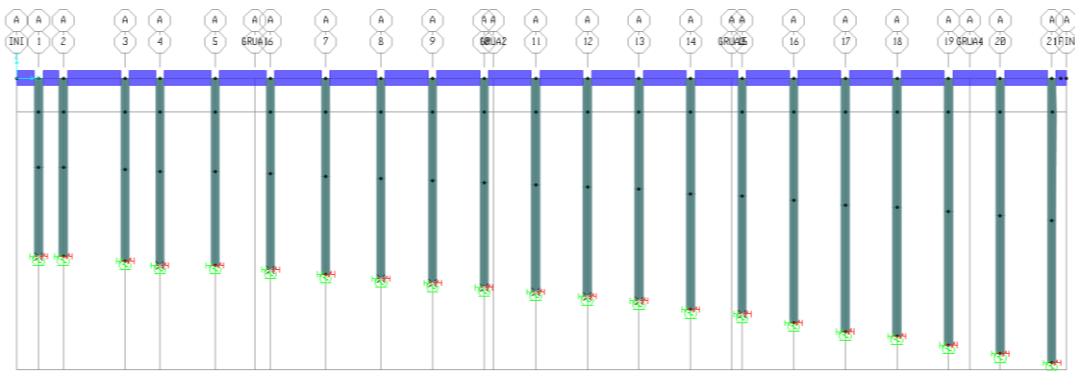


Figura 4.39: Vista en elevación del plano A de modelación, paralelo a plano X-Vertical'.

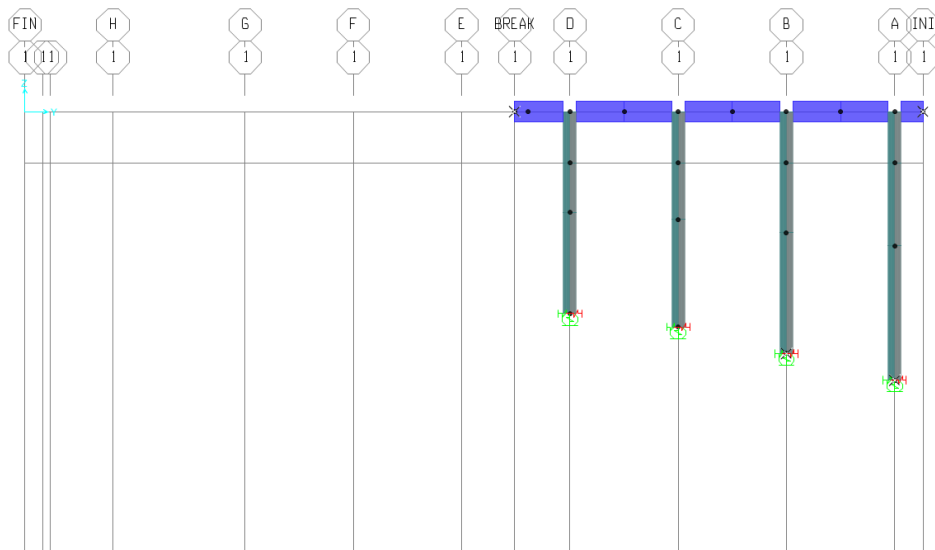


Figura 4.40: Vista en elevación del plano I de modelación, paralelo a plano Y-Vertical'.

4.5.3. Análisis de estructura de muelle

La modelación y análisis de la estructura en el programa SAP2000, se realizó mediante el método numérico de elementos finitos (M.E.F).

El análisis consideró las combinaciones de cargas estipuladas en el punto 4.3.4, diferentes configuraciones de grúas sobre el tablero de hormigón estipuladas en el punto 4.2.2.2, y distintas hipótesis de masa.

4.5.3.1. Masa sísmica para análisis

La masa sísmica contempló las siguientes hipótesis de masa:

D	$D + 0,5SC$	$D + 0,5SC + 1Grúa$	$D + 0,5SC + 2Grúas$	$D + 0,5SC + 3Grúas$	$D + 0,5SC + 4Grúas$
-----	-------------	---------------------	----------------------	----------------------	----------------------

4.5.3.2. Análisis

A partir del análisis se obtuvo el momento incidente en el elemento Frame del pilote inclinado, justo en la zona en que se conecta con el elemento Frame de la viga, como se muestra en la figura siguiente:

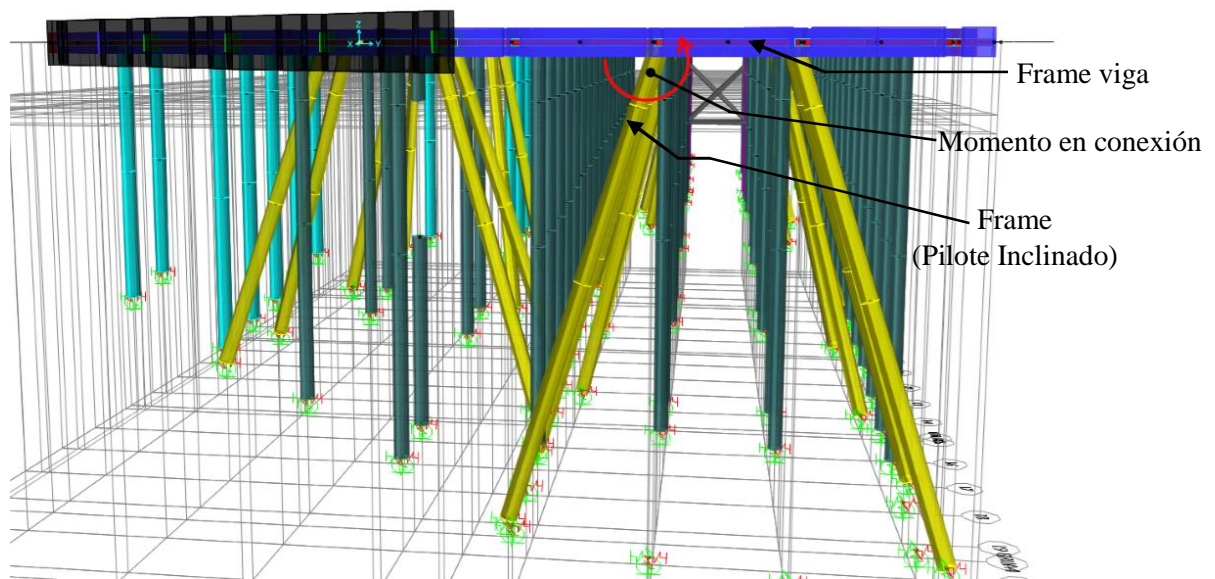


Figura 4.41: Momento obtenido mediante análisis- Extensión sitio 3.

Lo anterior se realizó para todas las conexiones viga-pilote inclinado que posee la estructura, para las dos principales direcciones horizontales. De todos los momentos obtenidos del análisis se tomó el máximo, y con esta información se construyó una tabla de los momentos máximos en función de los casos nombrados en la Tabla 4.1 y de la dirección horizontal.

La metodología usada para obtener los máximos momentos en la conexión con pilote inclinado, se utilizó también para determinar las máximas solicitaciones axiales y de corte.

4.6. RESULTADOS DEL CAPÍTULO

4.6.1. Resultados del análisis – Sitio 3


4.6.1.1. Solicitación máxima de momento – Sitio 3

Mediante el análisis se determinó el momento máximo que actúa en la conexión viga-pilote para las dos direcciones horizontales del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.1.1.1. Sismo principal actuando en la dirección transversal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.42, el momento máximo “ M_{tra} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas a un cuarto del largo del muelle una al lado de otra (en el eje longitudinal).

Tabla 4.14: Momento sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	225,6	1.2D + 1.4Sy1 + L	-109,3	7,5	23,0	70,2
		(-)	-230,4	1.2D + 1.4Sy1 + L	-168,0	-8,2	-22,5	-66,3

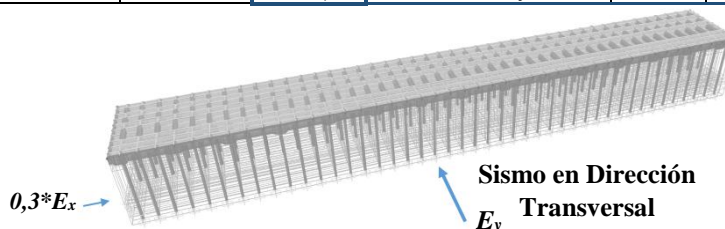
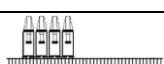


Figura 4.42: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.

4.6.1.1.2. Sismo principal actuando en la dirección longitudinal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.43, el momento máximo “ M_{lon} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas a un cuarto del largo del muelle una al lado de otra (en el eje longitudinal).

Tabla 4.15: Momento sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	106,8	1.2D + 1.4Sx1 + L	-148,7	15,2	11,9	145,9
		(-)	-73,1	1.2D + 1.4Sx1 + L	-165,3	-15,6	-7,8	-153,2

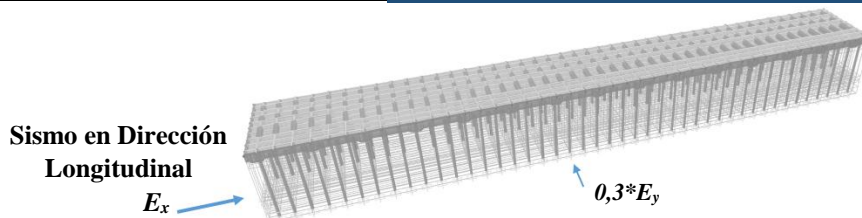


Figura 4.43: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Sitio 3.


4.6.1.2. Solicitación máxima axial – Sitio 3

Mediante el análisis se determinaron las máximas solicitaciones de compresión y tracción que actúan en la conexión viga-pilote del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.1.2.1. Solicitación de compresión máxima

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.44, la compresión máxima “P” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas dos en cada esquina (en el eje longitudinal).

Tabla 4.16: *Compresión sísmica máxima para muelle Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.*

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	141,9	0.9D + 1.4Sy1	180,8	4,6	16,0	37,6
		(-)	12,0	1.2D + 1.0L+ 1.4Sy1	-825,9	0,0	0,9	-0,1

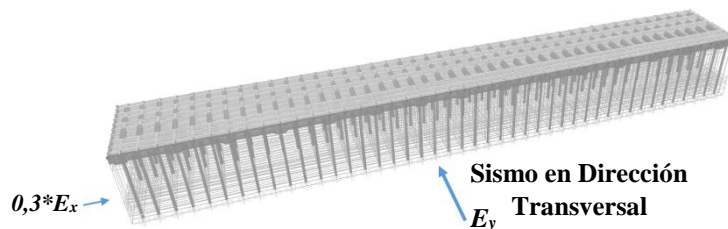



Figura 4.44: *Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.*

4.6.1.2.2. Solicitación de tracción máxima

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.45, la tracción máxima “P” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas dos en cada esquina (en el eje longitudinal).

Tabla 4.17: *Tracción sísmica máxima para muelle Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.*

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	141,9	0.9D + 1.4Sy1	180,8	4,6	16,0	37,6
		(-)	12,0	1.2D +1.0L+ 1.4Sy1	-825,9	0,0	0,9	-0,1

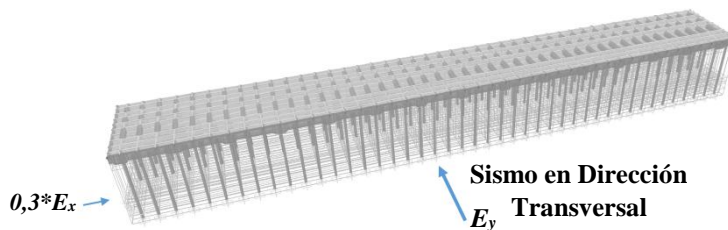


Figura 4.45: *Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.*


4.6.1.3. Solicitación máxima de corte – Sitio 3

Mediante el análisis se determinó el corte máximo que actúa en la conexión viga-pilote para las dos direcciones horizontales del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.1.3.1. Sismo principal actuando en la dirección transversal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.46, el corte máximo “ V_{tra} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas una al lado de otra en una esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.18: Corte sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	162,3	1.2D + 1.4Sy1 + L	-56,5	7,2	25,0	46,6
		(-)	-163,9	0.9D + 1.4Sy1	-198,5	-8,2	-24,3	-53,9

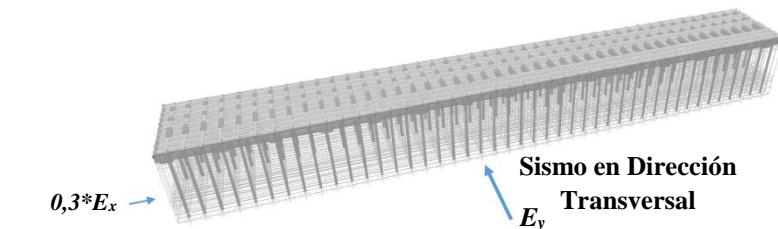



Figura 4.46: Dirección de sismo transversal sobre muelle Sitio 3.

4.6.1.3.2. Sismo principal actuando en la dirección longitudinal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.47, el corte máximo “ V_{lon} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas una al lado de otra en una esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.19: Corte sísmico máximo para muelle Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	78,2	1.2D + 1.4Sx1 + L	-149,4	15,3	12,1	108,8
		(-)	-47,9	1.2D + 1.4Sx1 + L	-327,1	-16,2	-7,7	-95,6

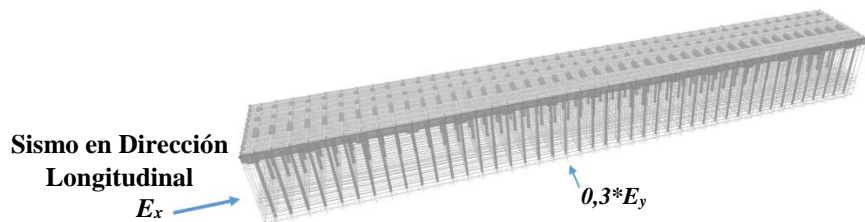


Figura 4.47: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Sitio 3.

4.6.2. Resumen Solicitaciones máximas – Sitio 3

A partir de las tablas del punto 4.6.1, se obtienen las máximas sollicitaciones de momento, compresión, tracción y corte, correspondientes al Sitio 3. El resumen de los resultados es el siguiente:

Tabla 4.20: Solicitaciones máximas en la conexión viga-pilote del sitio3.

Solicitaciones máximas – Sitio 3				
Momento máximo - M_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
230,4	-168,0	8,2	22,5	66,3
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
2,26E+09	-1,65E+06	8,04E+04	2,21E+05	6,50E+08
Compresión máxima - P_{min}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
12	-825,9	0,0	0,9	0,1
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
1,18E+08	-8,10E+06	7,49E+01	8,83E+03	9,81E+05
Tracción máxima - P_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
141,9	180,8	4,6	16	37,6
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
1,39E+09	1,77E+06	4,51E+04	1,57E+05	3,69E+08
Corte máximo - V_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
162,3	-56,5	7,2	25,0	46,6
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
1,59E+09	-5,54E+05	7,06E+04	2,45E+05	4,57E+08

Notar que los valores de momento y corte se tomaron como valores positivos. En el caso de los esfuerzos axiales, el signo “-” significa compresión y el signo “+” significa tracción. Además, cada valor de la tabla se dispone en dos unidades distintas (dado que en función del software utilizado, se trabajó en unidades diferentes).

En el anexo B se disponen las tablas con el detalle de las máximas sollicitaciones de momento, corte y carga axial, para todas las configuraciones de grúas analizadas.

4.6.3. Resultados del análisis – Extensión sitio 3


4.6.3.1. Solicitación máxima de momento – Extensión sitio 3

Mediante el análisis se determinó el momento máximo que actúa en la conexión viga-pilote inclinado para las dos direcciones horizontales de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.3.1.1. Sismo principal actuando en la dirección transversal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.48, el momento máximo “ M_{tra} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas en una esquina del muelle una al lado de otra (en el eje longitudinal).

Tabla 4.21: Momento sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	138,5	1.2D + 1.4Sy1 + L	140,3	9,4	8,3	81,3
		(-)	-150,1	1.2D + 1.4Sy1 + L	-498,2	-0,9	-7,7	-61,3

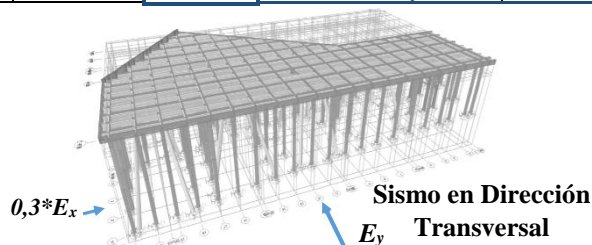



Figura 4.48: Dirección de sismo transversal sobre muelle Extensión sitio 3.

4.6.3.1.2. Sismo principal actuando en la dirección longitudinal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.49, el momento máximo “ M_{lon} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, tres situadas en una esquina del muelle una al lado de otra (en el eje longitudinal).

Tabla 4.22: Momento sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	77,3	1.2D + 1.4Sx1 + L	94,4	10,7	7,7	115,6
		(-)	-57,0	1.2D + 1.4Sx1 + L	-652,9	-0,3	-3,7	-121,9

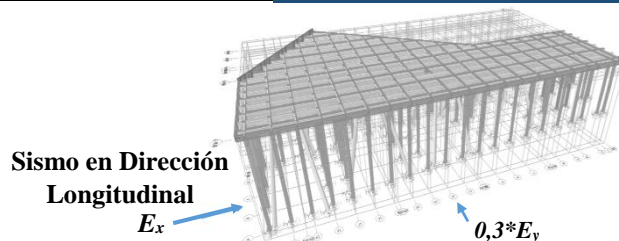


Figura 4.49: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.


4.6.3.2. Solicitación máxima axial – Extensión sitio 3

Mediante el análisis se determinaron las máximas solicitaciones de compresión y tracción que actúan en la conexión viga-pilote inclinado de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.3.2.1. Solicitación de compresión máxima

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.50, la compresión máxima “P” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas dos en cada esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.23: Compresión sísmica máxima para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	18,1	0.9D + 1.4Sx1	403,9	7,6	5,2	33,1
		(-)	-40,5	1.2D + 1.4Sx1 + L	-725,4	-15,6	-5,2	-91,0

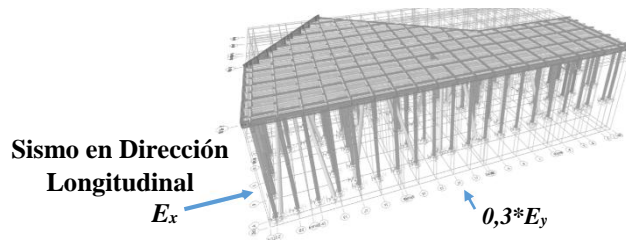



Figura 4.50: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.

4.6.3.2.2. Solicitación de tracción máxima

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.51, la tracción máxima “P” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas dos en cada esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.24: Tracción sísmica máxima para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	18,1	0.9D + 1.4Sx1	403,9	7,6	5,2	33,1
		(-)	-40,5	1.2D + 1.4Sx1 + L	-725,4	-15,6	-5,2	-91,0

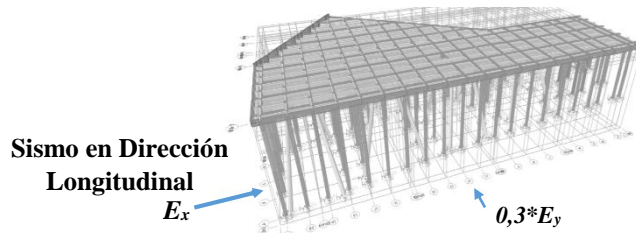


Figura 4.51: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.

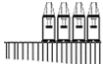
4.6.3.3. Solicitación máxima de corte– Extensión sitio 3

Mediante el análisis se determinó el corte máximo que actúa en la conexión viga-pilote inclinado para las dos direcciones horizontales de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

4.6.3.3.1. Sismo principal actuando en la dirección transversal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4.52, el corte máximo “ V_{tra} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas una al lado de otra en una esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.25: Corte sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección transversal o en eje y.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	85,4	1.2D + 1.4Sx1 + L	-18,9	0,3	11,7	32,8
		(-)	-83,9	0.9D + 1.4Sx1	-414,7	-10,2	-10,6	-65,4

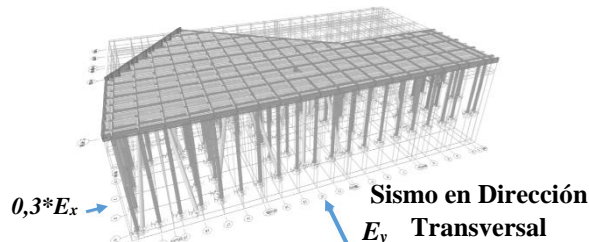



Figura 4.52: Dirección de sismo transversal sobre muelle Extensión sitio 3.

4.6.3.3.2. Sismo principal actuando en la dirección longitudinal del muelle

Con el sismo principal actuando en la dirección longitudinal, como se muestra en la Figura 4.53, el corte máximo “ V_{lon} ” se genera cuando existen cuatro grúas Gantry operando sobre el tablero, situadas dos en cada esquina del muelle (en el eje longitudinal).

Tabla 4.26: Corte sísmico máximo para muelle Ext. Sitio 3- Dirección longitudinal o en eje x.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M_{tra} [tonf*m]	Combinación:	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
Dead+0.5*Live +4Grúa		(+)	22,0	0.9D + 1.4Sx1	226,4	9,1	7,4	25,0
		(-)	-46,9	1.2D + 1.4Sy1 + L	-579,6	-17,5	-4,9	-117,1

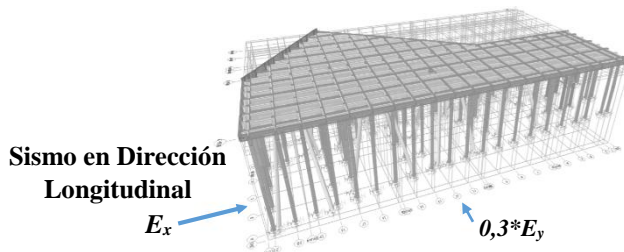


Figura 4.53: Dirección de sismo longitudinal sobre muelle Extensión sitio 3.

4.6.4. Resumen Solicitaciones máximas – Extensión Sitio 3

A partir de las tablas del punto 4.6.3, se obtienen las máximas solicitaciones de momento, compresión, tracción y corte, correspondientes a la Extensión del Sitio 3. El resumen de los resultados es el siguiente:

Tabla 4.27: Solicitaciones máximas en la conexión viga-pilote de la extensión del sitio3.

Solicitaciones máximas – Extensión Sitio 3				
Momento máximo - M_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
150,1	-498,2	0,9	7,7	61,3
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
1,47E+09	-4,89E+06	9,02E+03	7,55E+04	6,01E+08
Compresión máxima - P_{min}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
40,5	-725,4	15,6	5,2	91,0
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
3,97E+08	-7,11E+06	1,53E+05	5,10E+04	8,92E+08
Tracción máxima - P_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
18,1	403,9	7,6	5,2	33,1
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
1,78E+08	3,96E+06	7,45E+04	5,10E+04	3,25E+08
Corte máximo - V_{max}				
M_{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V_{lon} [tonf]	V_{tra} [tonf]	M_{lon} [tonf*m]
46,9	-579,6	17,5	4,9	117,1
M_{tra} [N*mm]	P [N]	V_{lon} [N]	V_{tra} [N]	M_{lon} [N*mm]
4,60E+08	-5,68E+06	1,72E+05	4,81E+04	1,15E+09

Notar que los valores de momento y corte se tomaron como valores positivos. En el caso de los esfuerzos axiales, el signo “-” significa compresión y el signo “+” significa tracción. Además, cada valor de la tabla se dispone en dos unidades distintas (dado que en función del software utilizado, se trabajó en unidades diferentes).

En el anexo B se disponen las tablas con el detalle de las máximas solicitaciones de momento, corte y carga axial, para todas las configuraciones de grúas analizadas.

4.6.5. Distribución de momentos máximos en conexiones del muelle sitio 3

A partir del análisis realizado es posible obtener información de cómo se distribuyen los momentos máximos en las diversas conexiones viga-pilote que posee el sitio 3. Si se considera que la estructura posee 44 marcos rígidos en la dirección transversal, y que cada marco se compone de cuatro pilotes verticales (lo que implica cuatro conexiones por cada marco), entonces el total de conexiones viga-pilote que posee el muelle son 176.

Con motivo de estudiar la distribución de momentos máximos, en la Figura 4.54 se muestra la geometría de un marco rígido del sitio 3, notar que en la dirección transversal la estructura posee cuatro filas de pilotes verticales dispuestos en talud. Para efectos de este análisis las conexiones viga-pilote de la primera fila se identifican como “ConexiónF1”, las conexiones de la segunda fila como “ConexiónF2” y así sucesivamente hasta la cuarta fila.

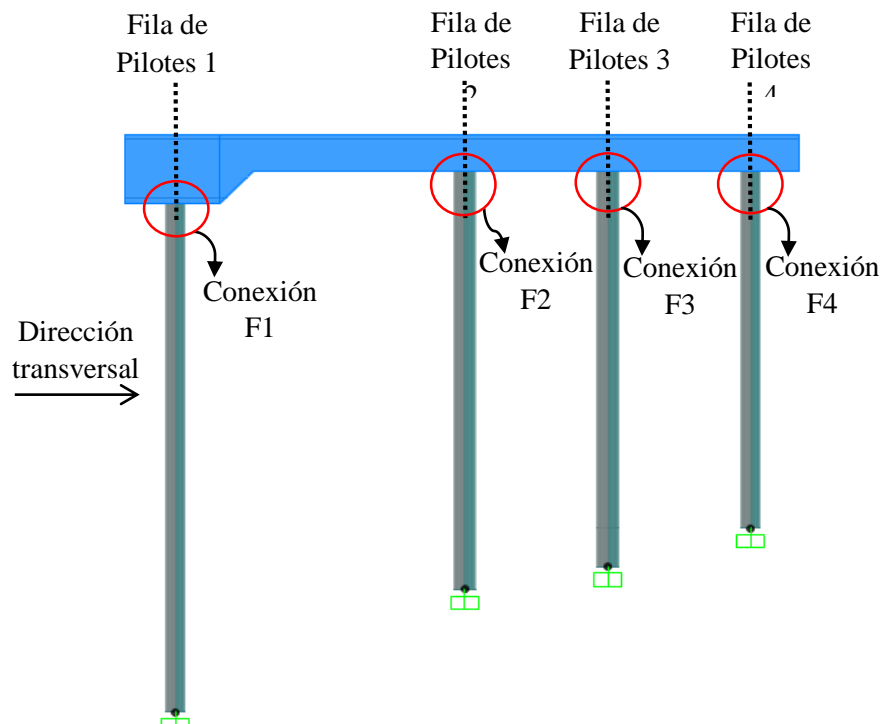


Figura 4.54: Conexiones viga-pilote para cada fila de pilotes.

Para realizar el análisis se seleccionaron 10 marcos rígidos distribuidos a lo largo de todo el muelle. Los marcos seleccionados y sus posiciones relativas se muestran en la figura siguiente:

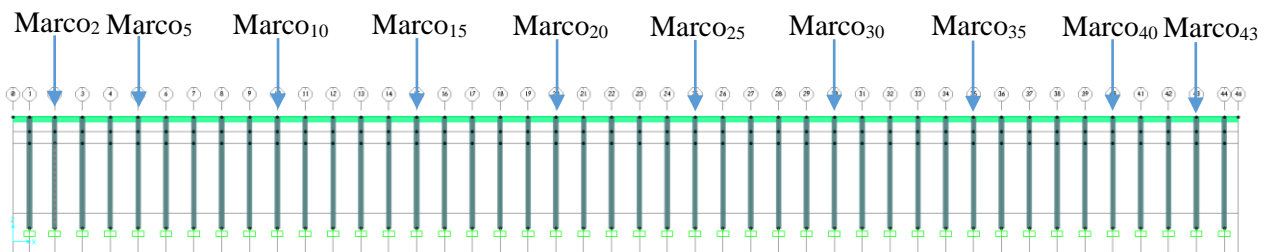


Figura 4.55: Posiciones relativas de los marcos rígidos seleccionados.

Considerando que se analizaron 10 marcos rígidos, y que cada uno posee 4 conexiones viga-pilote, se estudiaron los momentos máximos de 40 conexiones. Esta última cifra se consideró lo suficientemente representativa.

Para las 40 conexiones seleccionadas, el análisis se realizó bajo el supuesto de que operan 4 grúas Gantry sobre el tablero (condición más desfavorable) para las siguientes configuraciones:

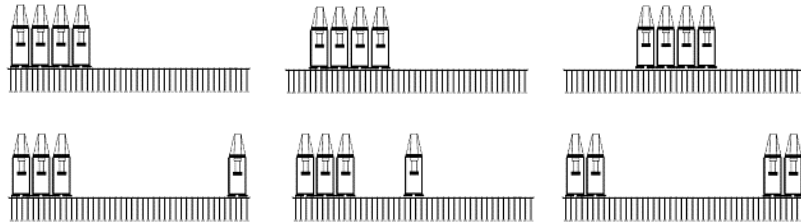


Figura 4.56: Posiciones de grúas consideradas para estudio de distribución de momentos máximos.

Considerando todo lo anterior, y con el sismo principal actuando en la dirección transversal de la estructura, para cada conexión se obtuvieron 6 momentos máximos (dado que son 6 configuraciones de grúas Gantry analizadas). Al graficar los momentos máximos obtenidos, con el eje X representando a los marcos rígidos analizados y el eje Y representando a los momentos, se obtuvo lo siguiente:

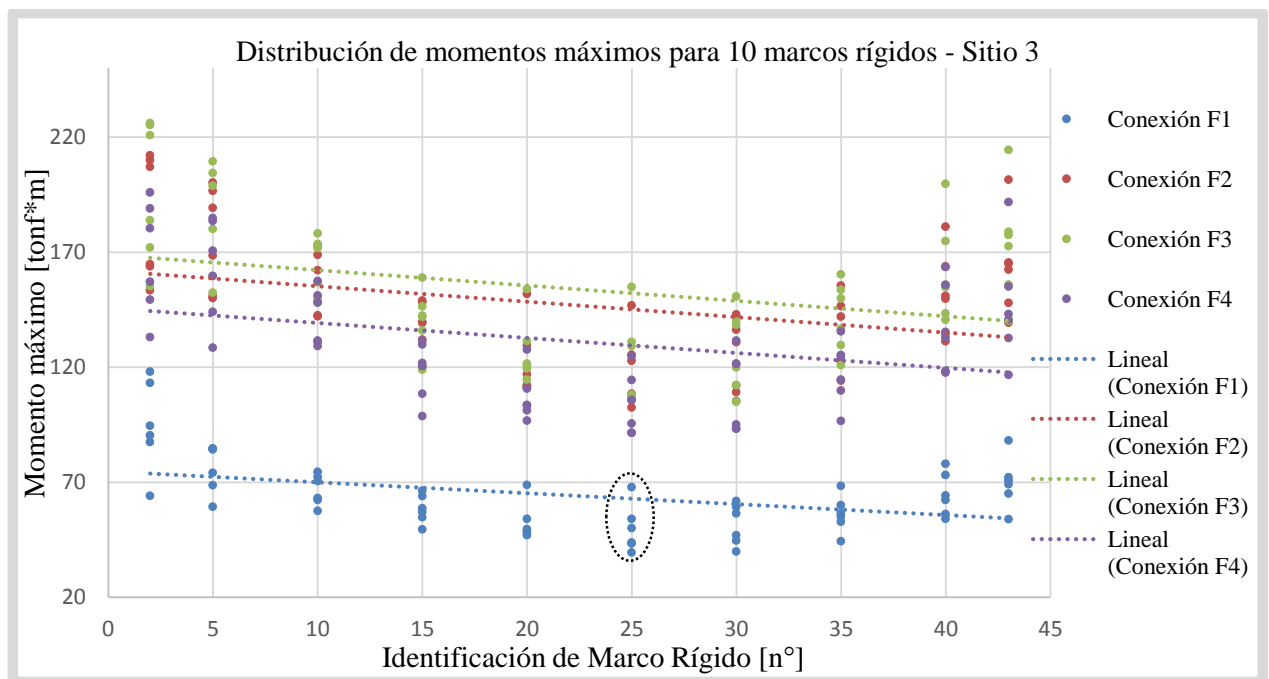


Figura 4.57: Distribución de momentos máximos para 40 conexiones viga-pilote del sitio 3.

A modo explicativo, el grupo de puntos encerrados en un óvalo negro y señalados en la Figura 4.57, indican los momentos máximos de la conexión F1 (ver Figura 4.54), perteneciente al marco identificado como “Marco₂₅” (ver Figura 4.55), para los 6 casos de configuraciones de grúas considerados y con el sismo principal actuando en la dirección transversal.

La línea segmentada en color verde indica la tendencia de los momentos máximos para la conexión F3. De la misma forma, las líneas segmentadas de color rojo, morado y celeste indican la tendencia de los momentos máximos para las conexiones F2, F4 y F1 respectivamente.

A partir de la Figura 4.57, se pueden hacer las observaciones siguientes:

1. Los momentos máximos se localizan en las conexiones tipo F2 y F3, que pertenecen a las filas de pilotes 2 y 3, respectivamente. Además, se aprecia que los momentos de la conexión F3 son ligeramente superiores a los de la conexión F2.
2. Los momentos mínimos se localizan en las conexiones tipo F1 que pertenecen a las fila de pilotes 1 (pilotes más largos).
3. Si se ordenan los cuatro tipos de pilotes mostrados en la Figura 4.54 de acuerdo a su rigidez flexional (cálculo que se detalla en el anexo A), se obtiene la relación siguiente:

$$k_{p1} < k_{p4} < k_{p2} < k_{p3} \quad (4-8)$$

Donde k_{pi} = Rigidez flexional de pilote perteneciente a fila de pilotes "i".

La relación anterior en adición con lo que muestra la Figura 4.57, confirma la primera observación realizada en el punto 3.4.1.5, es decir, las conexiones que pertenecen a pilotes con mayor rigidez flexional poseen mayores esfuerzos de flexión, y las conexiones que pertenecen a pilotes con menor rigidez flexional poseen menores esfuerzos de flexión.

CAPÍTULO 5: PREDISEÑO DE CONEXIONES

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se proporcionan los detalles y resultados del prediseño que se desarrolló para las conexiones con pilote vertical e inclinado.

Mediante un modelo bidimensional se realizó un prediseño de la conexión con pilote vertical, con el cual se obtuvo el diámetro y número de barras de anclaje necesarias para que la sección crítica (definida en el punto 3.6.3, capítulo 3) resista el momento máximo obtenido del análisis del sitio 3.

En el caso de la conexión con pilote inclinado no fue necesario desarrollar un modelo bidimensional, dado que el diseño de las barras de anclaje está controlado por la máxima sollicitación de tracción, y mediante simple cálculo es posible estimar, de forma aproximada, el número y diámetro de barras de anclaje requeridas.

5.2. MATERIALES

Los materiales utilizados en el prediseño de las conexiones con pilote vertical e inclinado, son los especificados en los puntos 2.5.2.1 y 2.5.2.2 (capítulo 2), respectivamente.

5.3. SOLICITACIONES

En esta etapa se supuso que el diseño de la conexión con pilote vertical está controlado por el máximo esfuerzo de flexión obtenido a partir del análisis del sitio 3. En el caso de la conexión con pilote inclinado, se supuso que el diseño está controlado por el máximo esfuerzo de tracción obtenido a partir del análisis de la extensión del sitio 3.

Los supuestos utilizados en el prediseño de las conexiones fueron verificados en la etapa de modelación y análisis de las conexiones en ANSYS (ver anexos D y E). Los esfuerzos considerados en el prediseño son los siguientes:

Tabla 5.1: Esfuerzos considerados en el prediseño de las conexiones.

Conexión:	M_{tra} [tonf*m]:	P [tonf]:	V_{lon} [tonf]:	V_{tra} [tonf]:	M_{lon} [tonf*m]:
Pilote Vertical	230,4	-168,0	-	-	-
Pilote Inclinado	-	403,9	-	-	-

5.4. PREDISEÑO DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL

En esta sección se detalla el prediseño de la conexión con pilote vertical realizado mediante una rutina desarrollada en el software Matlab.

5.4.1. Criterios de diseño

Los criterios establecidos para el diseño de la conexión son los siguientes:

1. **Resistencia requerida:** La resistencia de la conexión a flexión debe ser igual o superior al esfuerzo último máximo de flexión (considerando el factor de reducción de la resistencia según el criterio de diseño LRFD). Además, se debe verificar la relación siguiente:

$$Mn_{con} \leq 0.9 * Mn_{pilote} \quad (5-1)$$

Donde Mn_{con} = Resistencia nominal a momento de la conexión.

Mn_{pilote} = Resistencia nominal a momento del pilote.

2. **Tensión máxima de compresión en el hormigón:** La resistencia nominal de la conexión (o de la sección crítica) se desarrolla cuando la fibra más extrema del tapón de hormigón confinado alcanza la tensión de resistencia máxima de compresión (f'_{cc}). Desde el punto de vista de deformaciones, esto implica que la deformación máxima aceptada en la fibra más extrema de la sección es de 0,0065mm/mm, deformación asociada a la tensión f'_{cc} según el modelo tensión-deformación para el hormigón confinado en compresión de Saatcioglu y Razvi (mostrado en la Figura 2.13).
3. **Fluencia de las barras de anclaje:** La capacidad flexional de la conexión es originada por el par de fuerzas resultantes del tapón de hormigón confinado en compresión y de las barras de anclaje en tracción. Cuando la fibra más extrema del tapón de hormigón confinado alcanza la resistencia máxima de compresión (f'_{cc}), se debe producir la fluencia en al menos una de las barras de anclaje (formación de rótula plástica), comenzando con la barra más extrema (la más alejada del eje neutro de la sección).
4. **Minimizar la cantidad de barras de anclaje:** Considerando que el nudo es la zona de unión entre las vigas (transversal y longitudinal) y el pilote, en él se produce gran congestión de armaduras. Por esta razón se debe minimizar la cantidad de barras de anclaje.
5. **Aporte de elementos secundarios:** El posible aporte a la resistencia de la conexión de elementos secundarios como las camisas de acero, atiesadores, armadura mínima de refuerzo u otros, no se considera.

5.4.2. Dimensionamiento del tapón de hormigón

Para el prediseño y modelación de la conexión se consideró un pilote con un diámetro exterior de 91,4cm y un espesor de 1,7cm. Estas dimensiones corresponden al pilote vertical de mayor diámetro del sitio 3 del puerto de Valparaíso asumiendo una pérdida de 2mm en el espesor del elemento debido al fenómeno de corrosión.

Al considerar un pilote con las dimensiones descritas, se obtiene la sección para el tapón de hormigón siguiente:

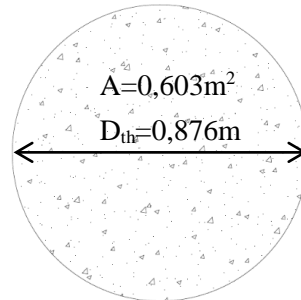


Figura 5.1: Sección del tapón de hormigón para la conexión con pilote vertical.

5.4.3. Prediseño de las barras de anclaje

Para el prediseño de las barras de anclaje, se elaboró un modelo bidimensional de la conexión mediante una rutina desarrollada en el software Matlab. A partir de la rutina es posible obtener, de forma aproximada, el diámetro y número de barras de anclaje necesarias para resistir los esfuerzos de flexión y carga axial de compresión.

El modelo es bidimensional porque modela sólo un plano de la conexión, específicamente la sección crítica definida en el punto 3.6.3, capítulo 3. Además, dado que los modelos tensión-deformación especificados para los materiales son no-lineales, el programa debe ejecutar varias iteraciones hasta converger a una solución.

La rutina consiste en definir el número, diámetro y posición de las barras de anclaje para la sección de la Figura 5.1, y con esto el programa calcula la capacidad a flexión de la conexión (Mn_{con}) basándose en los criterios de diseño especificados en el punto 5.4.1.

La rutina elaborada se basó en la metodología para el modelamiento en flexión de una viga de hormigón armado (Massone, 2015). Las etapas de la rutina se detallan a continuación:

5.4.3.1. Etapas de rutina desarrollada en Matlab

1. **Datos de los materiales:** Se especifican las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de acero y hormigón, para las barras de anclaje y el tapón de hormigón confinado, respectivamente.

2. **Dimensionamiento y partición del tapón de hormigón:** Se especifica el radio del tapón de hormigón confinado, para este caso su valor es de 43,8cm. A la sección generada se le aplica una discretización en el eje vertical de 1mm, generándose un total de 876 elementos o franjas horizontales, como se muestra en la figura siguiente:

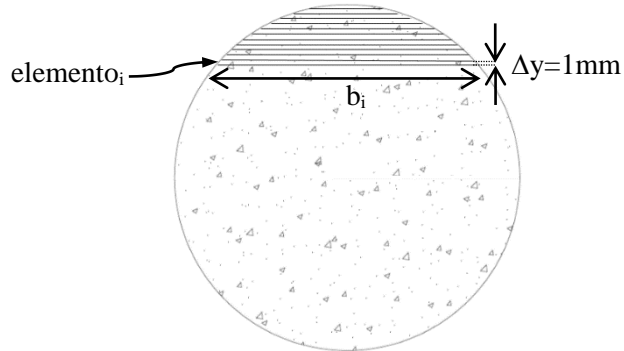


Figura 5.2: Partición del tapón de hormigón (no se muestra la partición completa).

Donde Δy = Ancho del elemento "i" del tapón de hormigón.
 b_i = Largo del elemento "i" del tapón de hormigón.

3. **Elección de configuración de barras:** Se especifica el número, diámetro y posición de las barras de anclaje en el interior del tapón. Por ejemplo, si se especifican 12 barras de 40mm y separadas 5cm del borde del tapón, la sección configurada se vería así:

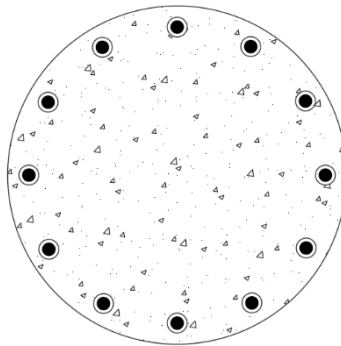


Figura 5.3: Ejemplo de sección configurada con barras de anclaje.

4. **Deformación máxima del hormigón:** Se define la máxima deformación del hormigón confinado aceptada (para la fibra más extrema). En este caso se consideró la deformación asociada a la tensión f'_{cc} del hormigón, es decir:

$$\varepsilon_{cmax} = \varepsilon_1 \approx 0,065$$

5. **Valor inicial para el eje neutro de la sección (inicio de iteración):** Se especifica un valor inicial para el eje neutro de la sección especificada en el punto 3 de la rutina. En este caso se consideró un eje neutro inicial equivalente al radio del tapón de hormigón confinado (que coincide con el centroide de la sección).

$$c_1 = 43,8cm$$

- 6. Cálculo de curvatura de la sección:** Se calcula la curvatura (representada en la Figura 5.4) de la sección para la máxima deformación del hormigón confinado aceptada, mediante la expresión siguiente:

$$\phi_j = \frac{\varepsilon_{cmax}}{c_j} \quad (5-2)$$

Donde ϕ_j = Curvatura de la sección para iteración "j".

ε_{cmax} = Deformación máxima del hormigón confinado aceptada.

c_j = Eje neutro medido desde la fibra extrema en compresión.

j = número de la iteración.

- 7. Cálculo de deformaciones en el hormigón confinado:** Se calculan las deformaciones axiales en el tapón de hormigón confinado para todos los elementos o franjas definidos en el punto 2, mediante la expresión siguiente:

$$\varepsilon_{c\{i\}} = \phi_j * d_i \quad (5-3)$$

Donde $\varepsilon_{c\{i\}}$ = Deformación unitaria del elemento "i".

d_i = Distancia del elemento "i" al eje neutro.

i = Identificación de la franja horizontal (con $i=1, \dots, 876$).

- 8. Cálculo de tensiones en el hormigón:** Se calculan las tensiones axiales en el tapón de hormigón confinado para todos los elementos o franjas definidos en el punto 2, mediante el modelo tensión-deformación de Saatcioglu y Razvi (mostrado en el punto 2.5.2.3, capítulo 2). Las expresiones para las tensiones del hormigón confinado son las siguientes:

$$f_{c\{i\}} = f'_{cc} \left(2 \left(\frac{\varepsilon_{c\{i\}}}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{c\{i\}}}{\varepsilon_1} \right)^2 \right)^{\frac{1}{(1+2*K)}}, \quad 0 \leq \text{si } \varepsilon_{c\{i\}} \leq \varepsilon_1$$

$$f_{c\{i\}} = f'_{cc} \left(\frac{0.8\varepsilon_{c\{i\}} + 0.2\varepsilon_1 - \varepsilon_{20}}{\varepsilon_1 - \varepsilon_{20}} \right), \quad \text{si } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{c\{i\}} \leq \varepsilon_{20} \quad (5-4)$$

Donde $f_{c\{i\}}$ = Tensión de compresión del elemento "i".

$\varepsilon_{01} \approx 0,002$

$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K)$

$K \approx 0,453$

$\varepsilon_{20} \approx 0,1$

- 9. Cálculo de fuerzas en el hormigón confinado:** Se calculan las fuerzas axiales de compresión en el tapón de hormigón confinado para todos los elementos o franjas definidos en el punto 2, mediante las expresiones siguientes:

$$F_{c\{i\}} = f_{c\{i\}} * A_i$$

$$A_i = b_i * \Delta y \quad (5-5)$$

Donde $F_{c\{i\}}$ = Fuerza de compresión del elemento "i".

A_i = Área del elemento "i" de Imm de espesor.

10. Cálculo de deformaciones en las barras de anclaje: Se calculan las deformaciones axiales para todas las barras de anclaje mediante la expresión siguiente:

$$\varepsilon_{s\{k\}} = \phi_j(l_k - (c_1 - c_j)) \quad (5-6)$$

Donde $\varepsilon_{s\{k\}}$ = Deformación unitaria de la barra "k".

l_k = Distancia de la barra "k" al centroide de la sección.

k = Número de la barra de anclaje (con $k=1, \dots, n^\circ$ barras).

11. Cálculo de tensiones en las barras de anclaje: Se calculan las tensiones axiales en las barras de anclaje de acero mediante el modelo tensión-deformación de Mander (especificado en el punto 2.5.2.3, capítulo 2). Las expresiones son las siguientes:

$$\begin{aligned} f_{s\{k\}} &= E_s * \varepsilon_{s\{k\}} , \text{ si } 0 \leq \varepsilon_{s\{k\}} \leq \varepsilon_y \\ f_{s\{k\}} &= f_y , \text{ si } \varepsilon_y \leq \varepsilon_{s\{k\}} \leq \varepsilon_{sh} \\ f_{s\{k\}} &= f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s\{k\}}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^p , \text{ si } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_{s\{k\}} \leq \varepsilon_f \\ p &= E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \\ f_{s\{k\}} &= 0 , \text{ si } \varepsilon_{s\{k\}} \leq 0 \end{aligned} \quad (5-7)$$

Donde $f_{s\{k\}}$ = Tensión de tracción de la barra "k".

f_y = Tensión de fluencia del acero de las barras de anclaje.

$f_{su} = 1,5f_y$

$\varepsilon_{sh} \approx 0,004$

$\varepsilon_{su} \approx 0,08$

$\varepsilon_f \approx 0,12$

12. Cálculo de fuerzas en las barras de anclaje: Se calculan las fuerzas axiales de tracción para las barras de anclaje mediante la expresión siguiente:

$$T_{s\{k\}} = f_{s\{k\}} * \frac{D^2 \pi}{4} \quad (5-8)$$

Donde $T_{s\{k\}}$ = Fuerza de tracción de la barra "k".

D = Diámetro de las barras de anclaje.

13. Sumatoria de fuerzas: Se calculan las fuerzas totales de compresión y tracción en el interior de la sección mediante las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} C_c &= \sum_{i=1}^{876} F_{c\{i\}} \\ & \quad \quad \quad n^\circ \text{barras} \\ T_s &= \sum_{k=1} T_{s\{k\}} \end{aligned} \quad (5-9)$$

Donde C_c = Fuerza de compresión total del hormigón confinado.

T_s = Fuerza de tracción total de las barras de anclaje.

- 14. Criterio de convergencia (Fin de iteración):** En el punto 5 se asume un valor inicial para el eje neutro, sin embargo, este valor no corresponde al valor real (asociado al valor ε_{cmax}). Para encontrar el eje neutro real de la sección, se utiliza un método iterativo que consiste en verificar que las fuerzas totales de tracción (T_s) y compresión (C_c) cumplan la condición de equilibrio siguiente:

$$|C_c - T_s - P| \leq error \approx 0 \quad (5-10)$$

Donde P = Carga axial de compresión especificada por el usuario.
 $error$ = Error máximo aceptado.

Si la condición (5-10) no se satisface, entonces se repite el proceso desde la etapa número 5 con un nuevo valor para el eje neutro (esto se realiza de forma automática). La iteración termina cuando se satisface (5-10).

- 15. Cálculo de momento:** Luego de encontrar un valor suficientemente preciso para el eje neutro de la sección, se calcula el momento resistente de la sección mediante la expresión siguiente:

$$Mn_{con} = \left\{ \sum_{i=1}^{876} F_{c\{i\}} * |d_i| \right\} + \left\{ \sum_{k=1}^{n^{\circ}barraS} T_{s\{k\}} * |l_k - (c_1 - c_f)| \right\} - P * \left| c_f - \frac{D_{th}}{2} \right| \quad (5-11)$$

Donde M_n = Momento resistente de la sección crítica (o conexión).

D_{th} = Diámetro del tapón de hormigón confinado.

c_f = Eje neutro final de la sección.

Notar que la carga axial disminuye la capacidad a momento de la conexión.

- 16. Comparación capacidad/requerimiento de conexión:** En esta etapa se compara el momento resistente admisible obtenido ($Madm_{con}$) con el momento solicitante (M_{tra}), mediante la expresión (5-12).

$$\frac{M_{tra}}{Madm_{con}} \leq 1.05 \quad (5-12)$$

$$Madm_{con} = 0,9 * Mn_{con}$$

Donde M_{tra} = Momento solicitante último.

Si la condición (5-12) no se satisface, entonces se repite el proceso desde la etapa número 3 con una nueva configuración de barras (esto se realiza de forma manual). La iteración termina cuando se satisface (5-12).

- 17. Cumplimiento criterios de diseño:** En esta última etapa se verifica el cumplimiento de los criterios de diseño establecidos en el punto 5.4.1. Si algún criterio no se cumple, se debe volver al punto 3 e ingresar una nueva configuración de barras.

En el anexo C se dispone la rutina desarrollada en Matlab y las diversas iteraciones realizadas en el prediseño de la conexión.

En la Figura 5.4 se representan algunos conceptos de interés nombrados en este punto.

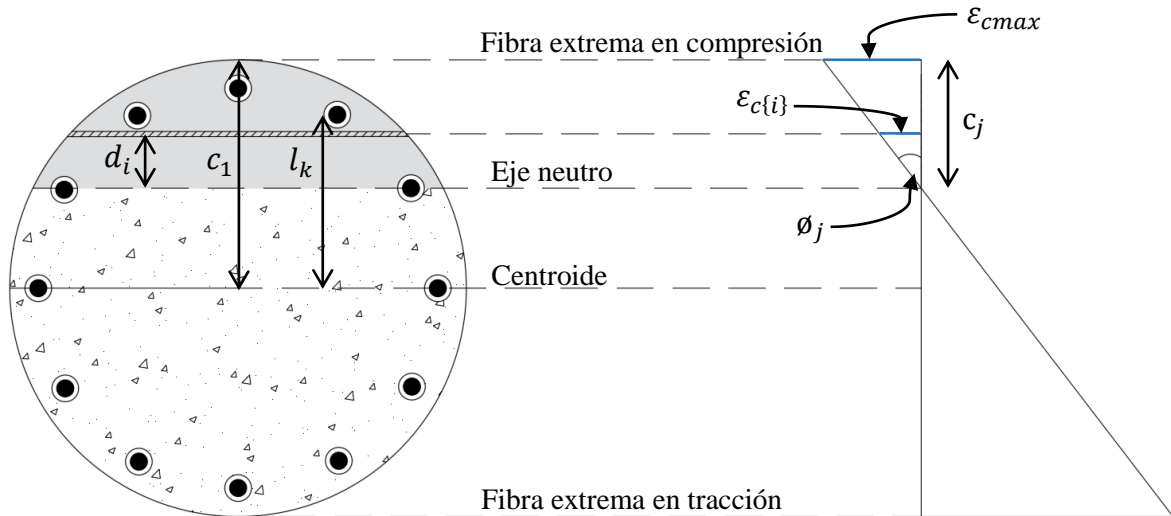


Figura 5.4: Sección crítica del tapón de hormigón confinado en flexión.

5.5. PREDISEÑO DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO

5.5.1. Criterios de diseño

Para la conexión con pilote inclinado aplican los mismos criterios de diseño establecidos para el caso de la conexión con pilote vertical (dispuestos en el punto 5.4.1), con la diferencia de que en este caso el diseño de la conexión está controlado por la máxima sollicitación de tracción. Por esta razón, la formación de la rótula plástica ocurre para la máxima sollicitación de tracción, y no para la máxima sollicitación de momento como es en el caso de la conexión con pilote vertical.

5.5.2. Dimensionamiento del tapón de hormigón

Para el prediseño y modelación de la conexión se consideró un pilote con un diámetro exterior de 110cm y un espesor de 2,6cm. Estas dimensiones corresponden al pilote inclinado de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso.

Al considerar un pilote con las dimensiones descritas, se obtiene la sección para el tapón de hormigón siguiente:

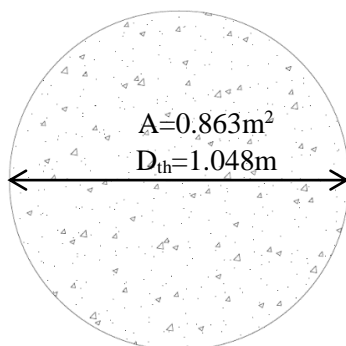


Figura 5.5: Sección del tapón de hormigón para la conexión con pilote vertical.

5.5.3. Prediseño de las barras de anclaje

El diámetro y número de barras de anclaje requeridas dependen directamente de la tracción máxima (P_{max}) obtenida a partir del análisis de la extensión del sitio 3. Considerando esto, se puede generar una fórmula que determine el diámetro requerido en función de un número fijo de barras de anclaje. La fórmula se obtiene a partir de los puntos siguientes:

1. **Capacidad a tracción:** La capacidad a tracción de la sección se puede calcular en función del número y diámetro de las barras de anclaje mediante la expresión (5-13) (despreciando el aporte del hormigón).

$$F_t = \left(f_y * \frac{\pi * d_b^2}{4} \right) * n_b \quad (5-13)$$

*Donde F_t = Resistencia nominal a tracción de n_b barras de anclaje.
 d_b = Diámetro de las barras de anclaje.
 n_b = Número de barras de anclaje.*

- 2. Capacidad requerida:** La capacidad a tracción debe cumplir la condición siguiente:

$$0.9 * F_t \geq P_{max} \quad (5-14)$$

Donde P_{max} = Tracción última máxima.

- 3. Expresión para el diámetro de las barras de anclaje:** Reemplazando la expresión (5-13) en (5-14) y despejando el término d_b , se obtiene la fórmula (5-15). A partir de esta expresión se realizó el prediseño de la conexión.

$$d_b = \sqrt{\frac{4 * P_{max}}{f_y * \pi * n_b * \phi}} \quad (5-15)$$

En el anexo C se disponen los cálculos realizados para el prediseño de la conexión con pilote inclinado.

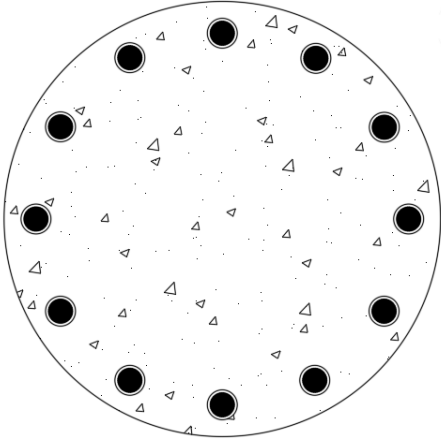
5.6. RESULTADOS DEL CAPÍTULO

5.6.1. Resultados del prediseño de la conexión con pilote vertical

A partir de la rutina en Matlab y de diversas iteraciones, se obtuvo una sección con la capacidad a flexo-compresión requerida (en función de los esfuerzos últimos indicados en la Tabla 5.1). Los parámetros de diseño obtenidos se indican en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Prediseño de barras de anclaje para la conexión con pilote vertical.

Prediseño de las barras de anclaje	
Diámetro tapón de hormigón [cm]:	87,6
Número de barras de anclaje [/]:	12
Diámetro de las barras de anclaje [mm]:	52
Separación de las barras al pilote [mm]:	40
Capacidad a flexión de la sección [tonf*m]:	229,7

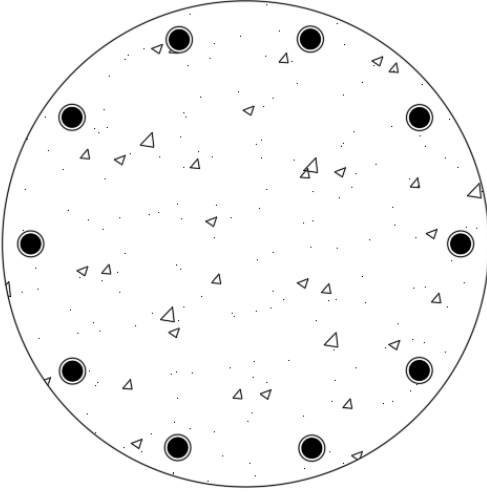


5.6.2. Resultados del prediseño de la conexión con pilote inclinado

A partir de la expresión (5-15) y de diversas iteraciones, se obtuvo una sección con la capacidad a tracción requerida (en función del esfuerzo último indicado en la Tabla 5.1). Los parámetros de diseño obtenidos se indican en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Prediseño de barras de anclaje para la conexión con pilote inclinado.

Prediseño de las barras de anclaje	
Diámetro tapón de hormigón [cm]:	104,8
Número de barras de anclaje [/]:	10
Diámetro de las barras de anclaje [mm]:	42
Separación de las barras al pilote [mm]:	40
Capacidad a tracción de la sección [tonf]:	487,4



CAPÍTULO 6: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIONES

6.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se disponen los detalles y resultados de la modelación y análisis de las conexiones con pilote vertical e inclinado, realizados mediante el software de elementos finitos ANSYS. A partir del análisis se obtuvieron las máximas tensiones principales y de Von Mises, de los principales elementos que forman parte de las conexiones (viga de hormigón, pilote, barras, etc.).

Para ambas conexiones fue posible obtener la configuración de barras de anclaje (número y diámetro) necesarias para resistir los máximos esfuerzos especificados en el punto 4.6 y cumplir con los criterios de diseño establecidos en el punto 5.4.1.

6.2. METODOLOGÍA DE MODELACIÓN

Para la modelación de las dos conexiones en el software ANSYS Workbench, se aplicó la misma metodología en las etapas que se describen a continuación:

6.2.1. Etapa 1: Definir alcance de modelación

Como primera etapa se definen los elementos que serán parte del modelo de la conexión, según su importancia para el análisis. De esta forma los elementos componentes de la conexión a considerar en la modelación son los siguientes:

- Viga de hormigón
- Tapón de hormigón
- Pilote de acero
- Barras de anclaje (sin detalle de rosca)
- Anillos de acero
- Atiesadores
- Tuercas superiores

La razón para no considerar en la modelación algunos elementos de la conexión (como camisas de acero, armadura de refuerzo, tuercas inferiores y llaves de corte), se debe a que no es de interés su estudio a nivel de tensiones, además, se asume que su participación o no en el modelo no afectará en gran medida a los resultados y conclusiones del análisis. Por otro lado, se debe tener en cuenta que el problema es altamente no lineal dado que los modelos tensión-deformación de los materiales involucrados, los tipos de contacto y los efectos p-delta, son de carácter no lineal. Por esta razón, es importante considerar en el modelo sólo los elementos relevantes, y de esta forma se puede reducir considerablemente el tiempo requerido por el software para encontrar una solución del modelo.

6.2.2. Etapa 2: Definición de materiales

Se ingresan en el modelo los materiales y sus propiedades que fueron definidos en el punto 2.5.2.

Las curvas tensión-deformación discretizadas de los materiales son los siguientes:

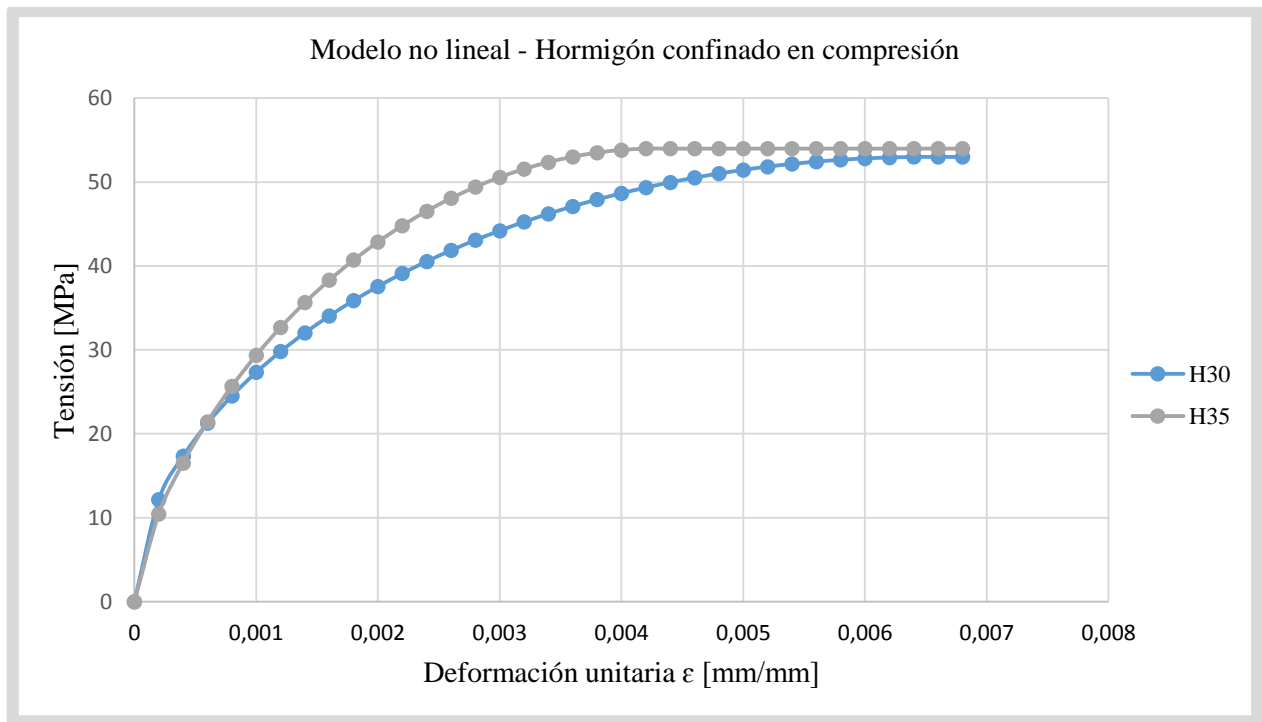


Figura 6.1: Curva tensión-deformación para hormigones confinados.

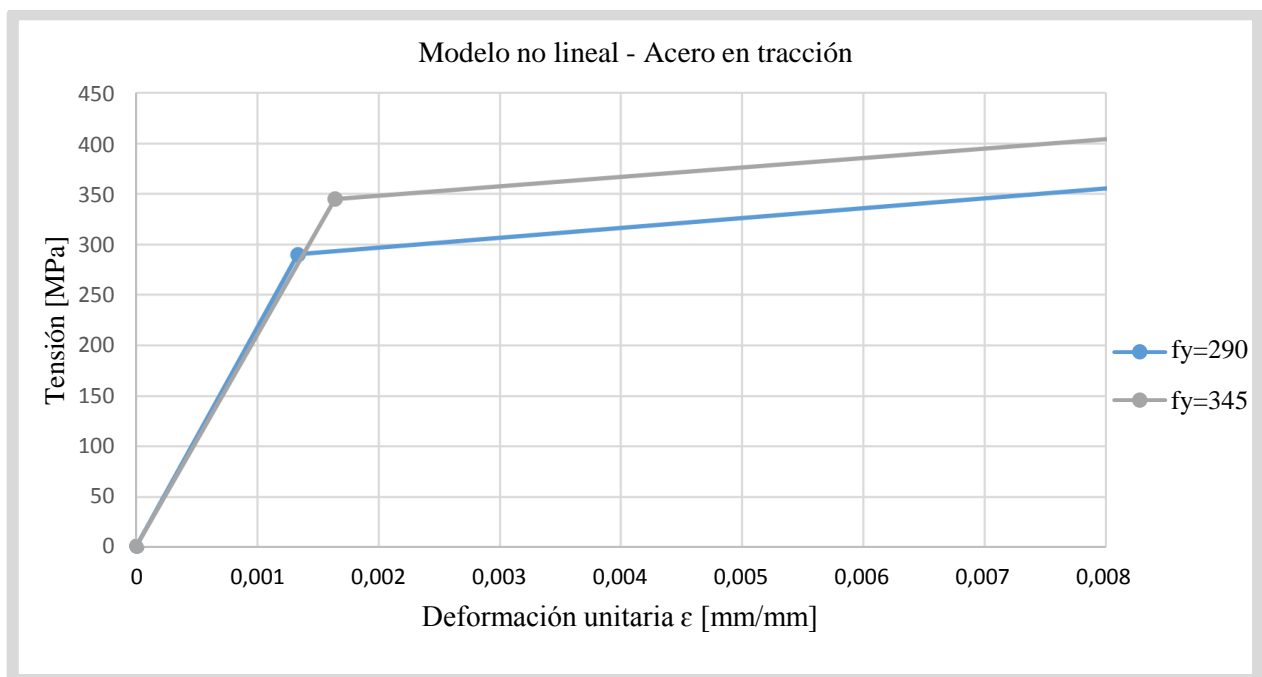
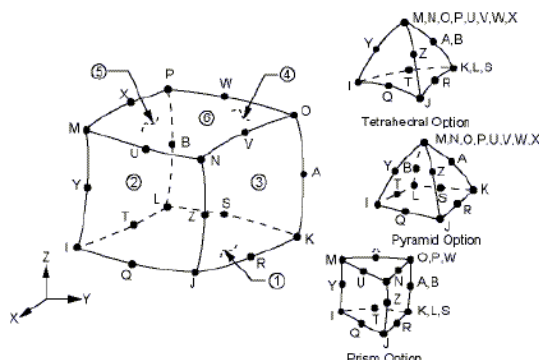
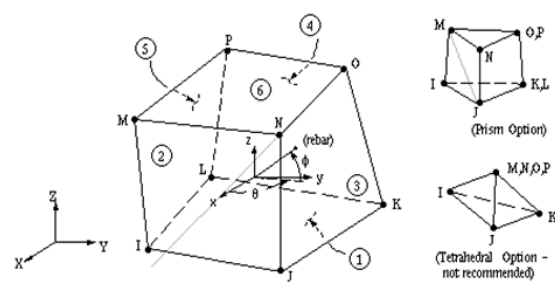


Figura 6.2: Curva tensión-deformación para aceros.

6.2.3. Etapa 3: Creación de geometría

En esta etapa se crea la geometría con el dimensionamiento de los principales elementos de la conexión que serán parte del modelo. Se utiliza el elemento finito tipo SOLID186 para modelar los elementos de acero (pilote, barras de anclaje, anillos y tuercas) y SOLID65 para modelar la viga de hormigón (incluyendo al tapón).

Tabla 6.1: Características de los elementos finitos utilizados en la modelación.

Elemento finito:	Nodos:	Grados de libertad de traslación por nodo:	Características:	Geometría del elemento:
SOLID186	20	3	Permite la formulación de materiales con plasticidad, endurecimiento, cedencia y grandes deformaciones.	
SOLID65	8	3	Elemento indicado para modelar materiales como el hormigón. Permite el agrietamiento o aplastamiento del material.	

6.2.4. Etapa 4: Mallado

En esta etapa se genera el mallado del modelo de forma automática o manual. La geometría del modelo se representa por nodos y elementos que forman el mallado.

El grado de refinamiento de la malla depende de la naturaleza del análisis a ejecutar. En el caso de un análisis elástico lineal, un mallado basto puede ser adecuado para determinar deformaciones y desplazamientos. Sin embargo, para calcular tensiones a partir de un análisis elástico lineal se requiere un mallado más fino. En el caso de un análisis no lineal siempre se prefiere un mallado fino ya que se requiere precisión en la determinación de las tensiones a medida que avanzamos en el incremento de la carga para determinar el punto exacto donde ocurre la cedencia (Núñez, 2016).

Considerando lo anterior, se utilizó la alternativa de mallado automático que posee el software, pero se modificaron algunos parámetros con el objetivo de obtener un mallado más adecuado al tipo de análisis requerido (análisis no lineal de tensiones). Las modificaciones realizadas son las siguientes:

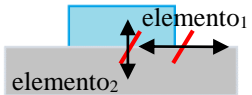
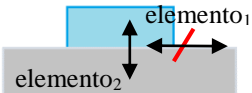
- Se realizó un mallado más fino en zonas donde la geometría del elemento era más compleja.
- La relación ancho/espesor de los elementos debe ser lo más cercana a 1. Para la modelación esta relación se fijó en 1.2.
- Para las barras de anclaje se disminuyó el tamaño de los elementos finitos (malla más fina).
- El parámetro *Smoothing* se configuró en nivel medio. Este parámetro mueve los nodos para cumplir normas de largos de elementos.

6.2.5. Etapa 5: Condiciones del modelo

Las condiciones del modelo corresponden a los contactos entre los distintos elementos de la conexión, las condiciones de borde (apoyos) y las cargas.

Los tipos de contactos que fueron utilizados en la modelación son los siguientes:

Tabla 6.2: Tipos de contactos utilizados en la modelación.

Tipo de contacto:	Separación de los elementos en dirección normal:	Deslizamiento de los elementos en la dirección tangencial:	Esquema:
Bonded	No	No	
Rough	Si	No	

6.2.6. Etapa 6: Solución y obtención de resultados

En esta última etapa se resuelve el modelo para las cargas ingresadas y se obtienen las tensiones principales y de Von Mises para los elementos definidos en la etapa de 3 (creación de geometría).

El algoritmo considerado en el análisis es el método de Newton-Raphson.

6.3. MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL

En esta sección se detalla la modelación y análisis de la conexión con pilote vertical. El dimensionamiento definitivo de las barras de anclaje se obtuvo por medio de varias iteraciones, utilizando en la primera iteración los resultados del prediseño de la conexión (punto 5.6.1).

6.3.1. Geometría del modelo

La primera etapa de la modelación consistió en crear la geometría y asignar las dimensiones de todos los elementos sólidos que conforman la conexión con pilote vertical.

La geometría del modelo de conexión y sus principales elementos se presentan en las figuras siguientes:

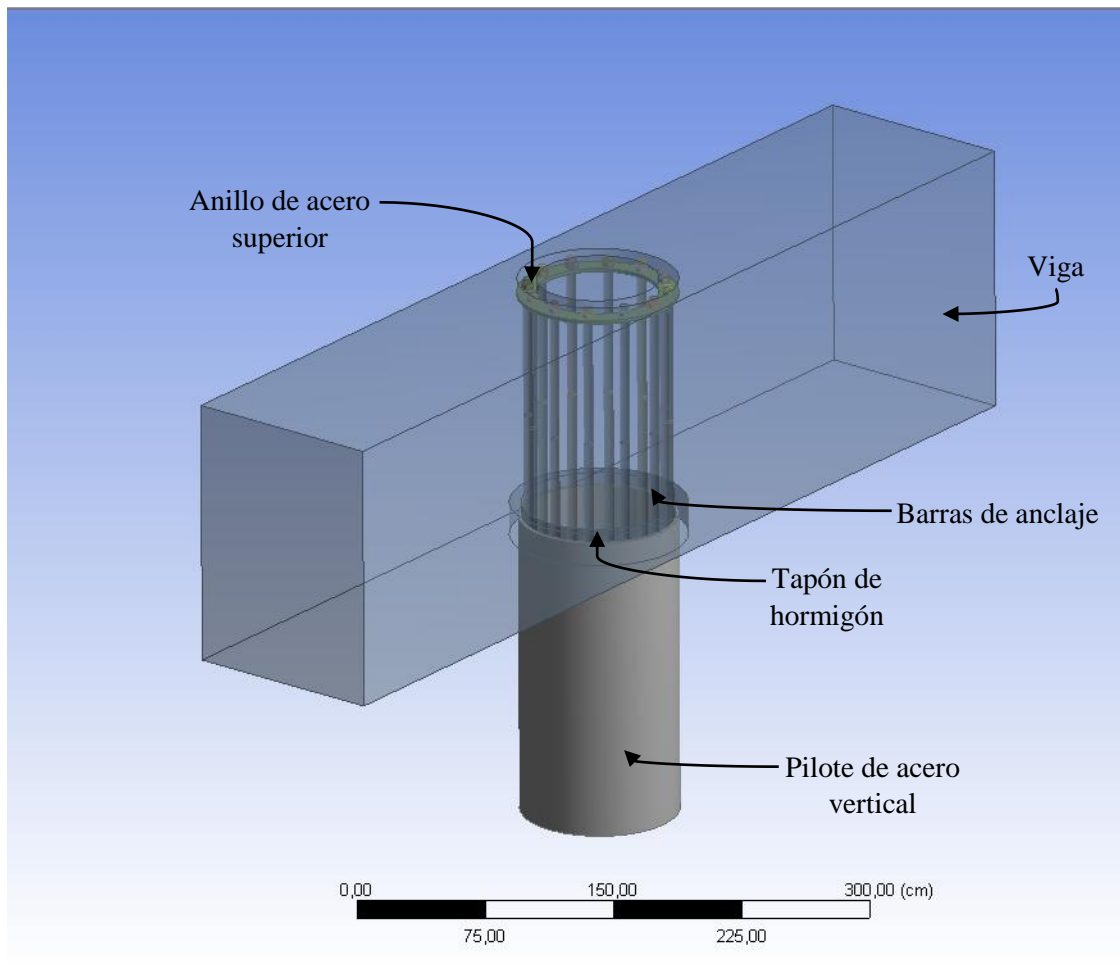


Figura 6.3: Vista general de conexión con pilote vertical y sus principales elementos.

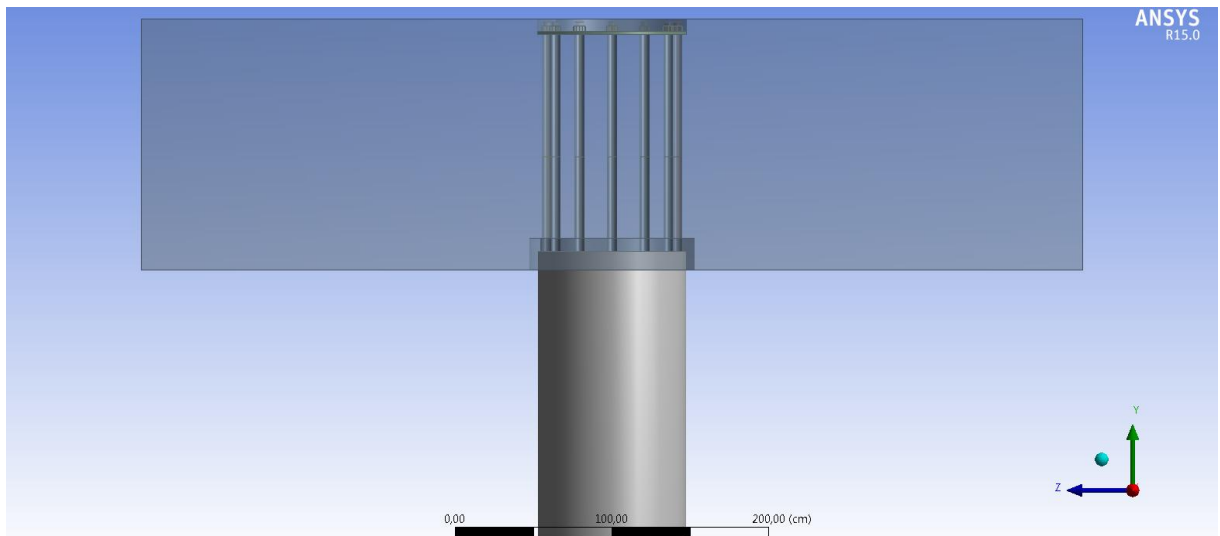


Figura 6.4: Vista frontal de conexión con pilote vertical.

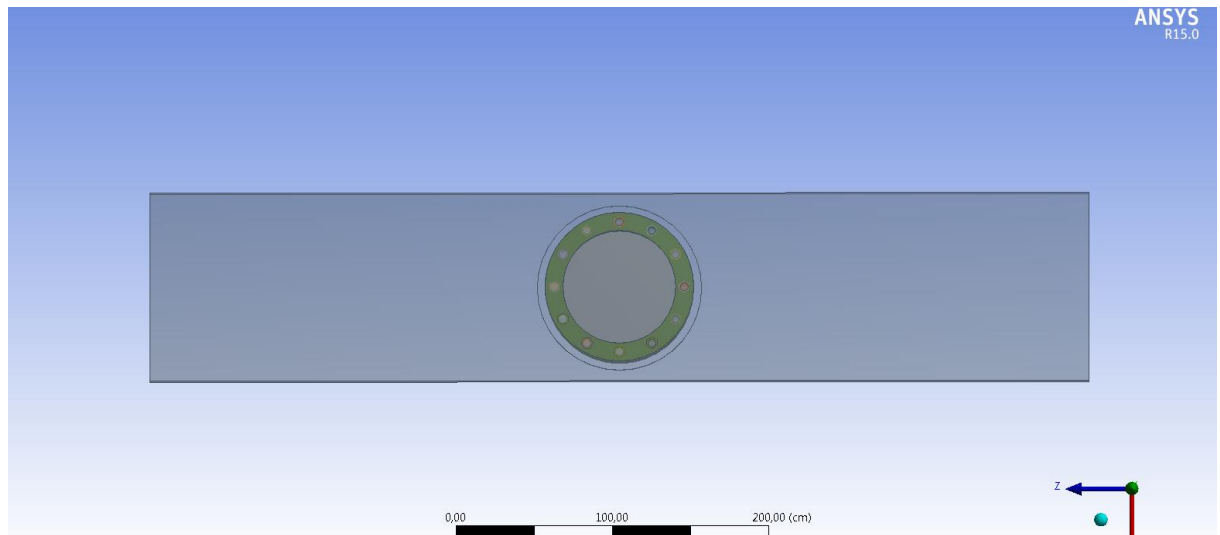


Figura 6.5: Vista aérea de conexión con pilote vertical.

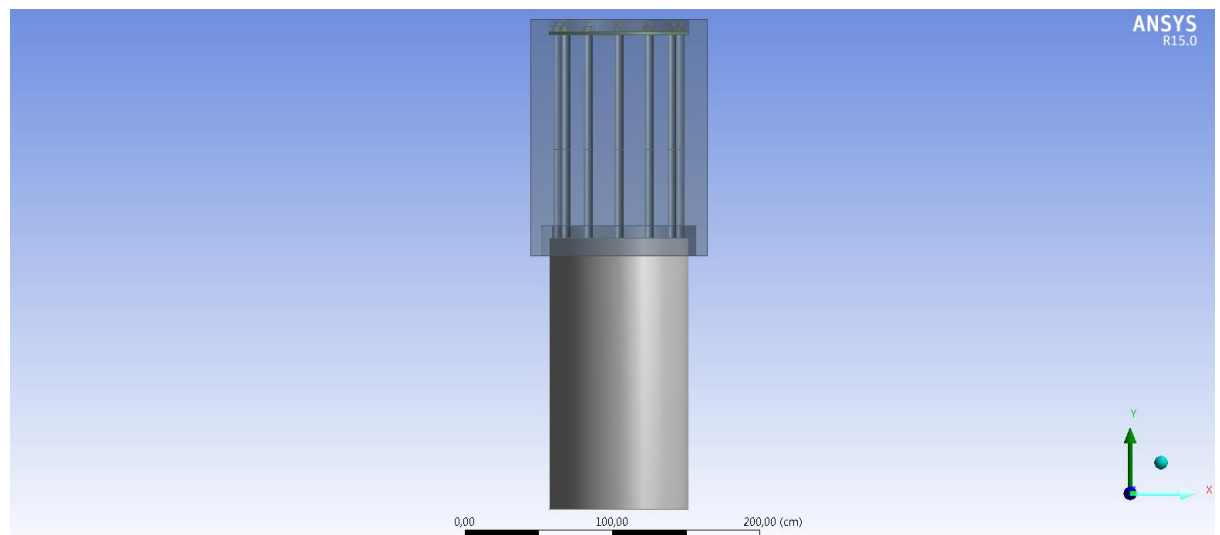


Figura 6.6: Vista lateral de conexión con pilote vertical.

6.3.1.1. Pilote de acero vertical

Para la modelación de la conexión se consideró un tramo del elemento pilote de 1,8m de largo. Esta dimensión se escogió de modo de abarcar todo el sistema de anclaje de las barras en el pilote, y en dejar una distancia mínima de 0,75m entre el sistema de anclaje y el punto de aplicación de los esfuerzos. El diámetro exterior se consideró igual a 0,91m según lo argumentado en el punto 5.4.2.

En la figura siguiente se muestra el pilote vertical con las dimensiones señaladas, notar que los demás elementos de la conexión fueron suprimidos.

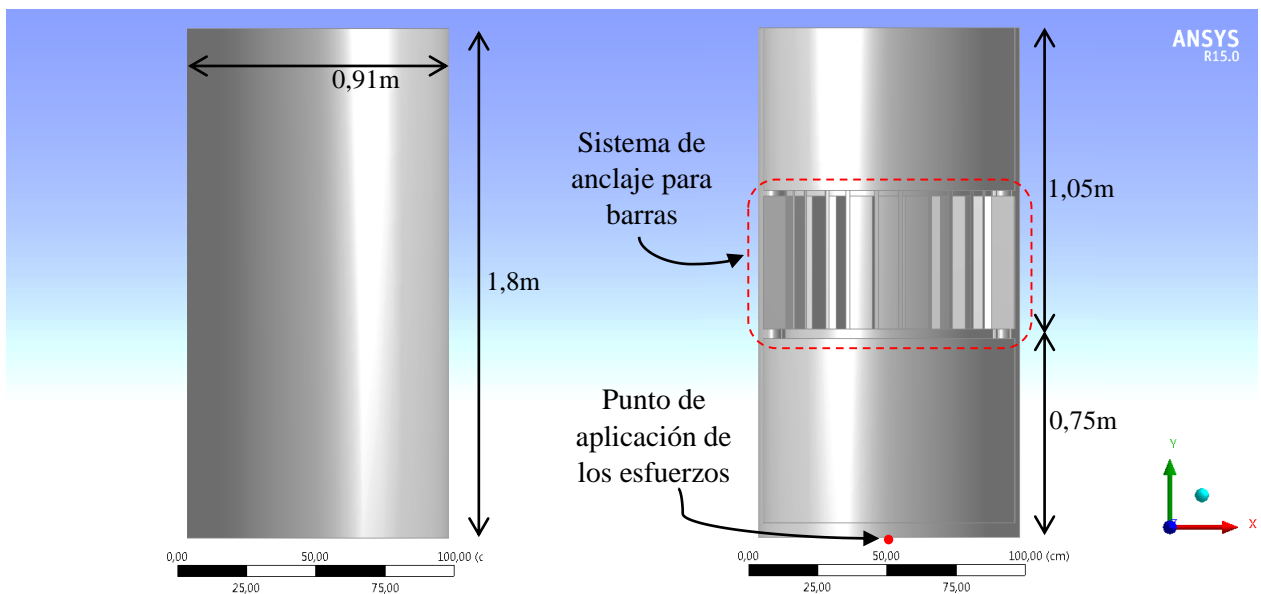


Figura 6.7: Vista exterior del pilote (izquierda) y vista interior del pilote (derecha).

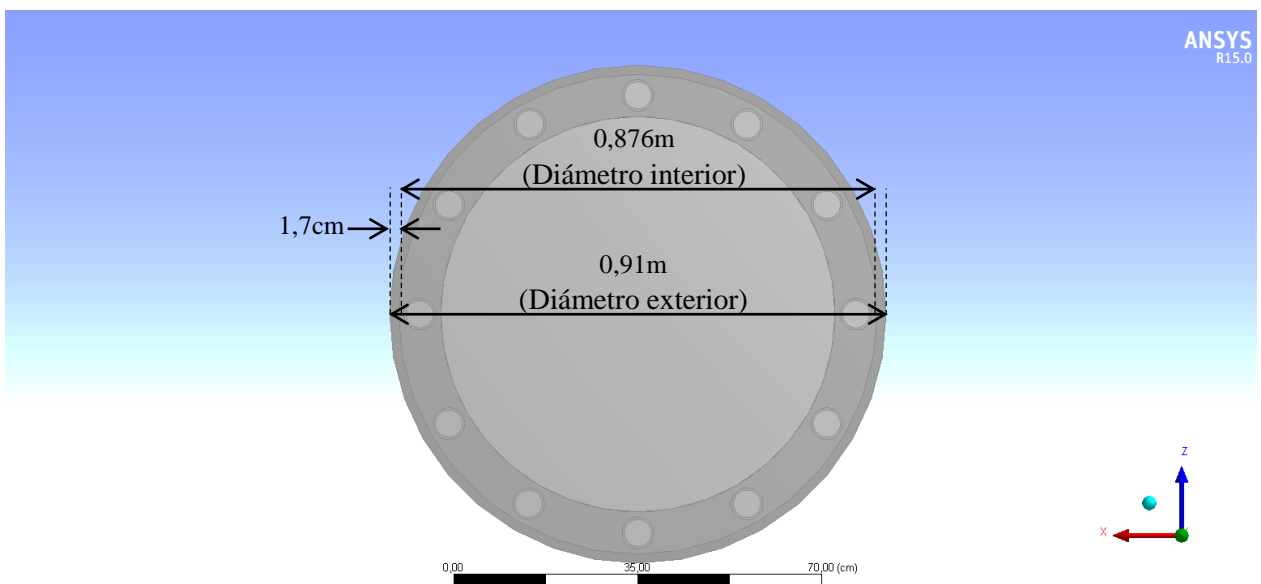


Figura 6.8: Vista área del pilote vertical.

6.3.1.2. Sistema de anclaje para barras al pilote vertical

El sistema de anclaje de las barras al pilote vertical se configura de forma similar que una silla de anclaje. Los principales elementos se muestran en la figura siguiente:

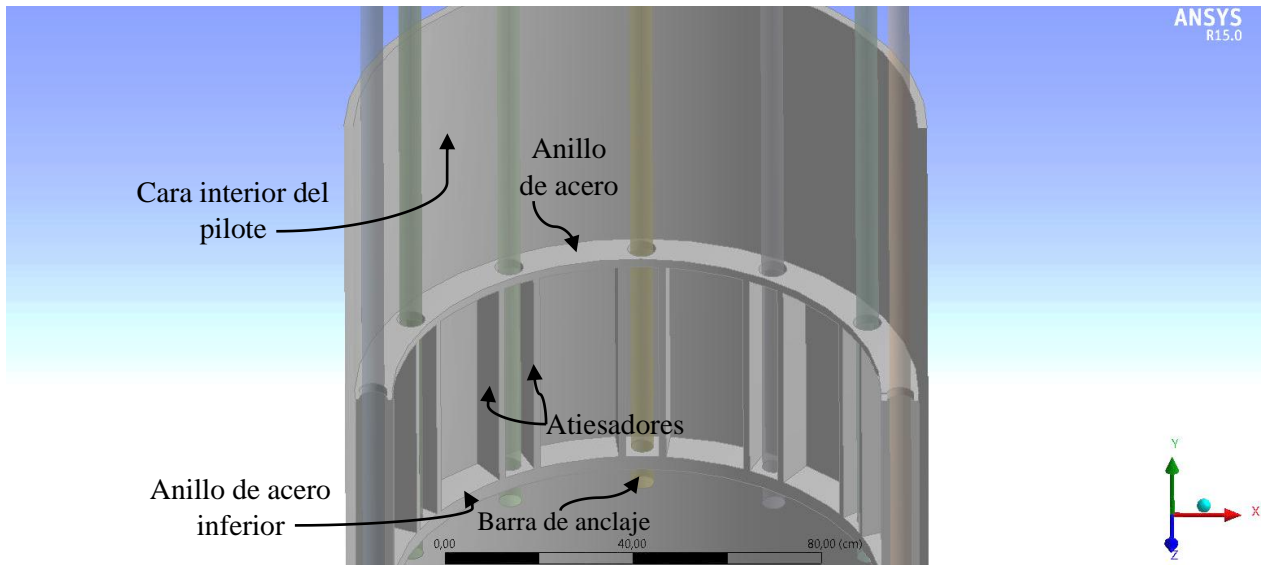


Figura 6.9: Sistema de anclaje para barras al pilote vertical y sus principales elementos.

El espesor de los elementos se determinó en función de evitar fallas por pandeo global en los atiesadores, y fallas por bloque de corte y por flexión en el anillo de acero inferior. La posición del anillo de acero inferior se fijó a una distancia de 1,05m desde el borde superior del pilote. Las dimensiones se muestran en la figura siguiente:

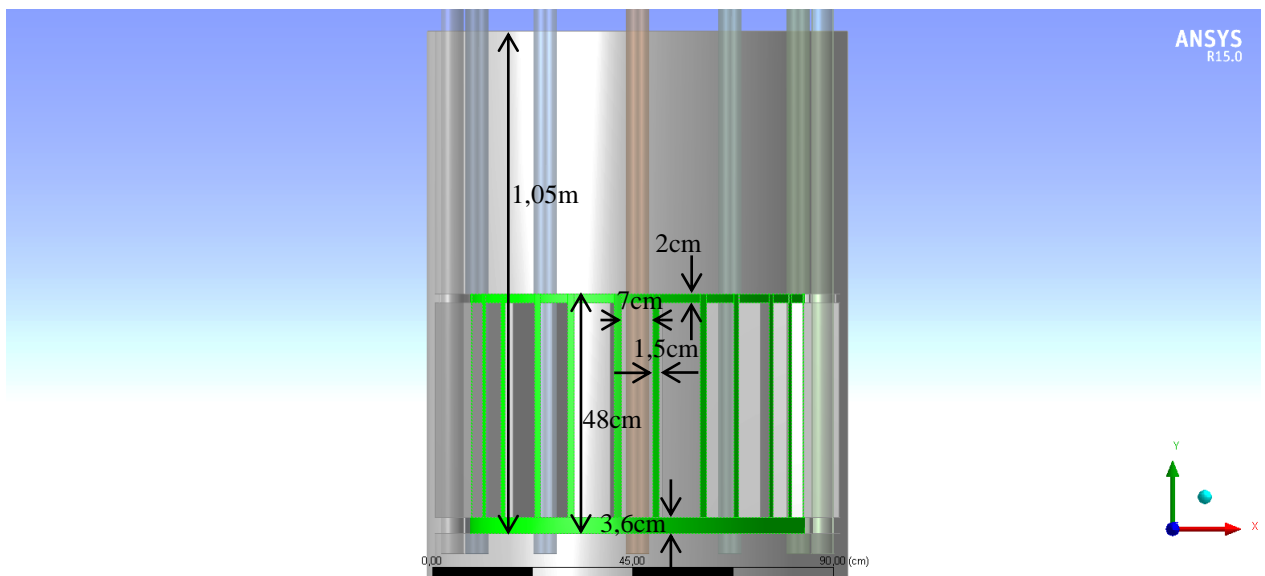


Figura 6.10: Dimensiones del sistema de anclaje para barras al pilote (vista interior del pilote).

En el anexo D.2 se especifican los modos de falla analizados en los elementos de acero.

Los anillos de acero pertenecientes al sistema de anclaje deben tener perforaciones para el paso y anclaje de las barras. El diámetro de las perforaciones se determinó utilizando como referencia la norma AISC 360-10 que dispone el diámetro de la perforación en función del diámetro del perno conector. De esta forma, para una barra de 52mm de diámetro (en el tramo sin rebaje), la perforación debe ser de 60mm de diámetro (ver anexo D.7).

Para efectos de la modelación, en el anillo de acero inferior se consideró un diámetro para las perforaciones de 52mm (coincidente con el diámetro sin rebaje de las barras de anclaje). Esto se hizo únicamente con el objetivo de generar un contacto tipo *Bonded* entre la barra de anclaje y la cara interna de la perforación (como se muestra en la Figura 6.12), sin embargo, en caso de utilizarse este tipo de conexión en un proyecto, las perforaciones en los anillos de acero deben considerar la holgura necesaria.

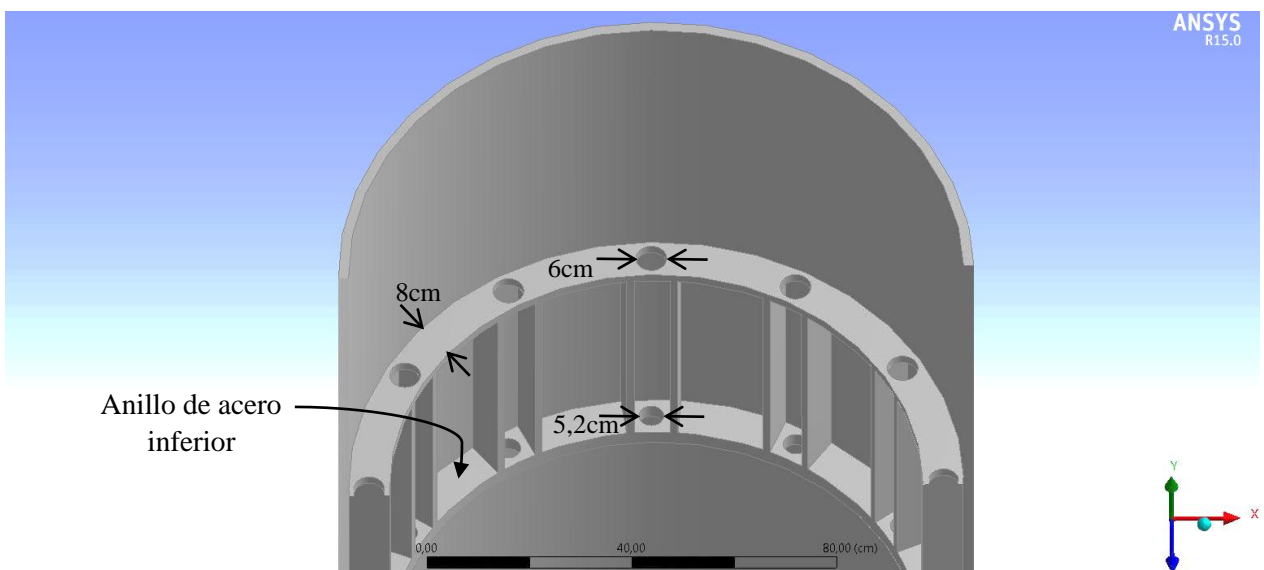


Figura 6.11: Perforaciones en los anillos de acero para el paso de las barras de anclaje.

El contacto tipo *Bonded* entre la barra de anclaje y la perforación en el anillo de acero inferior permite el anclaje de la barra al anillo impidiendo que ésta deslice a través de la perforación, reproduciendo el mismo efecto que tiene la barra cuando se atornilla a la tuerca (elemento que en la modelación no se consideró) que va fija mediante soldadura al anillo de acero inferior.

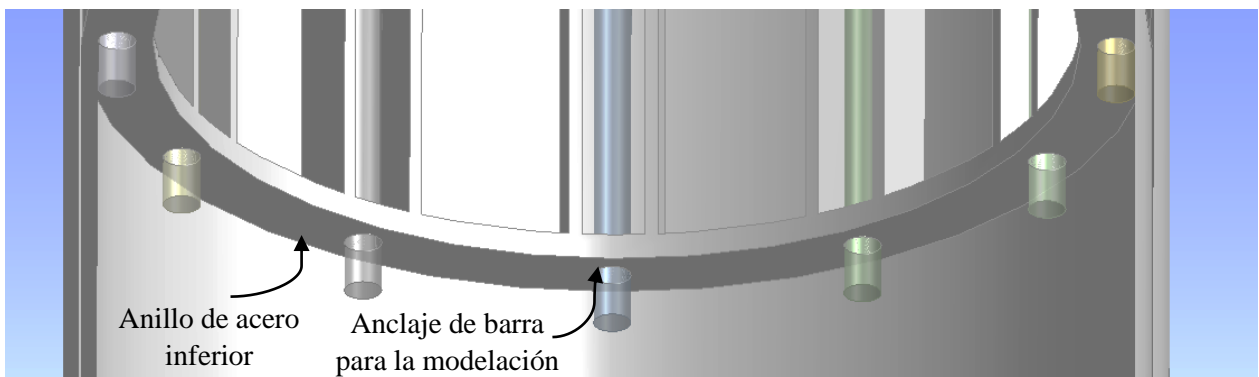


Figura 6.12: Vista inferior del anillo de acero inferior (zona interior del pilote).

6.3.1.3. Barras de anclaje

A partir de las diversas iteraciones realizadas se determinó que el número de barras de anclaje necesarias para resistir los esfuerzos últimos indicados en la Tabla 4.20 y cumplir con los criterios de diseño establecidos en el punto 5.4.1, es de 12, con un diámetro de 48mm (diámetro para el tramo con rebaje). Se verificó que el esfuerzo máximo de momento controla el diseño de las barras de anclaje (solicitud con la cual se genera la fluencia en 2 de las 12 barras). En el anexo D.7 se muestran algunas especificaciones para las barras.

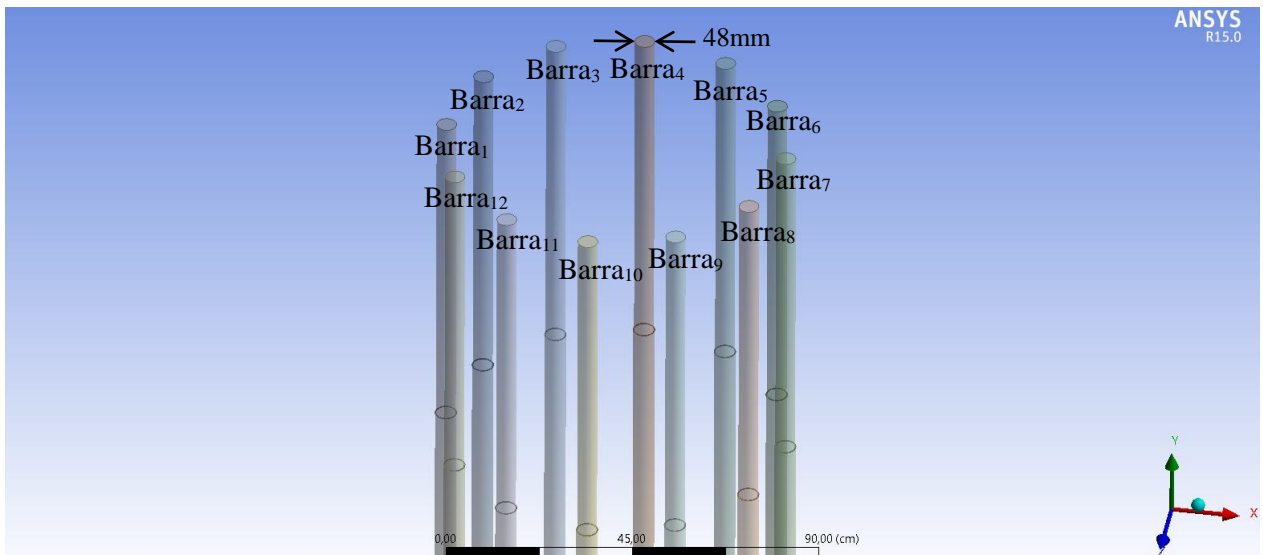


Figura 6.13: Número y diámetro de las barras de anclaje (los demás elementos no se muestran).

Para acotar la zona de trabajo plástico en las barras de anclaje, estas deben tener un rebaje de diámetro en su tramo superior. La longitud del rebaje se propone igual a la mitad de la altura de la viga. Las barras de anclaje se modelaron con una longitud de 260cm y se verificó que no se produce una falla por corte (arranque de bloque) en el pilote vertical. El detalle es el siguiente:

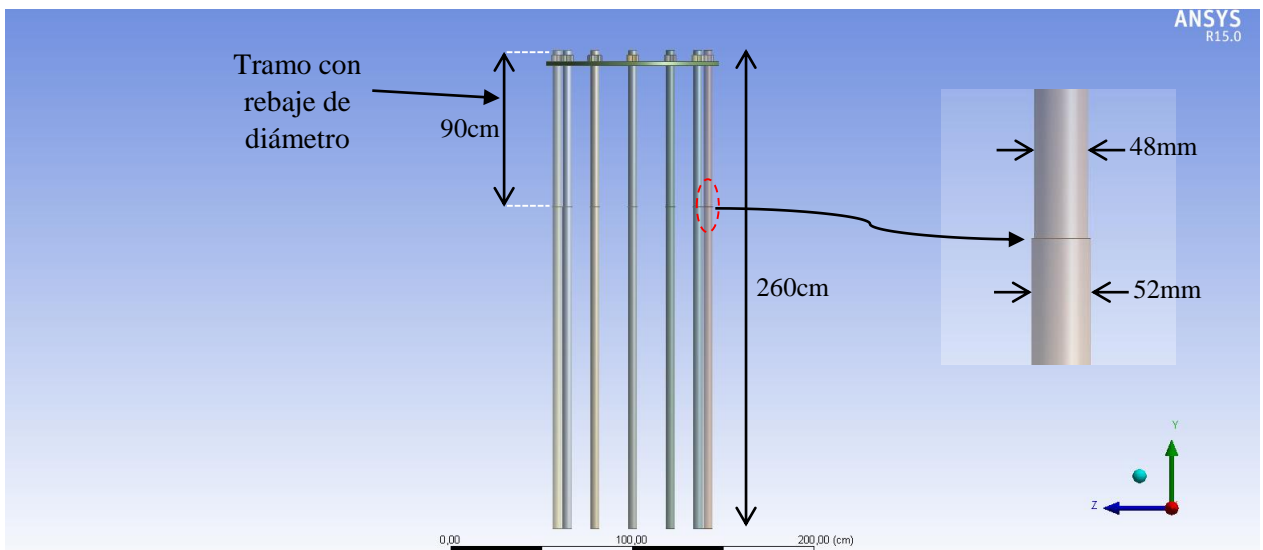


Figura 6.14: Detalle de las barras de anclaje (vista lateral).

6.3.1.4. Viga de hormigón armado

Se consideró un largo para la viga transversal de 6m según lo argumentado en el punto 3.4.2, y una altura de 1,6m. La viga cuenta con 12 vacíos tubulares de 6cm de diámetro para el paso de las barras de anclaje, y así evitar la interacción entre las barras y la sección de hormigón.

En la zona superior de la viga existe un espacio para la colocación del anillo de acero superior donde se realiza el ensamblaje de las barras de anclaje en las tuercas. Este espacio debe ser el suficiente para el correcto encaje del anillo, y además, debe permitir las maniobras de desapriete de las tuercas (especialmente cuando se requiera desapretar e inspeccionar las barras), lo que generalmente se traduce en poseer el espacio suficiente para generar el torque de desapriete. Para la modelación se consideró sólo el espacio necesario para el encaje del anillo superior.

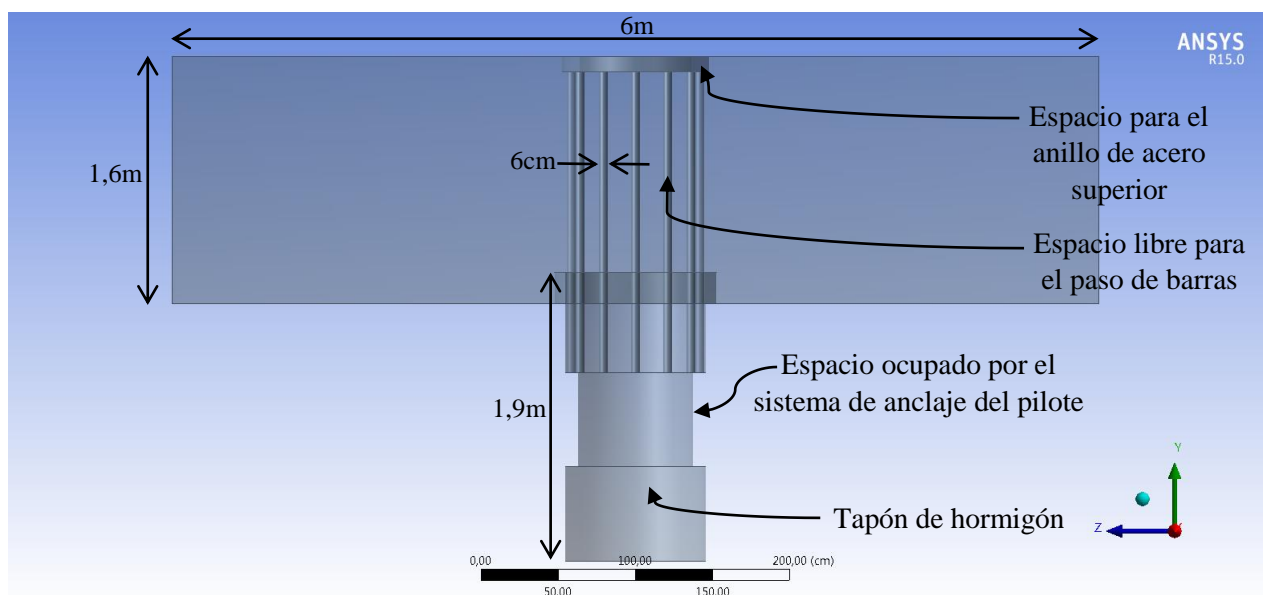


Figura 6.15: Dimensiones de la viga de hormigón armado.

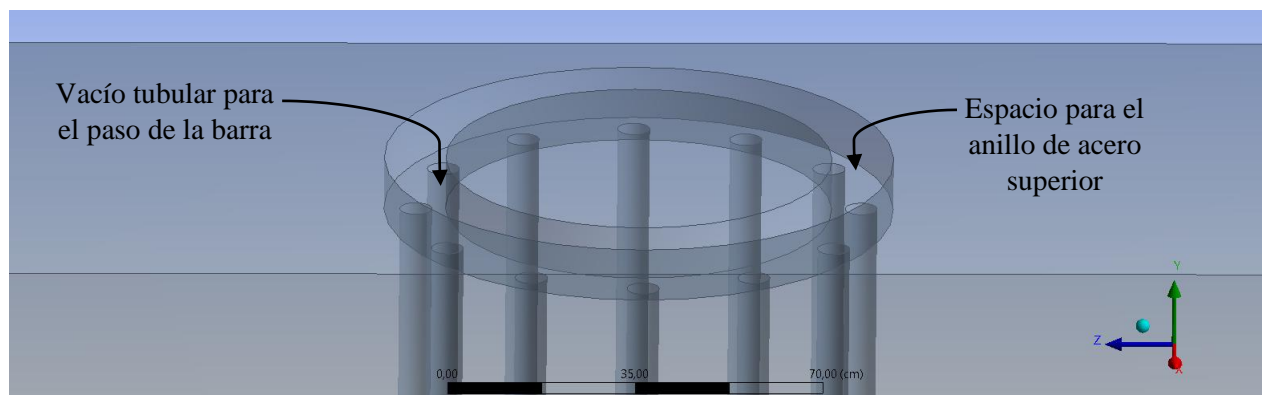


Figura 6.16: Detalle de la zona superior de la viga de hormigón armado.

En la zona inferior de la viga se encuentra el tapón de hormigón, elemento que en conjunto con la viga forman un mismo elemento sólido de hormigón.

6.3.1.5. Tapón de hormigón

Para efectos de la modelación se consideró un tramo del tapón de hormigón con un largo de 1,9m (1,7m medido desde la cara inferior de la viga), y un diámetro de 0,876m según lo estipulado en el punto 5.4.2.

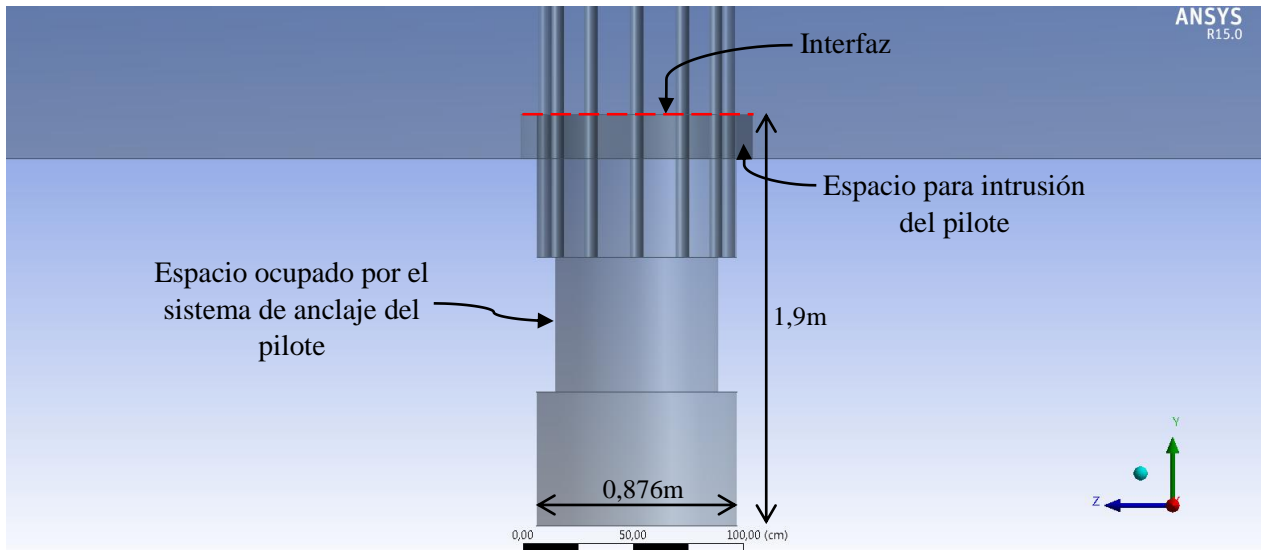


Figura 6.17: Dimensiones del tapón de hormigón.

El espacio para la intrusión del pilote vertical se consideró con un ancho superior al espesor del propio pilote, con el objetivo de reproducir la situación en que el hormigón se ha desprendido localmente en esa zona producto del aplastamiento y por el efecto palanca generado por pilote (mecanismo de falla descrito en el punto 2.4.2.4).

Esta situación es conservadora porque existe una resistencia al giro generado por el hormigón (antes de su hipotético desprendimiento) localizado en la zona de intrusión del pilote de 6cm de espesor que no se está considerando.

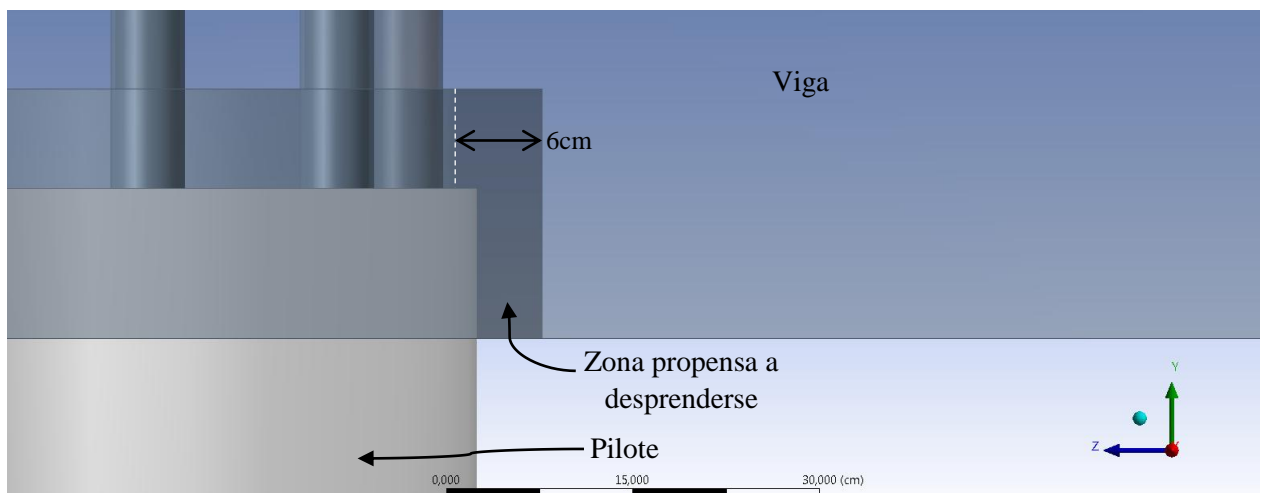


Figura 6.18: Detalle de la zona de intrusión del pilote vertical en la viga de hormigón armado.

6.3.1.6. Anillo de acero superior

El anillo de acero superior se consideró con un diámetro exterior de 95cm y un diámetro interior de 72cm. Para el paso de las barras de anclaje el elemento posee 12 perforaciones en forma circundante de 60mm de diámetro. Con estas dimensiones se verificó que no existe una falla por aplastamiento del tablero de hormigón debido a la compresión ejercida por el anillo de acero superior (ver anexo D.1.4).

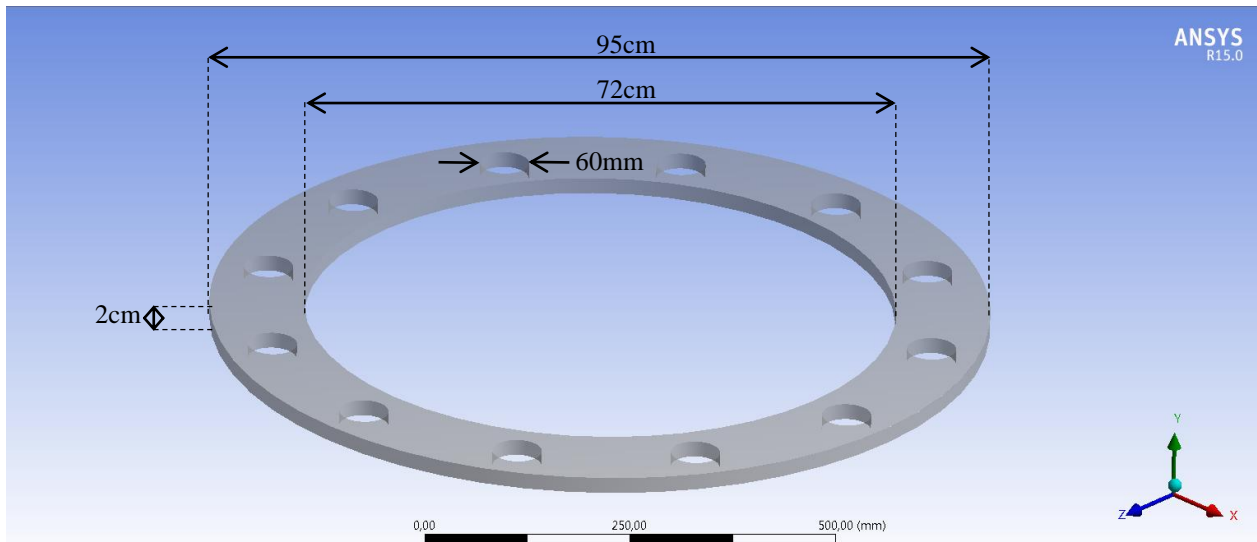


Figura 6.19: Dimensiones del anillo de acero superior.

6.3.1.7. Tuercas

Las tuercas del anillo superior se modelaron con forma hexagonal del tipo M48 (según normas ISO 4032 – DIN 934), con 48mm de diámetro para el ensamblaje de las barras. El espesor y diámetro exterior de todas las tuercas corresponde a 38mm y 82,6mm respectivamente (ver anexo D.7).

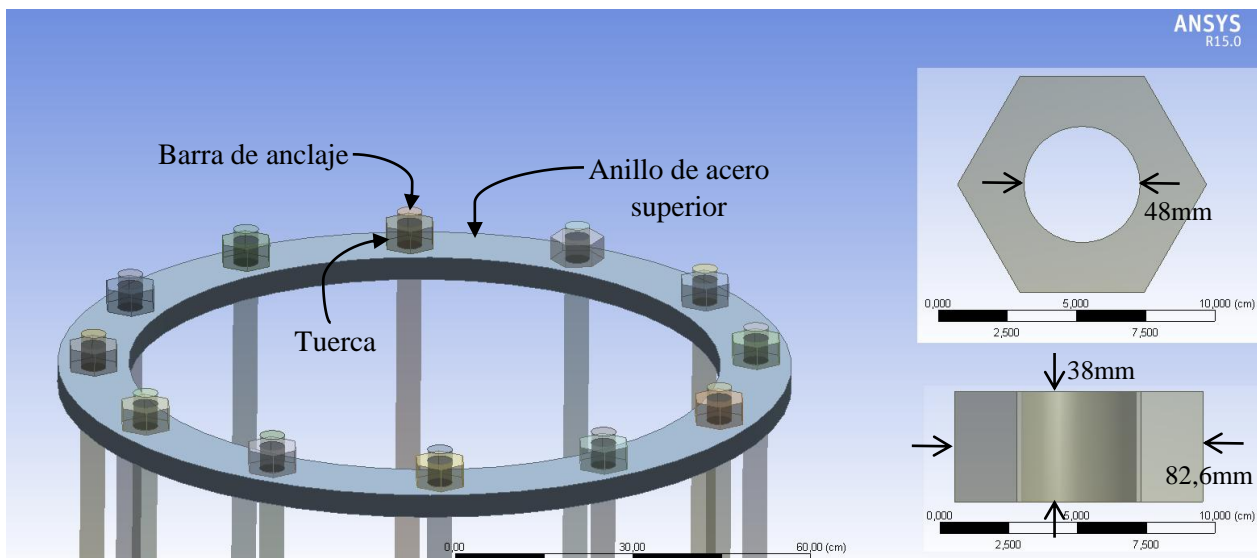


Figura 6.20: Dimensiones de tuercas tipo M48 hexagonales (viga de hormigón no se muestra).

6.3.1.8. Vista general del modelo de conexión con pilote vertical

Se realiza un corte vertical para la inspección del interior de la conexión. La vista general del modelo de conexión con sus principales componentes se muestra en la figura siguiente:

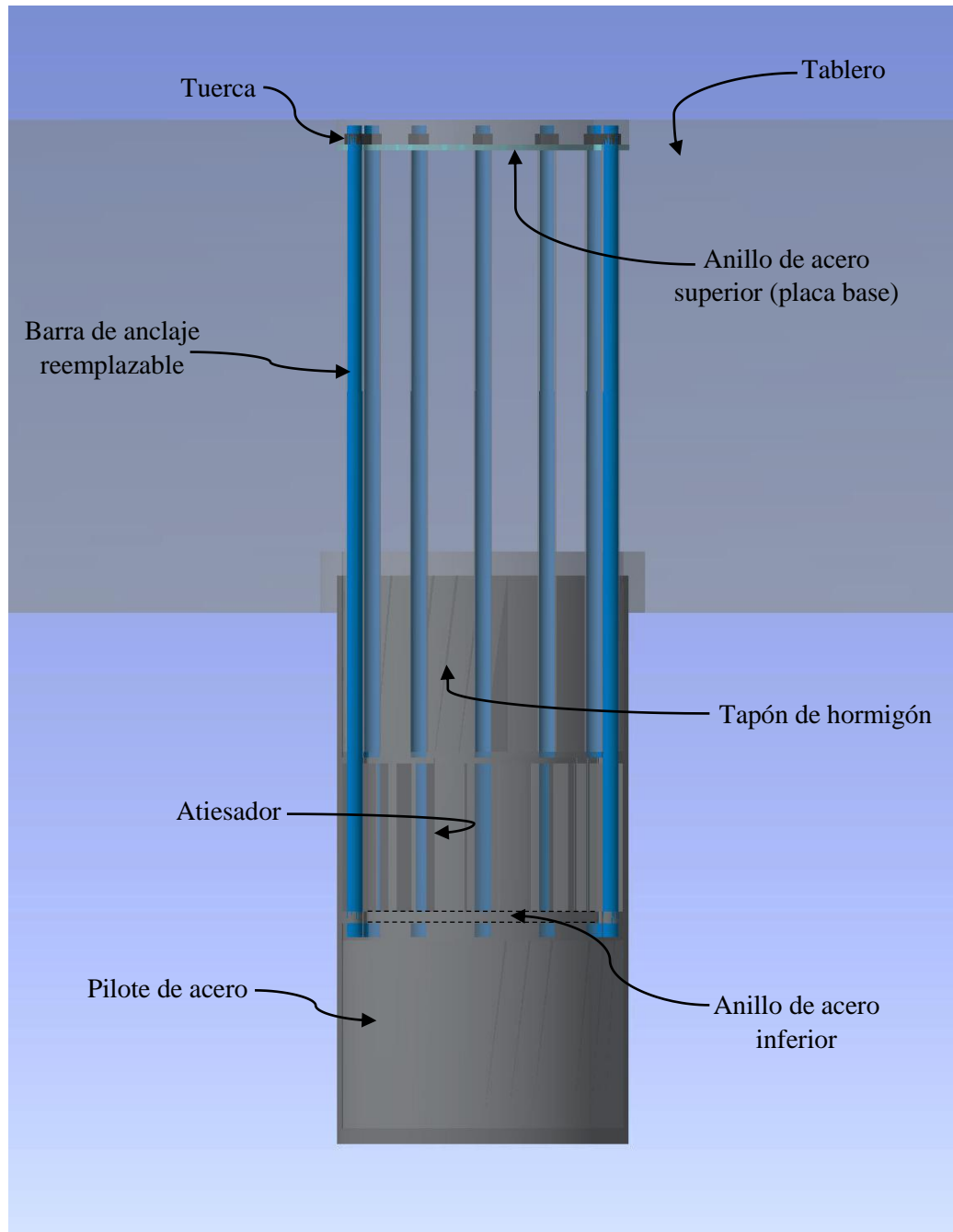


Figura 6.21: Vista general del modelo de conexión con pilote vertical.

6.3.2. Mallado de conexión

En esta etapa se generó el mallado de todos los elementos de la conexión utilizando la herramienta de mallado automático que posee el software. Adicionalmente, algunas características del mallado se optimizaron para una mayor precisión del modelo. El mallado resultante de la conexión con pilote vertical se visualiza en las figuras siguientes:

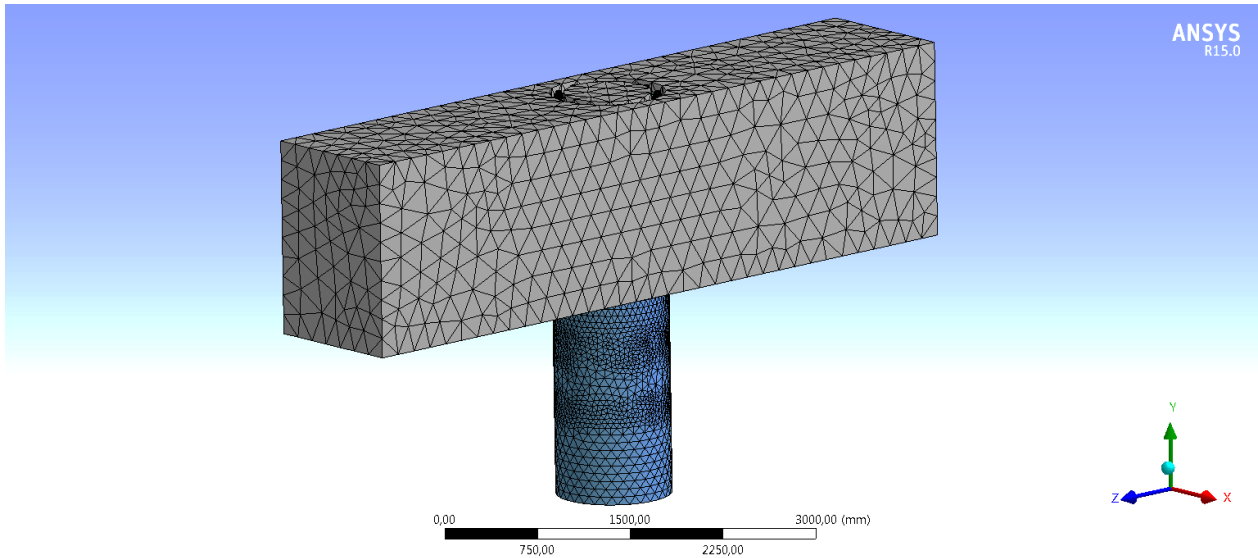


Figura 6.22: Mallado de la conexión con pilote vertical.

En el caso de las barras de anclaje el mallado resultante es el siguiente:

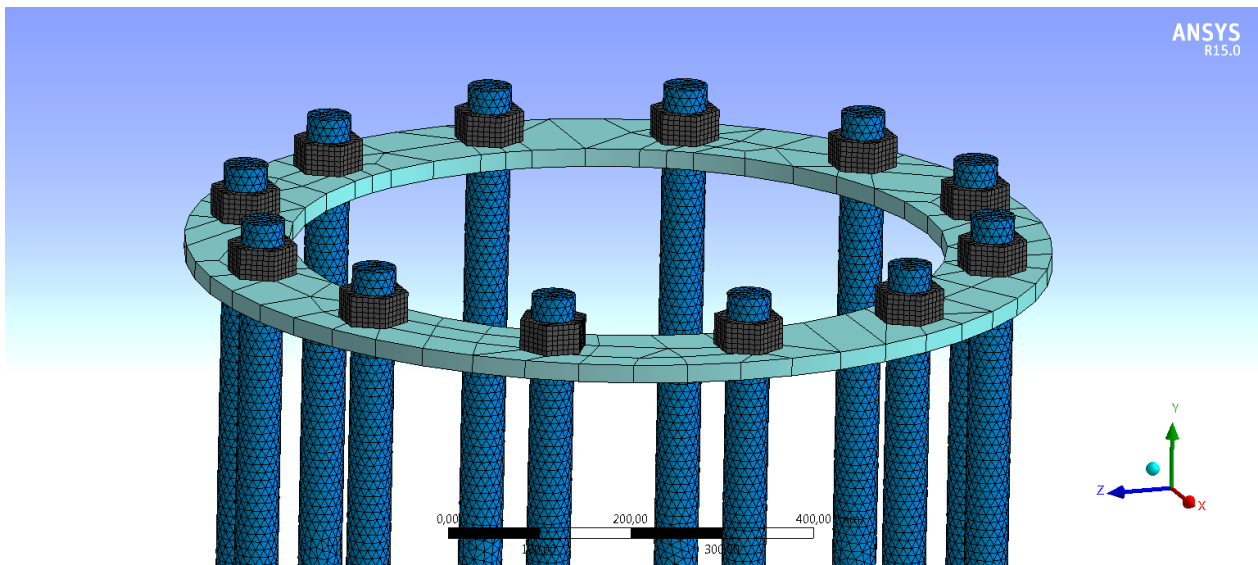


Figura 6.23: Mallado de las barras de anclaje.

6.3.3. Condiciones del modelo

En esta etapa se definieron los contactos entre los diferentes elementos de la conexión con pilote vertical, se definieron los apoyos y se añadieron las cargas (momento biaxial, corte biaxial y carga axial).

6.3.3.1. Contactos entre elementos

Los contactos entre los diferentes elementos de la conexión se señalan en las tablas siguientes:

Tabla 6.3: Contactos entre elementos de la conexión con pilote vertical – Parte 1.

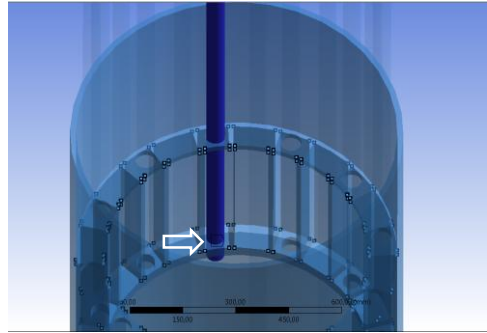
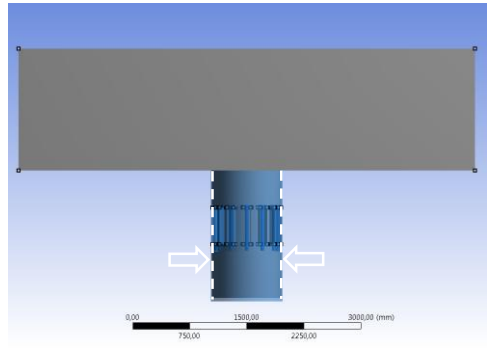
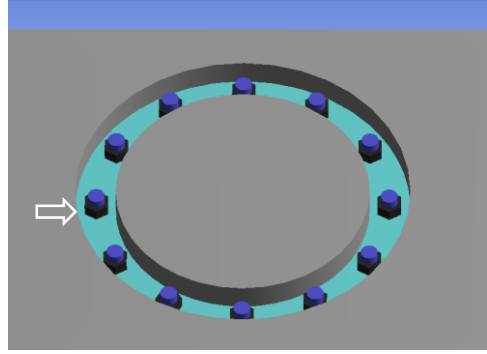
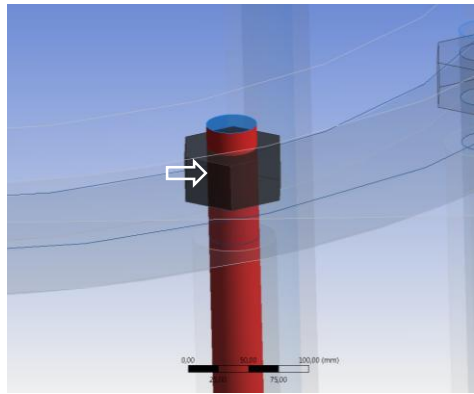
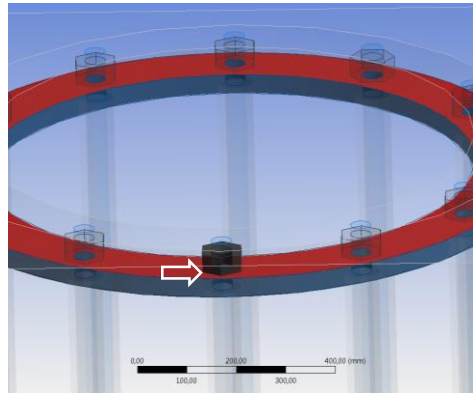
Elementos en contacto:	Tipo de contacto:	Zona de contacto:	
Pilote vertical - Barras de anclaje	Bonded	Entre la cara exterior de la barra de anclaje y la perforación del anillo de acero inferior	
Pilote vertical- Tapón de hormigón	Bonded	Entre la cara interna circundante del pilote y la cara externa circundante del tapón de hormigón	
Viga de hormigón - Anillo de acero superior	Bonded	Entre la cara superior de la viga de hormigón y la cara inferior del anillo de acero superior	

Tabla 6.4: Contactos entre elementos de la conexión con pilote vertical – Parte 2.

Elementos en contacto:	Tipo de contacto:	Zona de contacto:	
Barras de anclaje - Tuercas	Bonded	Entre la cara exterior de la barra de anclaje y la perforación de la tuerca	
Tuercas – Anillo de acero superior	Rough	Entre la cara inferior de la tuerca y la cara superior del anillo de acero superior	

6.3.3.2. Apoyos del modelo

Según lo argumentado en el punto 3.4.2, en los dos extremos de la viga de hormigón se consideraron apoyos fijos (opción llamada Fixed Support en el software). Las dos zonas de apoyo de la viga se muestran en las figuras siguientes:

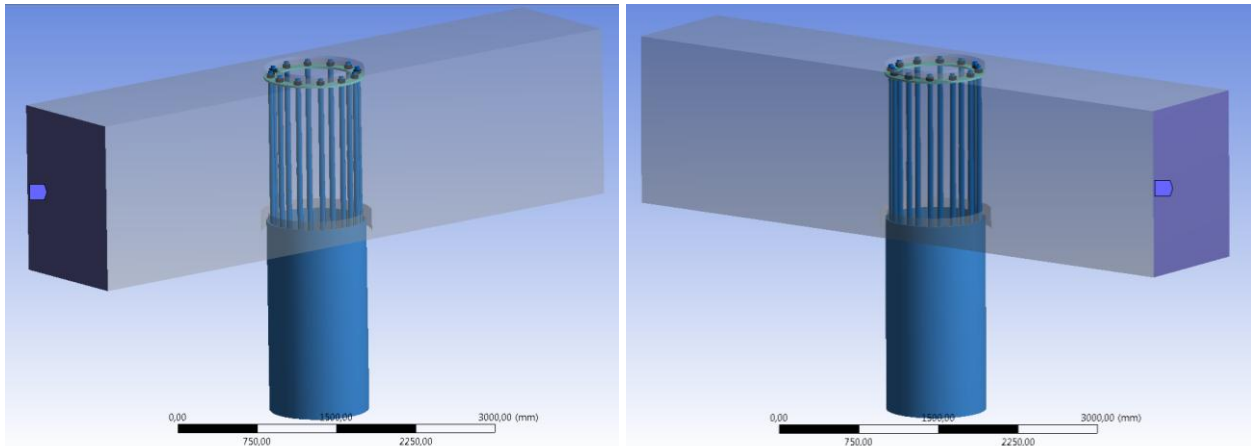


Figura 6.24: Apoyos fijos en extremos de viga de la conexión con pilote vertical.

6.3.3.3. Cargas del modelo

El modelo se analizó para los estados de carga de momento máximo, corte máximo, compresión máxima y tracción máxima. Además, cada estado de carga se compone por un momento biaxial, un corte biaxial y una carga axial. La magnitud y puntos de aplicación de los esfuerzos considerados son los que se especifican en la Tabla 4.20 y en la Figura 6.25 respectivamente.

Adicionalmente a los esfuerzos aplicados en el pilote vertical, en todas las barras de anclaje se aplicó una pretensión (mediante la herramienta Bolt Pretension) igual a 232MPa, equivalente a 0,8 veces la tensión de fluencia del acero especificado.

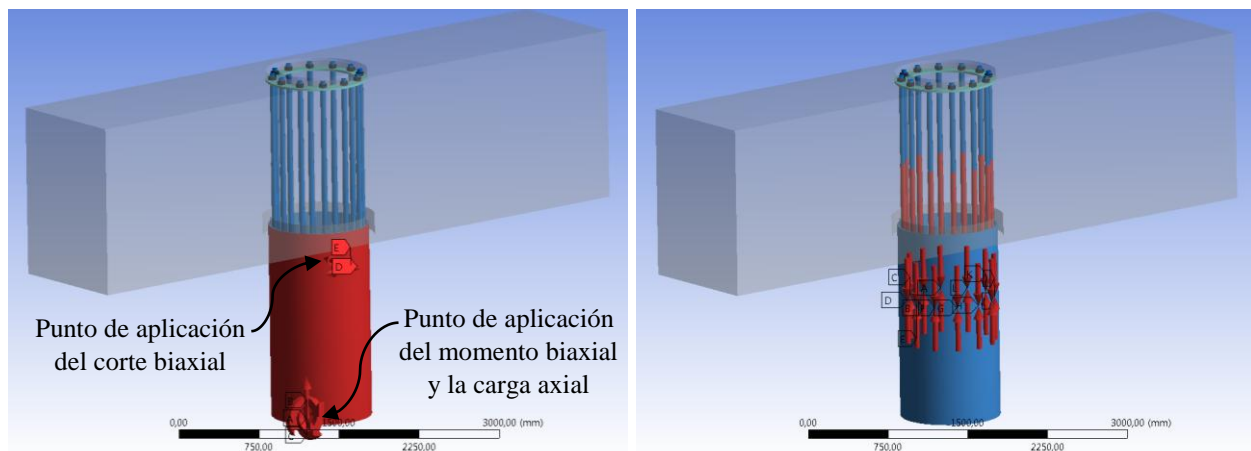


Figura 6.25: Puntos de aplicación de los esfuerzos en la conexión con pilote vertical (izquierda) y pretensión de barras de anclaje (derecha).

6.4. MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO

En esta sección se detalla la modelación y análisis de la conexión con pilote inclinado. El dimensionamiento definitivo de las barras de anclaje se obtuvo por medio de varias iteraciones, utilizando en la primera iteración los resultados del prediseño de la conexión (punto 5.6.2).

6.4.1. Geometría del modelo

La primera etapa de la modelación consistió en crear la geometría y asignar las dimensiones de todos los elementos sólidos que conforman la conexión con pilote inclinado.

La geometría del modelo de conexión y sus principales elementos se presentan en las figuras siguientes:

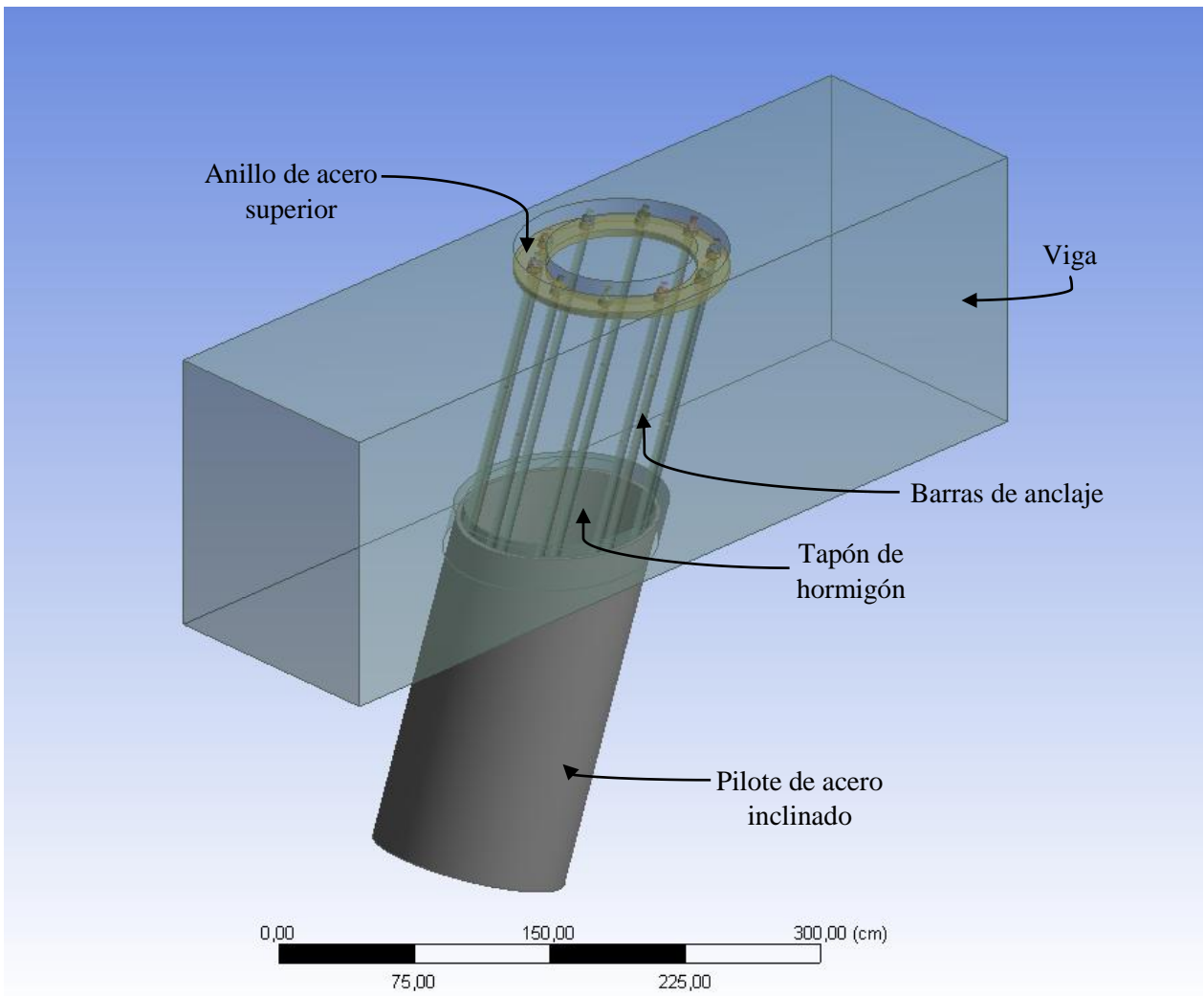


Figura 6.26: Vista general de conexión con pilote inclinado y sus principales elementos.

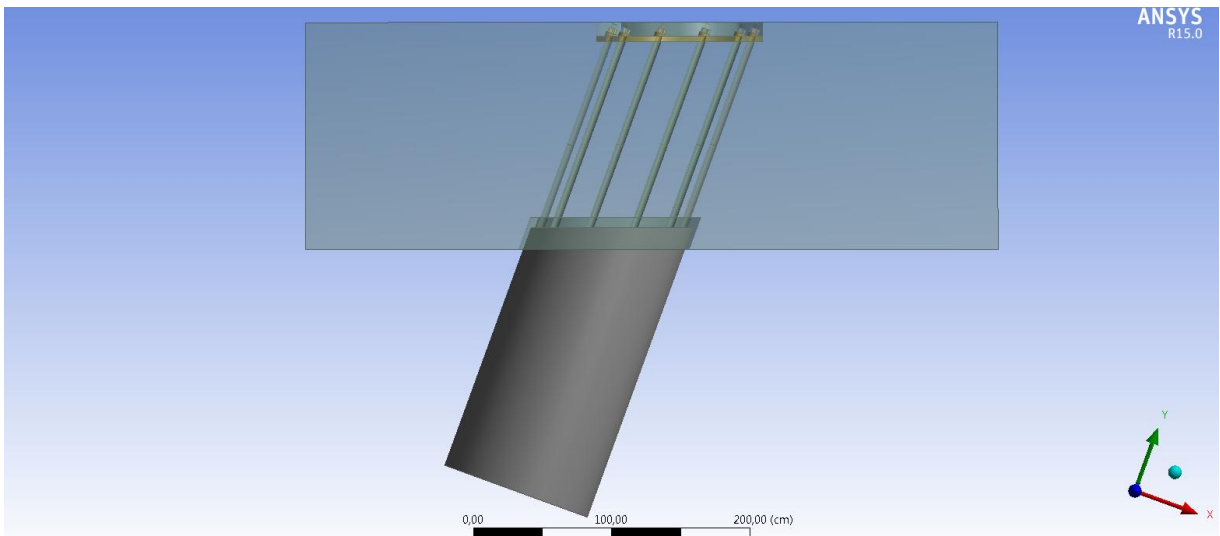


Figura 6.27: Vista frontal de conexión con pilote inclinado.

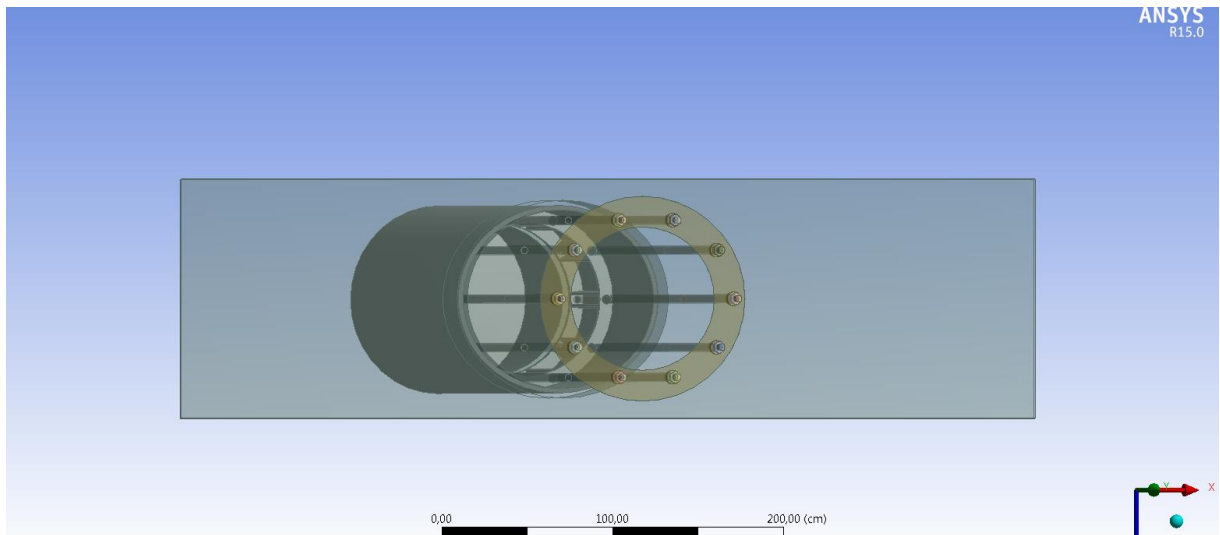


Figura 6.28: Vista aérea de conexión con pilote inclinado.

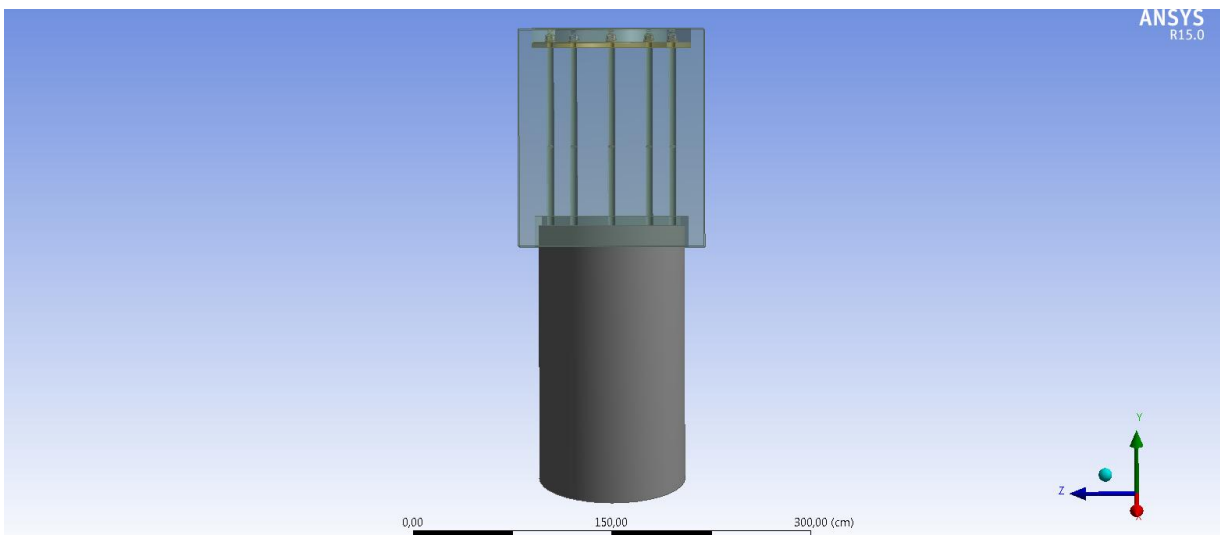


Figura 6.29: Vista lateral de conexión con pilote inclinado.

6.4.1.1. Pilote de acero inclinado

Para la modelación de la conexión se consideró un tramo del elemento pilote de 2,3m de largo y una inclinación de 20° . El largo se escogió de modo de abarcar todo el sistema de anclaje de las barras en el pilote, y en dejar una distancia mínima de 0,9m entre el sistema de anclaje y el punto de aplicación de los esfuerzos. El diámetro exterior se consideró igual a 1,1m según lo argumentado en el punto 5.5.2.

En la figura siguiente se muestra el pilote inclinado con las dimensiones señaladas, notar que los demás elementos de la conexión fueron suprimidos.

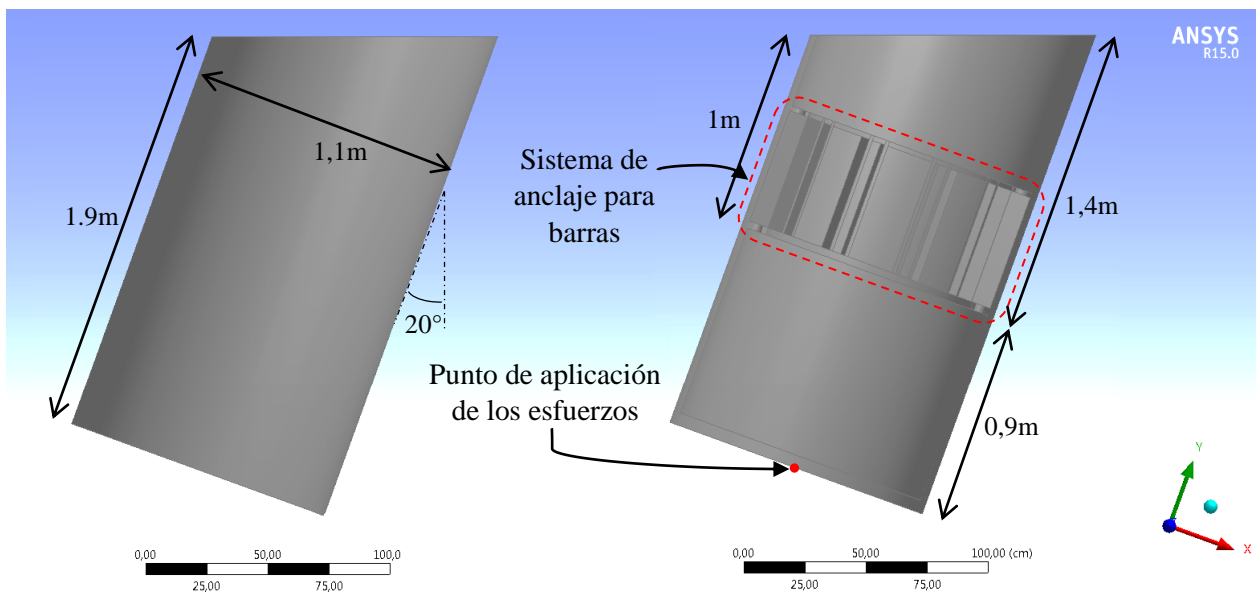


Figura 6.30: Vista exterior del pilote (izquierda) y vista interior del pilote (derecha).

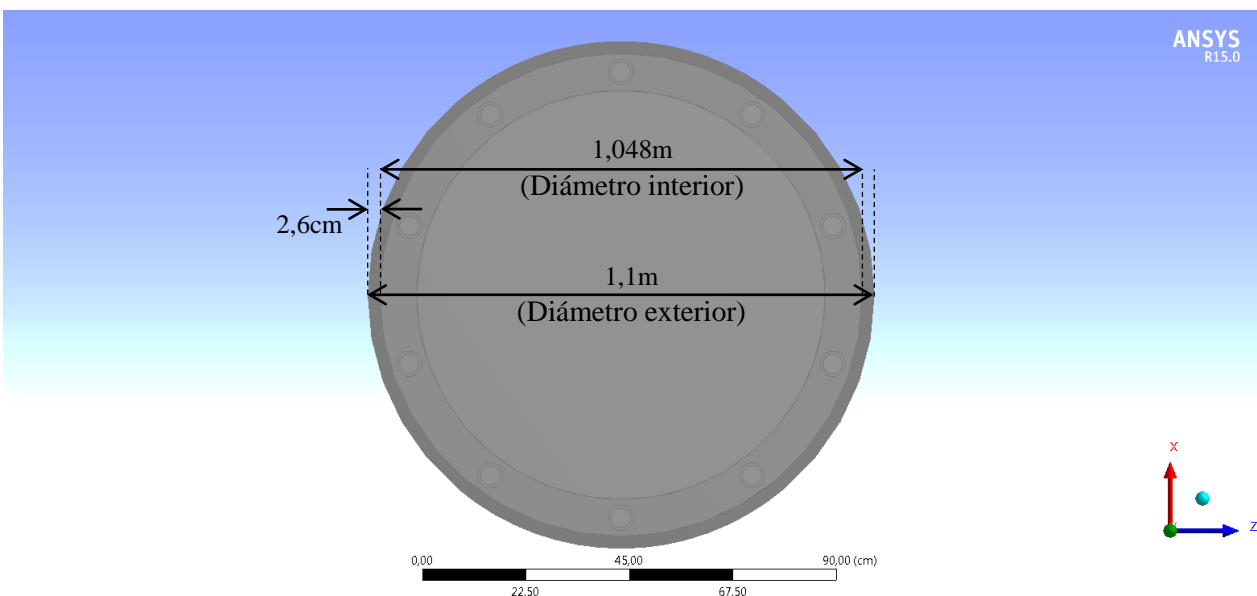


Figura 6.31: Vista área del pilote inclinado.

6.4.1.2. Sistema de anclaje para barras al pilote inclinado

El sistema de anclaje de las barras al pilote inclinado se configura de forma similar que una silla de anclaje. Los principales elementos se muestran en la figura siguiente:

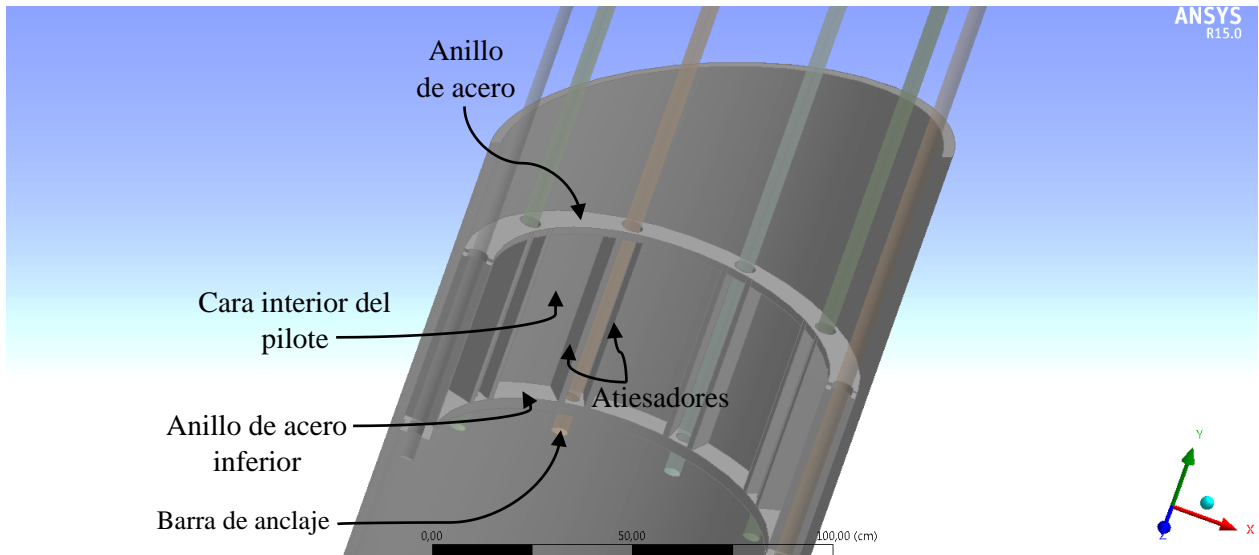


Figura 6.32: Sistema de anclaje para barras al pilote inclinado y sus principales elementos.

El espesor de los elementos se determinó en función de evitar fallas por pandeo global en los atiesadores, y fallas por bloque de corte y por flexión en el anillo de acero inferior. La posición del anillo de acero inferior se fijó a una distancia de 1m desde el borde superior del pilote. Las dimensiones se muestran en la figura siguiente:

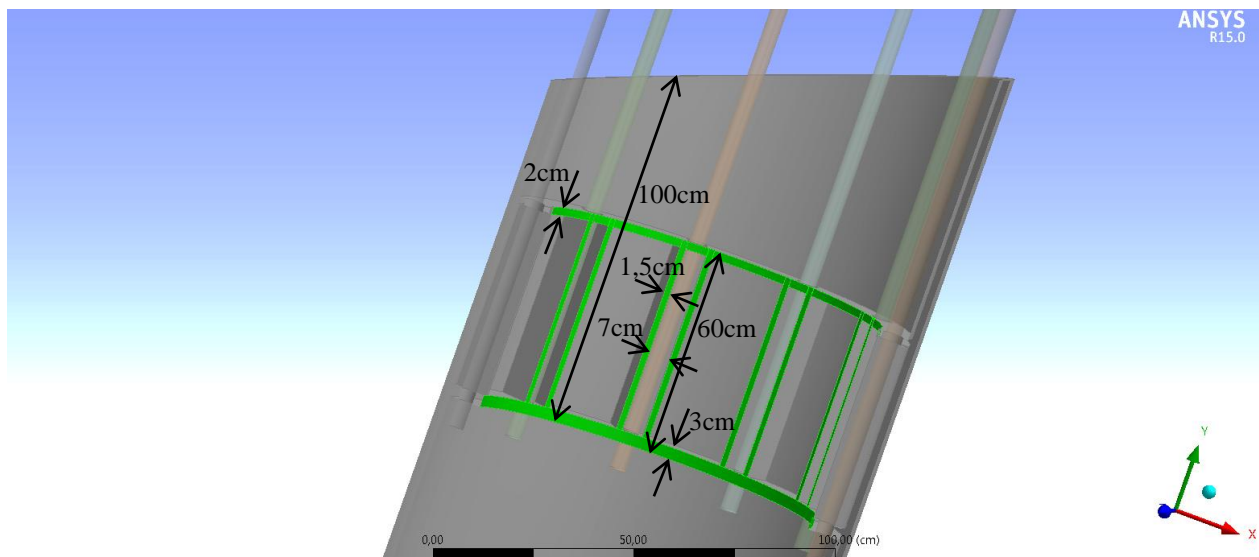


Figura 6.33: Dimensiones del sistema de anclaje para barras al pilote (vista interior del pilote).

En el anexo E.2 se especifican los modos de falla analizados en los elementos de acero.

Los anillos de acero pertenecientes al sistema de anclaje deben tener perforaciones para el paso y anclaje de las barras. El diámetro de las perforaciones se determinó utilizando como referencia la norma AISC 360-10 que dispone el diámetro de la perforación en función del diámetro del perno conector. De esta forma, para una barra de 42mm de diámetro (en el tramo sin rebaje), la perforación debe ser de 50mm de diámetro (ver anexo E.7).

Para efectos de la modelación, en el anillo de acero inferior se consideró un diámetro para las perforaciones de 42mm (coincidente con el diámetro sin rebaje de las barras de anclaje). Esto se hizo únicamente con el objetivo de generar un contacto tipo *Bonded* entre la barra de anclaje y la cara interna de la perforación (como se muestra en la Figura 6.34), sin embargo, en caso de utilizarse este tipo de conexión en un proyecto, las perforaciones en los anillos de acero deben considerar la holgura necesaria.

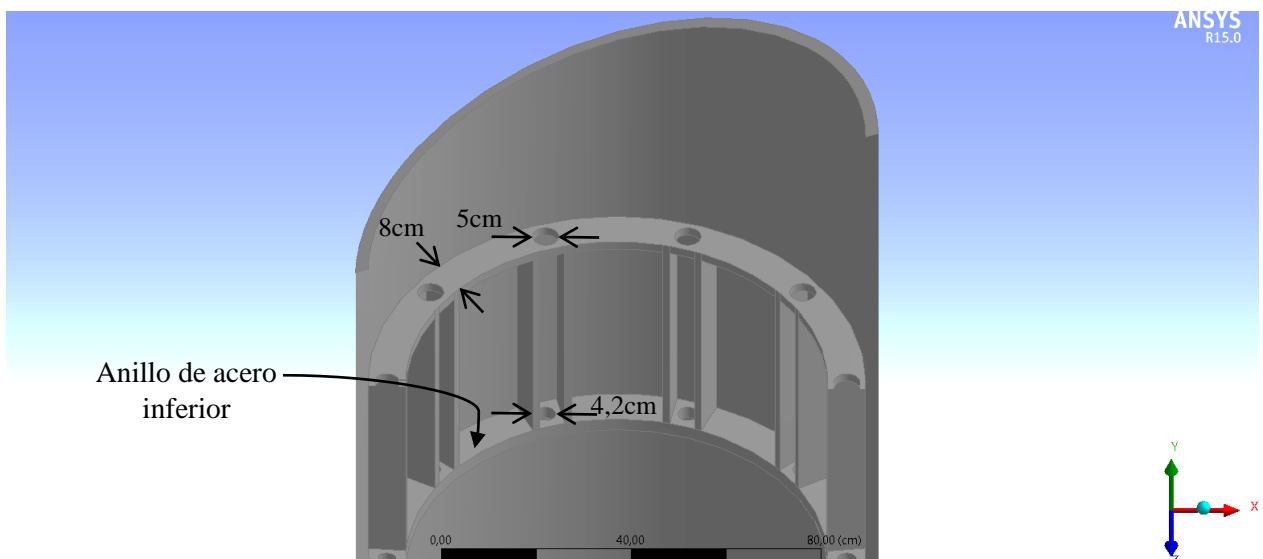


Figura 6.34: Perforaciones en los anillos de acero para el paso de las barras de anclaje.

El contacto tipo *Bonded* entre la barra de anclaje y la perforación en el anillo de acero inferior permite el anclaje de la barra al anillo impidiendo que ésta deslice a través de la perforación, reproduciendo el mismo efecto que tiene la barra cuando se atornilla a la tuerca (elemento que en la modelación no se consideró) que va fija mediante soldadura al anillo de acero inferior.

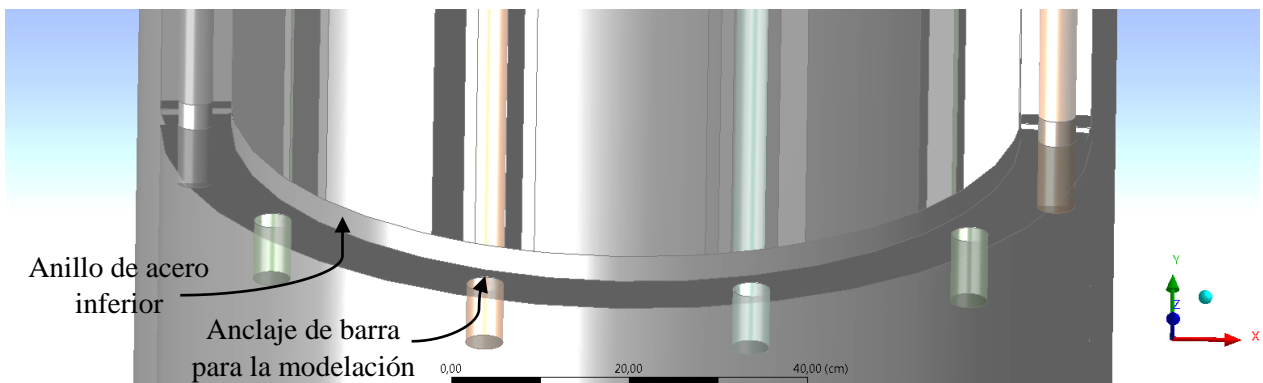


Figura 6.35: Vista inferior del anillo de acero inferior (zona interior del pilote inclinado).

6.4.1.3. Barras de anclaje

A partir de las diversas iteraciones realizadas se determinó que el número de barras de anclaje necesarias para resistir los esfuerzos últimos indicados en la Tabla 4.27 y cumplir con los criterios de diseño establecidos en el punto 5.4.1, es de 10, con un diámetro de 39mm (diámetro para el tramo con rebaje). Se verificó que el esfuerzo máximo de tracción controla el diseño de las barras de anclaje (solicitación con la cual se genera la fluencia en 3 de las 10 barras). En el anexo E.7 se muestran algunas especificaciones para las barras.

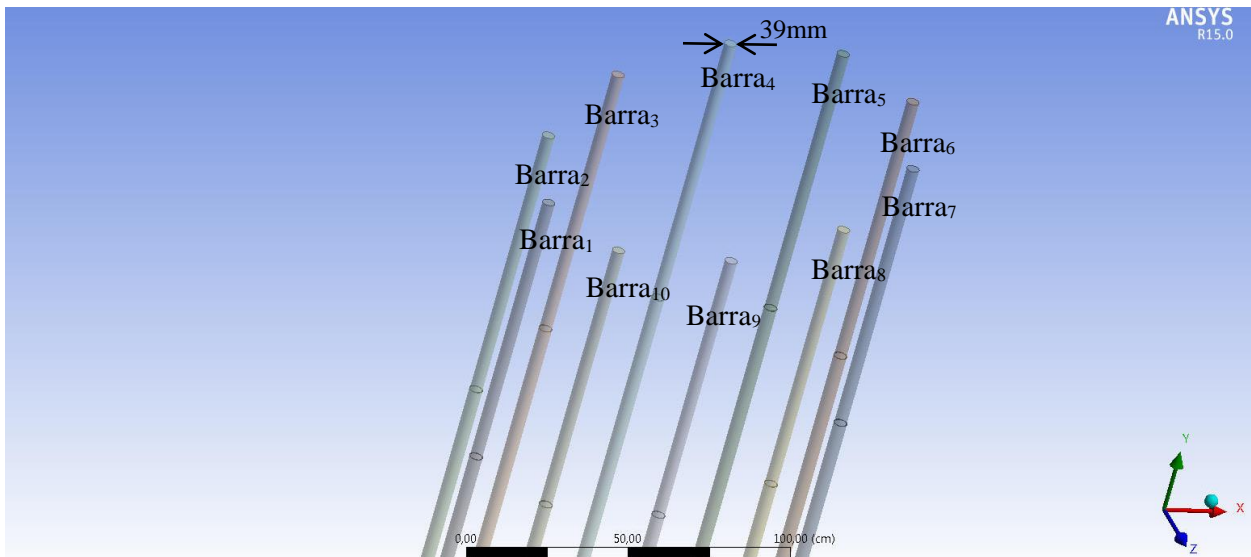


Figura 6.36: Número y diámetro de las barras de anclaje (los demás elementos no se muestran).

Para acotar la zona de trabajo plástico en las barras de anclaje, estas deben tener un rebaje de diámetro en su tramo superior. La longitud del rebaje se propone igual a la mitad de la altura de la viga. La barra de anclaje más larga se modeló con una longitud de 300cm y se verificó que no se produce una falla por corte (arranque de bloque) en el pilote inclinado. El detalle es el siguiente:

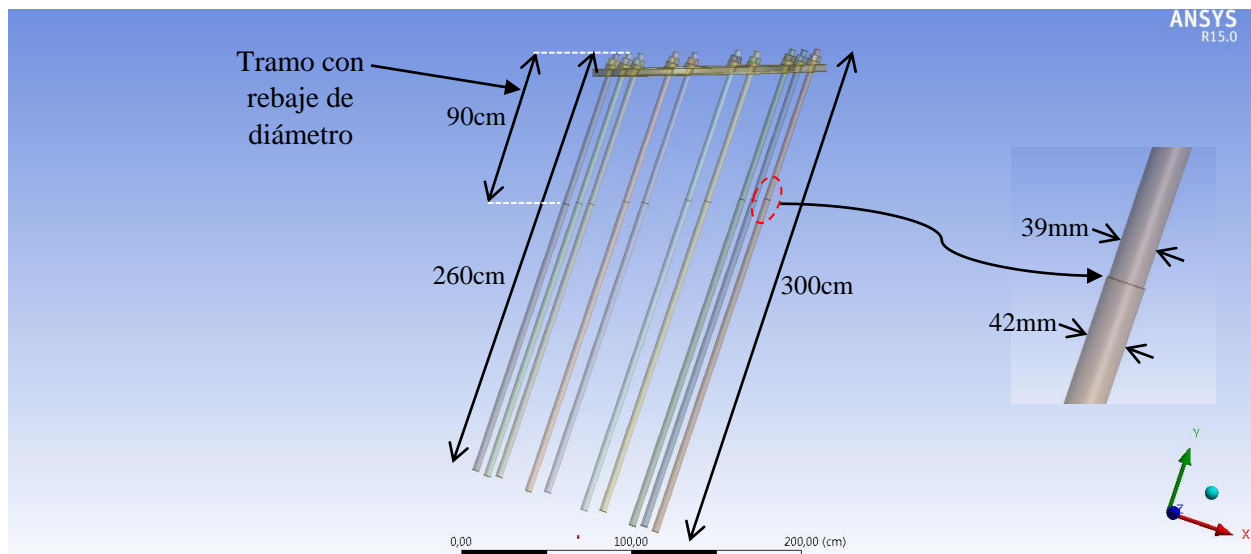


Figura 6.37: Largo de las barras de anclaje (vista lateral).

6.4.1.4. Viga de hormigón armado

Se consideró un largo para la viga transversal de 5m según lo argumentado en el punto 3.5.2, y una altura de 1,6m. La viga cuenta con 10 vacíos tubulares de 5,5cm de diámetro para el paso de las barras de anclaje, y así evitar la interacción entre las barras y la sección de hormigón.

En la zona superior de la viga existe un espacio para la colocación del anillo de acero superior donde se realiza el ensamblaje de las barras de anclaje en las tuercas. Este espacio debe ser el suficiente para el correcto encaje del anillo, y además, debe permitir las maniobras de desapriete de las tuercas (especialmente cuando se requiera desapretar e inspeccionar las barras), lo que generalmente se traduce en poseer el espacio suficiente para generar el torque de desapriete. Para la modelación se consideró sólo el espacio necesario para el encaje del anillo superior.

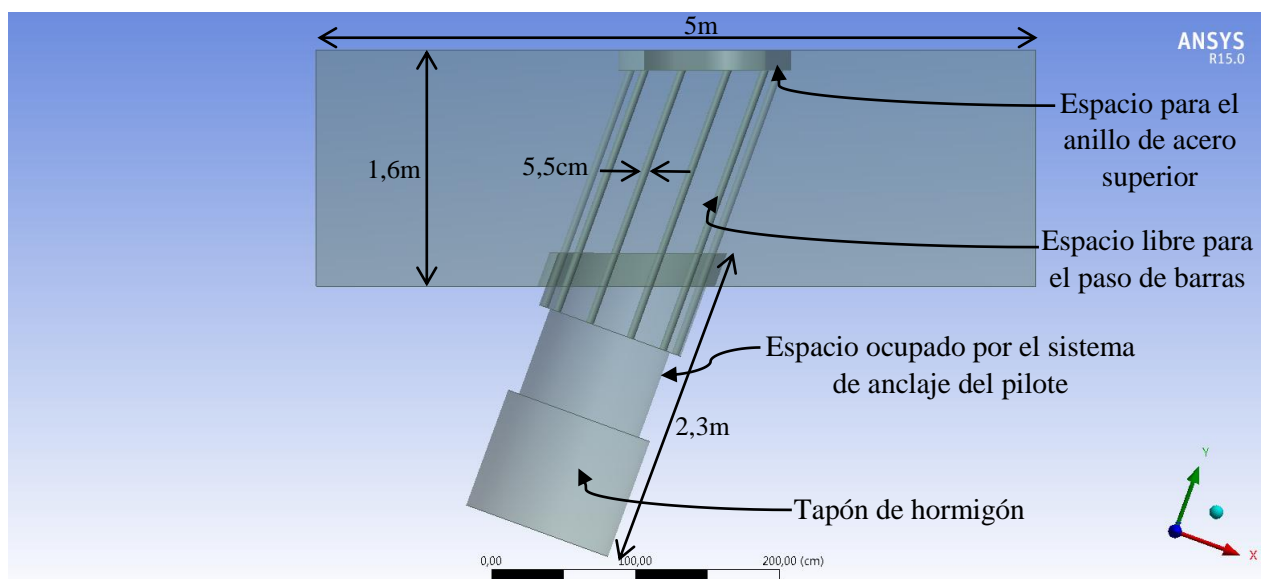


Figura 6.38: Dimensiones de la viga de hormigón armado.

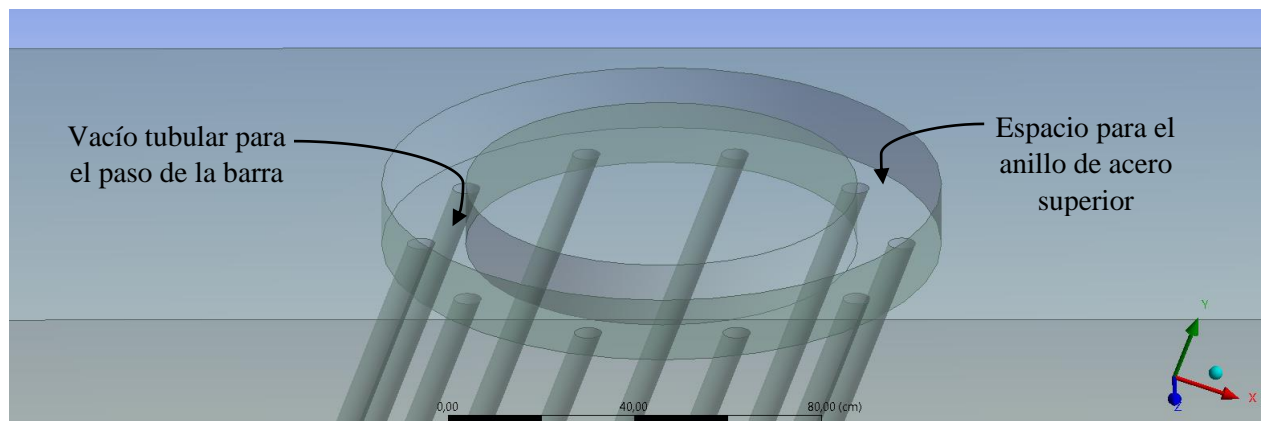


Figura 6.39: Detalle de la zona superior de la viga de hormigón.

En la zona inferior de la viga se encuentra el tapón de hormigón, elemento que en conjunto con la viga forman un mismo elemento sólido de hormigón.

6.4.1.5. Tapón de hormigón

Para efectos de la modelación se consideró en el tramo menor del tapón de hormigón un largo de 1,8m (medido desde la cara inferior de la viga), y un diámetro de 1,048m según lo estipulado en el punto 5.5.2.

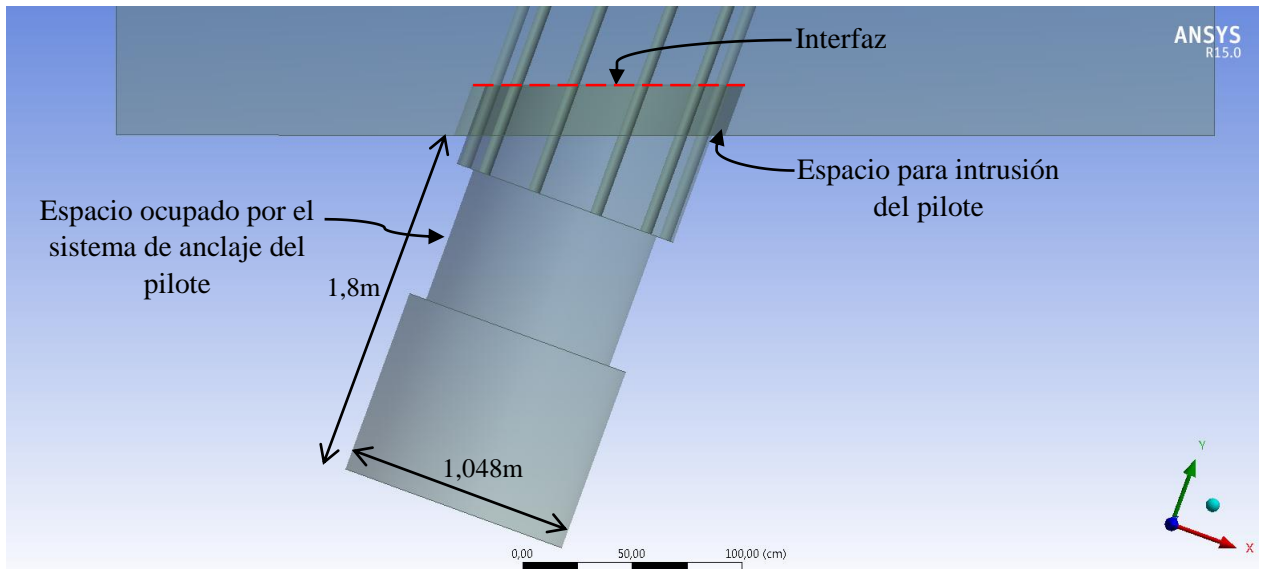


Figura 6.40: Dimensiones del tapón de hormigón.

El espacio para la intrusión del pilote inclinado se consideró con un ancho superior al espesor del propio pilote, con el objetivo de reproducir la situación en que el hormigón se ha desprendido localmente en esa zona producto del aplastamiento y por el efecto palanca generado por pilote (mecanismo de falla descrito en el punto 2.4.2.4).

Esta situación es conservadora porque existe una resistencia al giro generado por el hormigón (antes de su hipotético desprendimiento) localizado en la zona de intrusión del pilote de 5cm de espesor que no se está considerando.

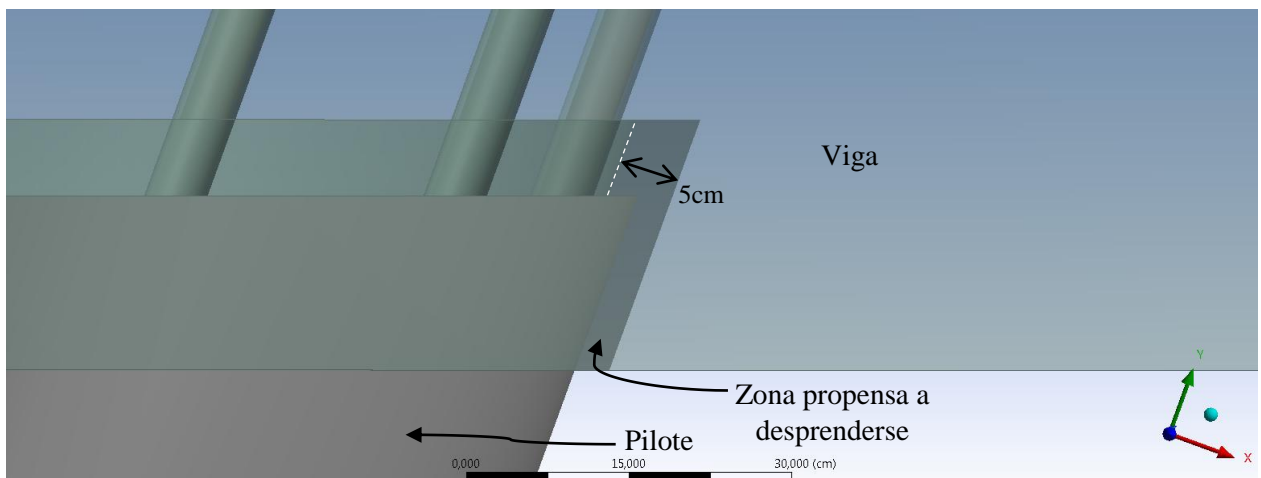


Figura 6.41: Detalle de la zona de intrusión del pilote inclinado en la viga de hormigón armado.

6.4.1.6. Anillo de acero superior

El anillo de acero superior se consideró con un diámetro exterior de 120cm y un diámetro interior de 84cm. Para el paso de las barras de anclaje el elemento posee 10 perforaciones en forma circundante de 50mm de diámetro y 10 suples posicionados en cada perforación. Con estas dimensiones se verificó que no existe una falla por aplastamiento del tablero de hormigón debido a la compresión ejercida por el anillo de acero superior (ver anexo E.1.4).

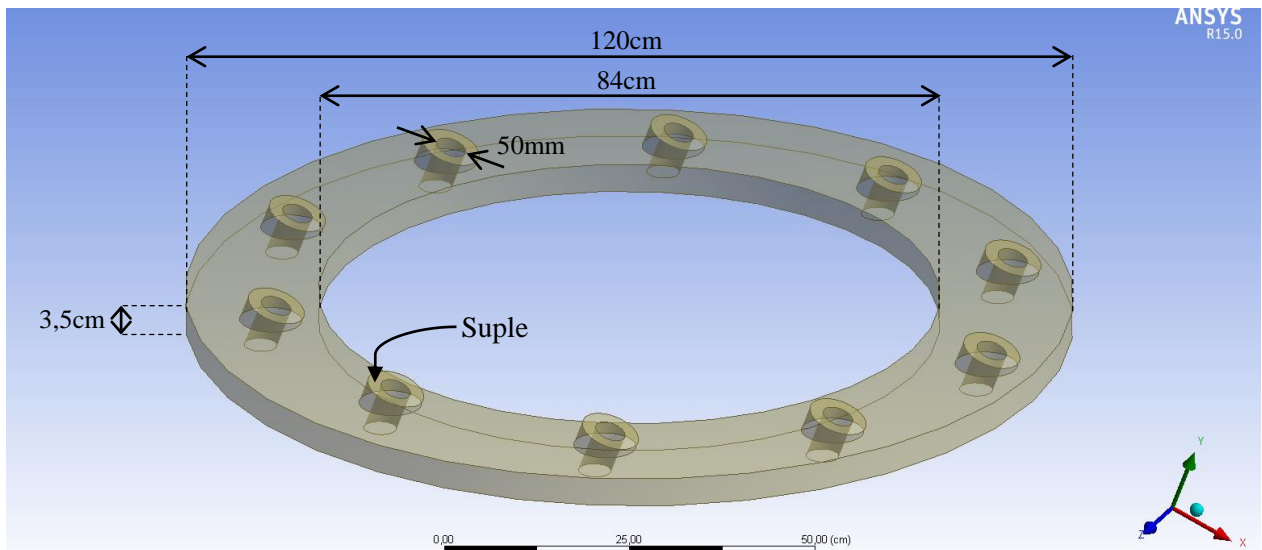


Figura 6.42: Dimensiones del anillo de acero superior.

6.4.1.7. Tuercas

Las tuercas del anillo superior se modelaron con forma hexagonal del tipo M39 (según normas ISO 4032 – DIN 934), con 39mm de diámetro para el ensamblaje de las barras. El espesor y diámetro exterior de todas las tuercas corresponde a 31mm y 66,44mm respectivamente (ver anexo E.7).

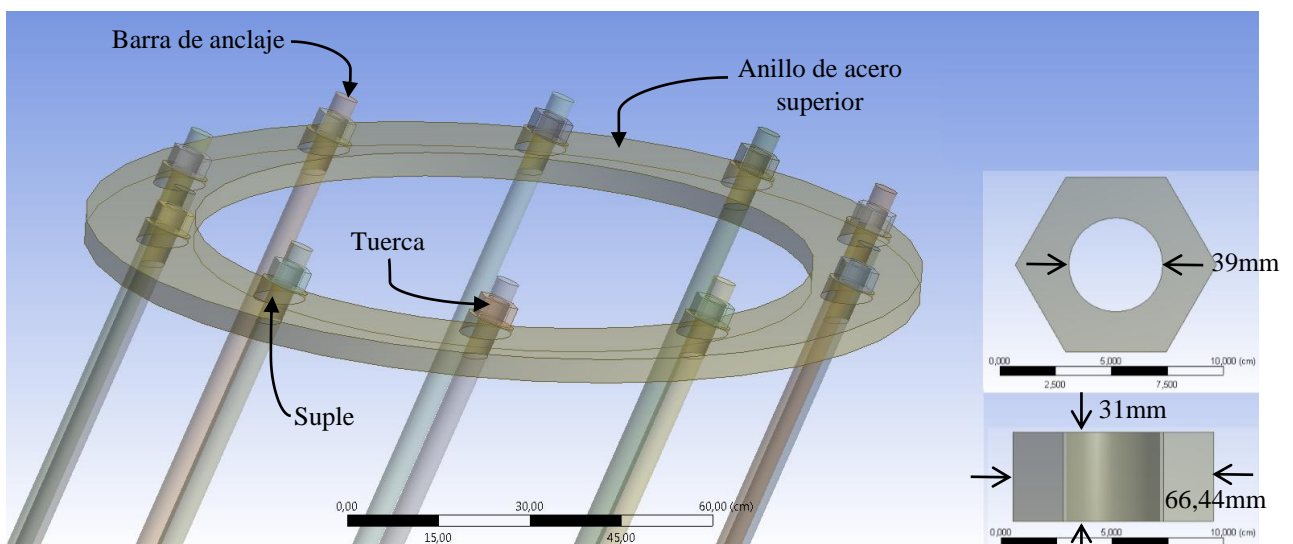


Figura 6.43: Dimensiones de tuercas tipo M39 hexagonales (viga de hormigón no se muestra).

6.4.1.8. Suples

El eje longitudinal de la barra de anclaje se encuentra oblicuo respecto al plano horizontal del anillo de acero de superior. Para la colocación de la tuerca, se debe proveer un suple que permita apoyar la tuerca sobre el anillo de acero superior de forma oblicua.

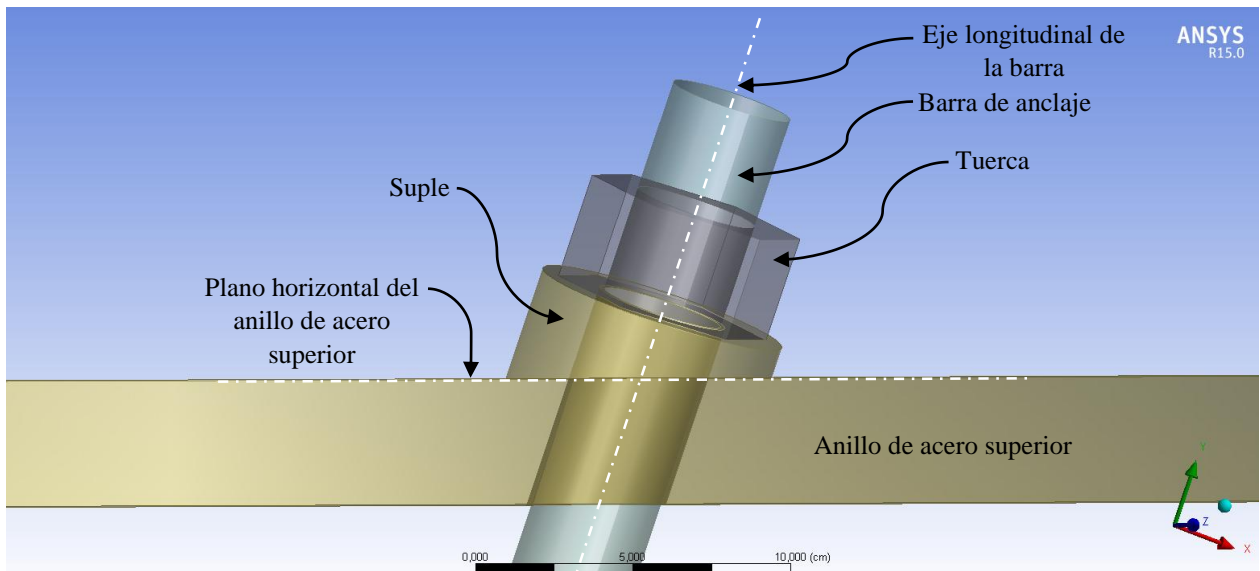


Figura 6.44: Detalle de encuentro de tuerca con el anillo de acero superior.

El suple se configura como un tubo de acero A572Gr50 con un corte oblicuo respecto al eje por donde pasa la barra de anclaje. El diámetro exterior e interior del suple corresponde a 8cm y 5cm respectivamente, con un espesor variable.

Se debe verificar que no se genera la falla por aplastamiento del elemento. Para esto se verifica que las tensiones en el suple son menores que la tensión de fluencia del acero especificado.

El detalle del suple es el siguiente:

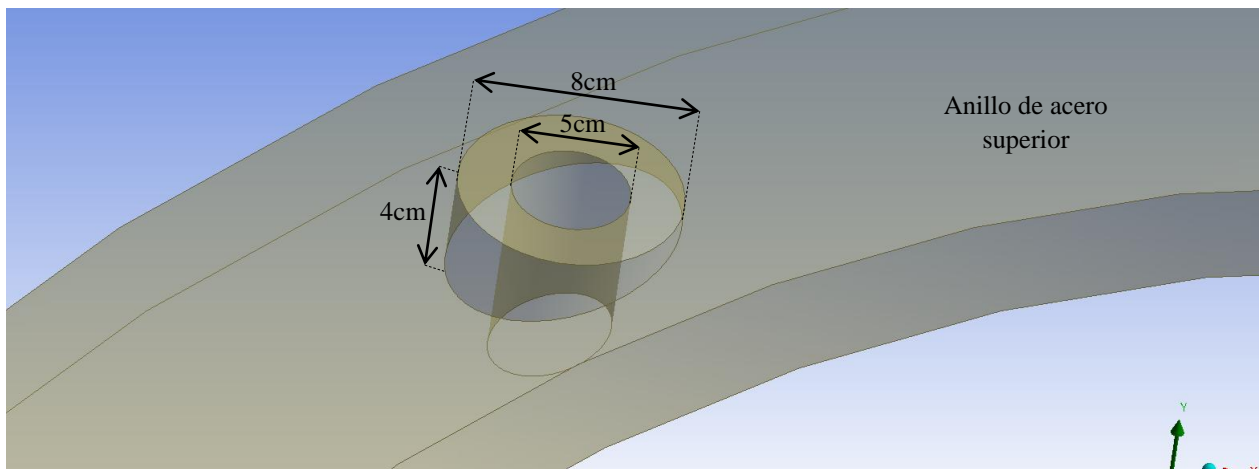


Figura 6.45: Detalle del suple para el apoyo de la tuerca en el anillo de acero superior.

6.4.1.9. Vista general del modelo de conexión con pilote inclinado

Se realiza un corte vertical para la inspección del interior de la conexión. La vista general del modelo de conexión con sus principales componentes se muestra en la figura siguiente:

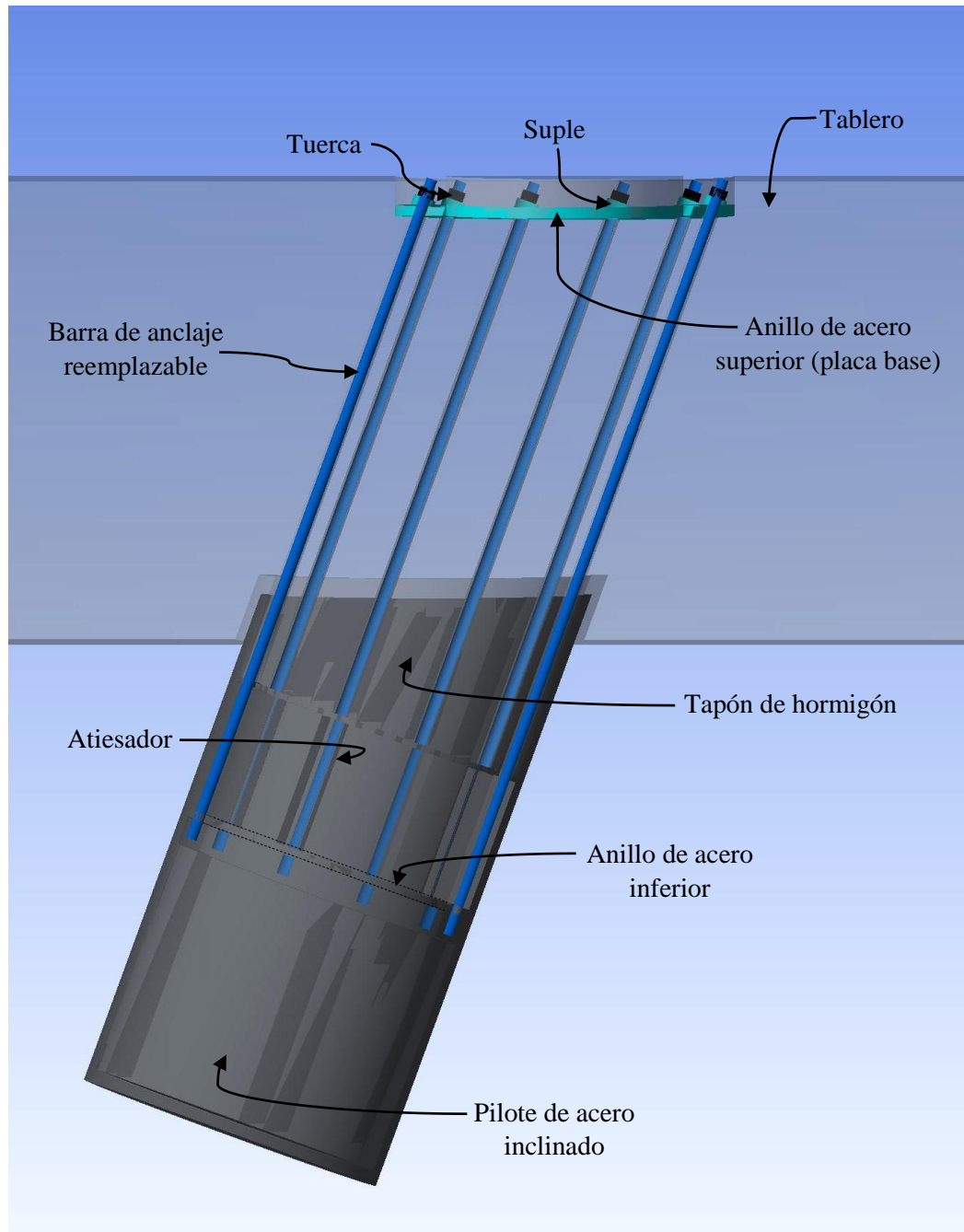


Figura 6.46: Vista general del modelo de conexión con pilote inclinado.

6.4.2. Mallado de conexión

En esta etapa se generó el mallado de todos los elementos de la conexión utilizando la herramienta de mallado automático que posee el software. Adicionalmente, algunas características del mallado se optimizaron para una mayor precisión del modelo. El mallado resultante de la conexión con pilote inclinado se visualiza en las figuras siguientes:

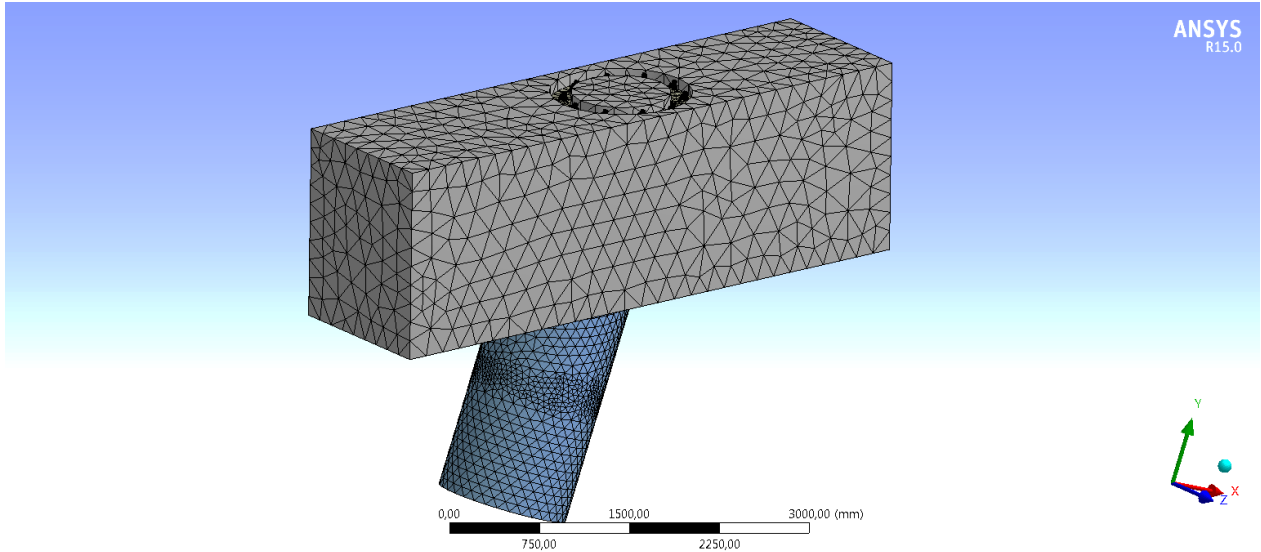


Figura 6.47: Mallado de la conexión con pilote inclinado.

En el caso de las barras de anclaje el mallado resultante es el siguiente:

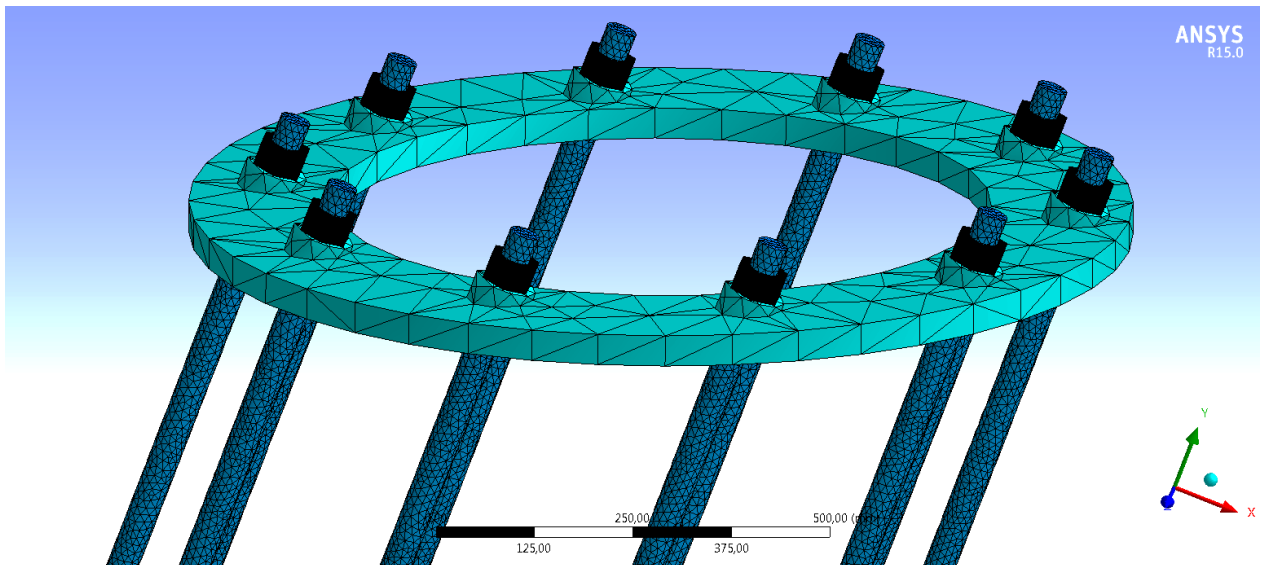


Figura 6.48: Mallado de las barras de anclaje.

6.4.3. Condiciones del modelo

En esta etapa se definieron los contactos entre los diferentes elementos de la conexión con pilote inclinado, se definieron los apoyos y se añadieron las cargas (momento biaxial, corte biaxial y carga axial).

6.4.3.1. Contactos entre elementos

Los contactos entre los diferentes elementos de la conexión se señalan en las tablas siguientes:

Tabla 6.5: Contactos entre elementos de la conexión con pilote inclinado – Parte 1.

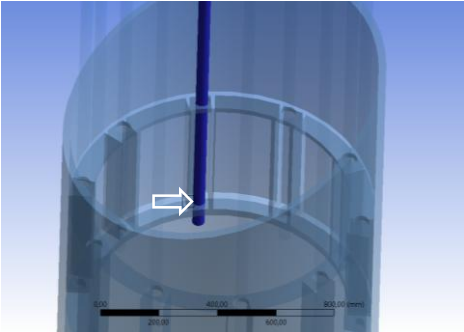
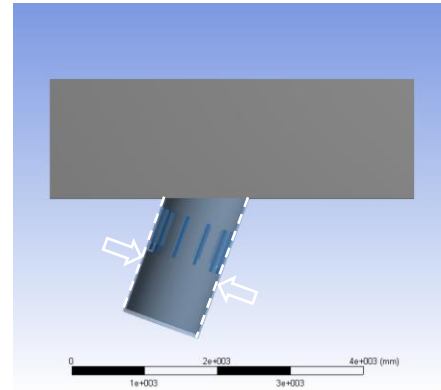
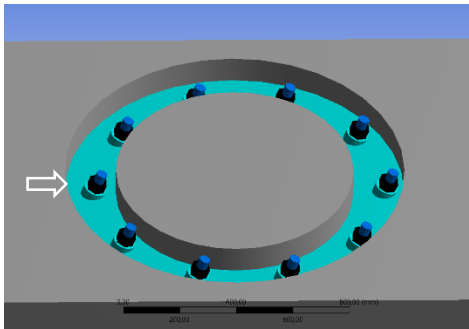
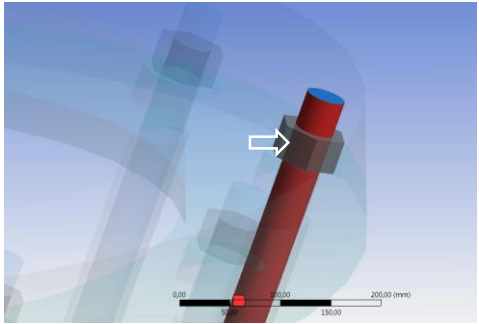
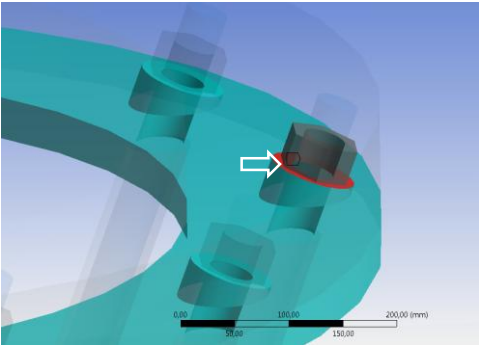
Elementos en contacto:	Tipo de contacto:	Zona de contacto:	
Pilote inclinado - Barras de anclaje	Bonded	Entre la cara exterior de la barra de anclaje y la perforación del anillo de acero inferior	
Pilote inclinado- Tapón de hormigón	Bonded	Entre la cara interna circundante del pilote y la cara externa circundante del tapón de hormigón	
Viga de hormigón - Anillo de acero superior	Bonded	Entre la cara superior de la viga de hormigón y la cara inferior del anillo de acero superior	

Tabla 6.6: Contactos entre elementos de la conexión con pilote inclinado – Parte 2.

Elementos en contacto:	Tipo de contacto:	Zona de contacto:	
Barras de anclaje - Tuercas	Bonded	Entre la cara exterior de la barra de anclaje y la perforación de la tuerca	
Tuercas – Anillo de acero superior	Rough	Entre la cara inferior de la tuerca y la cara superior del suple	

6.4.3.2. Apoyos del modelo

Según lo argumentado en el punto 3.5.2, en los dos extremos de la viga de hormigón se consideraron apoyos fijos (opción llamada Fixed Support en el software). Las dos zonas de apoyo de la viga se muestran en las figuras siguientes:

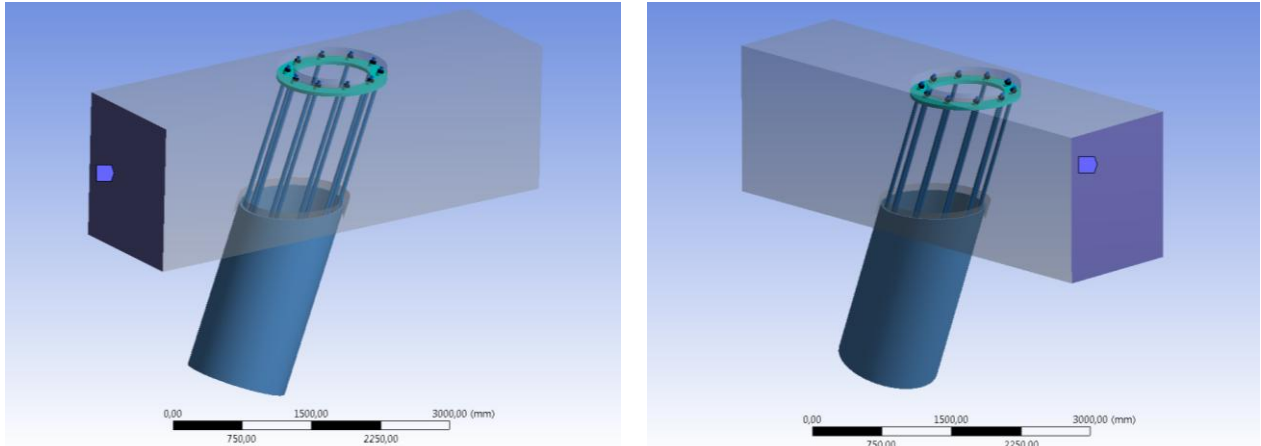


Figura 6.49: Apoyos fijos en extremos de viga de la conexión con pilote inclinado.

6.4.3.3. Cargas del modelo

El modelo se analizó para los estados de carga de momento máximo, corte máximo, compresión máxima y tracción máxima. Además, cada estado de carga se compone por un momento biaxial, un corte biaxial y una carga axial. La magnitud y puntos de aplicación de los esfuerzos considerados son los que se especifican en la Tabla 4.27 y en la Figura 6.50 respectivamente.

Adicionalmente a los esfuerzos aplicados en el pilote inclinado, en todas las barras de anclaje se aplicó una pretensión (mediante la herramienta Bolt Pretension) igual a 276MPa, equivalente a 0,8 veces la tensión de fluencia del acero especificado.

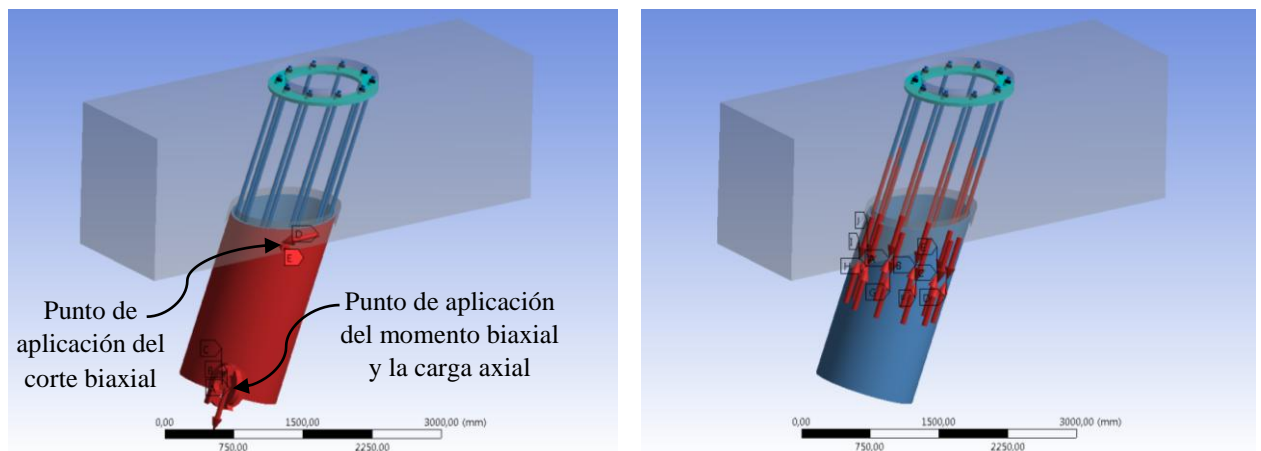


Figura 6.50: Puntos de aplicación de los esfuerzos en la conexión con pilote inclinado (izquierda) y pretensión de barras de anclaje (derecha).

6.5. RESULTADOS DEL CAPÍTULO

6.5.1. Análisis de conexión con pilote vertical

En esta etapa se resolvió el modelo de conexión con pilote vertical, y se determinaron las tensiones en los principales elementos constituyentes de la conexión para las condiciones establecidas en el punto 6.3.3. De los cuatro estados de carga analizados, la fluencia de las barras de anclaje ocurre sólo para el set de esfuerzos que incluyen al momento máximo M_{max} .

En los puntos siguientes se muestran las tensiones resultantes en los elementos de la conexión luego de aplicar los esfuerzos asociados a M_{max} y resolver el modelo. En los anexos D.4 y D.5 se detallan las tensiones de las barras de anclaje y el tapón de hormigón respectivamente, para los cuatro set de esfuerzos que fueron especificados en la Tabla 4.20.

6.5.1.1. Tensiones en la viga y tapón de hormigón

Para el set de esfuerzos llamado M_{max} de la Tabla 4.20, la tensión normal mínima (compresión máxima) en el volumen de hormigón es de 32,607MPa. La distribución de tensiones se muestra en la Figura 6.51, notar que la escala de deformación se amplificó para efectos visuales.

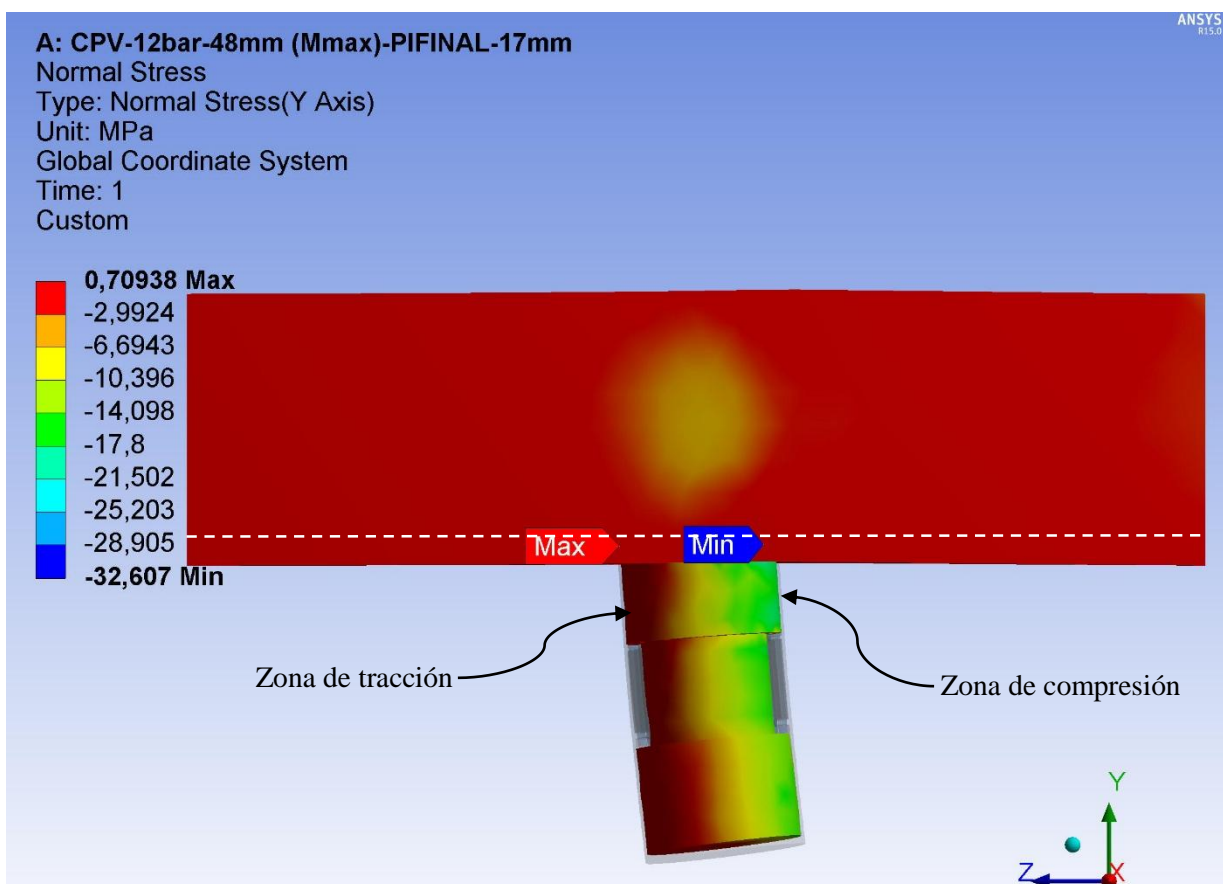


Figura 6.51: Distribución de tensiones normales en la viga y tapón de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°1).

A partir de la figura 6.51 se observa que una zona del tapón de hormigón se encuentra en compresión y otra en tracción. La zona de compresión coincide con el esfuerzo de compresión resultante del momento M_{max} aplicado.

En la Figura 6.52 se indica la distribución de tensiones normales en el interior del tapón de hormigón. Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga (corte señalado en la Figura 6.51 con una línea blanca segmentada) para facilitar la inspección de las tensiones. El resultado es el siguiente:

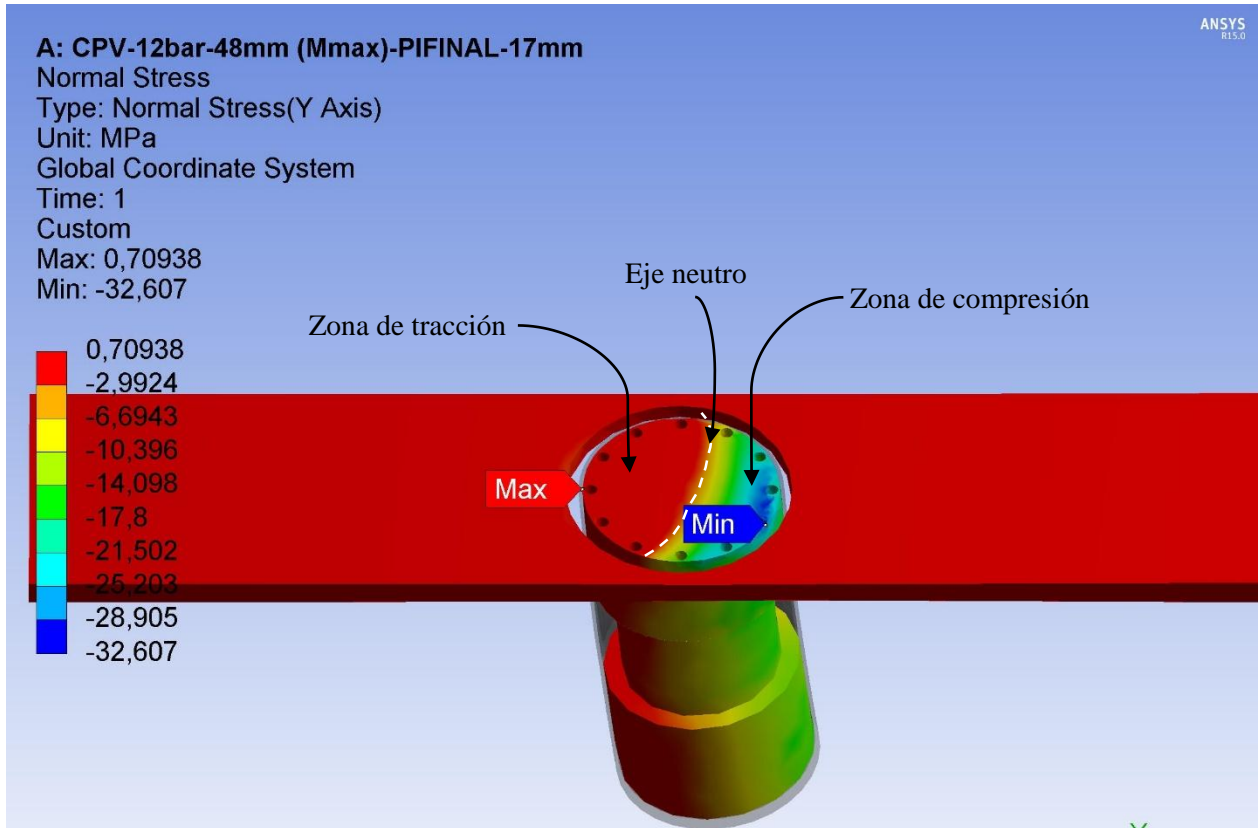


Figura 6.52: Distribución de tensiones normales en el tapón de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°2).

De la figura anterior se observa que la tensión normal mínima (compresión máxima) se registra en el borde del tapón de hormigón con un valor de 32,607MPa. Se verifica que esta tensión es menor que la resistencia máxima a la compresión del tapón de hormigón confinado (53MPa). Además, se advierte una zona del tapón trabajando a tracción y otra a compresión, limitada por un eje neutro que no resulta ser lineal.

La verificación anterior se realizó para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.20 (ver anexo D.5), y se obtuvo que la resistencia máxima a la compresión del tapón de hormigón confinado no se supera. Se concluye que no se genera una falla por compresión del tapón de hormigón confinado para los cuatro set de esfuerzos analizados.

Al analizar la distribución de tensiones en la zona superior del tablero de hormigón donde se ubica el anillo de acero superior, se observa una concentración de tensiones de compresión justo en la zona de contacto tablero-anillo. El resultado es el siguiente:

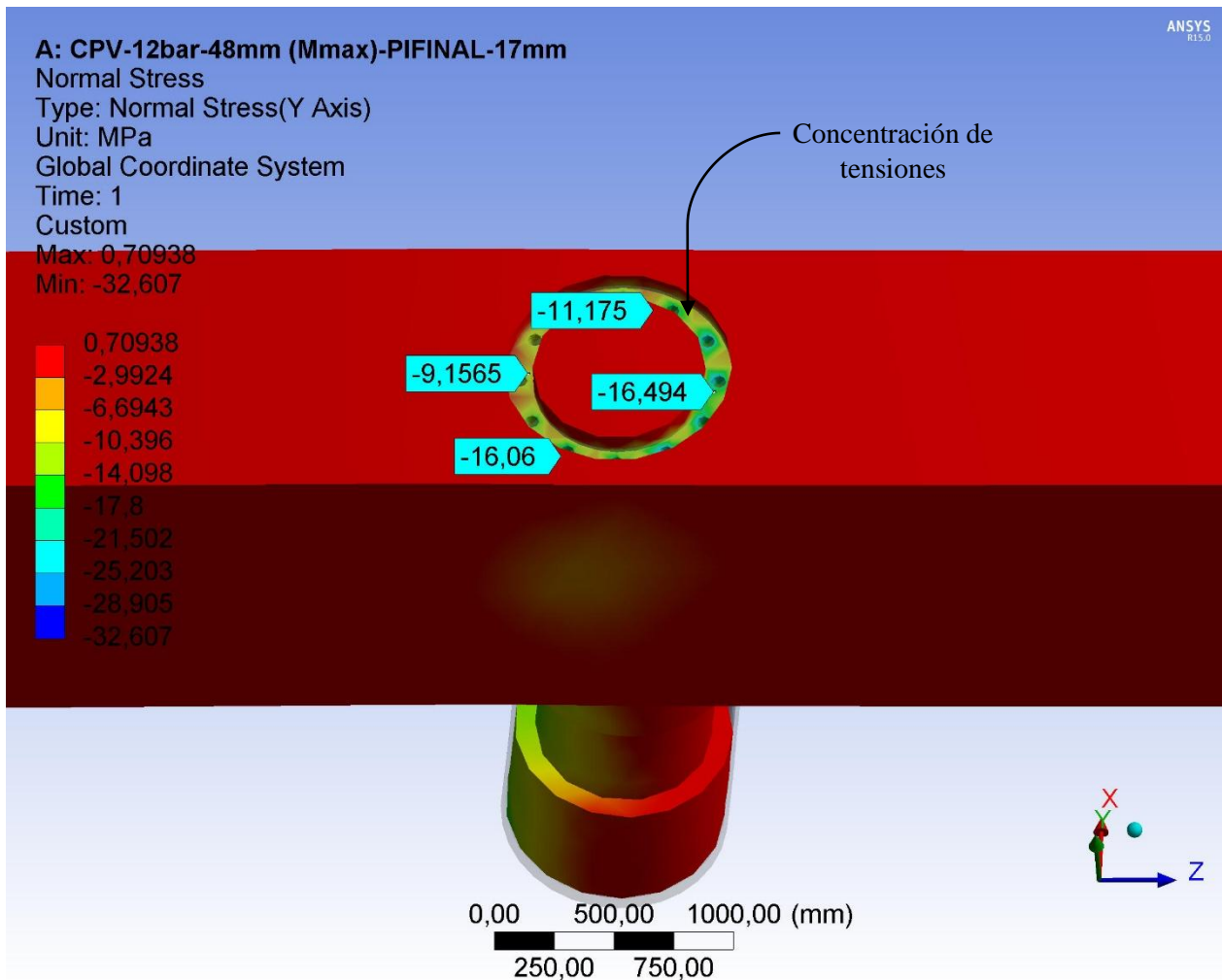


Figura 6.53: Distribución de tensiones normales en la zona superior del tablero de hormigón para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°3).

La tensión de compresión máxima obtenida es de 16,494MPa, tensión que resulta ser menor a 16,6MPa que corresponde a la máxima tensión de compresión permitida en el tablero de hormigón (ver punto 3.3.3).

La verificación anterior se realizó para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.20 (ver anexo D.1.4), y se obtuvo que la tensión máxima de compresión permitida en el tablero de hormigón no se supera. Se concluye que no se genera una falla por aplastamiento del tablero de hormigón para los cuatro set de esfuerzos analizados.

6.5.1.2. Tensiones en las barras de anclaje

En el caso de las barras de anclaje los resultados del análisis muestran que en dos barras se alcanza la fluencia por tracción en la zona de rebaje del diámetro. En la Figura 6.54 se muestra la distribución de tensiones de Von Mises para las barras de anclaje, notar que se suprimieron los demás elementos y además se exageró la escala de deformación. El resultado es el siguiente:

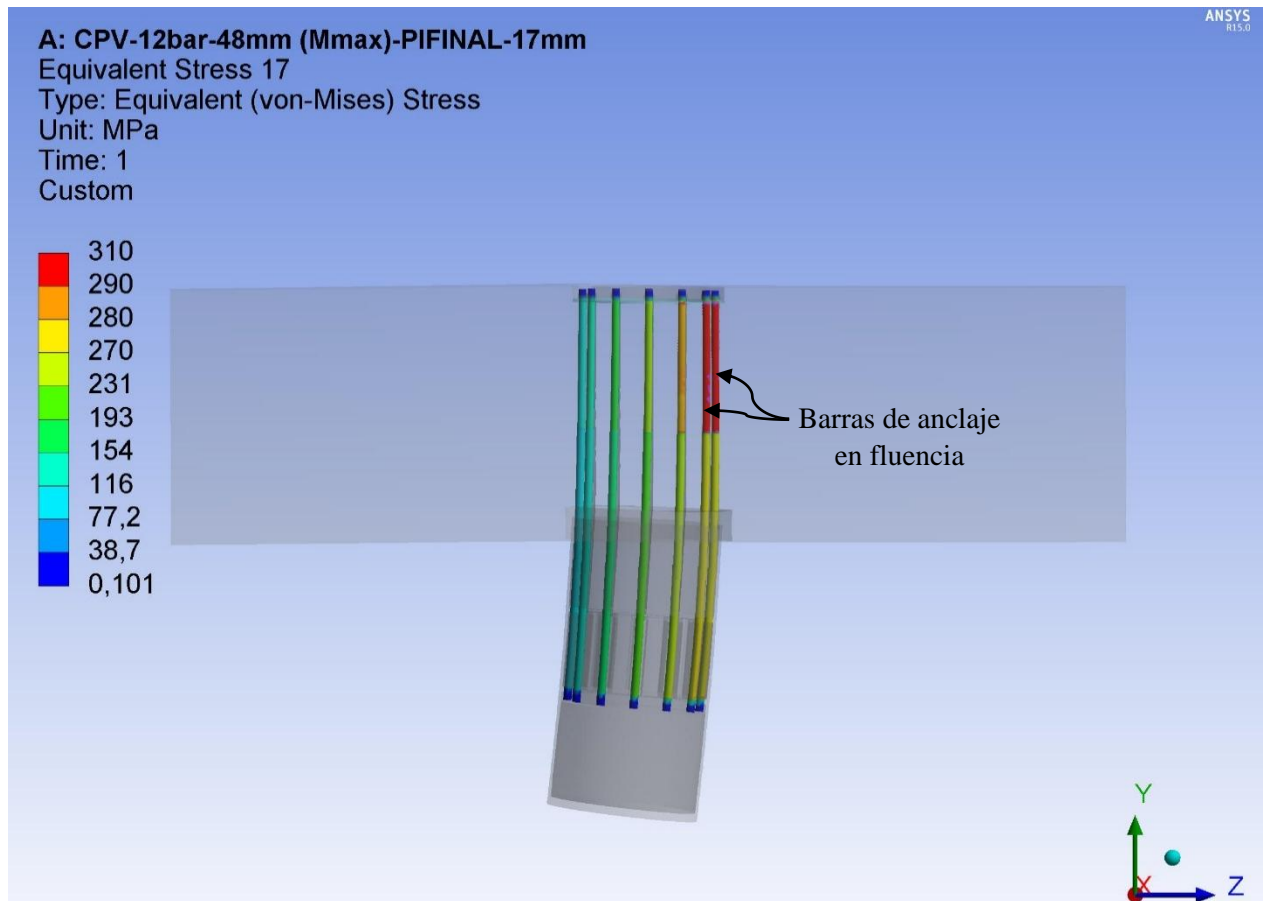


Figura 6.54: Distribución de tensiones de Von Mises en las barras de anclaje para el caso con pilote vertical y set de esfuerzos de M_{max} (captura n°4).

Las barras con mayores tensiones de tracción son las que se encuentran en la zona de la tracción resultante del momento aplicado. Por su parte, las barras con menores tensiones de tracción son las que se encuentran en la zona de compresión resultante del momento aplicado, donde además el tapón de hormigón confinado se encuentra en compresión.

Los resultados indican que las dos barras más alejadas del eje neutro alcanzan la fluencia con una tensión equivalente o de Von Mises de 307,07MPa y 307,08MPa respectivamente (ver anexo D.4).

Se verifica que la rótula plástica inicia con la fluencia de 2 de las 12 barras de anclaje para el set de esfuerzos asociados al momento máximo M_{max} .

6.5.1.3. Tensiones en el pilote de acero vertical

La distribución de las tensiones normales en el pilote de acero vertical se muestra en la figura siguiente (notar que la escala de deformación se exageró):

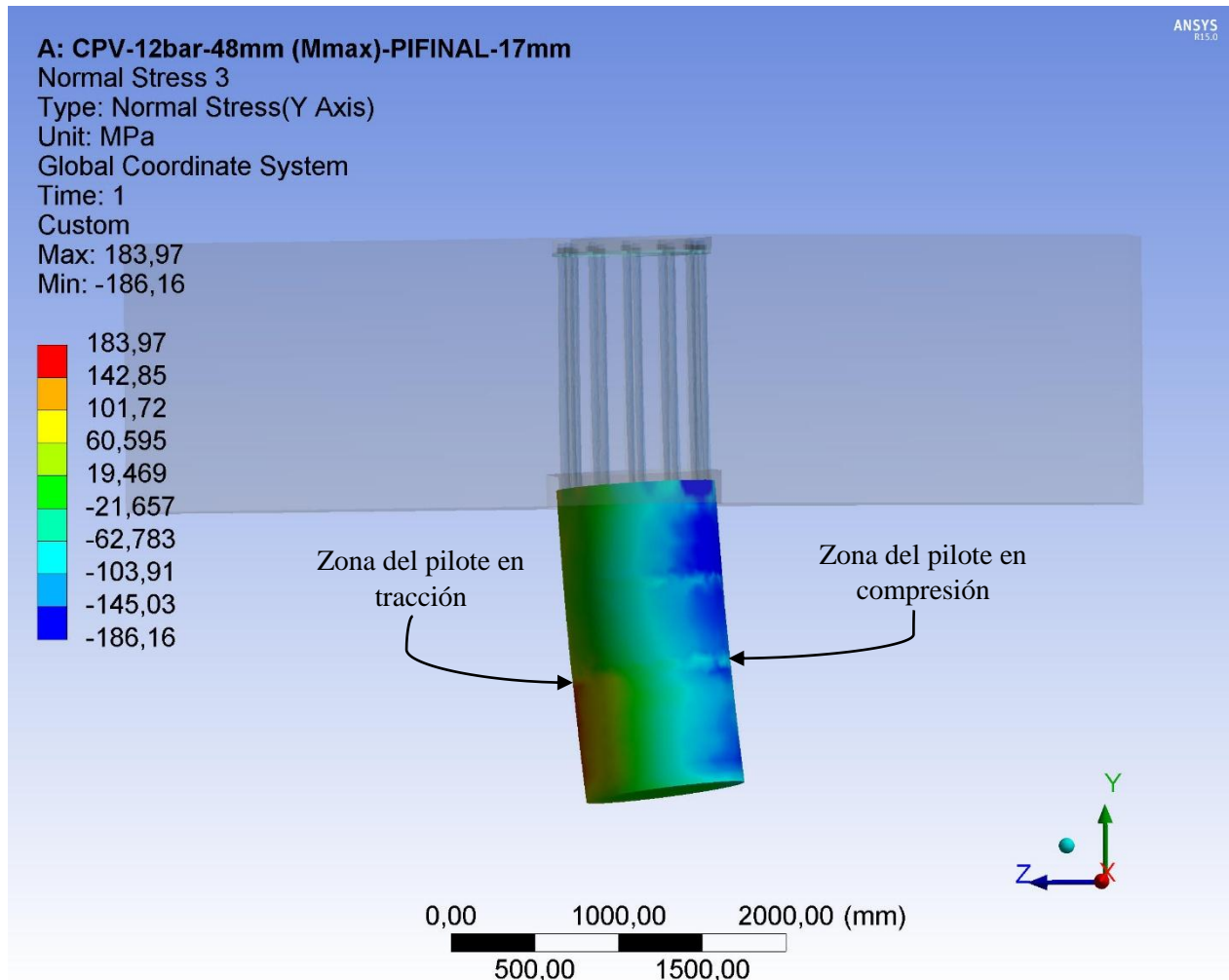


Figura 6.55: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical para el caso con set de esfuerzos de Mmax (captura n°5).

En la Figura 6.55 se distingue claramente una zona del pilote trabajando a tracción y otra a compresión. La tensión máxima de tracción y compresión es de 183,97MPa y 186,16MPa respectivamente. Además, existe una zona intermedia entre el lado del pilote en tracción y el lado del pilote en compresión donde se obtienen las tensiones más cercanas a cero (color verde para la Figura 6.55).

Se verifica que para las tensiones máximas de compresión y tracción obtenidas, no se supera la tensión de fluencia del material equivalente a 280MPa.

Al hacer un acercamiento al lado del pilote vertical en tracción se observa lo siguiente:

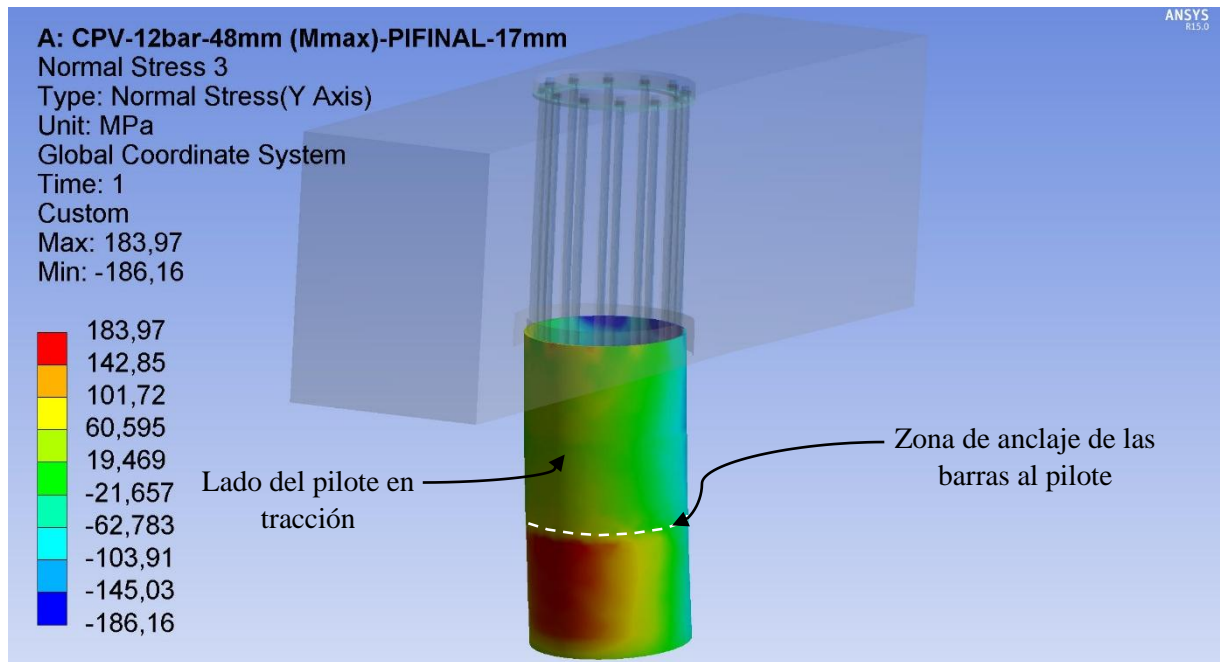


Figura 6.56: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical (captura n°6).

En la Figura 6.56 se observa que las tensiones máximas de tracción en el pilote se localizan desde la zona de anclaje de las barras hacia abajo. Arriba de la línea blanca segmentada, las tracciones son resistidas en su totalidad por las barras de anclaje.

De forma análoga, al hacer un acercamiento al lado del pilote vertical en compresión se observa lo siguiente:

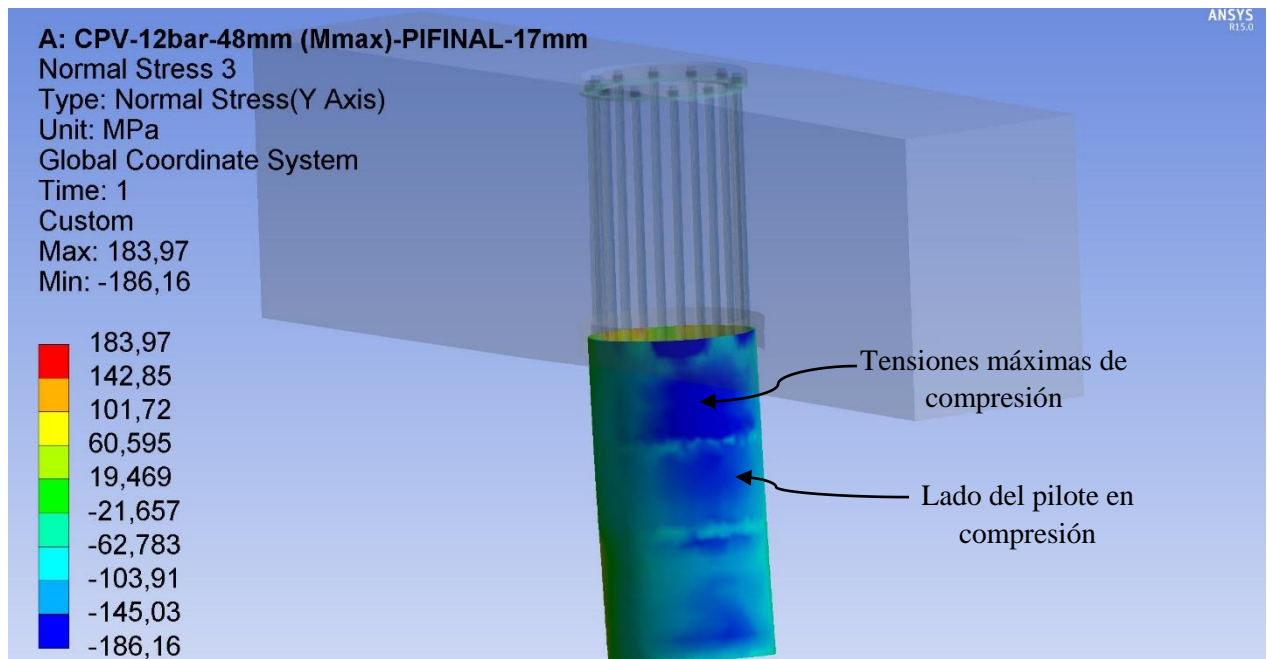


Figura 6.57: Distribución de tensiones normales en el pilote vertical (captura n°7).

En la Figura 6.57 se observa que las tensiones máximas de compresión se localizan en la zona superior del pilote. Además, en algunas zonas las tensiones normales de compresión tienden a disminuir debido al aporte resistente a la compresión de atiesadores y anillos de acero.

Las tensiones en los atiesadores se analizaron para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.20, y se verificó que para la máxima tensión de compresión no se produce una falla por pandeo global en los atiesadores (ver anexo D.2.4).

6.5.1.4. Tensiones en el anillo de acero superior

La distribución de tensiones equivalentes o de Von Mises obtenida en el anillo de acero superior, muestra una concentración de tensiones en las zonas de contacto con las tuercas debido a la tracción de las barras de anclaje. La máxima tensión equivalente obtenida es de 163,19MPa. El resultado es el siguiente:

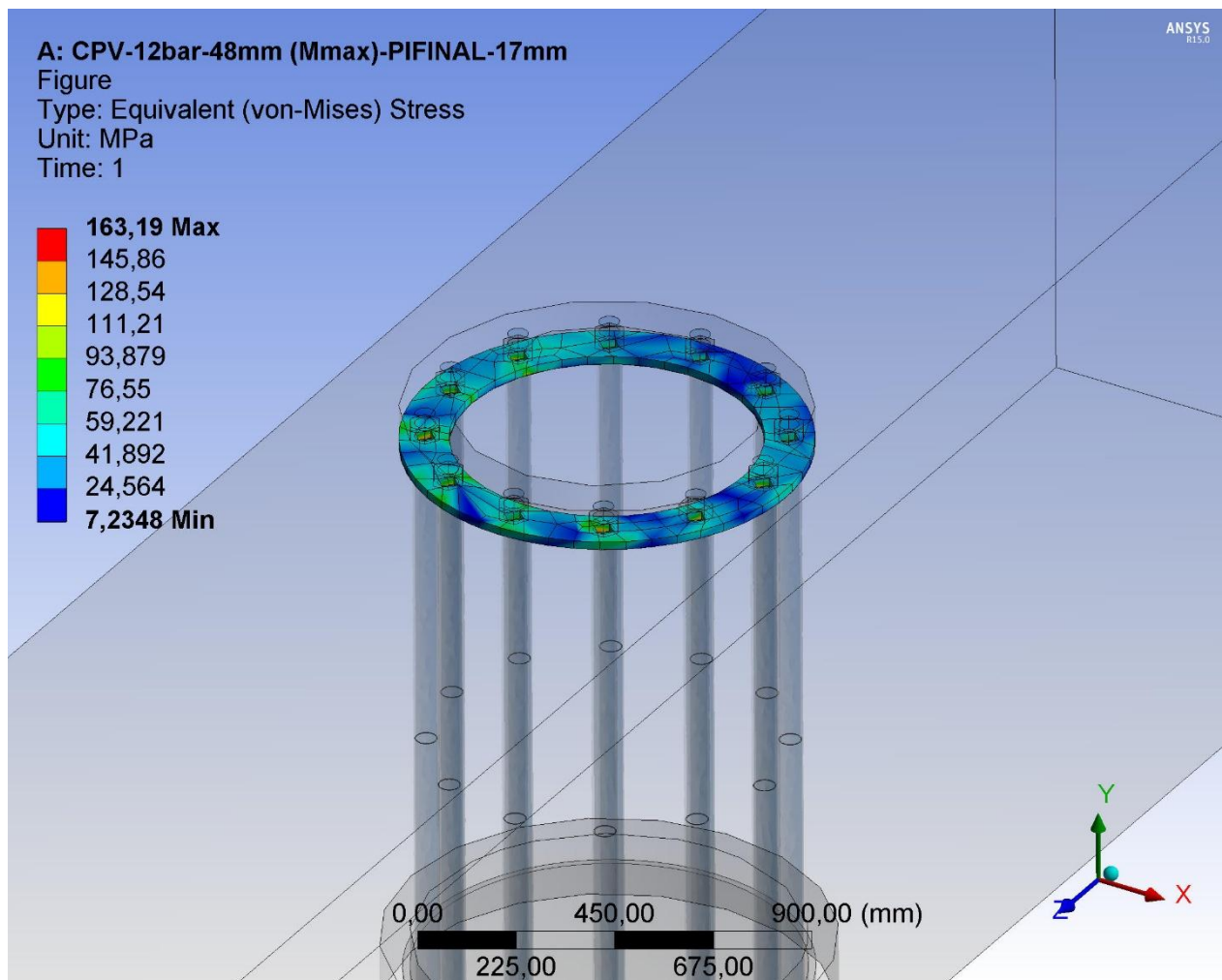


Figura 6.58: Distribución de tensiones equivalentes en el anillo de acero superior (captura n°8).

6.5.2. Análisis de conexión con pilote inclinado

En esta etapa se resolvió el modelo de conexión con pilote inclinado, y se determinaron las tensiones en los principales elementos constituyentes de la conexión para las condiciones establecidas en el punto 6.4.3. De los cuatro estados de carga analizados, la fluencia de las barras de anclaje ocurre sólo para el set de esfuerzos que incluyen a la tracción máxima P_{max} .

En los puntos siguientes se muestran las tensiones resultantes en los elementos de la conexión luego de aplicar los esfuerzos asociados a P_{max} y resolver el modelo. En los anexos E.4 y E.5 se detallan las tensiones de las barras de anclaje y el tapón de hormigón respectivamente, para los cuatro set de esfuerzos que fueron especificados en la Tabla 4.27.

6.5.2.1. Tensiones en la viga y tapón de hormigón

Para el set de esfuerzos llamado P_{max} de la Tabla 4.27, la tensión normal mínima (compresión máxima) en el volumen de hormigón es de 13,017MPa. La distribución de tensiones se muestra en la Figura 6.59, notar que la escala de deformación se amplificó para efectos visuales.

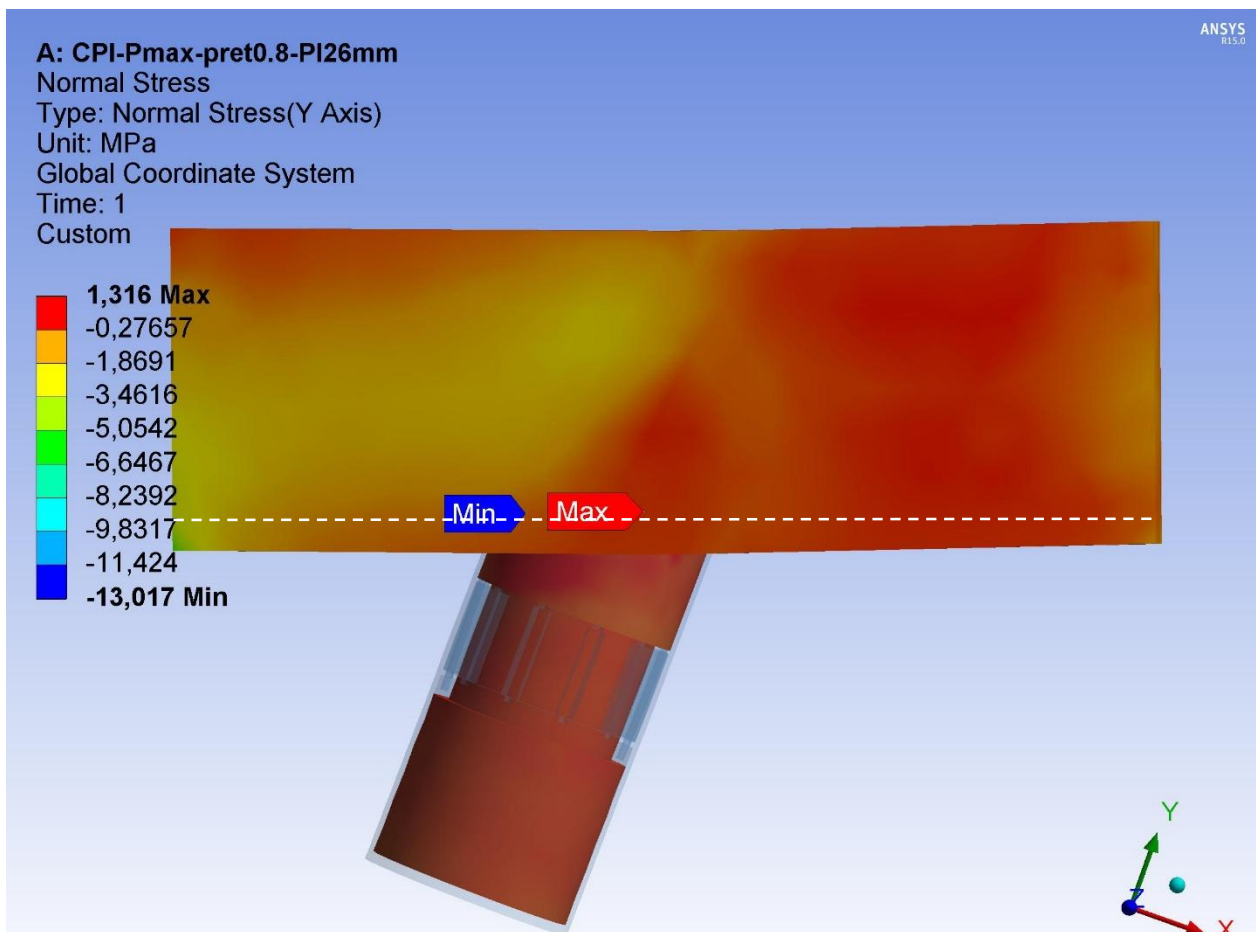


Figura 6.59: Distribución de tensiones normales en la viga y tapón de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°1).

A partir de la Figura 6.59 se observa a modo general que el tapón de hormigón se encuentra principalmente trabajando a tracción, con una tensión máxima de tracción de 1,316MPa.

En la Figura 6.60 se indica la distribución de tensiones normales en el interior del tapón de hormigón. Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga (corte señalado en la Figura 6.59 con una línea blanca segmentada) para facilitar la inspección de las tensiones. El resultado es el siguiente:

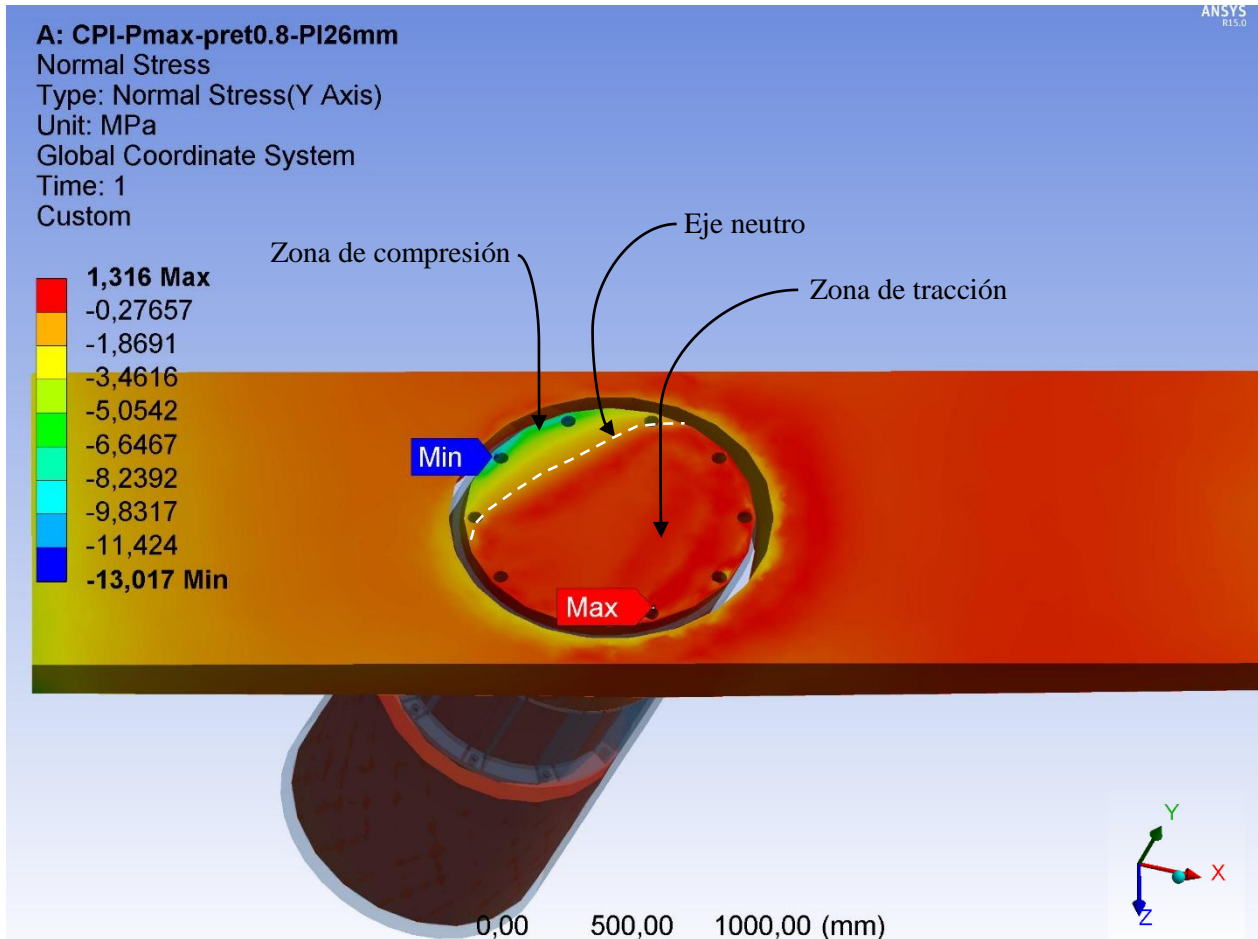


Figura 6.60: Distribución de tensiones normales en el tapón de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°2).

De la figura anterior se observa que la tensión normal mínima (compresión máxima) se registra en el borde del tapón de hormigón con un valor de 13,017MPa. Se verifica que esta tensión es menor que la resistencia máxima a la compresión del tapón de hormigón confinado (54MPa). Además, se advierte una zona del tapón trabajando a tracción y otra a compresión, limitada por un eje neutro que no resulta ser lineal.

La verificación anterior se realizó para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.27 (ver anexo E.5), y se obtuvo que la resistencia máxima a la compresión del tapón de hormigón confinado no se supera. Se concluye que no se genera una falla por compresión del tapón de hormigón confinado para los cuatro set de esfuerzos analizados.

Al analizar la distribución de tensiones en la zona superior del tablero de hormigón donde se ubica el anillo de acero superior, se observa una concentración de tensiones de compresión justo en la zona de contacto tablero-anillo. El resultado es el siguiente:

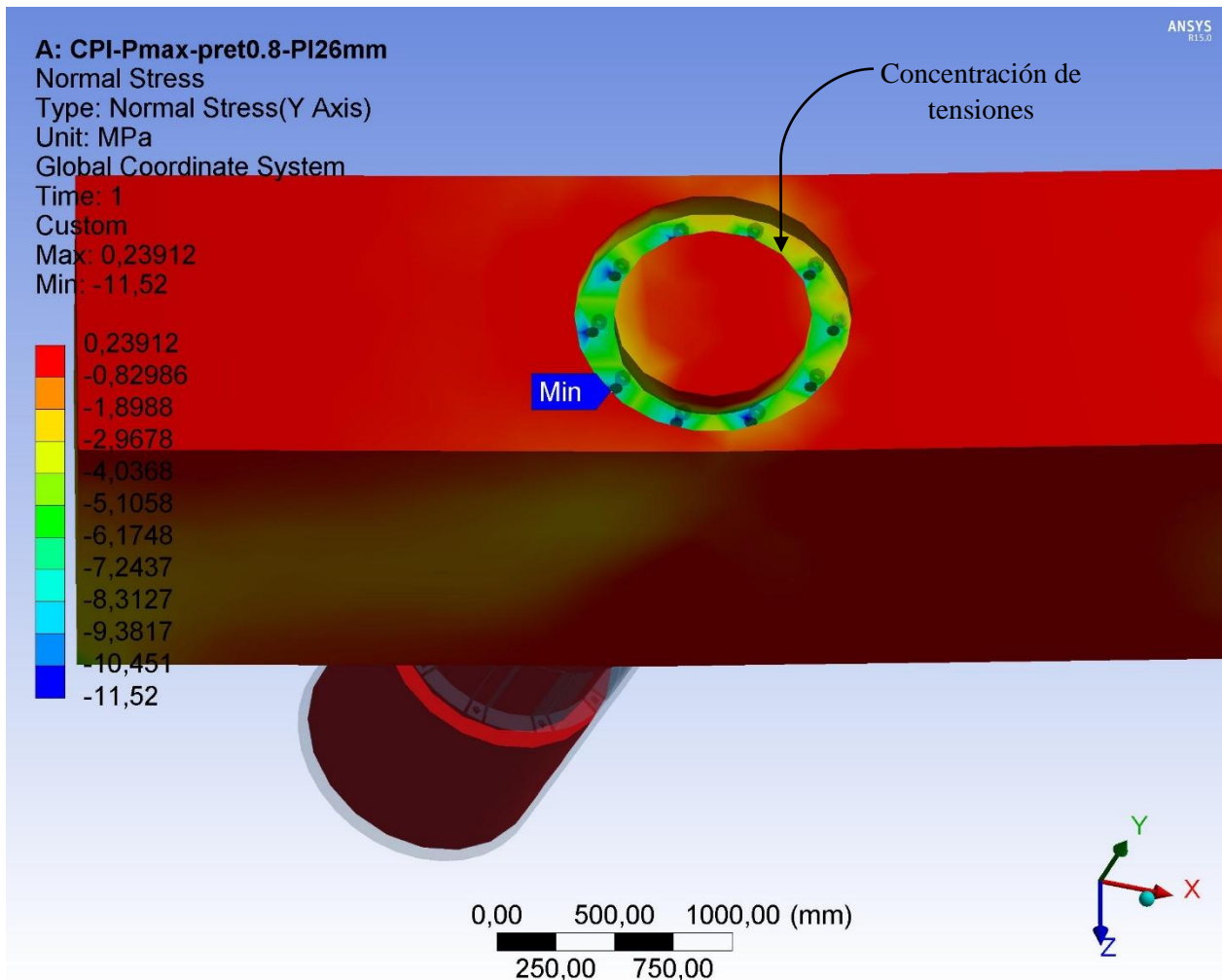


Figura 6.61: Distribución de tensiones normales en la zona superior del tablero de hormigón para el caso con pilote inclinado y set de esfuerzos de P_{max} (captura n°3).

La tensión de compresión máxima obtenida es de 11,52MPa, tensión que resulta ser menor a 19,34MPa que corresponde a la máxima tensión de compresión permitida en el tablero de hormigón (ver punto 3.3.3).

La verificación anterior se realizó para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.27 (ver anexo E.1.4), y se obtuvo que la tensión máxima de compresión permitida en el tablero de hormigón no se supera. Se concluye que no se genera una falla por aplastamiento del tablero de hormigón para los cuatro set de esfuerzos analizados.

6.5.2.2. Tensiones en las barras de anclaje

En el caso de las barras de anclaje los resultados del análisis muestran que en tres barras se alcanza la fluencia por tracción en la zona de rebaje del diámetro. En la Figura 6.62 se muestra la distribución de tensiones de Von Mises para las barras de anclaje, notar que se suprimieron los demás elementos y además se exageró la escala de deformación. El resultado es el siguiente:

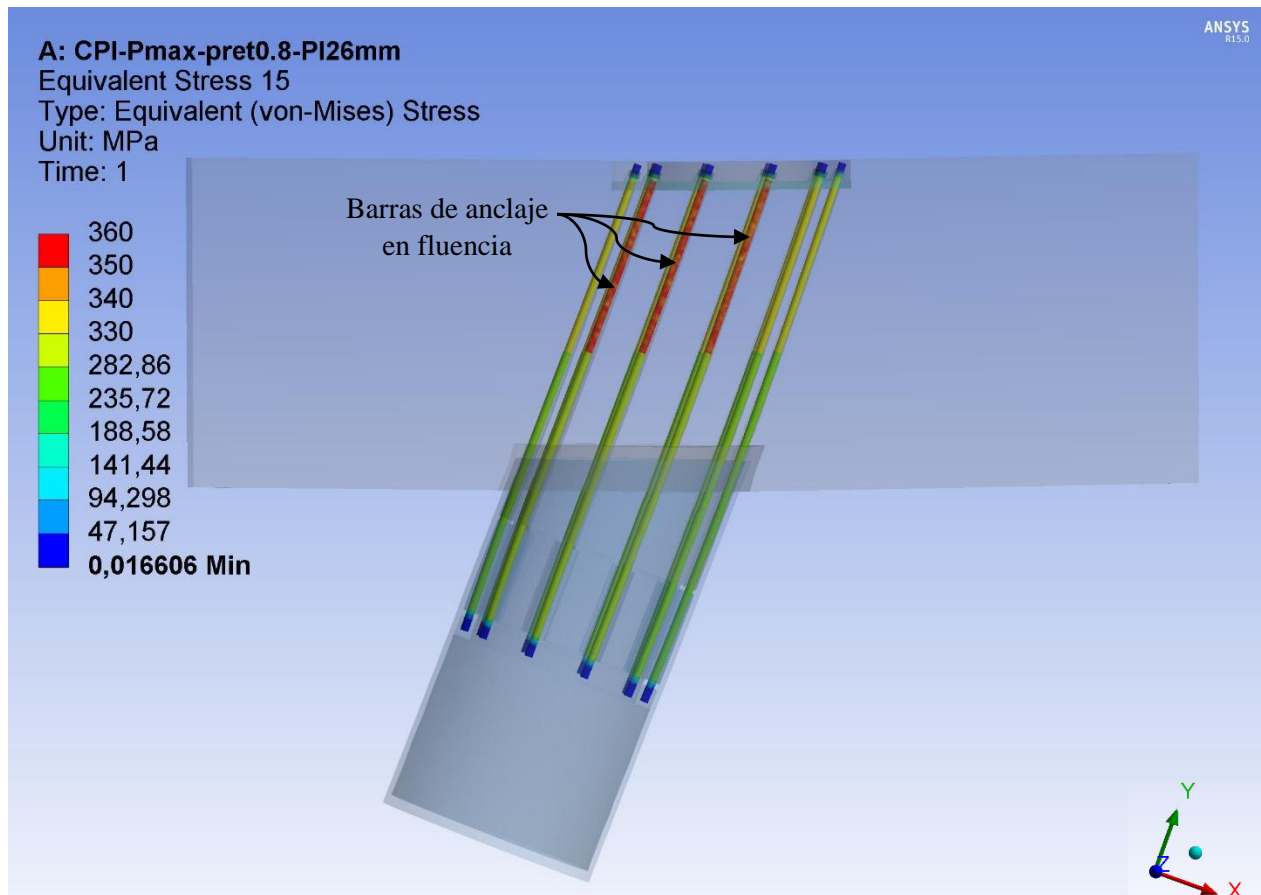


Figura 6.62: Distribución de tensiones de Von Mises en las barras de anclaje para el caso con pilote inclinado y set de cargas de P_{max} (captura n°4).

Las barras con mayores tensiones de tracción son las que se encuentran en la zona de la tracción resultante del momento aplicado. Por su parte, las barras con menores tensiones de tracción son las que se encuentran en la zona de compresión resultante del momento aplicado, donde además el tapón de hormigón confinado se encuentra en compresión.

Los resultados indican que las tres barras más alejadas del eje neutro alcanzan la fluencia con una tensión equivalente o de Von Mises de 351,5MPa, 352,25MPa y 350.9 respectivamente (ver anexo E.4).

Se verifica que la rótula plástica inicia con la fluencia de 3 de las 10 barras de anclaje para el set de esfuerzos asociados la tracción máxima P_{max} .

6.5.2.3. Tensiones en el pilote de acero inclinado

La distribución de tensiones normales en el pilote de acero inclinado se muestra en la figura siguiente (notar que la escala de deformación se exageró):

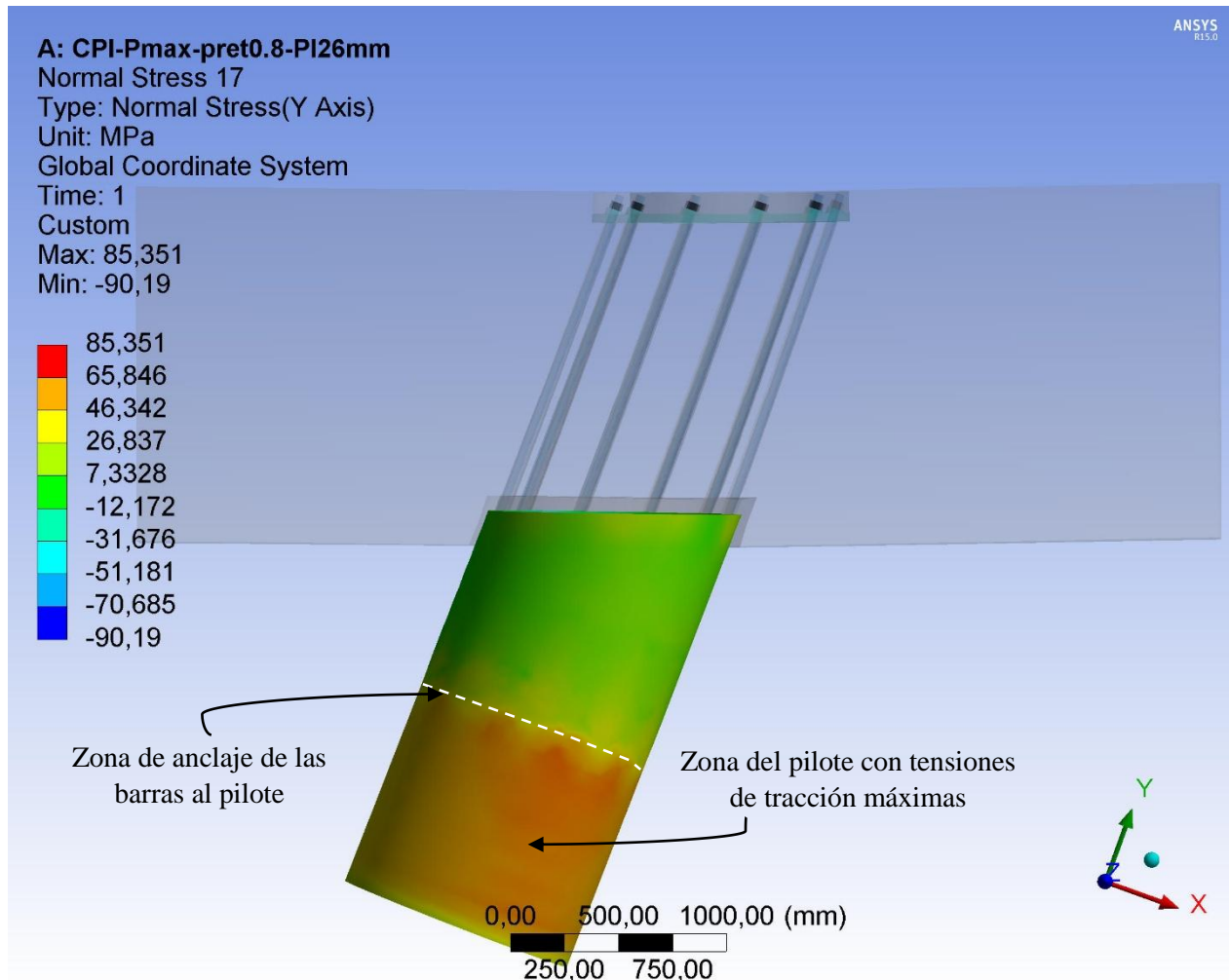


Figura 6.63: Distribución de tensiones normales en el pilote inclinado para el caso con set de esfuerzos de P_{max} (captura n°5).

En la Figura 6.63 se observa que el pilote inclinado se encuentra en su totalidad en tracción, lo que es razonable debido a que el set de esfuerzos aplicados sobre el pilote son los asociados a la tracción máxima P_{max} . La tensión máxima de tracción es de 85,351MPa. Además, se observa que las tensiones máximas de tracción en el pilote se localizan desde la zona de anclaje de las barras hacia abajo. Arriba de la línea blanca segmentada, las tracciones son resistidas en su totalidad por las barras de anclaje.

La tensión normal máxima de compresión obtenida en el pilote es de 90,19MPa, sin embargo, esta tensión no pertenece específicamente al pilote, sino que a los atiesadores. Las barras de anclaje al estar en tracción generan flexión en el anillo de acero inferior, lo que se traduce en tensiones de compresión en los atiesadores (ver punto 3.3.3). Para mostrar esto, en la figura siguiente se realiza un corte vertical en la conexión y se muestran las tensiones normales en el interior del pilote:

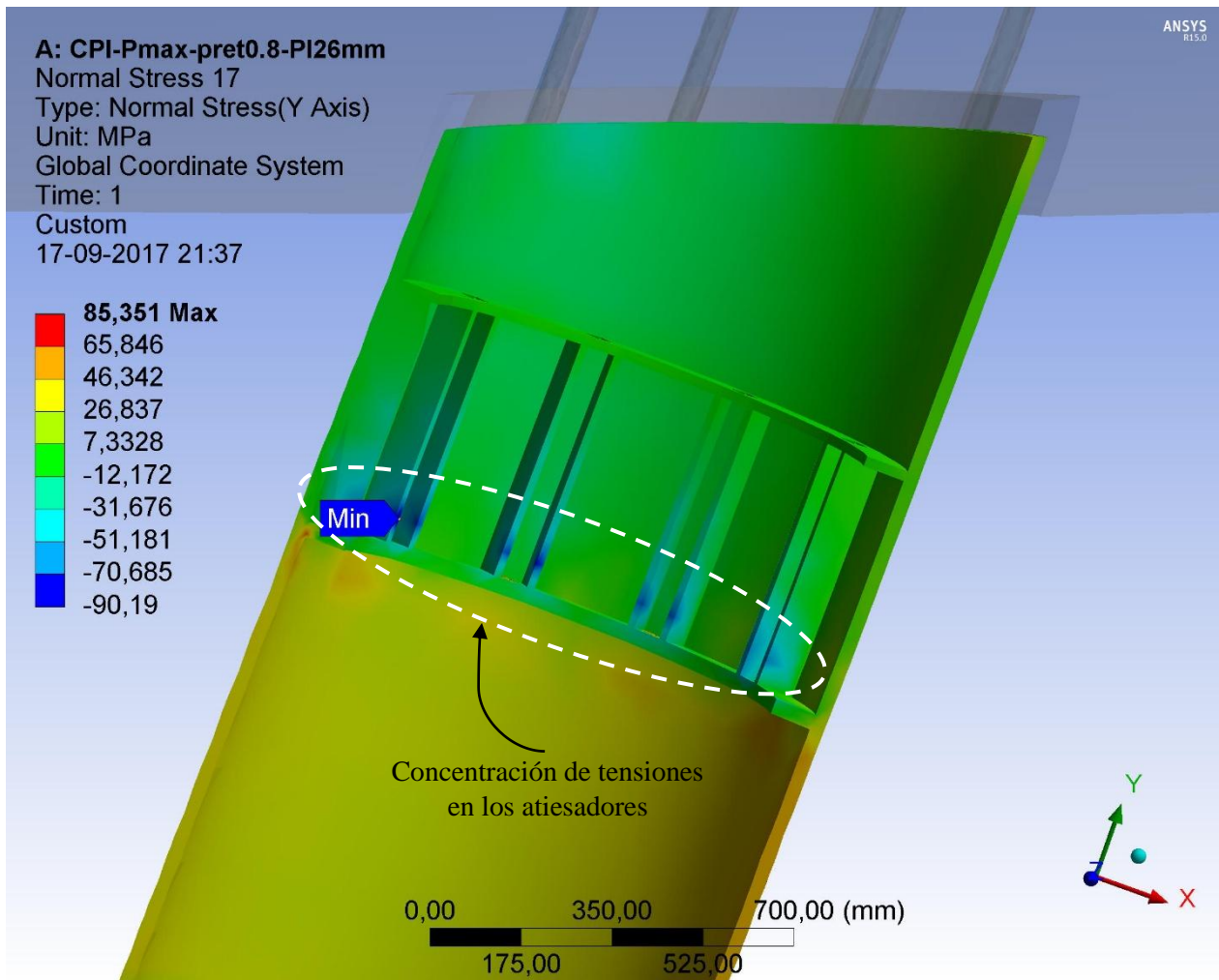


Figura 6.64: Distribución de tensiones equivalentes en el pilote inclinado (captura n° 6).

En la Figura 6.64 se observa que existe una concentración de tensiones de compresión en los atiesadores. La máxima tensión de compresión obtenida en el pilote (90,19MPa) se ubica justamente en uno de los atiesadores.

Las tensiones en los atiesadores se analizaron para los cuatro set de esfuerzos de la Tabla 4.27, y se verificó que para la máxima tensión de compresión no se produce una falla por pandeo global en los atiesadores (ver anexo E.2.4).

Se verifica que para las tensiones máximas de compresión y tracción obtenidas, no se supera la tensión de fluencia del acero especificado (345MPa).

6.5.2.4. Tensiones en el anillo de acero superior

La distribución de tensiones equivalentes o de Von Mises obtenida en el anillo de acero superior, muestra una concentración de tensiones en los suples que están en contacto con las tuercas debido a la tracción de las barras de anclaje. La máxima tensión equivalente obtenida es de 153,98MPa. El resultado es el siguiente:

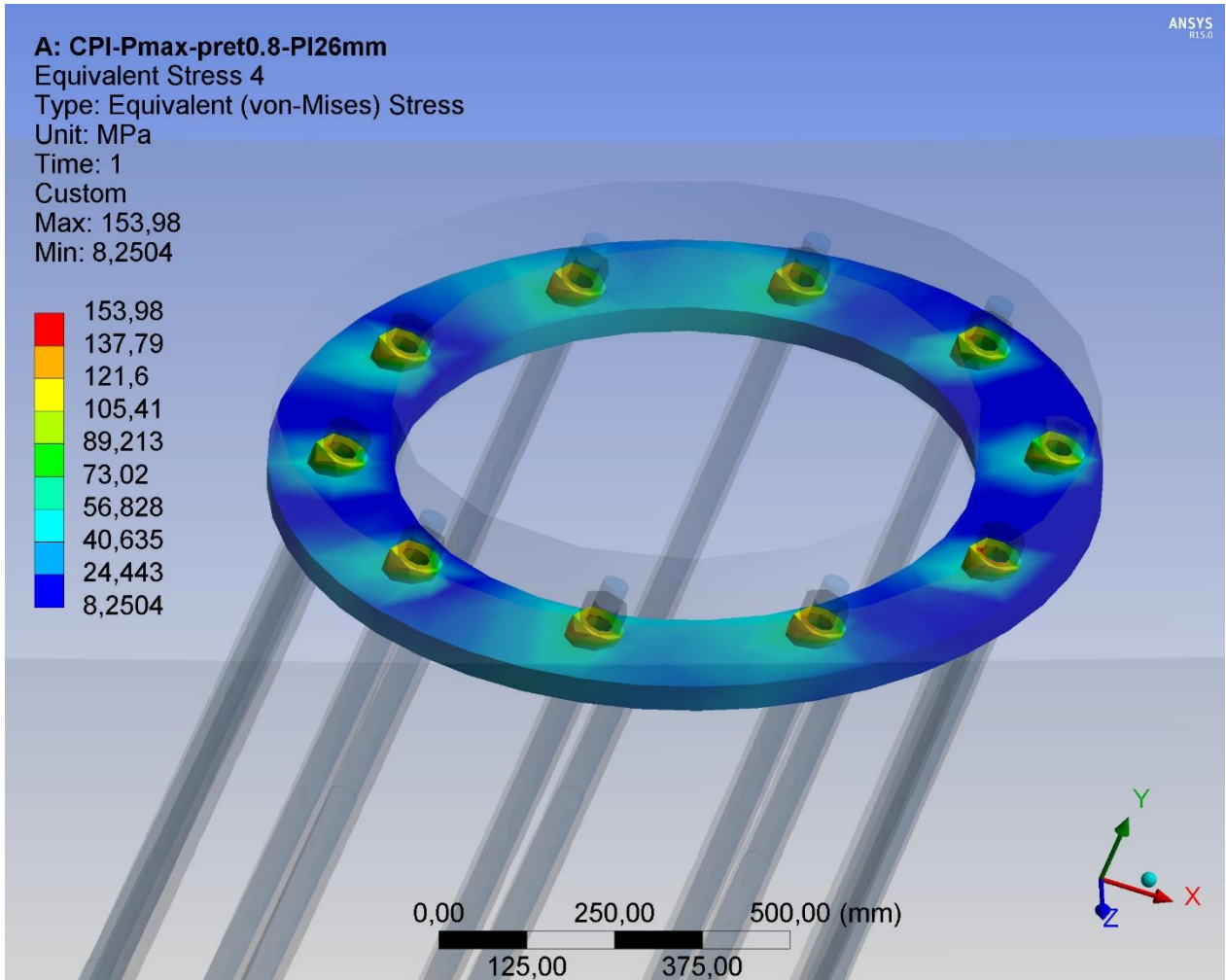


Figura 6.65: Distribución de tensiones equivalentes en el anillo de acero superior (captura n°7).

La tensión máxima equivalente obtenida en los suples es inferior a la tensión de fluencia del acero A572Gr50 perteneciente a los suples, en consecuencia se verifica que no se genera una falla por aplastamiento en los suples.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

7.1.1. Conclusiones sobre el estudio del nuevo sistema de conexión para muelles transparentes

El presente estudio de factibilidad de un nuevo sistema de conexión entre viga de hormigón y pilote de acero para muelles transparentes se justifica con la actual ausencia de un tipo de conexión que cumpla con las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada. Los actuales sistemas de conexión que agrupa la norma americana ASCE 61-14 identifican de forma parcial que los elementos que sufrirán daños serán las barras de anclaje, pero su condición de embebimiento en el núcleo de hormigón implica que no tienen posibilidad de inspección, reparación o reemplazo por posibles daños, y en los casos en que el daño es reparable, implica una detención prolongada de las operaciones del muelle. Por esta razón, el nuevo sistema de conexión elimina el embebimiento de la barras e incorpora un sistema de anclaje similar a las que utilizan las columnas de acero con placa base de calderas en la industria de generación eléctrica, sistema probado y que corresponde a un estándar de diseño sísmico que cumple 100% los requisitos de NCh 2369, además ha demostrado funcionar con terremotos de gran magnitud en el país.

El nuevo sistema de conexión tiene como objetivo cumplir los aspectos siguientes:

- Establecer los elementos de la conexión que sufrirán daños y la zona de trabajo plástico.
- Posibilidad de inspección y reemplazo de los elementos dañados.
- En caso de requerir reemplazo, minimizar el tiempo de “reparación” de los elementos de la conexión.
- Cumplir 100% con las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada.

Para proponer el nuevo sistema de conexión se utilizó como base la conexión tipo Concrete Plug, aunque fue necesario realizar una serie de verificaciones que no contempla ese sistema. Al dotar al pilote con un sistema de silla de anclaje, se debió verificar que en el pilote no ocurrieran fallas por arranque de bloque, fallas por pandeo, o fallas por flexión en los elementos de acero.

Por lo tanto, se ha desarrollado una metodología de diseño para la conexión viga-pilote con barras de anclaje reemplazables, siendo necesario definir algunos criterios de diseño específicos a partir de la norma AISC 360-10 (para los elementos de acero), y las normas ASCE 61-14 y ACI-318-14 (para los elementos de hormigón).

Con lo anteriormente expuesto, se concluye que para el diseño y construcción de muelles transparentes estructurados en base a pilotes de acero y vigas de hormigón armado en cumplimiento de la norma NCh 2369 actualizada, es necesario el estudio e implementación de un nuevo sistema de conexión entre viga de hormigón y pilote de acero.

Este sistema de conexión debe ofrecer un mecanismo de falla localizada y dúctil en elementos específicos, y que estos elementos tengan posibilidad de inspección y reemplazo en un tiempo mínimo de paralización de la industria. Considerando estas características como base, se propuso y se estudió un sistema de conexión con barras de acero reemplazables, en los cuales se localizará la rótula plástica de momento de la conexión viga-pilote.

De acuerdo al capítulo 13 de la NCh 2369 actualizada, no se permite rótula plástica en la viga de hormigón armado, si no que se establece el requisito que la rótula plástica se produzca en el pilote de acero, a una distancia bajo la viga de hormigón armado.

7.1.2. Conclusiones sobre la modelación y análisis de muelles transparentes

El modelamiento y análisis de los muelles transparentes sitio 3 (muelle marginal-tipología 4) y extensión sitio 3 (tipología 3), pertenecientes al puerto de Valparaíso, se realizó en cumplimiento de las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada que aplican a estructuras de este tipo. La carga sísmica se estimó con los parámetros sísmicos (R y ξ) indicados por la norma para muelles de tipo transparente, sin embargo, cabe notar que antes de la actualización de la norma estos parámetros sísmicos no estaban bien definidos para todas las tipologías sismo-resistentes que posee el muelle de tipo transparente.

Las sollicitaciones sísmicas obtenidas mediante el análisis involucraron no sólo cargas sísmicas, sino también cargas que son simultáneas con un evento sísmico, tales cargas son las de peso propio, sobrecarga de uso y el peso de grúas.

En el caso del sitio 3 se realizó un estudio de la distribución de los momentos máximos en las conexiones viga-pilote que posee la estructura bajo el supuesto de que operan cuatro grúas Gantry sobre el tablero. Los resultados, que se resumen en la Figura 7.1, indican que los momentos máximos se localizan en la línea de pilotes de mayor rigidez flexional (lo cual depende del largo del elemento y del momento de inercia de su sección), y además, la magnitud de los momentos máximos disminuye a medida que disminuye la rigidez de la línea de pilotes. Esto resulta de interés porque si se identifica a " M_y " como el momento que causa la formación de la rótula plástica en la conexión viga-pilote (para una carga axial fija), entonces M_y se alcanza primero en la línea de pilotes de mayor rigidez, y no se asegura que se desarrolle en las líneas de pilotes menos rígidos.

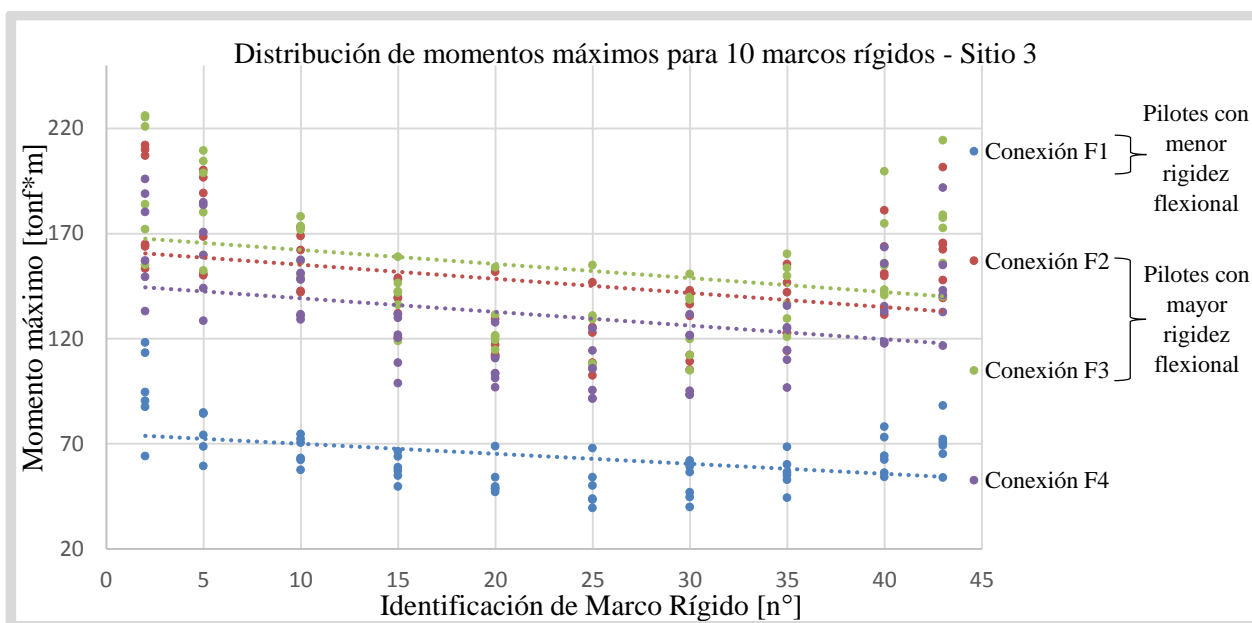


Figura 7.1: Distribución de momentos máximos para 40 conexiones viga-pilote del sitio 3.

En conclusión, al implementarse la solución de conexión viga-pilote definida y estudiada en este trabajo, no siempre se justificará su uso en todas las líneas de pilotes de un muelle transparente dado que existirán líneas en donde no se desarrollará M_y (en consecuencia no se producirá la rótula plástica). Por esta razón, las líneas de pilotes de menor rigidez flexional podrían diseñarse con las soluciones convencionales de conexión viga-pilote de la norma ASCE 61-14.

El estudio realizado de distribución de momentos y sus conclusiones sólo aplican para muelles transparentes del tipo marginal (tipología 4) estructurados en base a pilotes verticales con líneas de pilotes bien definidas.

7.1.3. Conclusiones sobre el modelo bidimensional de la conexión con pilote vertical

La etapa del prediseño de la conexión con pilote vertical se realizó mediante la modelación de la conexión de forma bidimensional, en particular, para una sección crítica que se definió como la que controla el diseño de las barras de anclaje (ver punto 3.6.3). La sección crítica coincide con la zona de interfaz entre la viga de hormigón y el pilote. Precisamente el hecho de que la modelación de la conexión sea bidimensional, debería implicar que las tensiones resultantes en el tapón de hormigón y en las barras de anclaje sean poco precisas. Además, la representación bidimensional de la conexión asume un eje neutro lineal y alineado con el eje de rotación del momento M aplicado, como se muestra en la Figura 7.2.

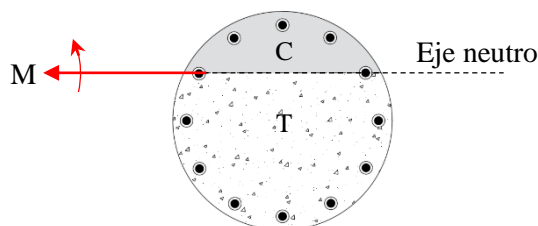


Figura 7.2: Eje neutro lineal y alineado con el eje de rotación del momento M aplicado.

Estas características asumidas sobre el eje neutro (lineal y alineado con el eje de rotación del momento M aplicado,) no resultan ciertas debido a que la transferencia de la carga axial desde el tapón de hormigón al pilote se realiza a través de la zona de contacto entre ambos elementos generando una concentración de tensiones en la zona diametral del tapón de hormigón (lo que implica que el eje neutro deja de ser lineal y es variable en el eje vertical del tapón de hormigón).

La concentración de tensiones en la zona diametral del tapón de hormigón, debido a la transferencia de la carga axial, se relaciona con el principio de Saint-Venant el cual establece que es importante para las tensiones la manera de aplicar las fuerzas sólo en la vecindad de la región en que se aplican, principio que también es válido para cambios bruscos de la sección transversal (Beltran, F). De esta forma, el modelo bidimensional no toma en cuenta la concentración de tensiones en el contacto o “vecindad” tapón de hormigón-pilote vertical que se genera por la aplicación o transferencia de fuerzas entre ambos elementos.

Por otro lado, el momento solicitante considerado en el modelo bidimensional es uniaxial, sin embargo, el análisis de esfuerzos realizado en el capítulo 3 (punto 3.4.3) expuso que el momento solicitante resulta ser de tipo biaxial lo que debería implicar un eje neutro que no coincide con ninguno de los dos ejes de rotación del par de momentos aplicados.

Los resultados de la modelación y análisis de las conexiones en el software ANSYS, verifican que el eje neutro del tapón de hormigón es no lineal y no coincide con ninguno de los dos ejes de rotación del par de momentos aplicados. Para exponer esto, en la Figura 7.3 se muestra el modelo de conexión con la aplicación de los esfuerzos últimos asociados a M_{max} (momento biaxial, corte biaxial y carga axial que se especifican en la Tabla 4.20) y las tensiones normales (al eje vertical) resultantes en la viga y tapón de hormigón.

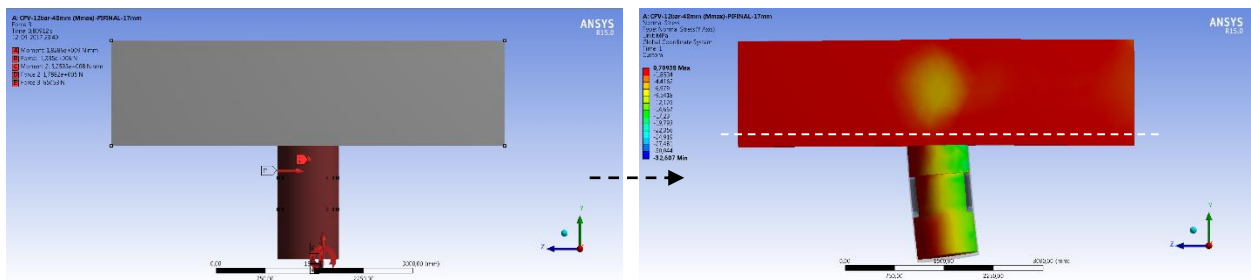


Figura 7.3: Modelo de conexión con pilote vertical en ANSYS, con esfuerzos últimos aplicados (izquierda) y tensiones normales resultantes en la viga y tapón de hormigón (derecha).

Al hacer un corte a la altura de la línea blanca segmentada (línea indicada en la Figura 7.3), se puede observar la distribución de tensiones en el interior del tapón, en particular, las tensiones normales en la interfaz. La distribución de tensiones muestra una zona del tapón de hormigón traccionada (en rojo) y otra comprimida (en amarillo, verde y azul), separadas por un “eje neutro” no lineal y no alineado con los ejes de rotación de los momentos aplicados. Notar que el primer momento aplicado se orienta en la misma dirección del eje x , y el segundo momento se orienta en la misma dirección del eje z . Los resultados son los siguientes:

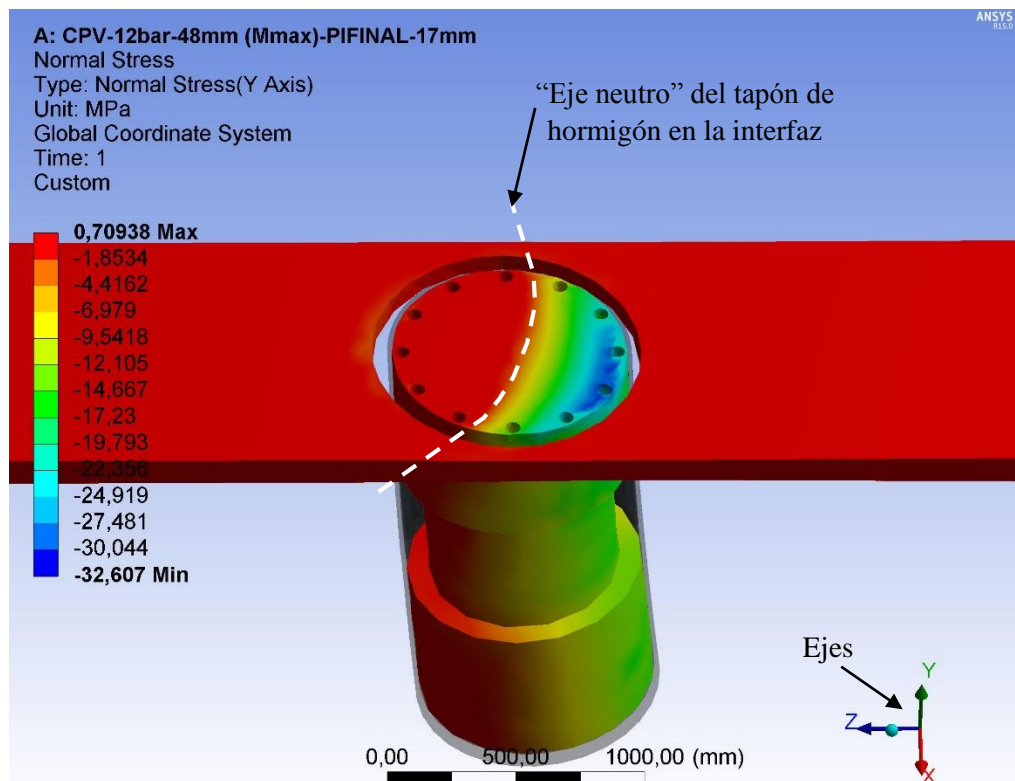


Figura 7.4: Eje neutro del tapón de hormigón en la interfaz.

No obstante, considerando las limitaciones del modelo bidimensional descritas, la modelación bidimensional de la conexión con pilote vertical estimó de forma bastante cercana los parámetros de diseño de las barras de anclaje (número y diámetro) requeridos para resistir las máximas solicitaciones obtenidas a partir del análisis del sitio 3 del puerto de Valparaíso. De esta forma, la metodología y rutina ejecutada para el prediseño de la conexión con pilote vertical cumplió con su objetivo de entregar los parámetros de diseño de las barras de anclaje para la primera iteración en la etapa de modelación en elementos finitos de la conexión con pilote vertical. En la Tabla 7.1 se resumen los resultados del modelo bidimensional en Matlab y del modelo en ANSYS para comparar.

Tabla 7.1: Comparación de resultados de los modelos de conexión con pilote vertical.

Resultados del diseño de las barras de anclaje para el set de esfuerzos asociados a Mmax			
Modelo bidimensional generado en Matlab		Modelo de elementos finitos generado en ANSYS	
n° de Barras de anclaje	Diámetro de barras con rebaje [mm]	n° de Barras de anclaje	Diámetro de barras con rebaje [mm]
12	52	12	48

Se concluye que el modelo bidimensional generado para la conexión con pilote vertical se puede utilizar para estimar de forma aproximada el diseño de las barras de anclaje, pero dada las limitaciones que presenta y que fueron descritas en este punto, el modelo bidimensional no puede ser utilizado para estimar de forma exacta los parámetros de diseño de las barras de anclaje.

7.1.4. Conclusiones sobre la modelación y análisis de la conexión con pilote vertical en el software ANSYS

Mediante el software de elementos finitos ANSYS se desarrolló un modelo de la conexión, entre viga de hormigón y pilote de acero vertical para muelles transparentes, que utiliza barras de anclaje reemplazables. A partir del análisis del modelo se obtuvieron las máximas tensiones principales y de Von Misses en los principales elementos constituyentes de la conexión.

Para el modelo de conexión con pilote vertical, las tensiones indican que para el set de esfuerzos que involucra al momento máximo M_{max} obtenido a partir del análisis del sitio 3 del puerto de Valparaíso, se produce la fluencia en 2 de las 12 barras de anclaje que posee la conexión (como se muestra en la Figura 7.5), es decir, se inicia la formación de la rótula plástica. Además, la zona plástica de las dos barras en fluencia se localiza en la zona de rebaje del diámetro. A partir de las tensiones obtenidas en el volumen de hormigón viga-tapón, se demuestra que la resistencia máxima a compresión del hormigón especificado (en condición confinado), no se supera, y en consecuencia se mantiene sin daño en el inicio de la rótula plástica (ver anexo D.5).

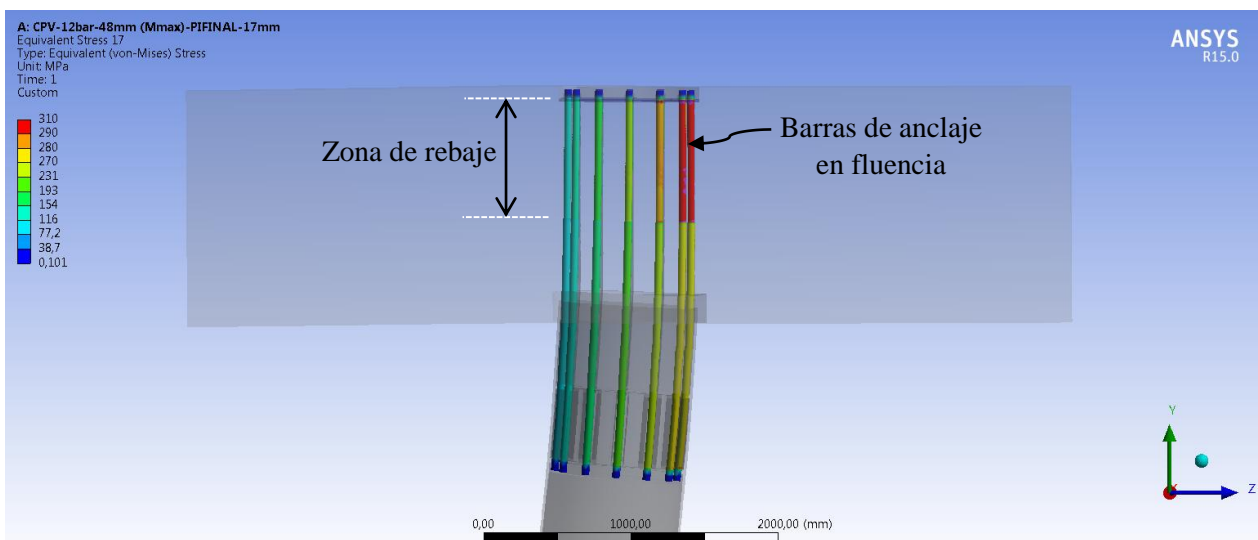


Figura 7.5: Daño localizado en las barras de anclaje para el caso con pilote vertical.

Según los modos de falla analizados para todos los elementos (Anexo D), para la máxima tracción posible de las barras de anclaje, se verifica que no se genera la falla de ningún tipo en los anillos de acero, el pilote de acero y en los atiesadores.

Con todo lo anterior, se concluye que iniciada la formación de la rótula plástica de la conexión, todos los elementos (a excepción de las barras de anclaje) se mantienen en el rango elástico (elementos de acero) y sin superar su capacidad máxima a compresión (tapón y viga de hormigón). De esta forma el modelo desarrollado de la conexión con pilote vertical en el software ANSYS, verifica que el sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables provee una rótula plástica para el esfuerzo de momento máximo de la conexión viga-pilote, y provee un tipo de falla dúctil en las propias barras de anclaje y localizado en la zona de rebaje de las barras.

7.1.5. Conclusiones sobre la modelación y análisis de la conexión con pilote inclinado en el software ANSYS

Para el modelo de conexión con pilote inclinado, las tensiones indican que para el set de esfuerzos que involucra a la tracción máxima P_{max} obtenida a partir del análisis de la extensión del sitio 3 del puerto de Valparaíso, se alcanza la fluencia en 3 de las 10 barras de anclaje que posee la conexión. Además, la zona de plastificación se localiza en la zona de rebaje de las barras de anclaje. A partir de las tensiones obtenidas en el volumen de hormigón viga-tapón, se demuestra que la resistencia máxima a compresión del hormigón especificado (en condición confinado), no se supera, y en consecuencia se mantienen las tensiones bajo la resistencia máxima del material (ver anexo E.5).

Según los modos de falla analizados para todos los elementos (Anexo E), para la máxima tracción posible de las barras de anclaje, se verifica que no se genera la falla de ningún tipo en los anillos de acero, el pilote de acero y atiesadores.

Con todo lo anterior, se concluye que en la formación de la rótula plástica de la conexión, todos los elementos (a excepción de las barras de anclaje) se mantienen en el rango elástico. De esta forma el modelo desarrollado de la conexión con pilote inclinado en elementos finitos, demuestra el funcionamiento correcto del sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables (para el caso con pilote inclinado).

7.1.6. Conclusiones finales sobre el sistema de conexión con barras de anclaje reemplazables

Los modelos en elementos finitos generados de la conexión con barras de anclaje reemplazables, para los casos con pilote vertical e inclinado, demuestran el correcto funcionamiento del sistema de conexión. Los modelos indican que la formación de la rótula plástica se genera en elementos específicos (barras de anclaje) y se localiza en la zona de rebaje de las barras de anclaje.

Según los modos de falla analizados, para la resistencia última a tracción de las barras de anclaje, se verifica que no se producen daños o fallas en los elementos constituyentes de la conexión.

Se verifica que el sistema de conexión estudiado, que utiliza barras de anclaje reemplazables, permite la inspección y reemplazo de los elementos que sufrirán los daños (barras de anclaje) para un sismo más severo que el sismo de diseño especificado por la norma NCh2369 actualizada.

A partir de todo lo anterior, el estudio concluye con la confirmación de la factibilidad técnica del diseño de la conexión con barras de anclaje reemplazables, la metodología de diseño y soluciones que fueron analizadas y verificadas en el trabajo, para los casos con pilote de acero vertical e inclinado.

7.2. RECOMENDACIONES

7.2.1. Protección de elementos de acero

La presencia de corrosión en la conexión podría generar problemas de trabamiento entre los elementos, sobre todo entre las barras de anclaje y las tuercas. El funcionamiento correcto del sistema de conexión propuesto y estudiado en el presente trabajo debe permitir el destornille de la barra de anclaje para su inspección y/o reemplazo, por esta razón se debe garantizar que no exista trabamiento entre los elementos.

A partir de lo anterior, es importante garantizar que los elementos de acero como las tuercas, golillas, barras de anclaje y las tapas de camisa, se encuentren protegidos de la corrosión tomando en consideración el ambiente marino al que están expuestos. Por esta razón, se recomienda utilizar aceros galvanizados. De forma complementaria, se sugiere utilizar otros métodos de protección como protección catódica o uso de pinturas epóxicas.

7.2.2. Minimizar el diámetro de las camisas de acero

Se debe minimizar el diámetro de las camisas de acero tomando en cuenta que en el nudo del tablero de hormigón se conectan las vigas (transversal y longitudinal) y el pilote, generándose una zona altamente congestionada de armaduras.

En el presente trabajo se consideró en el modelo de conexión con pilote vertical un diámetro para las camisas de acero (específicamente mediante vacíos tubulares en el tablero de hormigón) igual a 6cm. En el caso del modelo de conexión con pilote inclinado se consideró un diámetro para las camisas de acero igual a 5,5cm. Estos diámetros considerados para la modelación de las conexiones fueron los suficientes para evitar la interacción (o contacto) entre las barras de anclaje y el volumen de hormigón, sin embargo, se presume que estos diámetros podrían haberse escogido con menores dimensiones.

7.2.3. Ejecución de estudios experimentales de la conexión

Se recomienda realizar estudios experimentales mediante ensayos de la conexión con barras de anclaje reemplazables (para los casos con pilote vertical e inclinado) para comparar y comprobar de forma empírica los resultados obtenidos en el presente trabajo. Así mismo, se sugiere que en los ensayos se incluyan los elementos que no fueron considerados en los modelos generados en el software ANSYS como camisas de acero, armadura de refuerzo (longitudinal y transversal), llaves de corte, etc.

BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute (2014). ACI 318-14: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Detroit, Michigan.

American Institute of Steel Construction (2010). AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago.

Asociación Latinoamericana del Acero (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de Acero.

American Institute of Steel Construction (2016). AISC Steel Design Guide: Base Plate and Anchor Rod Design. United States of America.

American Society of Civil Engineers (2010). ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. United States of America.

American Society of Civil Engineers (2014). ASCE 61-14: Seismic Design of Piers and Wharves. Virginia.

Belfroid, S. (2015). Analysis of Pile-Concrete Connections in Near-Shore Applications. In partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Science. Faculty of Civil Engineering and Geosciences (CiTG). Delft University of Technology.

Beltran, F. (2013). Apuntes del curso Mecánica de Sólidos. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

Castro, F. (2011). Estudio de Muelle Transparente de Contenedores con Aislación Sísmica. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

Chávez, N. (2011). Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

Figuroa, P. (2012). Disipación de energía asociada a pernos de anclaje. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

Hurtado, D. (2015). Análisis de la zona crítica de un perfil tubular de acero relleno con hormigón a compresión. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

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

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh 3171.Of2010 - Diseño estructural - disposiciones generales y combinación de cargas. Santiago, Chile.

Mander, J. and Priestley, M. and Park, R. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*.

Massone, L. (2015). Apuntes del curso Hormigón Estructural II. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

Ministerio de Obras Públicas y Dirección de Obras Portuarias. (2013). Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras. Chile.

Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (Doceava ed.). McGraw-Hill.

Núñez, E. (2016). Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistemas estructurales de pórticos a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas. Santiago, Chile.

Park, R. and Priestley, M. and Walpole, W. (1983). The seismic performance of steel-encased reinforced concrete bridge piles. *Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering*.

Stephens, J, and McKittrick, L. (2005). Performance of steel pipe pile-to-concrete bent cap connections subject to seismic or high transverse loading: Phase 2. Civil Engineering Department. Montana State University.

ANEXOS

**ANEXO A: PROPIEDADES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS MUELLES
SITIO 3 Y EXTENSIÓN SITIO 3**

A1-PROPIEDADES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SITIO 3

A.1.1 Propiedades de elementos

A.1.1.1 Materiales

Acero STK41

$$f_{y1} := 280 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Acero STK50

$$f_{y2} := 345 \text{ MPa}$$

Hormigón H35

$$f'_c := 30 \text{ MPa}$$

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \text{ MPa}^{-1}} \cdot 1 \text{ MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_u := 0.003$$

A.1.1.2 Secciones

Viga transversal 120/160

$$a_1 := 120 \text{ cm}$$

$$b_1 := 160 \text{ cm}$$

$$L_1 := 6 \text{ m} \quad (\text{largo entre cada cacho rígido})$$

$$A_1 := a_1 \cdot b_1 = 1.92 \text{ m}^2 \quad (\text{area sección})$$

$$x_1 := 250 \text{ cm} \quad y_1 := 80 \text{ cm} \quad (\text{centro de gravedad})$$

$$I_{x1} := \frac{a_1 \cdot b_1^3}{12} = 0.41 \text{ m}^4 \quad (\text{inercia en eje fuerte})$$

Losa

$$a_2 := 500 \text{ cm} \quad (\text{ancho colaborante})$$

$$b_2 := 35 \text{ cm} \quad (\text{espesor})$$

$$L_2 := 6 \text{ m} \quad (\text{largo entre cada cacho rígido})$$

$$A_2 := a_2 \cdot b_2 = 1.75 \text{ m}^2 \quad (\text{area sección colaborante})$$

$$x_2 := 250 \text{ cm} \quad y_2 := 142.5 \text{ cm} \quad (\text{centro de gravedad})$$

$$I_{x2} := \frac{a_2 \cdot b_2^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4 \quad (\text{inercia en eje fuerte})$$

Perfil Compuesto (Losa-Viga transversal 120/160)

$$b'_1 := 160 \text{ cm} - b_2 = 1.25 \text{ m}$$

$$y'_1 := \frac{b'_1}{2} = 0.625 \text{ m}$$

$$A_T := a_1 \cdot b'_1 + A_2 = 3.25 \text{ m}^2$$

$$x_g := \frac{x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = 250 \text{ cm}$$

$$y_g := \frac{y'_1 \cdot a_1 \cdot b'_1 + y_2 \cdot A_2}{a_1 \cdot b'_1 + A_2} = 105.577 \text{ cm}$$

$$I_{x3} := \frac{a_1 \cdot b'^3_1}{12} + (y_g - y'_1)^2 \cdot a_1 \cdot b'_1 + \frac{a_2 \cdot b_2^3}{12} + (y_g - y_2)^2 \cdot A_2 = 0.73 \text{ m}^4$$

Pilotes Fila 1: TP 812.8 (STK41)

$$d_{11} := 812.8 \text{ mm} \quad (\text{diametro ext.})$$

$$e := 17 \text{ mm} \quad (\text{espesor considerando una pérdida de 2mm por corrosión}) \quad d_{11} := 812.8 \text{ mm} - 4 \text{ mm}$$

$$d_{12} := d_{11} - 2 \cdot e = 774.8 \text{ mm} \quad (\text{diametro int.}) \quad r_{12} := \frac{d_{12}}{2} = 387.4 \text{ mm} \quad (\text{radio int.})$$

$$L_{p1} := 21.5 \text{ m} \quad (\text{longitud pilote}) \quad r_{11} := \frac{d_{11}}{2} = 406.4 \text{ mm} \quad (\text{radio ext.})$$

$$I_{pilote1} := \frac{r_{11}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{12}^4 \cdot \pi}{4} = 0.003 \text{ m}^4$$

Pilotes Fila 2: TP 914,4 (STK41)

$$d_{21} := 914.4 \text{ mm} \text{ (diametro ext.)}$$

$$e := 17 \text{ mm} \text{ (espesor considerando una pérdida de 2mm por corrosión)} \quad d_{21} := 914.4 \text{ mm} - 4 \text{ mm}$$

$$d_{22} := d_{21} - 2 \cdot e = 876.4 \text{ mm} \text{ (diametro int.)} \quad r_{22} := \frac{d_{22}}{2} = 438.2 \text{ mm} \text{ (radio int.)}$$

$$L_{p2} := 18.2 \text{ m} \text{ (longitud pilote)} \quad r_{21} := \frac{d_{21}}{2} = 455.2 \text{ mm} \text{ (radio ext.)}$$

$$I_{pilote2} := \frac{r_{21}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{22}^4 \cdot \pi}{4} = 0.005 \text{ m}^4$$

Pilotes Fila 3: TP 914.4 (STK41)

$$d_{31} := 914.4 \text{ mm} \text{ (diametro ext.)}$$

$$e := 17 \text{ mm} \text{ (espesor considerando una pérdida de 2mm por corrosión)} \quad d_{31} := 914.4 \text{ mm} - 4 \text{ mm}$$

$$d_{32} := d_{31} - 2 \cdot e = 876.4 \text{ mm} \text{ (diametro int.)} \quad r_{32} := \frac{d_{32}}{2} = 438.2 \text{ mm} \text{ (radio int.)}$$

$$L_{p3} := 17.2 \text{ m} \text{ (longitud pilote)} \quad r_{31} := \frac{d_{31}}{2} = 455.2 \text{ mm} \text{ (radio ext.)}$$

$$I_{pilote3} := \frac{r_{31}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{32}^4 \cdot \pi}{4} = 0.005 \text{ m}^4$$

Pilotes Fila 4: TP 812,8 (STK50)

$$d_{41} := 812.8 \text{ mm} \text{ (diametro ext.)}$$

$$e := 17 \text{ mm} \text{ (espesor considerando una pérdida de 2mm por corrosión)} \quad d_{41} := 812.8 \text{ mm} - 4 \text{ mm}$$

$$d_{42} := d_{41} - 2 \cdot e = 774.8 \text{ mm} \text{ (diametro int.)} \quad r_{42} := \frac{d_{42}}{2} = 387.4 \text{ mm} \text{ (radio int.)}$$

$$L_{p4} := 15.5 \text{ m} \text{ (longitud pilote)} \quad r_{41} := \frac{d_{41}}{2} = 404.4 \text{ mm} \text{ (radio ext.)}$$

$$I_{pilote4} := \frac{r_{41}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{42}^4 \cdot \pi}{4} = 0.003 \text{ m}^4$$

A.1.1.3 Rigidez flexional de elementos

$$k_{pc} := E_c \cdot \frac{I_{x3}}{L_2} = (3.132 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional perfil compuesto})$$

$$k_{p1} := E_s \cdot \frac{I_{pilote1}}{L_{p1}} = (3.238 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional de pilotes pertenecientes a la fila 1})$$

$$k_{p2} := E_s \cdot \frac{I_{pilote2}}{L_{p2}} = (5.495 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional de pilotes pertenecientes a la fila 2})$$

$$k_{p3} := E_s \cdot \frac{I_{pilote3}}{L_{p3}} = (5.814 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional de pilotes pertenecientes a la fila 3})$$

$$k_{p4} := E_s \cdot \frac{I_{pilote4}}{L_{p4}} = (4.492 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional de pilotes pertenecientes a la fila 4})$$

A.1.1.4 Comparación rigidez de elementos

$$rel_1 := \frac{k_{pc}}{k_{p1}} = 96.728$$

$$rel_2 := \frac{k_{pc}}{k_{p2}} = 57.008$$

$$rel_3 := \frac{k_{pc}}{k_{p3}} = 53.876$$

$$rel_4 := \frac{k_{pc}}{k_{p4}} = 69.734$$

-> Se verifica que la rigidez flexional de la plataforma de hormigón es superior a la rigidez flexional de cualquier pilote vertical.

A2-PROPIEDADES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA EXTENSIÓN DEL SITIO 3

A.2.1 Propiedades de elementos

A.2.1.1 Materiales

Acero A572Gr50

$$f_{y3} := 345 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Hormigón H40

$$f'_c := 35 \text{ MPa}$$

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \text{ MPa}^{-1}} \cdot 1 \text{ MPa} = 27806 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_u := 0.003$$

A.2.1.2 Secciones

Viga transversal 70/160

$$a_1 := 70 \text{ cm}$$

$$b_1 := 160 \text{ cm}$$

$$L_1 := 8 \text{ m} \quad (\text{largo entre cada cacho rígido})$$

$$A_1 := a_1 \cdot b_1 = 1.12 \text{ m}^2 \quad (\text{area sección})$$

$$x_1 := 35 \text{ cm} \quad y_1 := 80 \text{ cm} \quad (\text{centro de gravedad})$$

$$I_{x1} := \frac{a_1 \cdot b_1^3}{12} = 0.239 \text{ m}^4 \quad (\text{inercia en eje fuerte})$$

Losa

$$a_2 := 600 \text{ cm} \quad (\text{ancho colaborante})$$

$$b_2 := 40 \text{ cm} \quad (\text{espesor})$$

$$L_2 := 8 \text{ m} \quad (\text{largo entre cada cacho r\u00edgido})$$

$$A_2 := a_2 \cdot b_2 = 2.4 \text{ m}^2 \quad (\text{area secci\u00f3n colaborante})$$

$$x_2 := 300 \text{ cm} \quad y_2 := 140 \text{ cm} \quad (\text{centro de gravedad})$$

$$I_{x2} := \frac{a_2 \cdot b_2^3}{12} = 0.032 \text{ m}^4 \quad (\text{inercia en eje fuerte})$$

Perfil Compuesto (Losa-Viga transversal 120/160)

$$b'_1 := 160 \text{ cm} - b_2 = 1.2 \text{ m}$$

$$y'_1 := \frac{b'_1}{2} = 0.6 \text{ m}$$

$$A_T := a_1 \cdot b'_1 + A_2 = 3.24 \text{ m}^2$$

$$x_g := \frac{x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = 215.682 \text{ cm}$$

$$y_g := \frac{y'_1 \cdot a_1 \cdot b'_1 + y_2 \cdot A_2}{a_1 \cdot b'_1 + A_2} = 119.259 \text{ cm}$$

$$I_{x3} := \frac{a_1 \cdot b'^3_1}{12} + (y_g - y'_1)^2 \cdot a_1 \cdot b'_1 + \frac{a_2 \cdot b_2^3}{12} + (y_g - y_2)^2 \cdot A_2 = 0.531 \text{ m}^4$$

Pilote 1: INCLINADO

$$d_{11} := 1100 \text{ mm} \quad (\text{diametro ext.})$$

$$r_{11} := \frac{d_{11}}{2} = 550 \text{ mm} \quad (\text{radio ext.})$$

$$e := 26 \text{ mm} \quad (\text{espesor})$$

$$d_{12} := d_{11} - 2 \cdot e = (1.048 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (\text{diametro int.}) \quad r_{12} := \frac{d_{12}}{2} = 524 \text{ mm} \quad (\text{radio int.})$$

$$L_{p5} := 23 \text{ m} \quad (\text{longitud pilote inclinado aproximado})$$

$$I_{pilote5} := \frac{r_{11}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{12}^4 \cdot \pi}{4} = 0.013 \text{ m}^4$$

A.2.1.3 Rigidez flexional de elementos

$$k_{pc} := E_c \cdot \frac{I_{x3}}{L_2} = (1.846 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional perfil compuesto})$$

$$k_{p5} := E_s \cdot \frac{I_{pilote5}}{L_{p5}} = (1.156 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{rigidez flexional pilote inclinado})$$

A.2.1.4 Comparación rigidez de elementos

$$rel_5 := \frac{k_{pc}}{k_{p5}} = 15.972$$

-> Se verifica que la rigidez flexional de la plataforma de hormigón es superior a la rigidez flexional de cualquier pilote inclinado.

**ANEXO B: RESULTADOS DE LA MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS MUELLES
SITIO 3 Y EXTENSIÓN SITIO 3**

Tabla B.1-1: Momentos máximos en dirección transversal para el sitio 3 (pilote)- Parte 1.





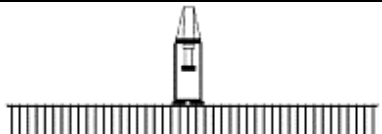
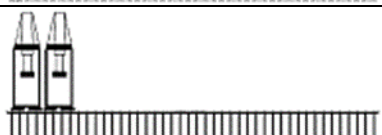
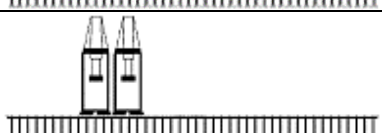
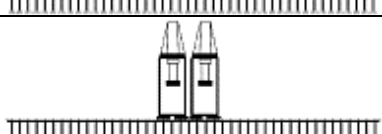



Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	128,6	-122,8	3,0	13,5	27,7
		(-)	-123,2	-69,7	-2,8	-13,2	-27,4
Dead + 0.5*Live		(+)	143,2	-118,2	3,2	14,9	29,4
		(-)	-139,2	-68,7	-3,2	-14,7	-31,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	166,8	-116,1	6,7	18,1	67,6
		(-)	-166,3	-69,3	-7,0	-18,8	-63,7
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	164,0	-115,4	6,5	17,9	58,4
		(-)	-164,7	-65,0	-6,5	-17,3	-59,9
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	143,2	-117,7	3,6	15,6	35,0
		(-)	-149,2	-64,3	-3,7	-14,8	-34,8
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	182,8	-27,4	7,0	19,5	69,6
		(-)	-186,0	-208,9	-7,1	-20,0	-68,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	189,8	-112,2	7,4	19,9	70,5
		(-)	-185,0	-65,7	-7,9	-20,9	-69,6
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	148,0	-115,9	3,9	15,4	36,2
		(-)	-146,2	-66,5	-4,3	-15,2	-39,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	184,6	-22,5	7,4	18,8	68,8
		(-)	-195,0	-207,3	-7,7	-20,5	-67,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	163,6	-22,8	4,4	16,8	37,0
		(-)	-171,8	-210,9	-4,1	-18,0	-36,4
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	203,3	-27,7	7,5	21,1	65,6
		(-)	-212,2	-207,8	-7,0	-23,0	-70,4

Tabla B.1-2: Momentos máximos en dirección transversal para el sitio 3 (pilote)- Parte 2.

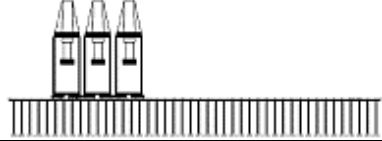
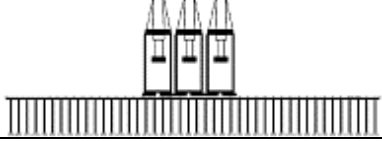

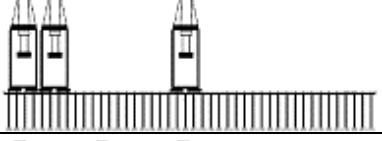
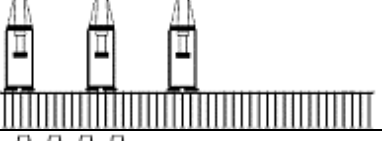

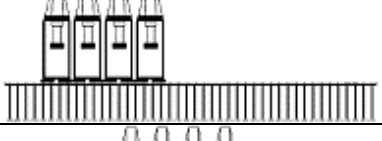


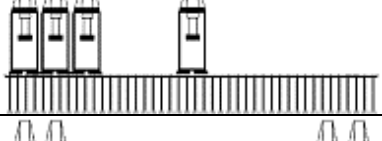

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	203,4	-115,2	7,5	21,8	68,8
		(-)	-209,6	-69,8	-8,1	-21,7	-73,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	155,6	-115,6	4,3	16,4	40,4
		(-)	-164,3	-234,3	-4,3	-16,3	-40,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	204,0	-21,8	6,3	21,0	60,6
		(-)	-214,9	-222,5	-6,9	-22,6	-59,8
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	193,5	-29,0	7,6	21,3	74,2
		(-)	-212,3	-207,8	-7,8	-21,3	-72,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	211,7	-20,7	7,7	22,6	71,3
		(-)	-215,0	-207,9	-7,7	-21,8	-73,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	227,0	-30,3	7,5	24,5	73,1
		(-)	-226,4	-183,1	-8,1	-24,7	-67,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	225,6	-109,3	7,5	23,0	70,2
		(-)	-230,4	-168,0	-8,2	-22,5	-66,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	156,9	-109,2	4,6	17,2	41,1
		(-)	-169,5	-237,6	-4,6	-18,1	-43,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	219,8	-22,7	7,9	22,6	72,8
		(-)	-216,7	-217,7	-8,2	-24,0	-73,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	224,0	-35,6	7,5	23,9	71,5
		(-)	-223,1	-204,3	-7,9	-24,0	-69,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	170,1	-41,4	4,5	18,1	42,7
		(-)	-182,1	-190,7	-4,7	-18,5	-40,2

Tabla B.1-3: Momentos máximos en dirección longitudinal para el sitio 3 (pilote)- Parte 1.





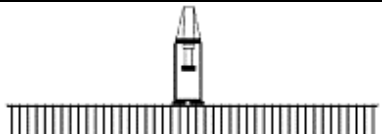
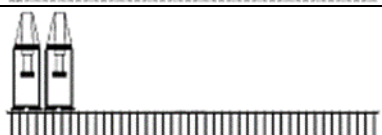
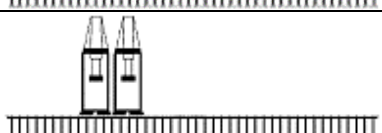
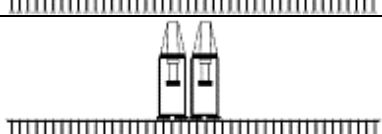



Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	108,5	-59,4	9,7	10,8	90,0
		(-)	-97,0	-138,7	-9,9	-9,5	-93,0
Dead + 0.5*Live		(+)	112,7	-121,1	11,0	12,0	99,3
		(-)	-111,7	-132,2	-10,9	-12,1	-104,4
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	98,7	-150,6	12,8	11,2	121,4
		(-)	-102,5	-178,6	-13,4	-10,2	-126,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	78,1	-158,9	12,3	8,6	119,1
		(-)	-88,4	-227,9	-12,7	-9,4	-122,2
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	49,6	-126,5	11,4	5,8	108,9
		(-)	-53,1	-226,3	-11,9	-5,6	-113,8
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	89,9	-148,8	13,9	10,4	132,6
		(-)	-81,7	-172,9	-14,7	-8,9	-132,4
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	88,2	-161,7	13,6	10,3	136,4
		(-)	-81,1	-173,3	-13,8	-9,0	-132,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	60,5	-131,2	13,3	6,0	117,2
		(-)	-53,0	-100,3	-12,3	-5,8	-122,6
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	60,8	-151,7	14,3	6,9	126,6
		(-)	-102,7	-135,7	-13,6	-11,0	-132,6
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	102,2	-31,5	13,4	11,2	126,0
		(-)	-102,9	-173,8	-13,1	-10,9	-128,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	98,3	-26,5	14,8	11,1	144,7
		(-)	-108,6	-222,8	-14,1	-11,1	-134,7

Tabla B.1-4: Momentos máximos en dirección longitudinal para el sitio 3 (pilote)- Parte 2.

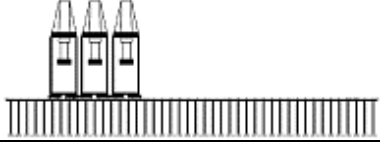
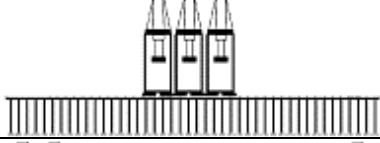

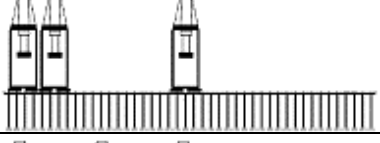
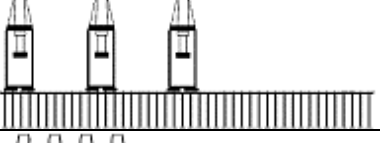


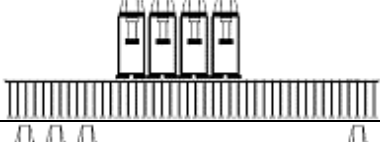

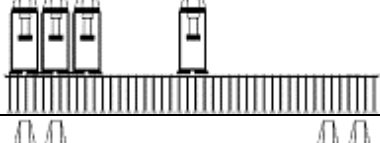

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	96,8	-162,5	14,3	9,9	143,7
		(-)	-83,6	-219,7	-14,0	-8,5	-141,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	49,9	-158,7	13,1	5,8	125,8
		(-)	-59,4	-92,0	-13,1	-6,3	-128,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	96,7	-153,3	14,1	10,6	135,4
		(-)	-83,2	-167,2	-14,4	-9,2	-135,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	62,9	-143,8	14,9	6,9	142,1
		(-)	-91,8	-174,8	-14,4	-10,1	-147,1
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	88,7	-147,2	14,6	9,1	146,2
		(-)	-90,7	-229,6	-15,2	-9,5	-144,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	100,0	-142,8	15,7	11,1	148,7
		(-)	-73,0	-172,3	-14,9	-7,2	-144,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	106,8	-148,7	15,2	11,9	145,9
		(-)	-73,1	-165,3	-15,6	-7,8	-153,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	69,2	-148,5	14,2	7,4	135,3
		(-)	-72,9	-175,7	-14,8	-7,6	-135,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	98,2	-152,3	14,8	11,6	142,6
		(-)	-79,2	-164,4	-15,3	-8,5	-147,5
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	61,7	-147,6	15,8	7,0	143,6
		(-)	-91,1	-212,3	-15,2	-9,8	-141,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	86,2	-171,1	14,7	8,9	143,4
		(-)	-99,6	-203,9	-14,9	-10,2	-142,5

Tabla B.1-5: Cargas axiales máximas para el sitio 3 (pilote)- Parte 1.





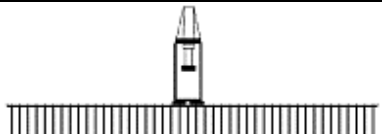
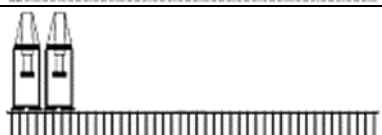
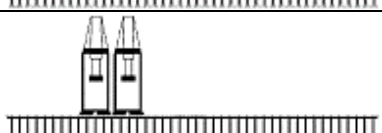
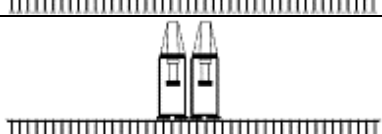



Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	32,6	42,2	7,7	2,3	43,7
		(-)	-37,2	-309,7	-10,8	-3,6	-36,0
Dead + 0.5*Live		(+)	35,5	59,3	1,2	2,5	10,7
		(-)	-41,4	-339,4	-7,7	-4,0	-39,7
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	125,8	151,5	6,6	16,1	55,3
		(-)	8,6	-775,8	0,0	0,6	-0,5
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	118,7	152,9	6,0	13,7	52,2
		(-)	8,4	-744,0	0,0	0,6	-0,3
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	104,7	157,5	3,4	13,0	29,2
		(-)	7,8	-739,4	0,0	0,5	0,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	46,8	162,8	2,9	4,8	24,9
		(-)	12,3	-794,4	0,0	0,9	0,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	43,2	173,9	1,8	4,0	22,4
		(-)	11,8	-786,6	0,0	0,8	0,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	40,3	169,3	1,4	3,7	13,9
		(-)	11,9	-768,0	0,0	0,8	0,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	153,4	157,7	7,7	17,1	64,4
		(-)	9,2	-751,6	0,0	0,7	-0,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	128,8	152,1	4,1	15,8	35,3
		(-)	9,5	-792,9	0,0	0,6	0,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	48,0	159,2	2,3	4,7	24,4
		(-)	12,5	-816,2	0,0	0,8	0,2

Tabla B.1-6: Cargas axiales máximas para el sitio 3 (pilote)- Parte 2.

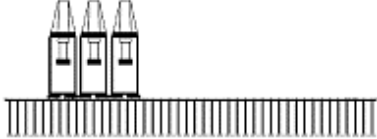
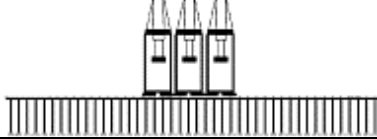

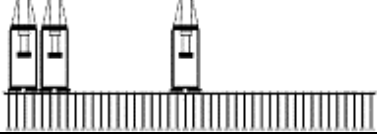
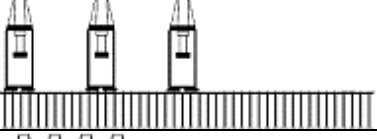

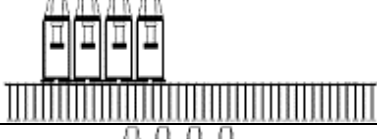
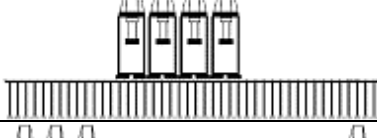

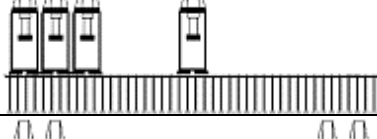

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	41,5	171,7	1,7	4,2	23,1
		(-)	11,6	-788,5	0,0	0,8	0,1
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	41,4	157,8	1,0	4,0	12,6
		(-)	11,2	-820,8	0,0	0,7	0,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	38,3	165,7	1,6	3,9	19,7
		(-)	12,0	-807,6	0,0	0,9	0,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	157,3	172,5	7,4	17,9	66,3
		(-)	12,4	-806,1	0,0	0,8	0,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	166,7	161,5	7,5	19,6	67,7
		(-)	9,1	-748,1	0,0	0,6	-0,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	166,6	150,7	7,7	20,1	61,4
		(-)	11,8	-800,8	0,0	0,8	0,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	159,7	153,5	7,7	19,1	66,8
		(-)	12,3	-810,4	0,0	0,8	0,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	43,8	157,4	1,2	4,0	13,2
		(-)	11,2	-798,5	0,0	0,8	0,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	176,3	160,1	7,4	19,8	63,4
		(-)	11,6	-796,9	0,0	0,9	0,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	172,5	167,7	7,9	20,6	67,3
		(-)	11,9	-792,5	0,0	0,9	0,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	141,9	180,8	4,6	16,0	37,6
		(-)	12,0	-825,9	0,0	0,9	-0,1

Tabla B.1-7: Cortes máximos en dirección longitudinal para el sitio 3 (pilote)- Parte 1.







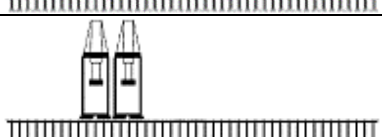
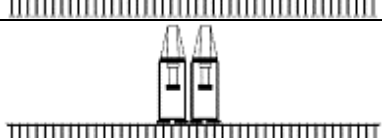
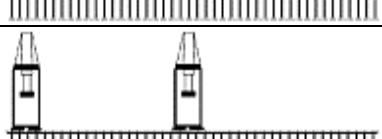


Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	34,1	-83,7	10,6	3,2	31,4
		(-)	-39,5	-315,7	-10,3	-3,5	-38,1
Dead + 0.5*Live		(+)	93,5	-123,9	11,3	12,7	78,2
		(-)	-85,2	-195,0	-11,6	-12,6	-81,5
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	82,1	-113,8	13,1	11,7	88,2
		(-)	-65,8	-357,5	-13,7	-10,3	-87,2
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	46,6	-185,3	13,2	8,5	79,7
		(-)	-91,1	-206,7	-13,1	-13,1	-87,8
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	22,9	-198,8	12,5	4,2	79,4
		(-)	-86,2	-199,2	-12,2	-12,8	-84,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	77,8	-116,4	13,8	10,6	98,0
		(-)	-54,8	-332,7	-14,8	-8,6	-90,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	54,5	-202,4	14,0	9,5	92,2
		(-)	-83,8	-213,7	-14,2	-12,6	-99,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	37,3	-152,8	13,4	5,6	91,7
		(-)	-81,2	-200,9	-13,3	-11,5	-92,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	35,8	-194,4	14,6	6,4	92,6
		(-)	-69,6	-345,7	-14,5	-11,8	-87,9
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	51,7	-200,9	13,7	8,9	85,3
		(-)	-63,8	-344,8	-13,9	-10,5	-84,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	70,9	-152,4	14,6	10,9	106,4
		(-)	-49,1	-344,3	-15,4	-7,7	-95,0

Tabla B.1-8: Cortes máximos en dirección longitudinal para el sitio 3 (pilote)- Parte 2.

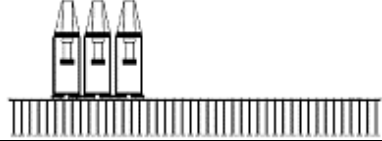
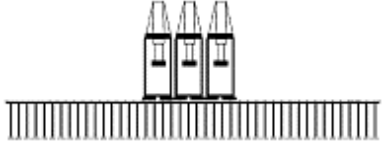

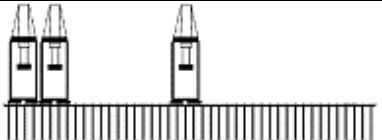
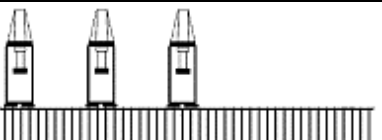

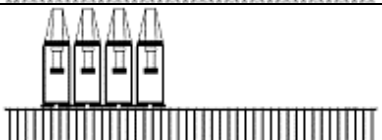


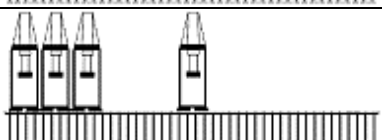

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	74,8	-151,8	14,1	10,3	101,0
		(-)	-87,6	-126,6	-15,0	-13,2	-95,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	45,8	-155,8	14,0	6,6	101,1
		(-)	-81,2	-208,4	-14,5	-11,7	-93,4
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	52,0	-187,2	14,5	9,3	94,2
		(-)	-54,0	-344,9	-15,2	-9,1	-93,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	35,5	-202,7	14,6	6,1	95,6
		(-)	-61,5	-332,3	-15,0	-9,9	-92,1
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	36,1	-186,5	15,0	6,6	97,5
		(-)	-54,2	-344,2	-14,3	-8,9	-97,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	78,2	-149,4	15,3	12,1	108,8
		(-)	-47,9	-327,1	-16,2	-7,7	-95,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	62,4	-203,3	16,1	10,6	93,6
		(-)	-49,1	-324,7	-15,0	-7,8	-96,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	47,7	-156,9	14,9	7,4	102,9
		(-)	-54,3	-169,7	-15,2	-7,8	-104,8
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	57,5	-196,9	15,6	9,7	94,9
		(-)	-50,0	-330,6	-15,5	-8,5	-99,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	34,6	-188,9	15,2	6,2	95,4
		(-)	-46,0	-332,8	-15,5	-7,0	-102,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	45,0	-234,5	14,6	7,3	94,2
		(-)	-58,9	-301,4	-15,4	-9,2	-93,9

Tabla B.1-9: Cortes máximos en dirección transversal para el sitio 3 (pilote)- Parte 1.







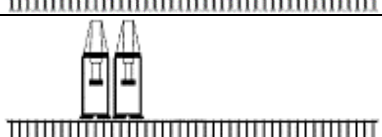
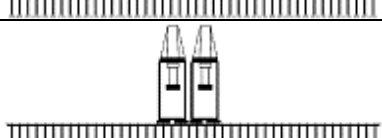
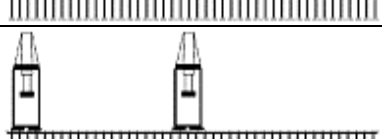


Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	99,3	-141,0	2,5	13,2	12,0
		(-)	-96,4	-101,5	-3,7	-14,1	-24,7
Dead + 0.5*Live		(+)	111,4	-137,9	4,0	15,5	28,1
		(-)	-107,0	-103,1	-3,1	-15,7	-19,9
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	134,8	-131,6	7,5	19,1	53,9
		(-)	-131,9	-107,0	-6,7	-18,7	-41,3
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	130,8	-132,8	6,1	18,8	35,4
		(-)	-122,3	-117,3	-7,3	-18,4	-49,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	108,5	-132,6	3,2	16,2	17,6
		(-)	-109,2	-108,6	-4,6	-15,3	-29,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	135,5	-41,3	7,2	20,9	45,3
		(-)	-133,5	-210,2	-7,8	-20,5	-54,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	141,7	-127,2	7,3	21,6	44,4
		(-)	-148,3	-118,0	-8,2	-21,5	-54,4
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	114,8	-132,3	3,6	15,9	20,2
		(-)	-113,9	-108,9	-4,8	-15,7	-32,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	141,0	-43,8	7,3	19,3	46,5
		(-)	-136,2	-206,5	-7,6	-19,4	-53,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	118,7	-25,0	4,2	16,7	28,8
		(-)	-121,5	-236,4	-4,1	-17,8	-28,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	155,5	-45,0	7,1	23,4	44,2
		(-)	-151,9	-206,2	-7,7	-23,3	-53,9

Tabla B.1-10: Cortes máximos en dirección transversal para el sitio 3 (pilote)- Parte 2.

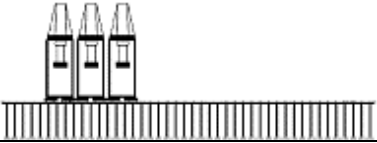
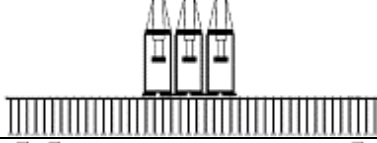

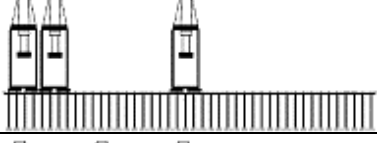
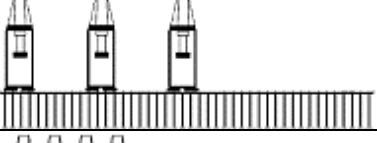

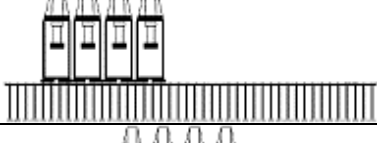
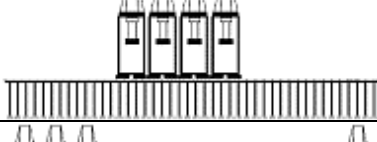

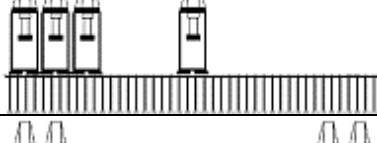

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	156,6	-130,3	7,4	22,8	45,6
		(-)	-155,7	-113,0	-8,3	-22,5	-57,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	115,7	-140,9	3,9	16,9	21,9
		(-)	-122,1	-226,7	-4,3	-16,2	-31,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	145,3	-58,6	7,2	20,5	48,2
		(-)	-151,2	-229,3	-6,8	-21,3	-45,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	148,4	-52,1	7,5	22,1	48,3
		(-)	-154,5	-214,6	-7,9	-21,6	-56,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	152,4	-46,2	7,5	22,0	51,1
		(-)	-155,2	-216,5	-8,1	-23,4	-56,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	162,3	-56,5	7,2	25,0	46,6
		(-)	-163,9	-198,5	-8,2	-24,3	-53,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	166,4	-139,7	6,5	24,8	43,1
		(-)	-167,6	-102,0	-8,3	-23,8	-57,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	117,9	-27,2	4,7	16,9	33,4
		(-)	-126,3	-235,4	-4,7	-18,1	-32,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	160,4	-58,9	7,8	23,3	57,5
		(-)	-163,7	-230,8	-7,5	-23,9	-52,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	163,9	-60,2	7,2	24,7	47,3
		(-)	-167,9	-197,9	-8,0	-23,4	-53,8
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	133,1	-61,3	4,2	18,3	26,2
		(-)	-138,8	-223,1	-4,5	-19,1	-30,0

Tabla B.1-11: Cargas axiales máximas en viga transversal del sitio 3- Parte 1.





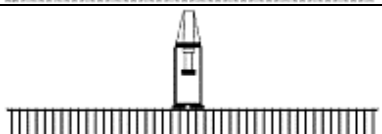
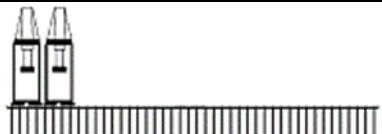
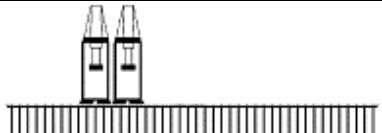
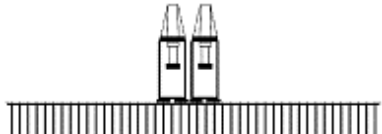



Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	0,2	230,1	43,3	-0,1	103,6
		(-)	1,1	-128,5	-45,5	-8,5	-60,6
Dead + 0.5*Live		(+)	0,7	236,8	49,0	0,5	128,0
		(-)	0,7	-138,0	-47,4	-9,6	-67,6
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	1,5	247,2	47,6	0,8	126,9
		(-)	0,2	-438,5	9,7	0,1	-201,8
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	1,4	235,7	46,0	0,7	125,9
		(-)	0,1	-422,7	59,3	-0,1	-303,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	1,8	236,4	48,4	1,2	130,7
		(-)	0,0	-449,5	10,4	0,0	-208,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	0,2	226,2	40,9	-0,1	95,9
		(-)	1,9	-447,5	58,8	-1,8	-322,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	14,3	214,5	22,6	8,3	194,7
		(-)	3,3	-428,6	9,6	1,7	-210,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	3,0	244,8	49,7	1,8	129,8
		(-)	3,5	-432,5	9,8	1,7	-213,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	0,2	219,3	41,1	-0,1	96,2
		(-)	0,0	-437,2	10,3	0,0	-209,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	0,0	220,6	-4,0	0,0	158,1
		(-)	0,8	-451,8	57,9	-0,3	-318,4
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	0,2	214,2	40,6	-0,1	96,0
		(-)	1,0	-430,5	57,7	-1,3	-308,2

Tabla B.1-12: Cargas axiales máximas en viga transversal del sitio 3- Parte 2.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	14,7	230,5	22,3	8,4	201,2
		(-)	1,1	-446,8	60,9	-1,3	-318,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	0,2	220,6	40,9	-0,1	97,1
		(-)	1,2	-426,5	60,6	-1,3	-305,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	0,0	216,3	-4,0	0,0	154,5
		(-)	-0,9	-441,1	-63,8	-6,1	-240,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	0,2	223,5	42,3	-0,1	101,6
		(-)	0,0	-434,0	10,1	0,0	-204,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	0,2	215,0	41,0	-0,1	99,6
		(-)	0,0	-447,3	10,9	0,0	-197,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,2	214,5	41,6	-0,1	97,1
		(-)	1,2	-421,4	61,5	-1,3	-303,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,2	224,4	41,7	-0,1	95,6
		(-)	-1,1	-432,3	-64,5	-9,2	-231,8
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,3	220,5	43,3	-0,2	100,5
		(-)	1,3	-428,3	60,6	-1,5	-314,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,0	219,7	43,0	0,0	96,0
		(-)	-1,0	-478,2	-67,4	-6,6	-233,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,2	218,2	40,5	-0,1	103,2
		(-)	0,0	-440,4	10,4	0,0	-213,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	0,0	214,9	44,0	0,0	98,9
		(-)	3,1	-423,8	9,6	1,6	-201,0

Tabla B.2-1: Momentos máximos en dirección transversal para la ext. del sitio 3 (pilote)-Parte 1.

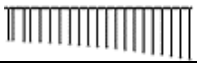
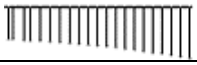
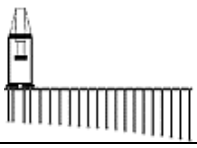
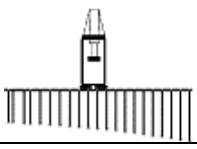
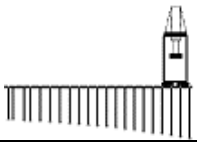
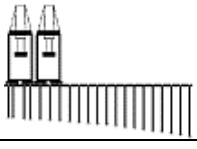
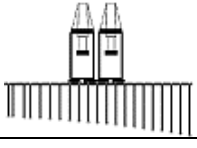
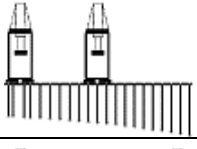
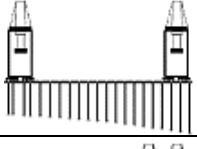
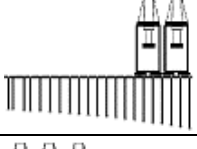
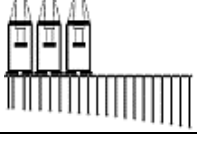
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	78,6	104,7	7,4	3,7	38,3
		(-)	-85,6	-327,4	2,1	-4,5	-63,4
Dead + 0.5*Live		(+)	87,8	66,9	8,1	4,2	53,7
		(-)	-98,2	-429,8	1,2	-5,3	-70,3
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	99,0	183,1	8,3	6,5	45,3
		(-)	-105,9	-456,7	0,9	-6,2	-72,0
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	108,4	108,7	9,1	6,5	52,0
		(-)	-111,9	-451,8	0,2	-6,5	-80,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	104,7	-7,1	9,2	6,8	58,7
		(-)	-101,7	-402,0	-1,3	-7,4	-77,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	122,8	98,4	8,0	6,9	67,5
		(-)	-118,0	-473,4	0,0	-6,7	-45,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	118,4	126,1	9,3	7,2	54,8
		(-)	-123,2	-502,4	-3,1	-7,2	-81,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	114,0	72,3	8,6	6,4	43,2
		(-)	-118,5	-433,1	0,4	-7,2	-77,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	103,6	178,3	7,9	7,8	45,0
		(-)	-122,2	-430,0	0,9	-7,0	-71,4
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	114,1	-3,0	8,7	7,7	58,0
		(-)	-112,4	-299,0	-2,1	-8,1	-80,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	128,3	124,3	8,4	7,4	73,1
		(-)	-141,2	-467,2	-0,4	-7,3	-54,4

Tabla B.2-2: Momentos máximos en dirección transversal para la ext. del sitio 3 (pilote)-Parte 2.

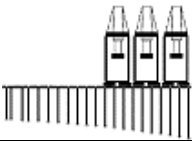
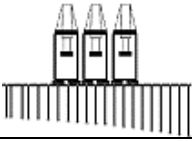
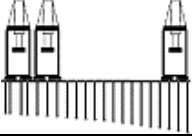
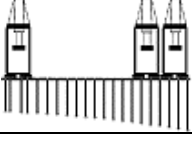

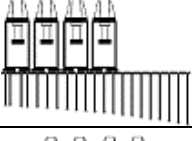
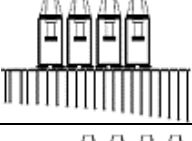
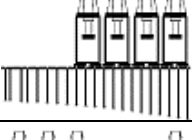


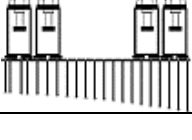
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	119,9	80,0	8,3	7,2	44,8
		(-)	-124,5	-474,1	1,6	-4,3	-47,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	137,6	131,2	9,5	7,3	84,4
		(-)	-132,5	-532,4	-4,3	-7,2	-83,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	128,5	91,6	8,2	7,4	70,7
		(-)	-126,7	-357,9	-0,5	-7,9	-76,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	111,8	217,0	9,0	8,0	53,3
		(-)	-129,0	-489,7	0,1	-7,3	-79,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	121,1	201,6	8,3	8,1	53,0
		(-)	-128,6	-466,6	0,3	-7,6	-75,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	138,5	140,3	9,4	8,3	81,3
		(-)	-150,1	-498,2	-0,9	-7,7	-61,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	138,5	134,7	9,8	7,9	91,3
		(-)	-148,2	-582,6	-1,2	-7,9	-65,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	134,7	213,6	8,4	8,6	48,6
		(-)	-147,2	-513,6	-3,3	-8,3	-65,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	143,8	130,9	9,3	8,3	80,9
		(-)	-136,6	-406,6	-1,3	-8,6	-86,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	115,8	147,1	8,9	6,6	65,8
		(-)	-133,1	-492,0	-0,8	-7,7	-90,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	138,3	112,3	8,9	8,3	72,5
		(-)	-130,6	-396,9	-1,1	-8,9	-86,1

Tabla B.2-3: Momentos máximos en dirección longitudinal para la ext. del sitio 3 (pilote)-Parte 1.

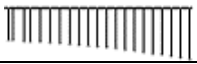
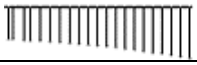
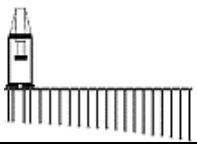
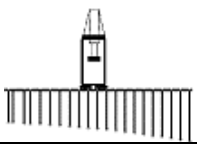
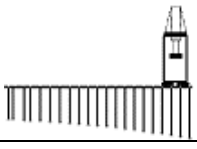
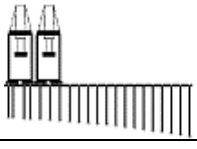
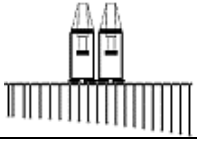
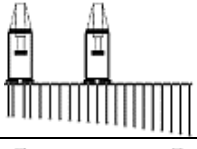
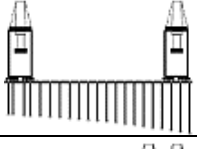
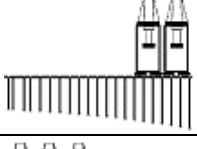
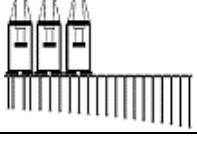
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	65,8	217,2	7,7	3,3	58,1
		(-)	-45,6	-464,9	2,8	-2,4	-89,4
Dead + 0.5*Live		(+)	81,9	168,0	9,1	3,6	74,7
		(-)	-49,8	-541,2	1,6	-3,1	-93,9
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	91,8	187,1	10,0	4,5	77,2
		(-)	-48,1	-603,5	1,0	-3,0	-100,6
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	30,1	150,0	8,7	4,5	71,6
		(-)	-46,3	-566,8	1,4	-3,0	-91,3
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	76,2	179,3	9,4	3,5	80,6
		(-)	-35,4	-335,5	3,2	-1,7	-94,4
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	75,8	80,4	10,5	6,7	86,9
		(-)	-51,3	-622,6	0,4	-3,1	-113,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	96,0	32,2	9,7	7,4	85,0
		(-)	-51,0	-580,5	1,2	-3,0	-97,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	85,0	91,1	10,1	6,0	81,5
		(-)	-50,7	-611,0	0,5	-3,0	-111,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	101,1	216,6	10,2	5,1	85,1
		(-)	-61,2	-609,1	0,5	-3,7	-111,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	72,4	200,9	10,3	3,2	80,4
		(-)	-51,1	-370,7	2,5	-2,3	-102,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	84,1	223,0	9,1	5,0	80,8
		(-)	-51,0	-407,0	2,5	-2,7	-107,4

Tabla B.2-4: Momentos máximos en dirección longitudinal para la ext. del sitio 3 (pilote)-Parte 2.

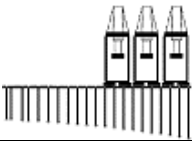
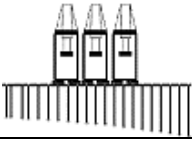
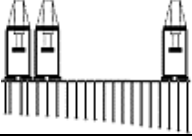
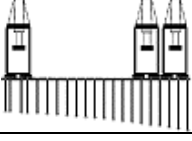

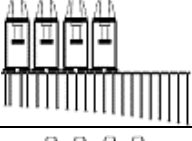
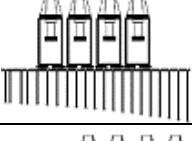
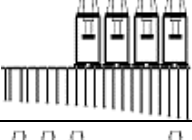


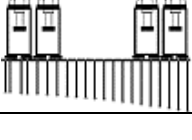
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	81,1	79,9	10,2	8,2	107,1
		(-)	-52,3	-629,4	-0,1	-3,2	-111,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	92,2	27,4	9,3	8,6	96,9
		(-)	-50,4	-583,1	0,7	-3,4	-102,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	79,3	96,4	10,7	7,1	89,7
		(-)	-57,5	-668,5	0,1	-3,6	-117,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	106,4	225,5	10,8	5,6	85,3
		(-)	-69,3	-605,1	0,3	-4,8	-111,9
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	111,0	232,3	10,2	5,7	84,9
		(-)	-61,1	-617,6	0,2	-3,7	-110,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	87,8	102,6	10,2	8,2	111,0
		(-)	-48,5	-651,1	-0,4	-3,0	-119,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	92,7	49,3	9,8	9,2	102,9
		(-)	-109,1	-394,5	-4,6	-7,8	-104,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	105,6	105,7	10,2	4,8	113,0
		(-)	-82,5	-463,9	-4,3	-6,0	-108,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	77,3	94,4	10,7	7,7	115,6
		(-)	-57,0	-652,9	-0,3	-3,7	-121,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	107,5	228,0	10,4	5,7	82,7
		(-)	-67,2	-623,1	0,3	-4,7	-109,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	84,6	114,0	11,1	7,6	95,3
		(-)	-61,8	-685,1	-0,2	-4,2	-112,9

Tabla B.2-5: Cargas axiales máximas para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 1.

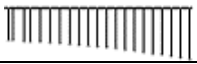
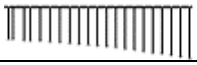
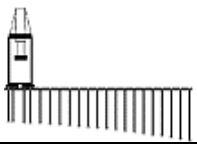
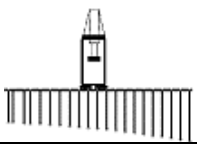
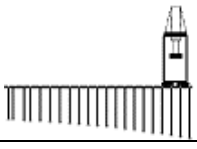
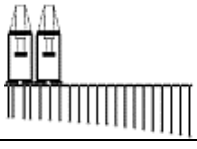
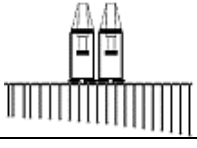
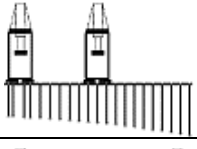
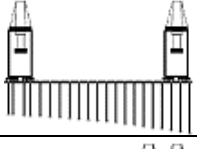
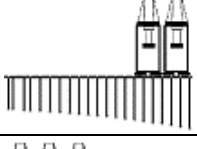
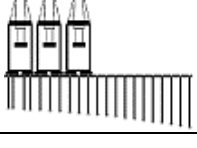
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	15,1	239,5	6,1	3,6	29,5
		(-)	-25,5	-504,6	-13,8	-3,7	-69,2
Dead + 0.5*Live		(+)	15,6	287,5	6,7	4,0	31,1
		(-)	-29,9	-564,3	-13,9	-4,1	-79,7
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	16,2	331,6	6,9	3,8	31,0
		(-)	-29,4	-648,2	-15,0	-4,0	-80,8
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	14,7	286,9	6,3	3,9	30,4
		(-)	-27,0	-633,3	-14,3	-3,0	-89,6
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	20,7	260,4	6,0	5,4	30,6
		(-)	-37,3	-583,5	-15,6	-5,8	-87,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	14,9	353,5	7,5	3,8	33,1
		(-)	-28,3	-651,0	-15,3	-4,0	-85,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	15,4	315,1	6,4	4,0	29,0
		(-)	-28,9	-679,2	-14,4	-3,1	-87,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	16,0	350,5	7,2	3,7	30,8
		(-)	-26,9	-675,7	-14,6	-3,9	-91,1
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	17,8	334,3	7,7	4,6	32,6
		(-)	-36,0	-630,4	-15,0	-4,7	-83,8
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	19,4	275,8	6,8	4,2	31,9
		(-)	-37,8	-622,2	-14,8	-4,7	-91,1
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	15,1	389,0	8,1	3,8	31,6
		(-)	-27,3	-678,6	-15,6	-3,8	-94,1

Tabla B.2-6: Cargas axiales máximas para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 2.

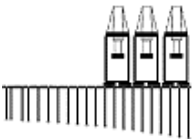

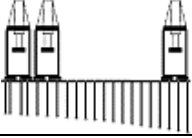
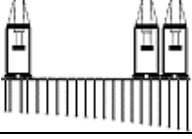
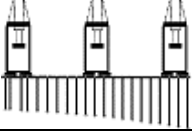
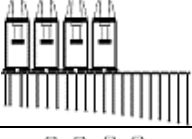
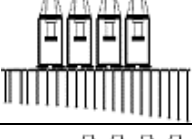
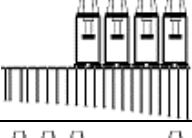

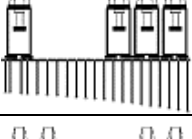
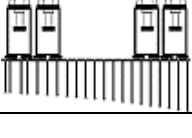
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	19,5	297,7	7,5	6,5	28,2
		(-)	-45,4	-679,4	-14,9	-6,1	-86,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	15,4	319,9	6,8	3,9	30,4
		(-)	-29,8	-705,0	-15,2	-3,2	-93,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	16,8	377,6	7,7	4,5	33,2
		(-)	-32,2	-662,1	-15,1	-4,8	-91,3
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	19,7	368,1	7,6	5,3	32,6
		(-)	-43,0	-637,4	-14,8	-5,5	-88,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	18,0	367,8	7,5	4,7	31,2
		(-)	-36,1	-686,8	-15,0	-4,7	-92,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	15,7	400,6	7,9	3,9	32,6
		(-)	-25,3	-713,1	-15,9	-2,5	-98,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	16,0	326,4	7,0	4,1	30,4
		(-)	-28,3	-724,0	-14,2	-2,8	-88,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	23,5	330,9	8,5	7,5	28,6
		(-)	-31,4	-702,2	-14,6	-3,0	-89,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	17,5	381,1	8,0	4,5	31,7
		(-)	-33,8	-677,1	-15,2	-4,7	-93,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	19,7	356,6	7,1	5,3	31,2
		(-)	-30,4	-654,9	-15,5	-3,2	-98,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	18,1	403,9	7,6	5,2	33,1
		(-)	-40,5	-725,4	-15,6	-5,2	-91,0

Tabla B.2-7: Cortes máximos en dirección longitudinal para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 1.

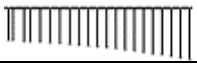
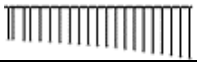
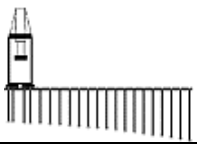
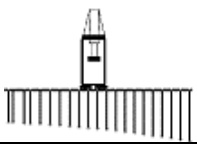
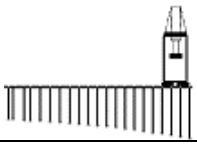
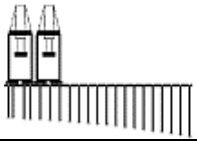
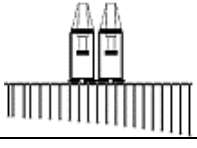
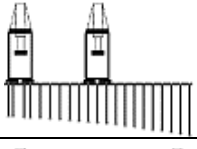
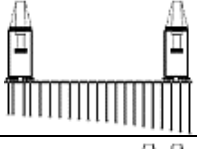
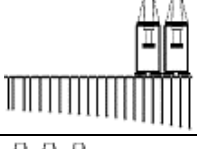
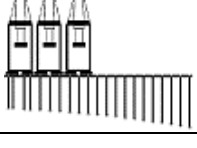
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	17,4	76,9	6,1	6,0	24,5
		(-)	-29,7	-384,4	-14,5	-3,1	-87,5
Dead + 0.5*Live		(+)	19,4	148,1	6,6	6,6	21,9
		(-)	-42,3	-578,2	-14,9	-6,3	-83,1
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	19,6	164,9	7,6	6,7	23,9
		(-)	-44,5	-616,0	-15,2	-6,4	-91,5
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	21,3	119,4	7,0	7,7	22,2
		(-)	-26,1	-603,4	-14,9	-2,9	-89,5
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	23,2	136,0	6,3	7,8	21,1
		(-)	-26,2	-546,5	-15,7	-3,2	-100,2
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	21,2	184,3	8,2	7,3	24,9
		(-)	-49,2	-600,6	-14,9	-7,3	-88,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	23,8	153,2	8,1	7,8	21,5
		(-)	-30,2	-646,7	-14,3	-3,0	-91,5
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	19,7	189,3	7,9	7,3	24,1
		(-)	-52,4	-603,9	-15,6	-7,1	-87,6
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	18,5	191,8	8,2	6,7	23,0
		(-)	-40,0	-575,5	-15,2	-4,5	-109,4
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	24,3	247,4	7,3	7,8	27,0
		(-)	-35,7	-563,8	-16,9	-3,9	-105,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	22,5	213,5	8,6	7,4	24,2
		(-)	-62,9	-610,6	-15,8	-8,7	-95,6

Tabla B.2-8: Cortes máximos en dirección longitudinal para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 2.

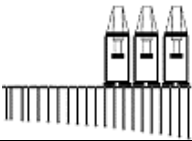
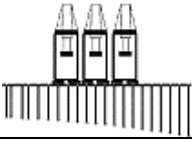
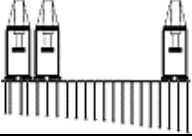
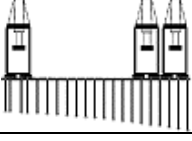

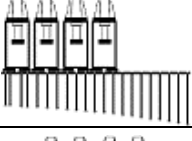
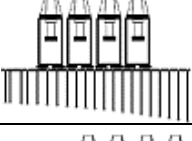
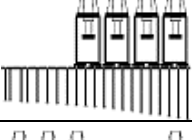


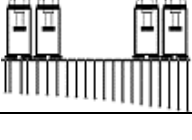
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	19,4	292,0	7,4	6,7	26,4
		(-)	-38,4	-610,1	-16,9	-3,8	-111,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	26,4	162,0	7,9	8,5	22,4
		(-)	-62,1	-641,1	-16,3	-8,8	-101,8
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	20,2	214,5	8,5	6,8	24,7
		(-)	-44,7	-599,0	-16,2	-4,7	-114,2
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	22,2	204,1	8,3	7,5	24,8
		(-)	-36,8	-604,6	-16,6	-4,1	-114,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	20,6	201,5	8,5	7,3	23,8
		(-)	-41,7	-582,1	-16,4	-4,6	-114,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	23,5	240,6	9,1	7,8	26,2
		(-)	-67,7	-579,8	-16,3	-9,2	-102,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	25,5	190,2	8,5	8,4	24,1
		(-)	-65,9	-643,5	-16,2	-9,5	-103,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	21,6	332,7	7,9	7,4	29,9
		(-)	-36,6	-566,3	-16,7	-3,9	-109,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	23,0	221,9	9,2	7,9	24,2
		(-)	-48,1	-570,4	-16,8	-5,0	-116,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	24,8	193,5	8,6	8,7	25,0
		(-)	-40,7	-567,1	-16,3	-4,5	-116,5
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	22,0	226,4	9,1	7,4	25,0
		(-)	-46,9	-579,6	-17,5	-4,9	-117,1

Tabla B.2-9: Cortes máximos en dirección transversal para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 1.

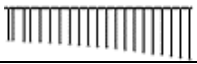
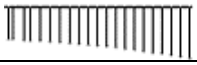
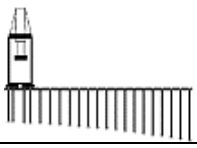
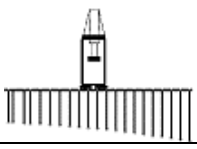
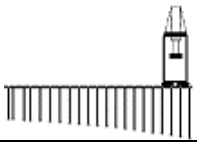
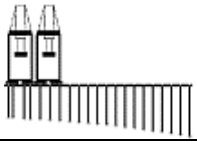
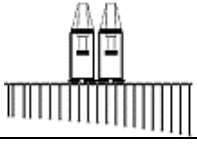
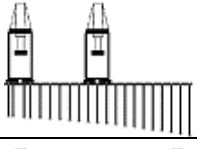
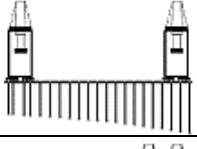
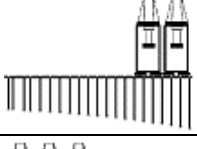
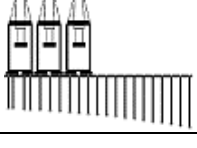
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	49,1	86,4	-2,6	7,0	16,8
		(-)	-45,5	-331,4	-9,7	-6,5	-55,2
Dead + 0.5*Live		(+)	52,7	52,4	-2,3	7,3	17,1
		(-)	-48,9	-366,0	-10,6	-6,7	-60,4
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	59,5	67,8	-2,3	8,1	18,4
		(-)	-59,4	-382,3	-10,6	-7,7	-59,2
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	65,1	64,2	-1,6	8,4	25,1
		(-)	-63,4	-402,9	-11,0	-8,6	-66,8
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	64,5	70,5	2,6	8,7	45,1
		(-)	-65,7	-445,9	-11,6	-8,3	-71,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	67,0	185,2	0,1	9,0	32,0
		(-)	-62,7	-546,8	-14,4	-9,1	-80,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	73,3	9,8	1,3	9,8	38,8
		(-)	-69,9	-420,1	-10,8	-9,2	-74,0
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	66,8	91,9	-2,0	8,9	20,2
		(-)	-64,3	-410,1	-10,6	-8,8	-64,8
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	68,3	60,1	-2,5	8,7	16,8
		(-)	-61,7	-376,6	-10,3	-8,5	-58,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	70,4	79,8	2,6	8,9	43,0
		(-)	-72,4	-462,1	-11,5	-9,0	-70,4
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	71,5	-68,3	0,0	9,7	33,1
		(-)	-72,6	-555,8	-14,0	-10,0	-87,2

Tabla B.2-10: Cortes máximos en dirección transversal para la ext. del sitio 3 (pilote)- Parte 2.

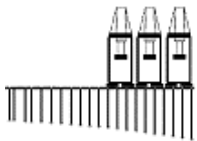
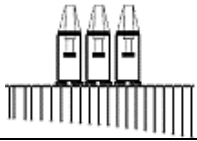
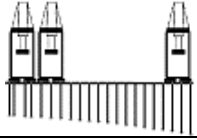
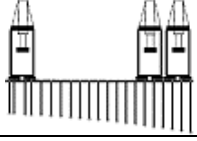
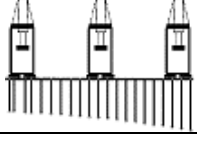
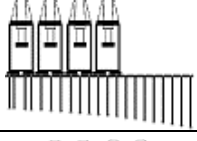
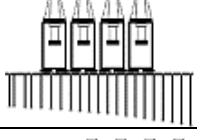
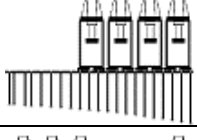
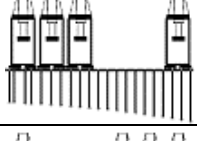

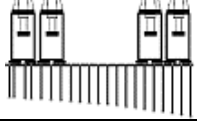
Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	71,0	110,5	2,4	9,7	41,5
		(-)	-75,6	-509,2	-10,6	-9,6	-65,5
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	73,9	11,0	1,3	10,1	42,0
		(-)	-73,5	-583,1	-14,8	-10,4	-95,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	70,0	180,1	0,0	9,7	29,6
		(-)	-67,8	-509,9	-13,7	-9,1	-80,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	72,5	98,5	-1,6	9,9	25,6
		(-)	-69,0	-395,8	-11,4	-8,6	-65,7
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	70,1	90,4	-2,0	10,1	22,2
		(-)	-65,7	-394,8	-10,3	-8,6	-64,3
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	74,5	-41,8	0,7	10,2	38,6
		(-)	-76,9	-560,1	-15,0	-10,0	-93,0
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	82,8	21,6	1,6	10,6	44,7
		(-)	-74,6	-573,3	-16,2	-10,6	-98,1
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	85,4	-18,9	0,3	11,7	32,8
		(-)	-83,9	-414,7	-10,2	-10,6	-65,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	73,3	196,8	0,6	10,5	36,0
		(-)	-77,2	-528,9	-14,6	-10,2	-89,5
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	71,8	133,0	-0,6	9,9	33,9
		(-)	-69,6	-450,3	-12,4	-9,4	-73,4
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	73,5	197,7	0,6	9,8	36,6
		(-)	-72,0	-544,4	-13,9	-9,8	-88,0

Tabla B.2-11: Cargas axiales máximas en viga transversal de la ext. del sitio 3- Parte 1.

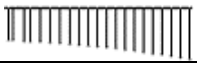
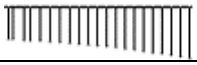
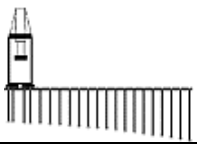
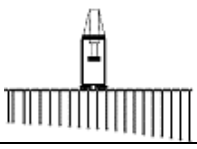
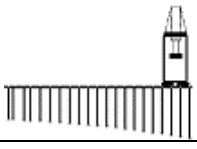
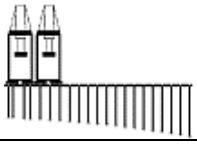
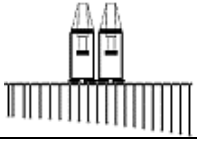
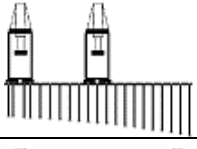
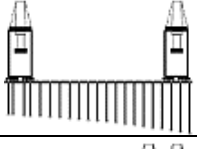
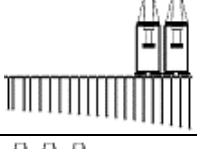
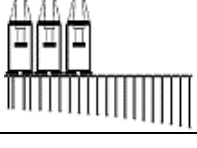
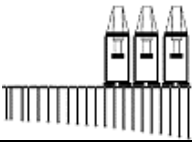
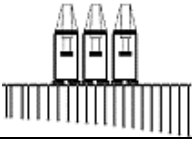
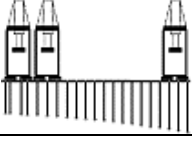
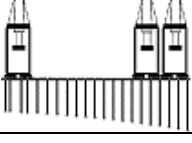

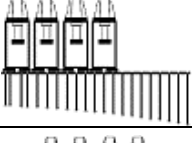
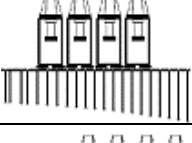


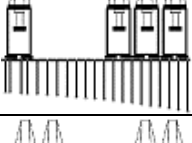

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead		(+)	29,9	170,8	3,3	3,6	30,1
		(-)	-40,5	-420,6	-12,8	-5,4	-72,2
Dead + 0.5*Live		(+)	-0,2	231,8	30,0	-1,3	167,3
		(-)	-45,9	-504,7	-13,1	-5,8	-74,9
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	-6,7	231,3	3,7	2,6	164,0
		(-)	-51,8	-478,8	-13,4	-6,9	-75,9
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	-2,4	282,6	44,0	1,1	178,7
		(-)	-44,2	-500,4	-12,6	-5,9	-78,0
Dead + 0.5*Live + 1Grúa		(+)	-2,5	281,7	41,0	1,2	178,9
		(-)	-34,5	-504,8	-13,5	-4,6	-75,9
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	-0,1	225,6	3,5	-0,2	149,6
		(-)	-56,6	-520,1	-13,1	-6,8	-76,7
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	-2,5	234,2	28,8	4,0	190,2
		(-)	-45,6	-510,4	-13,0	-5,6	-75,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	-0,7	324,1	54,3	1,2	178,2
		(-)	-57,0	-488,8	-13,4	-7,0	-75,3
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	-6,5	242,8	4,0	2,4	169,0
		(-)	-54,2	-522,0	-14,1	-6,6	-83,8
Dead + 0.5*Live + 2Grúa		(+)	-6,8	237,6	4,0	2,5	171,1
		(-)	-39,0	-546,4	-13,6	-4,2	-82,0
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	-0,2	217,9	11,0	-0,3	145,0
		(-)	-60,0	-480,9	-12,7	-7,3	-79,0

Tabla B.2-12: Cargas axiales máximas en viga transversal de la ext. del sitio 3- Parte 2.

Masa Sísmica	Posición Grúas	Sentido del sismo	M _{tra} [tonf*m]	P [tonf]	V _{lon} [tonf]	V _{tra} [tonf]	M _{lon} [tonf*m]
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	37,5	201,4	4,1	4,4	36,9
		(-)	-42,1	-525,2	-14,0	-4,7	-85,8
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	33,9	210,5	3,8	4,3	34,5
		(-)	-51,4	-532,3	-12,7	-6,4	-79,9
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	40,9	216,6	4,0	5,2	39,4
		(-)	-61,7	-544,1	-14,0	-7,4	-80,6
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	35,7	246,2	4,2	4,8	42,9
		(-)	-55,2	-552,7	-14,6	-6,8	-82,1
Dead + 0.5*Live + 3Grúa		(+)	39,7	232,8	4,0	5,1	38,5
		(-)	-57,6	-555,5	-13,6	-7,2	-86,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	40,0	211,3	3,8	4,8	34,9
		(-)	-59,0	-534,9	-12,9	-7,2	-82,9
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	35,5	222,0	3,9	4,5	38,8
		(-)	-52,6	-555,5	-13,4	-6,7	-83,2
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	-0,5	264,3	34,0	3,6	159,1
		(-)	-38,1	-563,0	-15,0	-4,9	-87,5
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	-0,8	230,8	-11,7	-2,0	182,3
		(-)	-61,4	-555,4	-13,6	-7,5	-82,7
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	-0,4	335,4	-4,5	-0,2	212,4
		(-)	-56,9	-572,6	-14,1	-7,2	-86,6
Dead + 0.5*Live + 4Grúa		(+)	42,2	243,1	4,3	5,2	40,8
		(-)	-60,6	-568,5	-14,4	-7,4	-87,0

ANEXO C: PREDISEÑO DE CONEXIONES

C- PREDISEÑO DE CONEXIONES

C.1 Rutina del modelo bidimensional de conexión con pilote vertical en MATLAB

```

%////////MODELO DE CONEXIÓN EN FLEXIÓN - PILOTE VERTICAL////////
%////////PROPIEDADES DE LOS MATERIALES////////

%Propiedades del Material: Acero
Es=210000; %[MPa]
Esh=Es/20; %[MPa]
fy=290; %[MPa]
fsu=600; %[MPa]
epsilony=fy/Es; %[\]
epsilonhsh=0.005; %[\]
epsilonhsu=0.1; %[\]
epsilonhsf=0.3; %[\]

%Propiedades del Material: Hormigón Confinado
fcprim=30; %[MPa]
fle=2.344; %[MPa]
k1=6.7*(fle)^-0.17; %[\]
K=k1*fle/(fcprim); %[\]
epsilon01=0.002; %[\]
epsilon01=epsilon01*(1+5*K); %[\]
epsilon20=0.1; %[\]
fcr=0.62*(fcprim)^0.5; %[MPa]
Ec=4700*(fcprim)^0.5; %[MPa]
epsiloncut=fcr/Ec; %[\]
fcc=53; %[MPa] --> Resistencia máxima a la compresión del hormigón confinado

%%
%////////DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES////////

%Dimensionamiento de la sección O de tapón de hormigón confinado:
ycircu=0.5:1:438; %[mm]
R=438; %[mm]
xcircu=(R^2-(ycircu).^2).^0.5;
deltay=1; %Discretización en elementos de 1 [mm]
AcircuT=[fliplr(2*(xcircu).*deltay),2*(xcircu).*deltay]; %[mm^2]

%Numero de segmentos:
espac=length(AcircuT);

%%
%////////DISEÑO DE BARRAS DE ANCLAJE////////

%PROPIEDADES BARRAS

Dbar=52; %[mm] Diametro de cada barra
Abar=(Dbar^2)*pi/4; %[mm^2] Area de 1 barra
esbar=40; %[mm] Separación de las barras al pilote
Rbar=R-esbar; %[mm] Distancia desde el centro del pilote al centro de la barra

```

```
%%
%//////////CARGA AXIAL//////////

%Ingresar solicitaciones:
Mtra=230.4; %[tonf*m]
P=168; %[tonf]

%%
%//////////VARIABLES AUXILIARES//////////

c=R; %[mm] Centroides para primera iteración
FconcreteC=0;
FconcreteT=0;
Mconcrete=0;
Mpilote=0;

%%
%//////////DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN MÁXIMA ACEPTADA//////////

epsiloncmax=epsilon1;

%%
%//////////RUTINA//////////

SumaFuerzas=10000000000;

while abs(SumaFuerzas)>1000

FconcreteC=0;
FconcreteT=0;
FpiloteT=0;
FpiloteC=0;
Mconcrete=0;
Mpilote=0;
Macero=0;

%Definiendo la curvatura
phi=epsiloncmax/c; %[mm^-1]

%%
% DEFORMACIONES, TENSIONES Y FUERZAS EN EL HORMIGÓN CONFINADO

%Deformaciones en el Hormigón confiando para cada segmento

for i=1:espac
epsilonc(i)=phi*(c-(i)*deltay+0.5);
end
```

```
%Modelo de Saatcioglu y Razvi para las tensiones del hormigón confinado
```

```
for i=1:espac
    if (epsilon_c(i)>0) & (epsilon_c(i)<=epsilon_1)
        fc(i)=fcc*(2*epsilon_c(i)/epsilon_1-(epsilon_c(i)/epsilon_1)^2)^(1/(1+2*K));
    else
        if (epsilon_c(i)>epsilon_1) & (epsilon_c(i)<epsilon_2)
            fc(i)=fcc*(0.8*epsilon_c(i)+0.2*epsilon_1-epsilon_2)/(epsilon_1-epsilon_2);
        else
            if (epsilon_c(i)<0) & (abs(epsilon_c(i))<=epsilon_cut)
                fc(i)=E_c*epsilon_c(i);
            else
                fc(i)=0;
            end
        end
    end
end
```

```
%Fuerzas en el Hormigón para cada segmento de área
```

```
for i=1:espac

    if epsilon_c(i)>0
        FconcreteC=FconcreteC+fc(i)*AcircuT(i);
    else
        FconcreteT=FconcreteT+fc(i)*AcircuT(i);
    end
end
```

```
fcmax=max(fc);
```

```
%%
```

```
% DEFORMACIONES, TENSIONES Y FUERZAS EN LAS BARRAS DE ACERO
```

```
%Deformaciones en barras
```

```
%CASO 1: 8 BARRAS
```

```
nbarras1=8;
```

```
alfa1=360/nbarras1; %[°]
```

```
for i=0:(nbarras1-1)
```

```
yl(i+1)=[Rbar*cos(alfa1*i*pi/180)]; %[mm]
```

```
eps1(i+1)=phi*(yl(i+1)-(R-c));
```

```
end
```

```
vu1=[1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 1 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 1 1 0 0 0 0 0 0
0 0 0 1];
```



```

ybac=yv1;
epsilonac=epsv1;
nubar=8;
else
    if nbar==2
        ybac=yv2;
        epsilonac=epsv2;
        nubar=10;
    else
        if nbar==3
            ybac=yv3;
            epsilonac=epsv3;
            nubar=12;
        else
            if nbar==4
                ybac=yv4;
                epsilonac=epsv4;
                nubar=14;
            end
        end
    end
end
end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%Tensiones en barras

%Modelo de Mander para las tensiones de las barras de Acero
for i=1:length(epsilonac)

    if (epsilonac(i)>=0)
        fs(i)=0;
    else
        if (abs(epsilonac(i))<epsilony)
            fs(i)=abs(epsilonac(i))*Es;
        else
            if (abs(epsilonac(i))<epsilonsu)
                fs(i)=fy;
            else
                if (abs(epsilonac(i))<epsilonsf)
                    p=Esh*(epsilonsu-epsilonsh)/(fsu-fy);
                    fs(i)=fsu+(fy-fsu)*abs((epsilonsu-abs(epsilonac(i))))/
                        (epsilonsu-epsilonsh)^p;
                else
                    fs(i)=0;
                end
            end
        end
    end
end
end
end

```

```

%Fuerzas en el Acero para cada barra
veFac=fs*Abar; %[N]
FaceroT=sum(veFac); %[N]

%%
%SUMATORIA DE FUERZAS TOTALES- COMPRESIÓN Y TRACCIÓN (Hormigón y barras)

FCT=FconcreteC; %[N]
FTT=abs(FconcreteT)+abs(FaceroT); %[N]

%%
%CRITERIO DE CONVERGENCIA

SumaFuerzas=FCT-FTT-P*9800;
    if SumaFuerzas>1000 %[N]
        c=c-0.01;

    else if SumaFuerzas<-1000 %[N]
        c=c+0.01;
    else
        SumaFuerzas=0;
    end
end
if c>1200
    break;
end
if c<0
    break;
end

%% CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE

% Momento aportado por el Hormigón:
for i=1:espac
    Mconcrete=Mconcrete+(abs(fc(i))*AcircuT(i))*abs((c-(i)*deltay+0.25)*10^-3);
end

% Momento aportado por las barras de Acero:
for i=1:length(epsilonac)
    Macero=Macero+(abs(fs(i))*Abar)*(abs(ybac(i))); %[N*m]
end

% Disminución de momento debido al efecto de la carga axial:
xp=abs(c-R)*10^-3; %[m]
Mcax=P*9800*xp; %[N*m]

Madmcon=(sum(Mconcrete)+sum(Macero)-Mcax)*10^-3*(1/9.8)*0.9; %[tonf*m]

FU=Mtra/Madmcon;
end % end del while

```



```
%%
%TABLA DE RESULTADOS

T = table;
    Variables = {'c', 'Factor de utilización', 'Momento último', 'Carga axial
última', 'epsiloncmax', 'fcmax', 'Diametro barras', 'Número de barras', 'Capacidad a
flexión Admisible'};
Resultados= [c,FU,Mtra,P,epsiloncmax,fcmax, Dbar, nubar, Madmcon];
Unidades= {'[mm]', '[/]', '[tonf*m]', '[tonf]', '[/]', '[MPa]', '[mm]', '[n°]', '[tonf*m]'};

T.Variables = Variables';
T.Resultados = Resultados';
T.Unidades = Unidades';
T
```

C.2 Iteraciones del modelo bidimensional de conexión con pilote vertical en MATLAB

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T=

Variables	Resultados	Unidades
'c'	238.23	' [mm] '
'Factor de utilización'	1.4639	' [/] '
'Momento último'	230.4	' [tonf*m] '
'Carga axial última'	168	' [tonf] '
'epsiloncmax'	0.0065292	' [/] '
'fcmax'	53	' [MPa] '
'Diametro barras'	42	' [mm] '
'Número de barras'	12	' [n°] '
'Capacidad a flexión Admisible'	157.39	' [tonf*m] '

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T=

Variables	Resultados	Unidades
'c'	246.83	' [mm] '
'Factor de utilización'	1.3445	' [/] '
'Momento último'	230.4	' [tonf*m] '
'Carga axial última'	168	' [tonf] '
'epsiloncmax'	0.0065292	' [/] '
'fcmax'	53	' [MPa] '
'Diametro barras'	44	' [mm] '
'Número de barras'	12	' [n°] '
'Capacidad a flexión Admisible'	171.36	' [tonf*m] '

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T=

Variables	Resultados	Unidades
'c'	256.19	' [mm] '
'Factor de utilización'	1.2403	' [/] '
'Momento último'	230.4	' [tonf*m] '
'Carga axial última'	168	' [tonf] '
'epsiloncmax'	0.0065292	' [/] '
'fcmax'	53	' [MPa] '
'Diametro barras'	46	' [mm] '
'Número de barras'	12	' [n°] '
'Capacidad a flexión Admisible'	185.76	' [tonf*m] '

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T =

Variables	Resultados	Unidades
'c'	265.78	'[mm]'
'Factor de utilización'	1.1501	'[/]'
'Momento último'	230.4	'[tonf*m]'
'Carga axial última'	168	'[tonf]'
'epsiloncmax'	0.0065292	'[/]'
'fcmax'	53	'[MPa]'
'Diametro barras'	48	'[mm]'
'Número de barras'	12	'[nº]'
'Capacidad a flexión Admisible'	200.32	'[tonf*m]'

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T =

Variables	Resultados	Unidades
'c'	275.53	'[mm]'
'Factor de utilización'	1.0717	'[/]'
'Momento último'	230.4	'[tonf*m]'
'Carga axial última'	168	'[tonf]'
'epsiloncmax'	0.0065292	'[/]'
'fcmax'	53	'[MPa]'
'Diametro barras'	50	'[mm]'
'Número de barras'	12	'[nº]'
'Capacidad a flexión Admisible'	214.98	'[tonf*m]'

>>ModeloConexionFINALCPVFIcon

T =

Variables	Resultados	Unidades
'c'	285.4	'[mm]'
'Factor de utilización'	1.003	'[/]'
'Momento último'	230.4	'[tonf*m]'
'Carga axial última'	168	'[tonf]'
'epsiloncmax'	0.0065292	'[/]'
'fcmax'	53	'[MPa]'
'Diametro barras'	52	'[mm]'
'Número de barras'	12	'[nº]'
'Capacidad a flexión Admisible'	229.71	'[tonf*m]'

C.3 Iteraciones para el prediseño de la conexión con pilote inclinado

Iteración 1 $P_{max} := 403.9 \text{ tonnef}$ (tracción última máxima)

$$f_y := 345 \text{ MPa} \quad \phi := 0.9$$

$n_b := 6$ (número de barras)

$$d_b := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{max}}{f_y \cdot \pi \cdot n_b \cdot \phi}} = 52.029 \text{ mm} \quad d_b := 52 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de barras})$$

$$F_t := \frac{d_b^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_y \cdot n_b = 448.277 \text{ tonnef} \quad (\text{capacidad a tracción total})$$

$$ver_1 := (\text{if}(\phi \cdot F_t \geq P_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar diámetro"})) \quad ver_1 = \text{"Cambiar diámetro"}$$

Iteración 2 $P_{max} := 403.9 \text{ tonnef}$ (tracción última máxima)

$$f_y := 345 \text{ MPa} \quad \phi := 0.9$$

$n_b := 8$ (número de barras)

$$d_b := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{max}}{f_y \cdot \pi \cdot n_b \cdot \phi}} = 45.058 \text{ mm} \quad d_b := 45 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de barras})$$

$$F_t := \frac{d_b^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_y \cdot n_b = 447.614 \text{ tonnef} \quad (\text{capacidad a tracción total})$$

$$ver_2 := (\text{if}(\phi \cdot F_t \geq P_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar diámetro"})) \quad ver_2 = \text{"Cambiar diámetro"}$$

Iteración 3 $P_{max} := 403.9 \text{ tonnef}$ (tracción última máxima)

$$f_y := 345 \text{ MPa} \quad \phi := 0.9$$

$n_b := 10$ (número de barras)

$$d_b := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{max}}{f_y \cdot \pi \cdot n_b \cdot \phi}} = 40.302 \text{ mm} \quad d_b := 42 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de barras})$$

$$F_t := \frac{d_b^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_y \cdot n_b = 487.402 \text{ tonnef} \quad (\text{capacidad a tracción total})$$

$$ver_3 := (\text{if}(\phi \cdot F_t \geq P_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar diámetro"})) \quad ver_3 = \text{"Ok"}$$

--> Se elige esta última configuración para las barras de anclaje. Notar que no se consideró el aporte del tapón de hormigón a la tracción.

ANEXO D: DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL

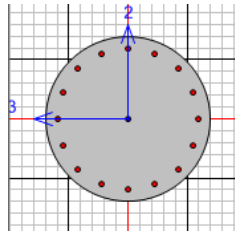
D- DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CONEXIÓN CON PILOTE VERTICAL

D.1 Diseño y verificaciones de conexión- Elementos de hormigón

D.1.1 Cálculo del refuerzo longitudinal requerido en el tapón de hormigón

Para determinar el refuerzo longitudinal requerido, se calcula la cuantía mínima requerida en el tapón de hormigón según el código ACI 318-14 (capítulo 10, columnas). Luego se verifica en el software SAP2000, a partir de los diagramas de interacción de la sección, que con la cuantía mínima se cumple la resistencia requerida.

$$d_{barraslon} := 22 \text{ mm}$$



(diámetro de las barras longitudinales)

$$n_{barraslon} := 16$$

(número de barras longitudinales)

$$r_{camisas} := 30 \text{ mm}$$

(radio de las camisas de acero en el interior del tapón para el paso de las barras de anclaje)

$$n_{camisas} := 12$$

(número de camisas de acero)

$$D_{th} := 0.876 \text{ m}$$

(diámetro del tapón de hormigón)

$$r_{th} := \frac{D_{th}}{2} = 0.438 \text{ m}$$

(radio del tapón de hormigón)

$$A_{stapon} := \frac{d_{barraslon}^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_{barraslon} = 0.006 \text{ m}^2$$

(área de barras longitudinales)

$$A_{gtapon} := r_{th}^2 \cdot \pi - n_{camisas} \cdot r_{camisas}^2 \cdot \pi = 0.569 \text{ m}^2$$

(área bruta de la sección de hormigón, descontando el volumen que ocupan las camisas de acero)

$$\rho_{tapon} := \frac{A_{stapon}}{A_{gtapon}} = 0.011$$

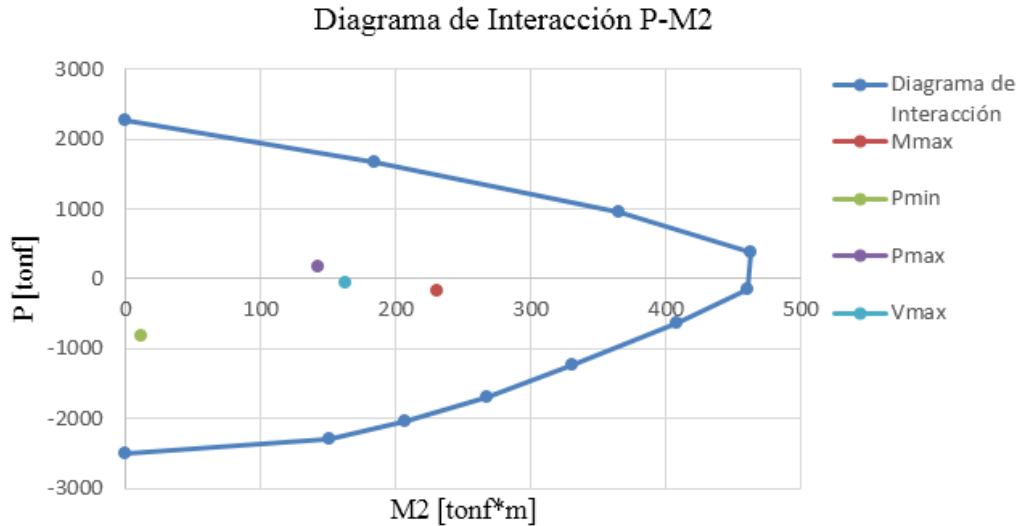
(cuantía de la sección)

$$ver_1 := \text{if}(0.01 \cdot A_{gtapon} \leq A_{stapon} \leq 0.08 \cdot A_{gtapon}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar diseño"}) = \text{"Ok"}$$

(Sección 10.6, ACI 318-14)

-> Se diseña la sección con 16 barras de 22mm de diámetro para cumplir con la cuantía mínima.

Mediante el software SAP2000 se genera el diagrama de interacción de la sección y se grafica en conjunto con los esfuerzos últimos P y M2. Los resultados son los siguientes:



De acuerdo a los resultados mostrados en la figura anterior, los esfuerzos últimos máximos se encuentran en el interior del diagrama de interacción. De esta forma, se verifica que con la cuantía mínima la sección resiste los esfuerzos últimos P (carga axial) y M2 (flexión). Los esfuerzos últimos verificados corresponden a los obtenidos en el análisis del muelle sitio 3 (ver tabla 4.20, capítulo 4) los cuales se resumen a continuación:

$M_2 := 230.4 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -168 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Mmax - señalado con un punto rojo en el diagrama)

$M_2 := 12 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -825.9 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Pmin - señalado con un punto verde en el diagrama)

$M_2 := 141.9 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := 180.8 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Pmax - señalado con un punto morado en el diagrama)

$M_2 := 162.3 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -56.5 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Vmax - señalado con un punto celeste en el diagrama)

D.1.2 Análisis de falla por corte en el tapón de hormigón y cálculo del refuerzo transversal requerido

$D_{pílole} := 0.914 \text{ m}$	(diámetro del pilote sin considerar corrosión)
$t_{pílole} := 19 \text{ mm}$	(espesor del pilote sin considerar corrosión)
$t_{corrosión} := 2 \text{ mm}$	(pérdida asumida de espesor debido a la corrosión)
$D_{pílole} := D_{pílole}' - 2 \cdot t_{corrosión} = 0.91 \text{ m}$	(diámetro del pilote considerando corrosión)
$t_{pílole} := t_{pílole}' - t_{corrosión} = 17 \text{ mm}$	(espesor del pilote considerando corrosión)
$A_g := \pi \cdot r_{th}^2 = 0.603 \text{ m}^2$	(área transversal del tapón de hormigón)
$A_e := 0.8 \cdot A_g = 747.3 \text{ in}^2$	(área transversal efectiva del tapón de hormigón)
$k := 0.5 \text{ psi}$	(factor de curva de ductilidad, se asumió el mínimo de forma conservadora)
$f'_c := 30 \text{ MPa}$	(resistencia a la compresión del hormigón H35)
$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 39 \text{ MPa}$	(resistencia efectiva a la compresión del hormigón H35)
$V_0 := 25 \text{ tonnef} = 245.2 \text{ kN}$	(esfuerzo último máximo de corte en la conexión)
$d_{sp} := 15.9 \text{ mm}$	(diámetro estándar del refuerzo transversal - Sección 25.7.3.2, ACI 318-14)
$A_{sp} := \frac{d_{sp}^2}{4} \cdot \pi = 198.6 \text{ mm}^2$	(área refuerzo transversal)
$f_{yh} := 420 \text{ MPa}$	(tensión de fluencia armadura transversal)
$c := 30 \text{ cm}$	(largo de compresión medido hasta el eje neutro - se asumió este valor de forma conservadora)
$c_0 := 10 \text{ cm}$	(distancia desde el pilote hasta el refuerzo transversal)
$s := 10 \text{ cm}$	(espaciamiento del refuerzo transversal en espiral - Sección 25.7.3.1, ACI 318-14)
$\theta := 35^\circ$	(ángulo crítico de fisuración para el diseño de estructuras nuevas - Sección 6.9.3.2.1, ASCE 61-14)

$$V_c := \frac{k \cdot \sqrt{f'_c \cdot \psi^{-1}} \cdot \frac{A_e}{in^2}}{1000} \cdot \psi^{-1} \cdot kip = 109.6 \text{ kN} \quad (\text{resistencia al corte del hormigón (2-5)})$$

$$V_s := \frac{\pi \cdot A_{sp} \cdot f_{yh} \cdot (D_{pilote} - c - c_0) \cdot \cot(\theta)}{2 \cdot s} = 954.1 \text{ kN} \quad (\text{resistencia al corte de la armadura transversal en espiral (2-7)})$$

$$V_n := V_c + V_s = 1063.7 \text{ kN} \quad (\text{resistencia nominal al corte del tapón de hormigón (2-4)})$$

$$ver_2 := \text{if}(0.75 \cdot V_n > V_0, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con el refuerzo transversal en espiral especificado para el tapón de hormigón, no existe falla por corte.

$$K_e := 0.95 \quad (\text{coeficiente de confinamiento efectivo})$$

$$D' := D_{pilote} - 2 \cdot t_{pilote} - 2 \cdot c_0 = 0.676 \text{ m} \quad (\text{diámetro del tapón de hormigón confinado})$$

$$\rho_s := \frac{4 \cdot A_{sp}}{D' \cdot s} = 0.012 \quad (\text{relación efectiva de volumen del refuerzo transversal})$$

$$f_{le}' := \frac{K_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh}}{2} = 2.344 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de confinamiento lateral efectiva})$$

$$k_1 := 6.7 \cdot \left(\frac{f_{le}'}{\text{MPa}} \right)^{-0.17} = 5.797$$

$$K := \frac{k_1 \cdot f_{le}'}{f'_c} = 0.453 \quad (\text{relación de aumento de capacidad axial})$$

$$f_{cc}' := f'_{ce} \cdot \left(-1.25 + 2.25 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{7.94 \cdot f_{le}'}{f'_{ce}} \right) - \frac{2 \cdot f_{le}'}{f'_{ce}}} \right) = 53 \text{ MPa} \quad (\text{resistencia a la compresión del hormigón confinado (2-1)})$$

-> Al dotar al tapón de hormigón con el refuerzo transversal en espiral especificado, se obtiene una resistencia a la compresión del tapón de hormigón de 53MPa. El refuerzo transversal se debe desarrollar con 1,5 vueltas del espiral en la viga.

D.1.3 Análisis de falla por corte en el nudo

$$P_{colmax} := 825.9 \text{ tonnef} \quad (\text{esfuerzo axial máximo en el pilote vertical})$$

$$P_{bmax} := 478.2 \text{ tonnef} \quad (\text{esfuerzo axial máximo en la viga transversal})$$

$$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 39 \text{ MPa} \quad (\text{resistencia efectiva a la compresión del hormigón H35})$$

$$h_b := 1.6 \text{ m} \quad (\text{altura de la viga transversal})$$

$$b_b := 1.2 \text{ m} \quad (\text{ancho de la viga transversal})$$

$$D_{pilote} = 0.91 \text{ m} \quad (\text{diámetro del pilote considerando corrosión})$$

$$b_{je} := 1.414 \cdot D_{pilote} = 1.287 \text{ m} \quad (\text{ancho efectivo resistente al corte})$$

$$M_p := 230.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{momento plástico})$$

$$M_o := 1.25 \cdot M_p = 288 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{momento de sobre-resistencia})$$

$$f_v := \frac{P_{colmax}}{b_{je} \cdot (D_{pilote} + h_b)} = 2.508 \text{ MPa} \quad (\text{tensión vertical (2-8)})$$

$$f_h := \frac{P_{bmax}}{b_b \cdot h_b} = 2.442 \text{ MPa} \quad (\text{tensión horizontal (2-9)})$$

$$v_j := \frac{M_o}{D_{pilote} \cdot h_b \cdot b_{je}} = 1.508 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte en el nudo (2-12)})$$

$$p_t := \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} = 0.14 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad (\text{tensión principal de tracción (2-10)})$$

$$p_c := \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} = 0.578 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad (\text{tensión principal de compresión (2-11)})$$

$$rel_1 := \frac{12 \cdot \sqrt{\left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 0.903 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{l\u00edmite para la tensi\u00f3n principal de tracci\u00f3n (2-13)})$$

$$rel_2 := \frac{0.25 \cdot \left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 1.414 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{l\u00edmite para la tensi\u00f3n principal de compresi\u00f3n (2-14)})$$

$$rel_3 := \frac{3.5 \cdot \sqrt{\left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 0.263 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{l\u00edmite para la tensi\u00f3n principal de compresi\u00f3n (2-15)})$$

$$ver_3 := \text{if} \left((p_t \leq rel_1), \text{“Ok”}, \text{“No”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$ver_4 := \text{if} \left((p_c \leq rel_2), \text{“Ok”}, \text{“No”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$ver_5 := \text{if} \left((p_t \leq rel_3), \text{“Ok”}, \text{“No”} \right) = \text{“Ok”}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para la conexi\u00f3n, no existe falla por corte en la zona del nudo.

D.1.4 An\u00e1lisis de falla por aplastamiento del tablero de hormig\u00f3n en contacto con el anillo de acero superior

$$\sigma_{tablero1} := 16.507 \text{ MPa} \quad (\text{tensi\u00f3n de compresi\u00f3n en el tablero para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{tablero2} := 13.477 \text{ MPa} \quad (\text{tensi\u00f3n de compresi\u00f3n en el tablero para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{tablero3} := 7.7527 \text{ MPa} \quad (\text{tensi\u00f3n de compresi\u00f3n en el tablero para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{tablero4} := 14.368 \text{ MPa} \quad (\text{tensi\u00f3n de compresi\u00f3n en el tablero para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_{tablero} := \max(\sigma_{tablero1}, \sigma_{tablero2}, \sigma_{tablero3}, \sigma_{tablero4}) = 16.507 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.65$$

$$\sigma_{max} := \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c) = 16.6 \text{ MPa} \quad (\text{m\u00e1xima tensi\u00f3n de compresi\u00f3n aceptada en la zona superior del tablero de hormig\u00f3n})$$

$$ver_6 := \text{if} \left(\sigma_{tablero} \leq \sigma_{max} < f'_c, \text{“Ok”}, \text{“No”} \right) = \text{“Ok”}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero superior, no existe falla por aplastamiento en la zona superior del tablero de hormig\u00f3n. Las tensiones de compresi\u00f3n obtenidas corresponden a las principales m\u00ednimas.

D.1.5 Análisis de falla por aplastamiento del tapón de hormigón en contacto con las llaves de corte
 En este punto se detalla el diseño de las llaves de corte soldadas en el interior del pilote para la transferencia de la carga axial desde el tapón de hormigón al pilote de acero (ver punto 3.3.3, capítulo 3).

Mediante el análisis del modelo de conexión con pilote vertical generado en ANSYS, se obtiene la máxima tensión de corte " $\sigma_{cortemax}$ " en el tapón de hormigón (específicamente en la zona de contacto con el pilote). La tensión obtenida se integra en toda la superficie radial del tapón de hormigón, y se obtiene el esfuerzo de corte total " $V_{totaltapón}$ ". Finalmente a partir de $V_{totaltapón}$ se diseñan las llaves de corte, verificando que se cumpla condición (3-1) propuesta en el capítulo 3.

$$\sigma_{cortemax1} := 7.2 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{cortemax2} := 6.233 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{cortemax3} := 6.7091 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{cortemax4} := 5.7041 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_{cortemax} := \max(\sigma_{cortemax1}, \sigma_{cortemax2}, \sigma_{cortemax3}, \sigma_{cortemax4}) = 7.2 \text{ MPa}$$

$$A_c := (2 \cdot \pi \cdot r_{th}) \cdot 2 D_{pilote} = 5.009 \text{ m}^2 \quad (\text{superficie radial del tapón de hormigón})$$

$$V_{totaltapón} := A_c \cdot \sigma_{cortemax} = 36063 \text{ kN} \quad (\text{esfuerzo de corte total en la zona radial del tapón de hormigón})$$

$$h_{llave} := 2.5 \text{ cm} \quad (\text{ancho de la llave de corte})$$

$$s_{llave} := 15 \text{ cm} \quad (\text{espaciamiento de las llaves de corte})$$

$$A_{llave} := \pi \cdot r_{th}^2 - \pi \cdot (r_{th} - h_{llave})^2 = 66837 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la cara superior de la llave de corte})$$

$$n_{llaves} := \text{round}\left(\left(\frac{2 \cdot D_{pilote}}{s_{llave}}\right), 0\right) = 12 \quad (\text{número de llaves de corte})$$

$$V_{totaltapón} := \frac{V_{totaltapón}}{n_{llaves}} = 3005 \text{ kN} \quad (\text{corte total por llave de corte})$$

$$\sigma_{hormigon} := \frac{V_{totaltapón}}{A_{llave}} = 44.963 \text{ MPa} \quad (\text{compresión transmitida al tapón de hormigón en la zona de contacto con la llave de corte})$$

$$ver_7 := \text{if}(\sigma_{hormigon} \leq (0.85 \cdot f_{cc}), \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que para un ancho de las llaves de corte igual a 2,5cm y un espaciamiento igual a 15cm, no se produce una falla por aplastamiento del tapón de hormigón en las zonas de compresión con las llaves de corte.

D.2 Diseño y verificaciones de conexión - Elementos de acero

D.2.1 Análisis de falla por arranque de bloque en el pilote debido a la tracción de la barra de anclaje

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$F_y := 290 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia del acero A572Gr42})$$

$$F_u := 415 \text{ MPa} \quad (\text{tensión última del acero A572Gr42})$$

$$D_{bar} := 48 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje})$$

$$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1809.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la barra de anclaje})$$

$$T_{max1} := F_u \cdot A_{bar} = 750.97 \text{ kN} \quad (\text{tracción máxima posible de la barra de anclaje})$$

$$l := D_{pilote} = 0.91 \text{ m} \quad (\text{largo neto en corte medido desde la cabeza del pilote hasta el anillo de acero inferior})$$

$$t_{pilote} = 17 \text{ mm} \quad (\text{espesor del pilote})$$

$$w := 8 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$A_{nv1} := 2 \cdot l \cdot t_{pilote} = 30940 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en corte})$$

$$A_{nt1} := t_{pilote} \cdot w = 1360 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en tracción})$$

$$A_{gv1} := A_{nv1} \quad (\text{área gruesa en tracción - no existen perforaciones})$$

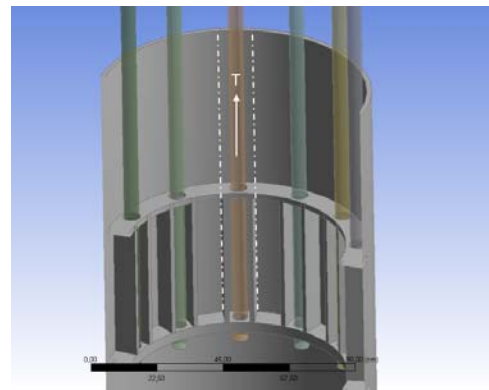
$$U_{bs} := 1 \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$R_{n1} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv1} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt1} = 8268.46 \text{ kN}$$

$$R_{nmax1} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv1} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt1} = 5947.96 \text{ kN}$$

$$ver_8 := \text{if}(0.75 \cdot R_{nmax1} > T_{max1}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el pilote de acero, no existe falla por arranque de bloque debido a la tracción de la barra de anclaje.



D.2.2 Análisis de falla por arranque de bloque en el anillo de acero inferior debido a la tracción de la barra de anclaje transmitido por la tuerca soldada

$$F_y = 290 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia del acero especificado})$$

$$F_u = 415 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de última del acero especificado})$$

$$D_{bar} = 48 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje})$$

$$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1809.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la barra de anclaje})$$

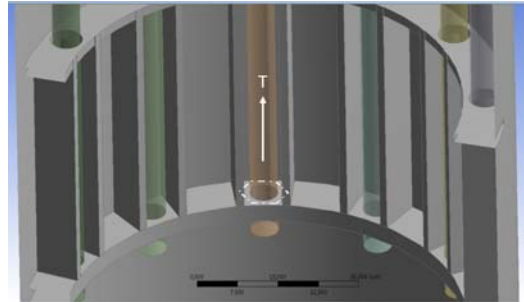
$$T_{max2} := F_u \cdot A_{bar} = 751 \text{ kN} \quad (\text{tracción máxima posible de la barra de anclaje})$$

$$a_{anillo} := 3.6 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en corte que corresponde al espesor del anillo de acero inferior})$$

$$e_{caratuerca} := 4 \text{ cm} \quad (\text{largo aprox. de una cara de la tuerca hexagonal. En la sección D7 del anexo se entrega el detalle de la tuerca})$$

$$w := 0 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$e_s := 6 \cdot e_{caratuerca} \quad (\text{largo total en corte del anillo - corresponde al perímetro transversal de la tuerca})$$



$$A_{nv2} := a_{anillo} \cdot e_s = 8640 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en corte})$$

$$A_{nt2} := e_s \cdot w = 0 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en tracción})$$

$$A_{gv2} := A_{nv2} \quad (\text{área gruesa en tracción})$$

$$U_{bs} := 1 \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$R_{n2} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv2} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt2} = 2151.4 \text{ kN}$$

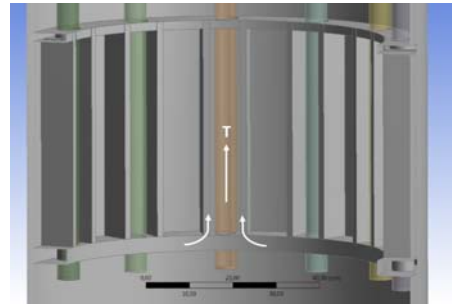
$$R_{nmax2} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv2} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt2} = 1503.4 \text{ kN}$$

$$ver_9 := \text{if}(0.75 \cdot R_{nmax2} > T_{max2}, \text{“Ok”}, \text{“No”}) = \text{“Ok”}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero inferior, no existe falla por arranque de bloque en el propio elemento debido a la tracción de la barra de anclaje.

D.2.3 Análisis de falla por flexión en el anillo de acero inferior debido a la tracción de la barra de anclaje transmitido por la tuerca soldada

$F_y = 290 \text{ MPa}$	(tensión de fluencia del acero especificado)
$D_{bar} = 48 \text{ mm}$	(diámetro de la barra de anclaje)
$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1809.6 \text{ mm}^2$	(área de la barra de anclaje)
$T_{max2} := F_u \cdot A_{bar} = 751 \text{ kN}$	(tracción máxima posible de la barra de anclaje)
$l_{ainf} := 7 \text{ cm}$	(distancia entre atiesadores del anillo de acero inferior)
$e_{anillo} := a_{anillo} = 36 \text{ mm}$	(espesor del anillo de acero inferior)
$a_{ainf} := 8 \text{ cm}$	(ancho del anillo de acero inferior)
$I_x := \frac{a_{ainf} \cdot e_{anillo}^3}{12} = 311040 \text{ mm}^4$	
$y := \frac{e_{anillo}}{2} = 18 \text{ mm}$	
$Z_{ainf} := \left(a_{ainf} \cdot \frac{e_{anillo}^2}{4} \right) = 25920 \text{ mm}^3$	(módulo plástico de la sección transversal del anillo de acero inferior)
$M_p := F_y \cdot Z_{ainf} = 7.517 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento plástico)
$M_y := \frac{I_x \cdot F_y}{y} = 5.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento de fluencia)
$M_{nanillo} := \min(M_p, 1.6 \cdot M_y) = 7.517 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento nominal del anillo de acero)
$M_u := \frac{T_{max2} \cdot l_{ainf}}{8} = 6.571 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento último calculado de forma análoga al momento máximo de una viga empotrada en ambos extremos con carga puntual en el centro)



$$ver_{10} := \text{if}(0.9 \cdot M_{nanillo} > M_u, \text{“Ok”}, \text{“No”}) = \text{“Ok”}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero inferior, no existe falla por flexión en el propio elemento producto de la tracción máxima posible ejercida por la barra. Para estimar la capacidad a flexión se utilizaron las disposiciones de la norma AISC-360-10, sección F11.

D.2.4 Análisis de falla por pandeo global de los atiesadores

$$\sigma_{c1} := 128.04 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{c2} := 97.075 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{c3} := 81.366 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{c4} := 98.037 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_c := \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}, \sigma_{c4}) = 128.04 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima (compresión máxima) exhibida en el atiesador - valor obtenido de la modelación y análisis de la conexión con pilote vertical})$$

$$l_{\text{atiesador}} := 42.4 \text{ cm} \quad (\text{largo del atiesador})$$

$$e_{\text{atiesador}} := 1.5 \text{ cm} \quad (\text{espesor del atiesador})$$

$$a_{\text{atiesador}} := 8 \text{ cm} \quad (\text{ancho del atiesador})$$

$$A_{\text{atiesador}} := e_{\text{atiesador}} \cdot a_{\text{atiesador}} = 1200 \text{ mm}^2 \quad (\text{área transversal del atiesador})$$

$$C_{\text{maxati}} := \sigma_c \cdot A_{\text{atiesador}} = 153.6 \text{ kN} \quad (\text{fuerza de compresión máxima exhibida en el atiesador})$$

$$k_{\text{atiesador}} := 0.65 \quad (\text{factor de largo efectivo})$$

$$I_y := \frac{a_{\text{atiesador}} \cdot e_{\text{atiesador}}^3}{12} = 22500 \text{ mm}^4 \quad (\text{inercia del atiesador en el eje débil})$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{atiesador}}}} = 4.33 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro del atiesador en el eje débil})$$

$$\lambda_y := \frac{k_{\text{atiesador}} \cdot l_{\text{atiesador}}}{r_y} = 63.647 \quad (\text{esbeltez efectiva})$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = 487.273 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de euler}) \quad \text{lim}_1 := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 123.691$$

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_y < \text{lim}_1, \left(0.658 \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y\right), 0.877 \cdot F_e\right) = 226.1 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de compresión})$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_{\text{atiesador}} = 271.3 \text{ kN}$$

$$\text{ver}_{11} := \text{if}(0.9 \cdot P_n > C_{\text{maxati}}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el atiesador, no existe falla por pandeo global del elemento. Además, todas las hipótesis utilizadas son conservadoras.

D.3 Verificaciones del pilote de acero

D.3.1 Datos del material - Acero STK41

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$F_y := 280 \text{ MPa}$$

D.3.2 Factores de reducción - Método LRFD

$$\phi_t := 0.9 \text{ (tracción)} \quad \phi_c := 0.9 \text{ (compresión)} \quad \phi_b := 0.9 \text{ (flexión)} \quad \phi_v := 0.9 \text{ (corte)}$$

D.3.3 Parámetros geométricos - Pilote de acero (considerando corrosión)

$$D := D_{pilote} = 910 \text{ mm} \quad (\text{diámetro ext.})$$

$$r_{ext} := \frac{D}{2} = 455 \text{ mm} \quad (\text{radio ext.})$$

$$t := t_{pilote} = 17 \text{ mm} \quad (\text{espesor})$$

$$D_{int} := D - 2 \cdot t = 876 \text{ mm} \quad (\text{diámetro int.})$$

$$r_{int} := \frac{D_{int}}{2} = 438 \text{ mm} \quad (\text{radio int.})$$

$$A_g := \frac{D^2 \cdot \pi}{4} - \frac{D_{int}^2 \cdot \pi}{4} = 47692.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{área bruta})$$

$$I_x := \frac{r_{ext}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{int}^4 \cdot \pi}{4} = 475576.7 \text{ cm}^4$$

(momento de inercia - eje x)

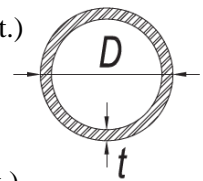
$$I_y := I_x$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 315.78 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro - eje x})$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 315.78 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro - eje y})$$

$$S_x := \frac{I_x}{r_{ext}} = 0.01 \text{ m}^3 \quad (\text{módulo elástico - eje x})$$

$$Z_x := \frac{D^3}{6} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{2 \cdot t}{D} \right)^3 \right) = 0.014 \text{ m}^3 \quad (\text{módulo plástico - eje x})$$



D.3.4 Clasificación de la sección

$$\lambda := \frac{D}{t} = 53.529 \quad (\text{esbeltez})$$

$$C_1 := \text{if} \left(\lambda \leq 0.11 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"NS"}, \text{"S"} \right)$$

$$C_2 := \text{if} \left(\lambda \leq 0.07 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"C"}, \text{if} \left(0.07 \cdot \frac{E_s}{F_y} < \lambda \leq 0.31 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"NC"}, \text{"S"} \right) \right)$$

$$C_1 = \text{"NS"} \quad (\text{clasificación para el diseño en compresión})$$

$$C_2 = \text{"NC"} \quad (\text{clasificación para el diseño en flexión})$$

Donde:

NS=No esbelto

S=Esbelto

C=Compacto

NC=No compacto

D.3.5 Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

D.3.5.1 Resistencia de diseño - Tracción (capítulo D, AISC 360-10)

a) Estado límite - Fluencia en el área gruesa

$$P_{nT} := F_y \cdot A_g = 13.354 \text{ MN} \quad P_{admT} := \phi_t \cdot P_{nT} = 1225.5 \text{ tonnef} \quad (\text{resistencia a la tracción admisible})$$

D.3.5.2 Resistencia de diseño - Compresión (capítulo E, AISC 360-10)

a) Estado límite - Pandeo global

$$k_{pilote} := 1.2 \quad (\text{factor de longitud efectiva}) \quad L_p := 18.2 \text{ m} \quad (\text{longitud del pilote})$$
$$\lambda_x := \frac{k_{pilote} \cdot L_p}{r_x} = 69.2 \quad (\text{esbeltez efectiva - eje x}) \quad \lambda_y := \lambda_x = 69.2 \quad (\text{esbeltez efectiva - eje y})$$
$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s}{(\lambda_x)^2} = 413 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de euler})$$
$$F_{cr1} := \text{if} \left(\lambda_x \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}, 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = 211 \text{ MPa}$$
$$P_{nC1} := F_{cr1} \cdot A_g = 10052.4 \text{ kN} \quad P_{admC1} := \phi_c \cdot P_{nC1} = 9047.2 \text{ kN}$$

b) Estado límite - Pandeo local

$$rev_1 := \text{if} (C_1 = \text{"NS"}, \text{"No Aplica"}, \text{"Aplica"}) = \text{"No Aplica"}$$
$$Q := \text{if} \left(0.11 \cdot \frac{E_s}{F_y} < \lambda < 0.45 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \frac{0.038 \cdot E_s}{F_y \cdot (\lambda)} + \frac{2}{3}, 1 \right) = 1 \quad Q_a := Q$$
$$F_{cr2} := \text{if} \left(\lambda_x \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Q \cdot F_y}}, Q \cdot 0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = 211 \text{ MPa}$$
$$P_{nC2} := F_{cr2} \cdot A_g = 10052.4 \text{ kN} \quad P_{admC2} := \phi_c \cdot P_{nC2} = 9047.2 \text{ kN}$$
$$P_{admC} := \text{if} (C_1 = \text{"NS"}, P_{admC1}, \min (P_{admC1}, P_{admC2}))$$
$$P_{admC} = 922.6 \text{ tonnef} \quad (\text{resistencia a la compresión admisible})$$

D.3.5.3 Resistencia de diseño - Flexión (capítulo F, AISC 360-10)

a) Estado límite - Fluencia

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_x = 387.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

b) Estado límite - Pandeo Local

$$M_{n2} := \left(\frac{0.021 \cdot E_s}{\lambda} + F_y \right) \cdot S_x = 382.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$F_{cr} := \frac{0.33 \cdot E_s}{\lambda} = 1233 \text{ MPa}$$

$$M_{n3} := F_{cr} \cdot S_x = 1314 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_n := \text{if} (C_2 = \text{"C"}, M_{n1}, \text{if} (C_2 = \text{"NC"}, \min (M_{n1}, M_{n2}), \min (M_{n1}, M_{n3})))$$

$$M_n = 382.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{adm} := \phi_b \cdot M_n = 343.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \text{ (resistencia a la flexión admisible)}$$

D.3.5.4 Resistencia de diseño - Corte (capítulo G, AISC 360-10)

$$F_{cr} := \frac{0.78 \cdot E_s}{\frac{3}{\lambda^2}} = 398 \text{ MPa}$$

$$V_n := \frac{\min (F_{cr}, 0.6 \cdot F_y) \cdot A_g}{2}$$

$$V_n = 408.516 \text{ tonnef} \quad V_{adm} := \phi_b \cdot V_n = 367.7 \text{ tonnef} \text{ (resistencia al corte admisible)}$$

D.3.6 Cargas últimas

Cargas últimas asociadas a Mmax

$$M_{rx1} := 230.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r1} := -168.0 \text{ tonnef} \quad V_{r1} := 22.5 \text{ tonnef} \quad M_{ry1} := 66.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Pmin de compresión

$$M_{rx2} := 12 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r2} := -825.9 \text{ tonnef} \quad V_{r2} := 0.9 \text{ tonnef} \quad M_{ry2} := 0.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Pmax de tracción

$$M_{rx3} := 141.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r3} := 180.8 \text{ tonnef} \quad V_{r3} := 16 \text{ tonnef} \quad M_{ry3} := 37.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Vmax

$$M_{rx4} := 162.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r4} := -56.5 \text{ tonnef} \quad V_{r4} := 25 \text{ tonnef} \quad M_{ry4} := 46.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

D.3.7 Verificaciones de resistencia

$$M_{Umax} := \max(M_{rx1}, M_{rx2}, M_{rx3}, M_{rx4}, M_{ry1}, M_{ry2}, M_{ry3}, M_{ry4}) = 230.4 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$P_{UmaxC} := \max(|P_{r1}|, |P_{r2}|, |P_{r4}|) = 825.9 \text{ tonnef}$$

$$P_{UmaxT} := \max(P_{r3}) = 180.8 \text{ tonnef}$$

$$V_{Umax} := \max(V_{r1}, V_{r2}, V_{r3}, V_{r4}) = 25 \text{ tonnef}$$

$$ver_{12} := \text{if}(M_{Umax} \leq M_{adm}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$$

$$ver_{13} := \text{if}(P_{UmaxC} \leq P_{admC}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$$

$$ver_{14} := \text{if}(P_{UmaxT} \leq P_{admT}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$$

$$ver_{15} := \text{if}(V_{Umax} \leq V_{adm}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$$

D.3.8 Factores de utilización para esfuerzos combinados

$$FU_1 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r1})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r1})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx1}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry1}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r1})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx1}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry1}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_1 = 0.95$$

$$FU_2 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r2})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r2})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx2}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry2}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r2})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx2}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry2}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_2 = 0.93$$

$$FU_3 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r3})|}{P_{admT}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r3})|}{P_{admT}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx3}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry3}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r3})|}{2 \cdot P_{admT}} + \left(\frac{M_{rx3}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry3}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_3 = 0.6$$

$$FU_4 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r4})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r4})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx4}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry4}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r4})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx4}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry4}}{M_{adm}}\right)\right)$$

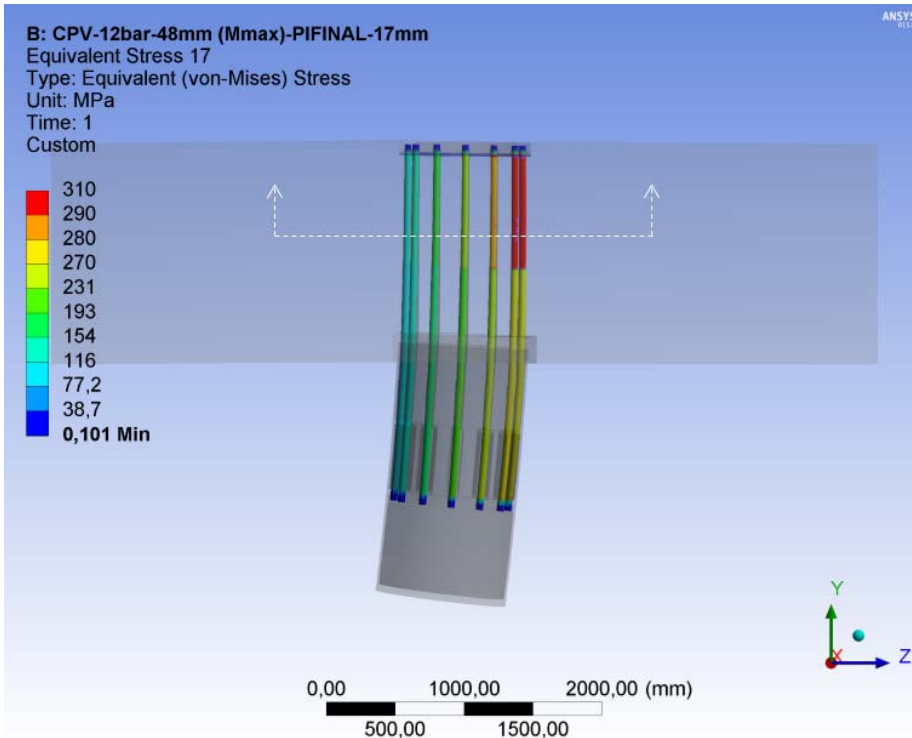
$$FU_4 = 0.7$$

$$ver_{16} := \text{if}(\max(FU_1, FU_2, FU_3, FU_4) \leq 1.05, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$$

D.4 Resultados del modelo de conexión en ANSYS - Tensiones en las barras de anclaje

En el modelo de conexión con pilote vertical generado en ANSYS, se aplicaron los esfuerzos últimos asociados a M_{max} , P_{min} , P_{max} y V_{max} , (ver tabla 4.20, capítulo 4) y se resolvió el modelo de elementos finitos. A partir del análisis se obtuvieron las tensiones de Von Mises en las 12 barras de anclaje. Los resultados son los siguientes:

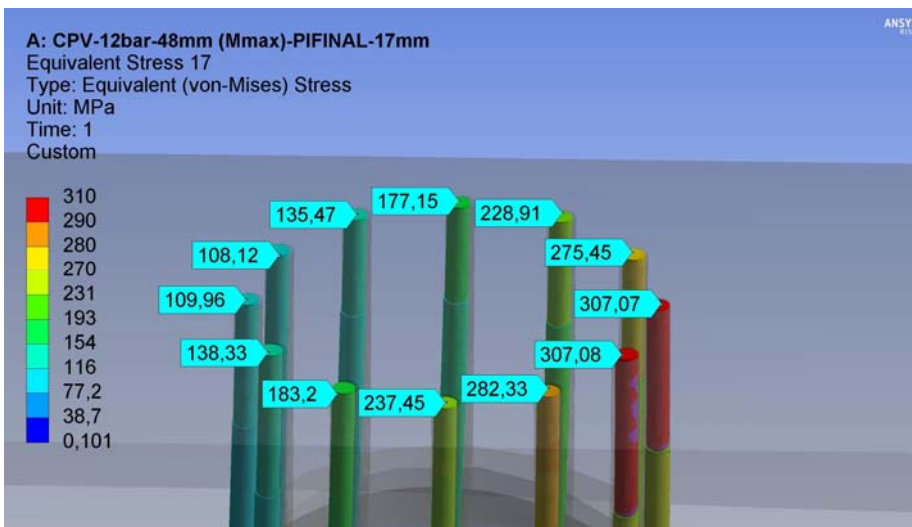
D.4.1 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de M_{max}



En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de M_{max} .

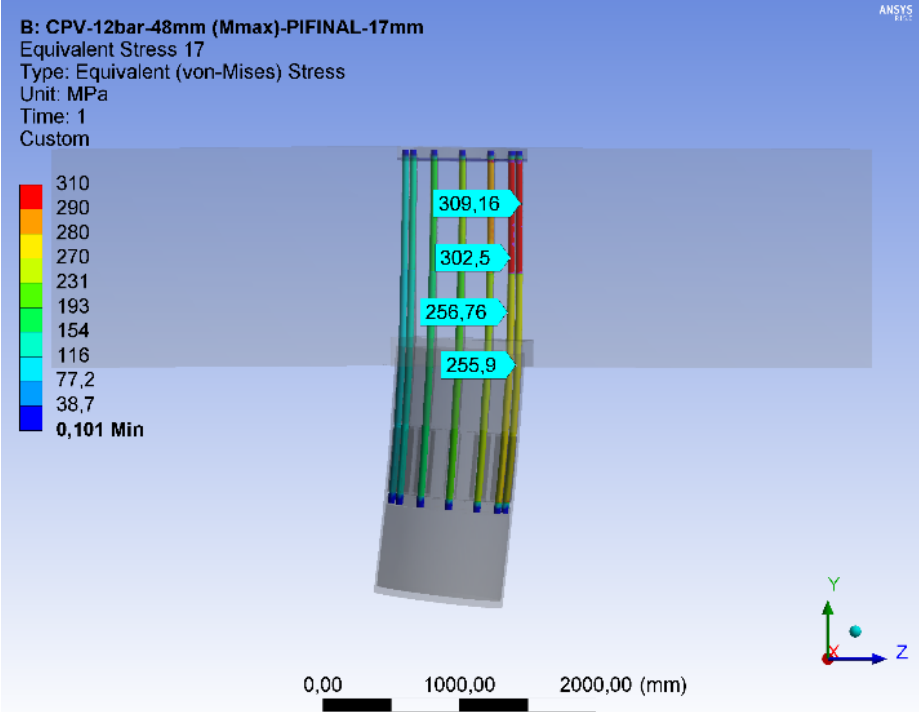
Se realiza un corte a la altura de la línea blanca segmentada para examinar las tensiones individuales por barra de anclaje en la zona del rebaje.

Las tensiones de Von Mises " σ_{vm} " obtenidas para cada barra de anclaje son las siguientes:



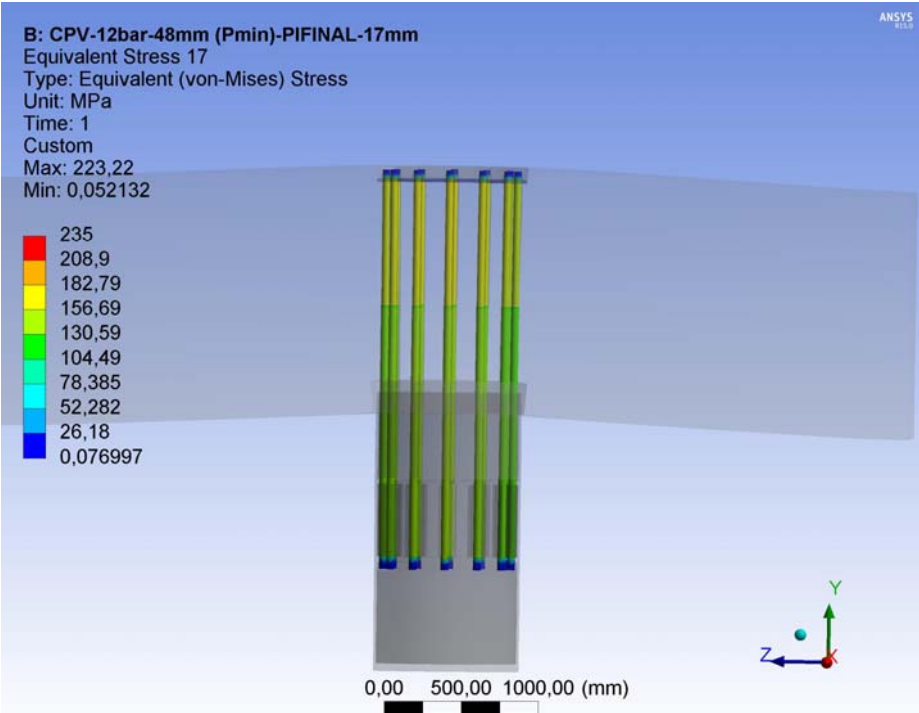
- $\sigma_{vm.barra1} := 177.15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra2} := 228.91 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra3} := 275.45 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra4} := 307.07 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra5} := 307.08 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra6} := 282.33 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra7} := 237.45 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra8} := 183.2 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra9} := 138.33 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra10} := 109.96 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra11} := 108.12 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra12} := 135.47 \text{ MPa}$

Los resultados indican que para el set de esfuerzos últimos asociados a M_{max} aplicados en el pilote vertical, se alcanza la fluencia en 2 de las 12 barras de anclaje (se supera la tensión de fluencia $f_y=290\text{MPa}$). Esto tiene como resultado el inicio de la rótula plástica en la conexión.



En la figura izquierda se indican las tensiones de Von Mises para las 2 barras en fluencia, para las zonas con rebaje y sin rebaje.

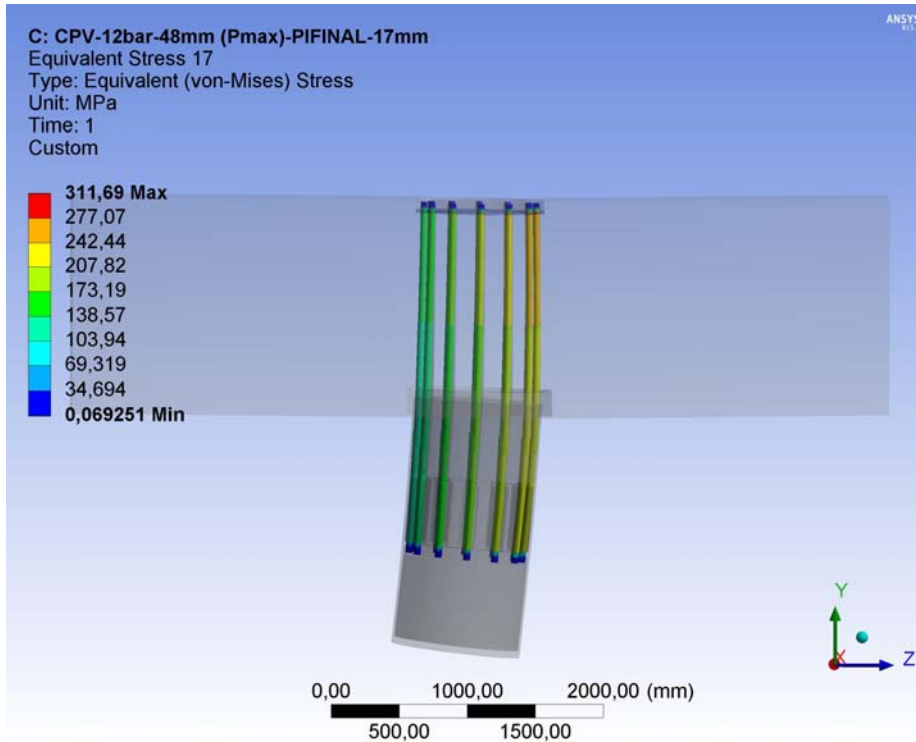
D.4.2 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Pmin**



En la figura izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Pmin.

Se verifica que ninguna de las barras de anclaje entra en fluencia para el set de cargas de Pmin.

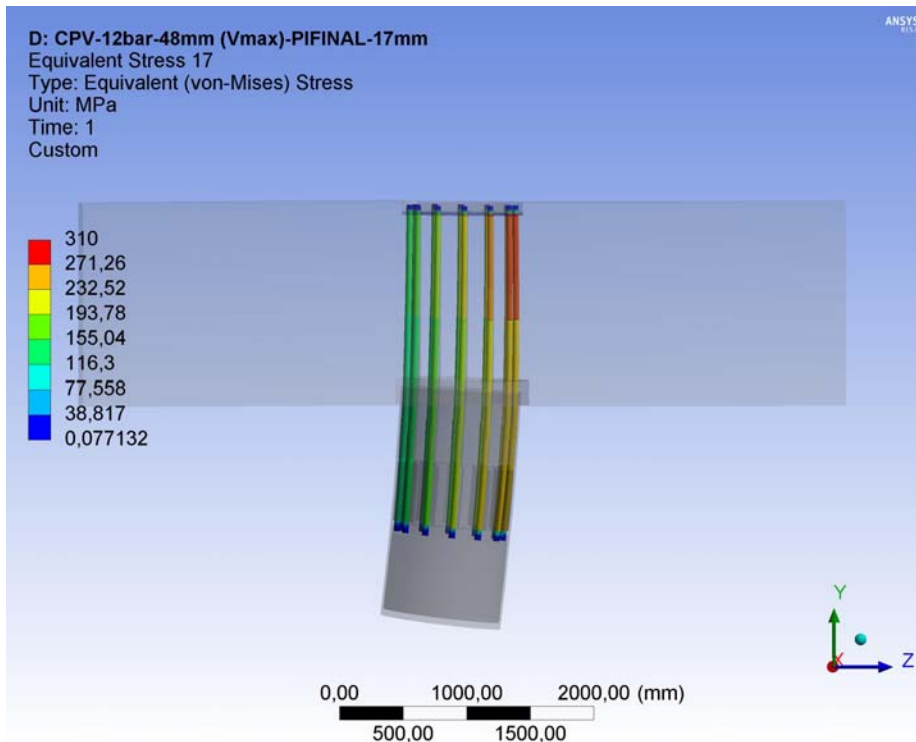
D.4.3 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Pmax**



En la figura izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Pmax.

Se verifica que ninguna de las barras de anclaje entra en fluencia para el set de cargas de Pmax.

D.4.4 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Vmax**

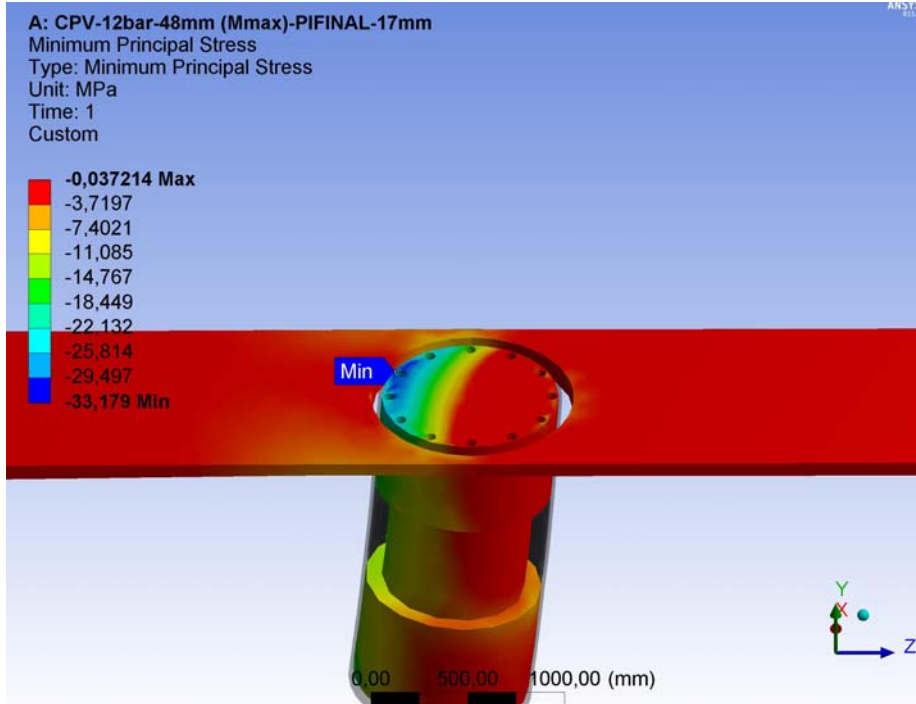


En la figura izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Vmax.

Se verifica que ninguna de las barras de anclaje entra en fluencia para el set de cargas de Vmax.

D.5 Resultados del modelo de conexión en ANSYS - Tensiones en el tapón de hormigón

D.5.1 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Mmax**



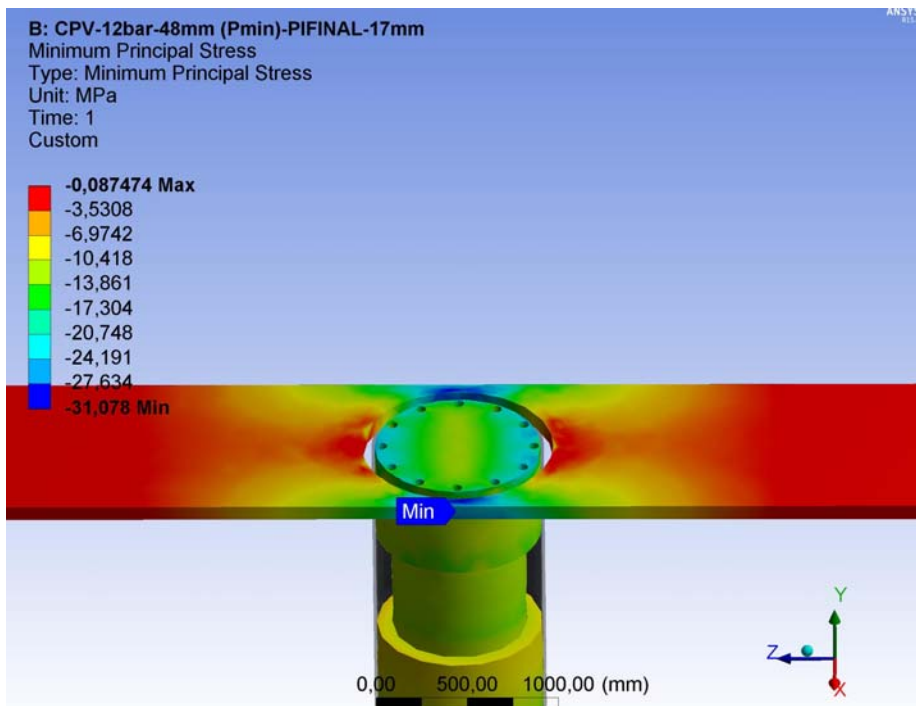
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Mmax.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c1tapón} := 33.179 \text{ MPa}$$

D.5.2 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Pmin**



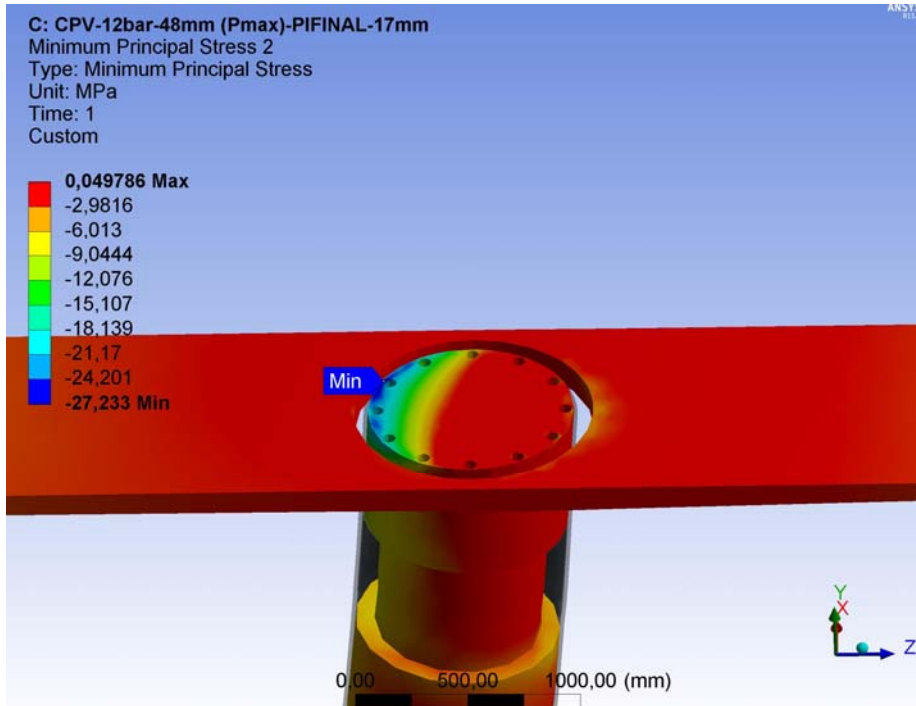
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Pmin.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c2tapón} := 24.191 \text{ MPa}$$

D.5.3 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Pmax**



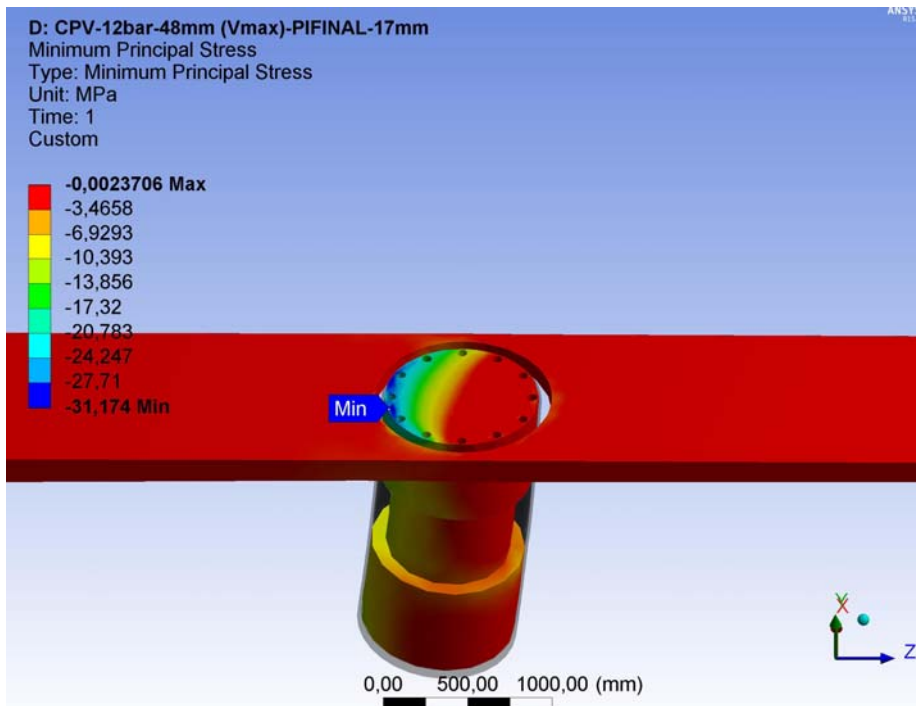
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Pmax.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c3tapón} := 27.233 \text{ MPa}$$

D.5.4 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Vmax**



En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Pmin.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c4tapón} := 31.174 \text{ MPa}$$

D.6 Verificaciones finales

-> A partir de las tensiones de Von Mises, se verifica que la rótula plástica se genera para el set de esfuerzos últimos asociados a M_{max} , es decir, la rótula plástica se genera por flexión.

-> A partir de las tensiones principales máximas y mínimas, se verifica que para los cuatro estados de esfuerzos últimos analizados, todas las barras de anclaje trabajan a tracción.

-> Para los cuatro estados de esfuerzos últimos analizados, y para todos los modos de falla analizados, se verifica que en los elementos componentes de la conexión no se produce la falla analizada respectiva.

-> Se verifica que las tensiones máximas de compresión en el tapón de hormigón, para los cuatro estados de esfuerzos últimos, son menores a la resistencia del hormigón confinado a compresión:

$$ver_{17} := \text{if} \left(\max \left(\sigma_{c1tapón}, \sigma_{c2tapón}, \sigma_{c3tapón}, \sigma_{c4tapón} \right) \leq f_{cc} ', \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que la resistencia a flexión del pilote vertical es, al menos, un 10% superior a la resistencia a flexión de la conexión:

$$M_{ncon} := 230.4 \text{ tonnef} \cdot m \quad (\text{resistencia a la flexión de la conexión})$$

$$M_{npilote} := M_n = 382.06 \text{ tonnef} \cdot m \quad (\text{resistencia a la flexión del pilote})$$

$$ver_{18} := \text{if} \left(M_{ncon} \leq 0.9 \cdot M_{npilote}, \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

D.7 Especificaciones para las barras de anclaje

El diámetro requerido de las barras de anclaje en la zona del rebaje es de 48mm. Considerando un rebaje para la barra de 4mm, el diámetro de la barra fuera del rebaje debe ser de 52mm. Por tanto el diámetro especificado para la barra es de 52mm.

$$D_{bar_{max}} := 52 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje}) \quad r_{e_{bar}} := 4 \text{ mm} \quad (\text{rebaje del diámetro})$$

$$D_{bar_{min}} := D_{bar_{max}} - r_{e_{bar}} = 48 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje en el rebaje})$$

1. Disponibilidad comercial del diámetro obtenido para la barra de anclaje

Para verificar la disponibilidad comercial del diámetro de la barra de anclaje requerido (52mm), se utilizaron como referencia los diámetros de pernos disponibles en el mercado según el catálogo de productos WASI NORM (elementos de fijación de acero inoxidable estandarizados según las normas DIN, EN e ISO).

-> Se verifica que el diámetro requerido se fabrica y está disponible en el mercado.

2. Diámetro de la perforación en los anillos de acero para el paso de la barra de anclaje

$$d_{perf} := D_{bar_{max}} + 8 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la perforación según la norma AISC 360-10, Tabla J3.3M})$$

La norma AISC 360-10 establece el diámetro de perforación en elementos de acero para el paso del perno conector, lo cual se puede utilizar como referencia para las perforaciones en los anillos de acero y el paso de la barra de anclaje. Para un perno con un diámetro superior a 36mm la perforación tipo "Oversize" es de $d + 8\text{mm}$, con "d" el diámetro del perno.

3. Dimensiones de tuerca tipo M48 y M52

A modo de referencia, se consideraron las siguientes dimensiones de tuercas:

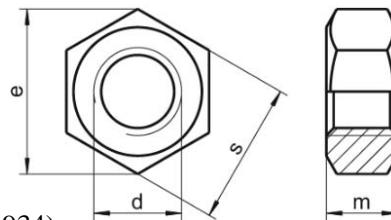
-Tuerca: M48 (Hexagonal) - Para el extremo superior de la barra con rebaje

$$m_{max} := 38 \text{ mm}$$

$$d_{min} := 48 \text{ mm} \quad d_{max} := 51.8 \text{ mm}$$

$$s := 75 \text{ mm}$$

$$e := 82.6 \text{ mm} \quad (\text{Según ISO 4032 - DIN 934})$$



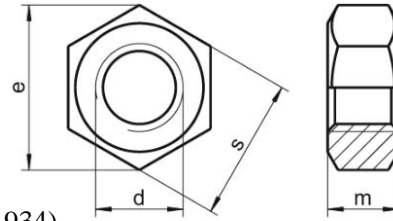
-Tuerca: M52 (Hexagonal) - Para el extremo inferior de la barra sin rebaje

$$m_{max} := 42 \text{ mm}$$

$$d_{min} := 52 \text{ mm} \quad d_{max} := 56.2 \text{ mm}$$

$$s := 80 \text{ mm}$$

$$e := 88.25 \text{ mm} \quad (\text{Según ISO 4032 - DIN 934})$$



4. Pretensión mínima de las barras de anclaje

$$F_y := 290 \text{ MPa}$$

$$pret_{min} := 0.8 \cdot F_y = 232 \text{ MPa} \quad (\text{pretensión mínima para las barra de anclaje})$$

-> Se propone una pretensión mínima para las barras de anclaje equivalente al 80% de la tensión de fluencia del acero especificado para la barra (A572Gr42).

ANEXO E: DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO

E- DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CONEXIÓN CON PILOTE INCLINADO

E.1 Diseño y verificaciones de conexión- Elementos de hormigón

E.1.1 Cálculo del refuerzo longitudinal requerido en el tapón de hormigón

Para determinar el refuerzo longitudinal requerido, se calcula la cuantía mínima requerida en el tapón de hormigón según el código ACI 318-14 (capítulo 10, columnas). Luego se verifica en el software SAP2000, a partir de los diagramas de interacción de la sección, que con la cuantía mínima se cumple la resistencia requerida.

$$d_{barraslon} := 25 \text{ mm}$$

(diámetro de las barras longitudinales)

$$n_{barraslon} := 18$$

(número de barras longitudinales)

$$r_{camisas} := 27.5 \text{ mm}$$

(radio de las camisas de acero en el interior del tapón para el paso de las barras de anclaje)

$$n_{camisas} := 10$$

(número de camisas de acero)

$$D_{th} := 1.048 \text{ m}$$

(diámetro del tapón de hormigón)

$$r_{th} := \frac{D_{th}}{2} = 0.524 \text{ m}$$

(radio del tapón de hormigón)

$$A_{stapon} := \frac{d_{barraslon}^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_{barraslon} = 0.009 \text{ m}^2$$

(área de barras longitudinales)

$$A_{gtapon} := r_{th}^2 \cdot \pi - n_{camisas} \cdot r_{camisas}^2 \cdot \pi = 0.839 \text{ m}^2$$

(área bruta de la sección de hormigón, descontando el volumen que ocupan las camisas de acero)

$$\rho_{tapon} := \frac{A_{stapon}}{A_{gtapon}} = 0.011$$

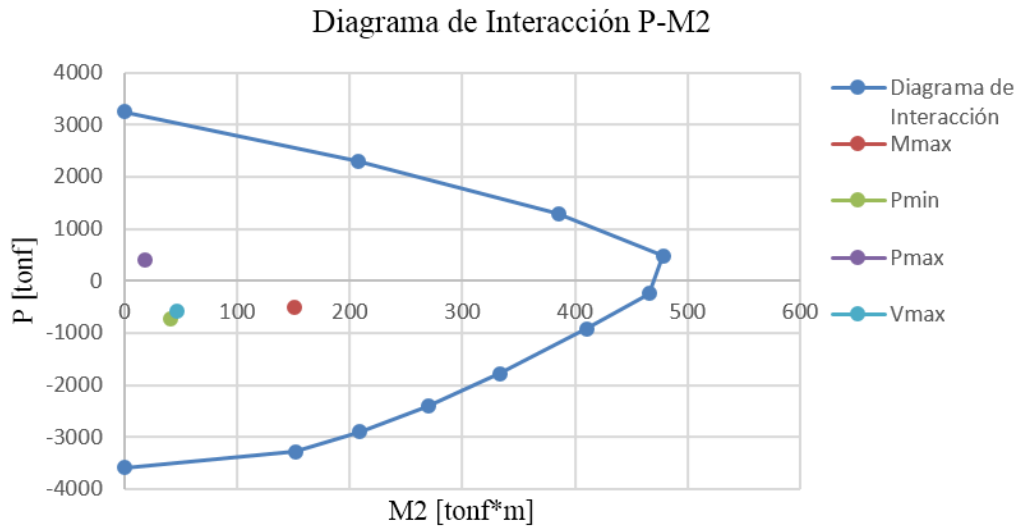
(cuantía de la sección)

$$ver_1 := \text{if}(0.01 \cdot A_{gtapon} \leq A_{stapon} \leq 0.08 \cdot A_{gtapon}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar diseño"}) = \text{"Ok"}$$

(Sección 10.6, ACI 318-14)

-> Se diseña la sección con 18 barras de 25mm de diámetro para cumplir con la cuantía mínima.

Mediante el software SAP2000 se genera el diagrama de interacción de la sección y se grafica en conjunto con los esfuerzos últimos P y M2. Los resultados son los siguientes:



De acuerdo a los resultados mostrados en la figura anterior, los esfuerzos últimos máximos se encuentran en el interior del diagrama de interacción. De esta forma, se verifica que con la cuantía mínima la sección resiste los esfuerzos últimos P (carga axial) y M2 (flexión). Los esfuerzos últimos verificados corresponden a los obtenidos en el análisis de la extensión del muelle sitio 3 (ver tabla 4.27, capítulo 4) los cuales se resumen a continuación:

$M_2 := 150.1 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -498.2 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Mmax - señalado con un punto rojo en el diagrama)

$M_2 := 40.5 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -725.4 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Pmin - señalado con un punto verde en el diagrama)

$M_2 := 18.1 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := 403.9 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Pmax - señalado con un punto morado en el diagrama)

$M_2 := 46.9 \text{ tonnef} \cdot m$ $P := -579.6 \text{ tonnef}$ (esfuerzos últimos asociados a Vmax - señalado con un punto celeste en el diagrama)

E.1.2 Análisis de falla por corte en el tapón de hormigón y cálculo del refuerzo transversal requerido

$D_{pilote} := 1.1 \text{ m}$	(diámetro del pilote sin considerar corrosión)
$t_{pilote} := 26 \text{ mm}$	(espesor del pilote sin considerar corrosión)
$A_g := \pi \cdot r_{th}^2 = 0.863 \text{ m}^2$	(área transversal del tapón de hormigón)
$A_e := 0.8 \cdot A_g = 0.6901 \text{ m}^2$	(área transversal efectiva del tapón de hormigón)
$k := 0.5 \text{ psi}$	(factor de curva de ductilidad, se asumió el mínimo de forma conservadora)
$f'_c := 35 \text{ MPa}$	(resistencia a la compresión del hormigón H40)
$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 45.5 \text{ MPa}$	(resistencia efectiva a la compresión del hormigón H40)
$V_0 := 17.5 \text{ tonnef} = 171.6 \text{ kN}$	(esfuerzo último máximo de corte en la conexión)
$d_{sp} := 15.9 \text{ mm}$	(diámetro estándar del refuerzo transversal - Sección 25.7.3.2, ACI 318-14)
$A_{sp} := \frac{d_{sp}^2}{4} \cdot \pi = 198.6 \text{ mm}^2$	(área refuerzo transversal)
$f_{yh} := 420 \text{ MPa}$	(tensión de fluencia armadura transversal)
$c := 30 \text{ cm}$	(largo de compresión medido hasta el eje neutro - se asumió este valor de forma conservadora)
$c_0 := 10 \text{ cm}$	(distancia desde el pilote hasta el refuerzo transversal)
$s := 15 \text{ cm}$	(espaciamiento del refuerzo transversal en espiral - Sección 25.7.3.1, ACI 318-14)
$\theta := 35^\circ$	(ángulo crítico de fisuración para el diseño de estructuras nuevas - Sección 6.9.3.2.1, ASCE 61-14)

$$V_c := \frac{k \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}^{-1}} \cdot \frac{A_e}{\text{in}^2}}{1000} \cdot \text{psi}^{-1} \cdot \text{kip} = 169.5 \text{ kN} \quad (\text{resistencia al corte del hormigón (2-5)})$$

$$V_s := \frac{\pi \cdot A_{sp} \cdot f_{yh} \cdot (D_{pilote} - c - c_0) \cdot \cot(\theta)}{2 \cdot s} = 873 \text{ kN}$$

(resistencia al corte de la armadura transversal en espiral (2-7))

$$V_n := V_c + V_s = 1042.5 \text{ kN}$$

(resistencia nominal al corte del tapón de hormigón (2-4))

$$ver_2 := \text{if}(0.75 \cdot V_n > V_0, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con el refuerzo transversal en espiral especificado para el tapón de hormigón, no existe falla por corte.

$$K_e := 0.95$$

(coeficiente de confinamiento efectivo)

$$D' := D_{pilote} - 2 \cdot t_{pilote} - 2 \cdot c_0 = 0.848 \text{ m}$$

(diámetro del tapón de hormigón confinado)

$$\rho_s := \frac{4 \cdot A_{sp}}{D' \cdot s} = 0.006$$

(relación efectiva de volumen del refuerzo transversal)

$$f_{le}' := \frac{K_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh}}{2} = 1.246 \text{ MPa}$$

(tensión de confinamiento lateral efectiva)

$$k_1 := 6.7 \cdot \left(\frac{f_{le}'}{\text{MPa}} \right)^{-0.17} = 6.454$$

$$K := \frac{k_1 \cdot f_{le}'}{f'_c} = 0.23$$

(relación de aumento de capacidad axial)

$$f_{cc}' := f'_{ce} \cdot \left(-1.25 + 2.25 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{7.94 \cdot f_{le}'}{f'_{ce}} \right) - \frac{2 \cdot f_{le}'}{f'_{ce}}} \right) = 54 \text{ MPa}$$

(resistencia a la compresión del hormigón confinado (2-1))

-> Al dotar al tapón de hormigón con el refuerzo transversal en espiral especificado, se obtiene una resistencia a la compresión del tapón de hormigón de 54MPa. El refuerzo transversal se debe desarrollar con 1,5 vueltas del espiral en la viga.

E.1.3 Análisis de falla por corte en el nudo

$$P_{colmax} := 725.4 \text{ tonnef} \quad (\text{esfuerzo axial máximo en el pilote inclinado})$$

$$P_{bmax} := 572.6 \text{ tonnef} \quad (\text{esfuerzo axial máximo en la viga transversal})$$

$$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 45.5 \text{ MPa} \quad (\text{resistencia efectiva a la compresión del hormigón H40})$$

$$h_b := 1.6 \text{ m} \quad (\text{altura de la viga transversal})$$

$$b_b := 1.2 \text{ m} \quad (\text{ancho de la viga transversal considerada para la modelación})$$

$$D_{pilote} = 1.1 \text{ m} \quad (\text{diámetro del pilote inclinado})$$

$$b_{je} := 1.414 \cdot D_{pilote} = 1.555 \text{ m} \quad (\text{ancho efectivo resistente al corte})$$

$$M_p := 190.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{momento plástico. En el modelo de conexión se itero el momento aplicado hasta alcanzar la fluencia en una de las barras})$$

$$M_o := 1.25 \cdot M_p = 237.625 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{momento de sobre-resistencia})$$

$$f_v := \frac{P_{colmax}}{b_{je} \cdot (D_{pilote} + h_b)} = 1.694 \text{ MPa} \quad (\text{tensión vertical (2-8)})$$

$$f_h := \frac{P_{bmax}}{b_b \cdot h_b} = 2.925 \text{ MPa} \quad (\text{tensión horizontal (2-9)})$$

$$v_j := \frac{M_o}{D_{pilote} \cdot h_b \cdot b_{je}} = 0.851 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte en el nudo (2-12)})$$

$$p_t := \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} = 0.183 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad (\text{tensión principal de tracción (2-10)})$$

$$p_c := \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_j^2} = 0.487 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad (\text{tensión principal de compresión (2-11)})$$

$$rel_1 := \frac{12 \cdot \sqrt{\left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 0.975 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{límite para la tensión principal de tracción (2-13)})$$

$$rel_2 := \frac{0.25 \cdot \left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 1.65 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{límite para la tensión principal de compresión (2-14)})$$

$$rel_3 := \frac{3.5 \cdot \sqrt{\left(f'_{ce} \cdot \frac{in^2}{lbf}\right)}}{1000} \cdot \frac{kip}{in^2} = 0.284 \frac{kip}{in^2} \quad (\text{límite para la tensión principal de compresión (2-15)})$$

$$ver_3 := \text{if} \left((p_t \leq rel_1), \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$ver_4 := \text{if} \left((p_c \leq rel_2), \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$ver_5 := \text{if} \left((p_t \leq rel_3), \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para la conexión, no existe falla por corte en la zona del nudo.

E.1.4 Análisis de falla por aplastamiento del tablero de hormigón en contacto con el anillo de acero superior

$$\sigma_{tablero1} := 10.328 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de compresión en el tablero para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{tablero2} := 9.7894 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de compresión en el tablero para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{tablero3} := 11.57 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de compresión en el tablero para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{tablero4} := 10.467 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de compresión en el tablero para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_{tablero} := \max(\sigma_{tablero1}, \sigma_{tablero2}, \sigma_{tablero3}, \sigma_{tablero4}) = 11.57 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.65$$

$$\sigma_{max} := \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c) = 19.34 \text{ MPa} \quad (\text{máxima tensión de compresión aceptada en la zona superior del tablero de hormigón})$$

$$ver_6 := \text{if} \left(\sigma_{tablero} \leq \sigma_{max} < f'_c, \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero superior, no existe falla por aplastamiento en la zona superior del tablero de hormigón. Las tensiones de compresión obtenidas corresponden a las principales mínimas.

E.1.5 Análisis de falla por aplastamiento del tapón de hormigón en contacto con las llaves de corte

En este punto se detalla el diseño de las llaves de corte soldadas en el interior del pilote inclinado para la transferencia de la carga axial desde el tapón de hormigón al pilote de acero (ver punto 3.3.3, capítulo 3).

Mediante el análisis del modelo de conexión con pilote inclinado generado en ANSYS, se obtiene la máxima tensión de corte " $\sigma_{cortemax}$ " en el tapón de hormigón (específicamente en la zona de contacto con el pilote). La tensión obtenida se integra en toda la superficie radial del tapón de hormigón, y se obtiene el esfuerzo de corte total " $V_{totaltapón}$ ". Finalmente a partir de $V_{totaltapón}$ se diseñan las llaves de corte, verificando que se cumpla condición (3-1) propuesta en el capítulo 3.

$$\sigma_{cortemax1} := 7.3131 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{cortemax2} := 7.907 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{cortemax3} := 4.4166 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{cortemax4} := 8.0424 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de corte para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_{cortemax} := \max(\sigma_{cortemax1}, \sigma_{cortemax2}, \sigma_{cortemax3}, \sigma_{cortemax4}) = 8.042 \text{ MPa}$$

$$A_c := (2 \cdot \pi \cdot r_{th}) \cdot 2 \cdot D_{pilote} = 7.243 \text{ m}^2 \quad (\text{superficie radial del tapón de hormigón})$$

$$V_{totaltapón} := A_c \cdot \sigma_{cortemax} = 58253 \text{ kN} \quad (\text{esfuerzo de corte total en la zona radial del tapón de hormigón})$$

$$h_{llave} := 2.8 \text{ cm} \quad (\text{ancho de la llave de corte})$$

$$s_{llave} := 15 \text{ cm} \quad (\text{espaciamiento de las llaves de corte})$$

$$A_{llave} := \pi \cdot r_{th}^2 - \pi \cdot (r_{th} - h_{llave})^2 = 89724 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la cara superior de la llave de corte})$$

$$n_{llaves} := \text{round}\left(\left(\frac{2 \cdot D_{pilote}}{s_{llave}}\right), 0\right) = 15 \quad (\text{número de llaves de corte})$$

$$V_{totaltapón} := \frac{V_{totaltapón}}{n_{llaves}} = 3884 \text{ kN} \quad (\text{corte total por llave de corte})$$

$$\sigma_{hormigon} := \frac{V_{totaltapón}}{A_{llave}} = 43.283 \text{ MPa} \quad (\text{compresión transmitida al tapón de hormigón en la zona de contacto con la llave de corte})$$

$$ver_7 := \text{if}(\sigma_{hormigon} \leq (0.85 \cdot f_{cc}), \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que para un ancho de las llaves de corte igual a 2,8cm y un espaciamiento igual a 15cm, no se produce una falla por aplastamiento del tapón de hormigón en las zonas de compresión con las llaves de corte.

E.2 Diseño y verificaciones de conexión - Elementos de acero

E.2.1 Análisis de falla por arranque de bloque en el pilote debido a la tracción de la barra de anclaje

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$F_y := 345 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia del acero A572Gr50})$$

$$F_u := 450 \text{ MPa} \quad (\text{tensión última del acero A572Gr50})$$

$$D_{bar} := 39 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje})$$

$$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1194.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la barra de anclaje})$$

$$T_{max1} := F_u \cdot A_{bar} = 537.57 \text{ kN} \quad (\text{tracción máxima posible de la barra de anclaje})$$

$$l := D_{pilote} = 1.1 \text{ m} \quad (\text{largo neto en corte medido desde la cabeza del pilote hasta el anillo de acero inferior})$$

$$t_{pilote} = 26 \text{ mm} \quad (\text{espesor del pilote})$$

$$w := 8 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$A_{nv1} := 2 \cdot l \cdot t_{pilote} = 57200 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en corte})$$

$$A_{nt1} := t_{pilote} \cdot w = 2080 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en tracción})$$

$$A_{gv1} := A_{nv1} \quad (\text{área gruesa en tracción - no existen perforaciones})$$

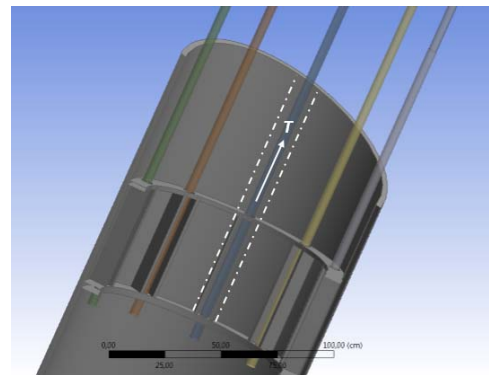
$$U_{bs} := 1 \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$R_{n1} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv1} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt1} = 16380 \text{ kN}$$

$$R_{nmax1} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv1} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt1} = 12776.4 \text{ kN}$$

$$ver_8 := \text{if}(0.75 \cdot R_{nmax1} > T_{max1}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el pilote de acero, no existe falla por arranque de bloque debido a la tracción de la barra de anclaje.



E.2.2 Análisis de falla por arranque de bloque en el anillo de acero inferior debido a la tracción de la barra de anclaje transmitido por la tuerca soldada

$$F_y = 345 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia del acero especificado})$$

$$F_u = 450 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de última del acero especificado})$$

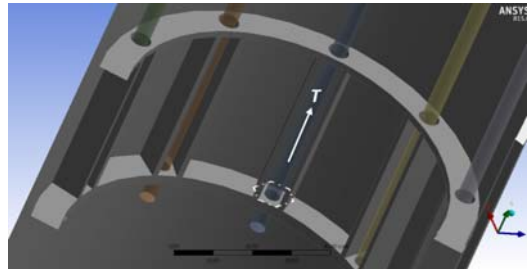
$$D_{bar} = 39 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje})$$

$$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1194.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la barra de anclaje})$$

$$T_{max2} := F_u \cdot A_{bar} = 537.6 \text{ kN} \quad (\text{tracción máxima posible de la barra de anclaje})$$

$$a_{anillo} := 3 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en corte que corresponde al espesor del anillo de acero inferior})$$

$$e_{caratuerca} := 3.2 \text{ cm} \quad (\text{largo aprox. de una cara de la tuerca hexagonal. En la sección E7 del anexo se entrega el detalle de la tuerca})$$



$$w := 0 \text{ cm} \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$e_s := 6 \cdot e_{caratuerca} \quad (\text{largo total en corte del anillo - corresponde al perímetro transversal de la tuerca})$$

$$A_{nv2} := a_{anillo} \cdot e_s = 5760 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en corte})$$

$$A_{nt2} := e_s \cdot w = 0 \text{ mm}^2 \quad (\text{área neta en tracción})$$

$$A_{gv2} := A_{nv2} \quad (\text{área gruesa en tracción})$$

$$U_{bs} := 1 \quad (\text{largo neto en tracción})$$

$$R_{n2} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv2} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt2} = 1555.2 \text{ kN}$$

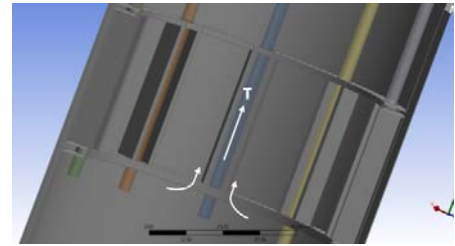
$$R_{nmax2} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv2} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt2} = 1192.3 \text{ kN}$$

$$ver_9 := \text{if}(0.75 \cdot R_{nmax2} > T_{max2}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero inferior, no existe falla por arranque de bloque en el propio elemento debido a la tracción de la barra de anclaje.

E.2.3 Análisis de falla por flexión en el anillo de acero inferior debido a la tracción de la barra de anclaje transmitido por la tuerca soldada

$F_y = 345 \text{ MPa}$	(tensión de fluencia del acero especificado)
$D_{bar} = 39 \text{ mm}$	(diámetro de la barra de anclaje)
$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1194.6 \text{ mm}^2$	(área de la barra de anclaje)
$T_{max2} := F_u \cdot A_{bar} = 537.6 \text{ kN}$	(tracción máxima posible de la barra de anclaje)
$l_{ainf} := 7 \text{ cm}$	(distancia entre atiesadores del anillo de acero inferior)
$e_{anillo} := a_{anillo} = 30 \text{ mm}$	(espesor del anillo de acero inferior)
$a_{ainf} := 8 \text{ cm}$	(ancho del anillo de acero inferior)
$I_x := \frac{a_{ainf} \cdot e_{anillo}^3}{12} = 180000 \text{ mm}^4$	
$y := \frac{e_{anillo}}{2} = 15 \text{ mm}$	
$Z_{ainf} := \left(a_{ainf} \cdot \frac{e_{anillo}^2}{4} \right) = 18000 \text{ mm}^3$	(módulo plástico de la sección transversal del anillo de acero inferior)
$M_p := F_y \cdot Z_{ainf} = 6.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento plástico)
$M_y := \frac{I_x \cdot F_y}{y} = 4.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento de fluencia)
$M_{nanillo} := \min(M_p, 1.6 \cdot M_y) = 6.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento nominal del anillo de acero)
$M_u := \frac{T_{max2} \cdot l_{ainf}}{8} = 4.704 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(momento último calculado de forma análoga al momento máximo de una viga empotrada en ambos extremos con carga puntual en el centro)



$$ver_{10} := \text{if}(0.9 \cdot M_{nanillo} > M_u, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el anillo de acero inferior, no existe falla por flexión en el propio elemento producto de la tracción máxima posible ejercida por la barra. Para estimar la capacidad a flexión se utilizaron las disposiciones de la norma AISC-360-10, sección F11.

E.2.4 Análisis de falla por pandeo global de los atiesadores

$$\sigma_{c1} := 86.815 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Mmax})$$

$$\sigma_{c2} := 104.77 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Pmin})$$

$$\sigma_{c3} := 97.072 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Pmax})$$

$$\sigma_{c4} := 93.017 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima para set de cargas Vmax})$$

$$\sigma_c := \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}, \sigma_{c4}) = 104.77 \text{ MPa} \quad (\text{tensión principal mínima (compresión máxima) exhibida en el atiesador - valor obtenido de la modelación y análisis de la conexión con pilote inclinado})$$

$$l_{\text{atiesador}} := 55 \text{ cm} \quad (\text{largo del atiesador})$$

$$e_{\text{atiesador}} := 1.5 \text{ cm} \quad (\text{espesor del atiesador})$$

$$a_{\text{atiesador}} := 8 \text{ cm} \quad (\text{ancho del atiesador})$$

$$A_{\text{atiesador}} := e_{\text{atiesador}} \cdot a_{\text{atiesador}} = 1200 \text{ mm}^2 \quad (\text{área transversal del atiesador})$$

$$C_{\text{maxati}} := \sigma_c \cdot A_{\text{atiesador}} = 125.7 \text{ kN} \quad (\text{fuerza de compresión máxima exhibida en el atiesador})$$

$$k_{\text{atiesador}} := 0.65 \quad (\text{factor de largo efectivo})$$

$$I_y := \frac{a_{\text{atiesador}} \cdot e_{\text{atiesador}}^3}{12} = 22500 \text{ mm}^4 \quad (\text{inercia del atiesador en el eje débil})$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{atiesador}}}} = 4.33 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro del atiesador en el eje débil})$$

$$\lambda_y := \frac{k_{\text{atiesador}} \cdot l_{\text{atiesador}}}{r_y} = 82.561 \quad (\text{esbeltez efectiva})$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = 289.587 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de euler}) \quad \lim_1 := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.403$$

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_y < \lim_1, \left(0.658 \left(\frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y\right), 0.877 \cdot F_e\right) = 209.5 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de compresión})$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_{\text{atiesador}} = 251.4 \text{ kN}$$

$$\text{ver}_{11} := \text{if}(0.9 \cdot P_n > C_{\text{maxati}}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con las dimensiones especificadas para el atiesador, no existe falla por pandeo global del elemento. Además, todas las hipótesis utilizadas son conservadoras.

E.2.5 Diseño de llaves de corte para el anillo de acero superior

Debido a que el pilote se encuentra inclinado respecto al eje vertical, las barras de anclaje transmiten una fuerza horizontal al anillo de acero superior. Por esta razón, se deben agregar elementos soldados al anillo superior que penetren el tablero de hormigón, y de esta forma resistir el corte generado por la fuerza horizontal.

Se propone agregar barras soldadas como elementos que tomen el corte, las cuales se diseñan como llaves de corte que penetran el tablero, y resisten la fuerza horizontal que son capaces de transmitir las barras de anclaje en fluencia.

$$F_y := 345 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia de las barras de anclaje - acero A572Gr50})$$

$$D_{bar} := 39 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje})$$

$$A_{bar} := \frac{D_{bar}^2 \cdot \pi}{4} = 1194.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{área de la barra de anclaje})$$

$$T_{bar} := F_y \cdot A_{bar} = 412.13 \text{ kN} \quad (\text{tracción de la barra de anclaje})$$

$$\alpha := 20^\circ \quad (\text{inclinación del pilote respecto de la vertical})$$

$$n_{bar} := 10 \quad (\text{número de barras de anclaje})$$

$$F_{max\text{barras}} := n_{bar} \cdot T_{bar} \cdot \sin(\alpha) = 143.737 \text{ tonnef} \quad (\text{fuerza horizontal total transmitida por la inclinación de las barras de anclaje})$$

$$grout := 2.5 \text{ cm} \quad (\text{espesor del grout del tablero})$$

$$D_{bar\text{llave}} := 36 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de las barras para usar como llaves de corte})$$

$$n_{bar\text{llaves}} := 10 \quad (\text{número de barras o de "llaves de corte"})$$

$$F_{yllave} := 420 \text{ MPa} \quad (\text{tensión de fluencia de las barras o de "llaves de corte"})$$

$$l_{intrusión} := 8 \text{ cm} \quad (\text{intrusión de la llaves de corte en el tablero})$$

$$l_{total} := grout + l_{intrusión} = 10.5 \text{ cm} \quad (\text{largo total de las llaves de corte})$$

$$A_{gllave} := \left(\frac{D_{bar\text{llave}}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 1017.876 \text{ mm}^2 \quad (\text{área transversal de la llave de corte})$$

$$I_x := \frac{\pi \cdot \left(\frac{D_{bar\text{llave}}}{2} \right)^4}{4} = 82448 \text{ mm}^4 \quad (\text{momento de inercia de una llave de corte})$$

$$y := \frac{Dbar_{llave}}{2} = 18 \text{ mm} \quad (\text{distancia desde el centroide a la fibra más extrema})$$

$$Z_{ainf} := 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{Dbar_{llave}}{2} \right)^2}{2} \cdot \frac{4 \cdot \left(\frac{Dbar_{llave}}{2} \right)}{3 \cdot \pi} \right) = 7776 \text{ mm}^3 \quad (\text{modulo plástico})$$

$$M_p := F_{yllave} \cdot Z_{ainf} = 3.266 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento plástico})$$

$$M_y := \frac{I_x \cdot F_{yllave}}{y} = 1.924 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento de fluencia})$$

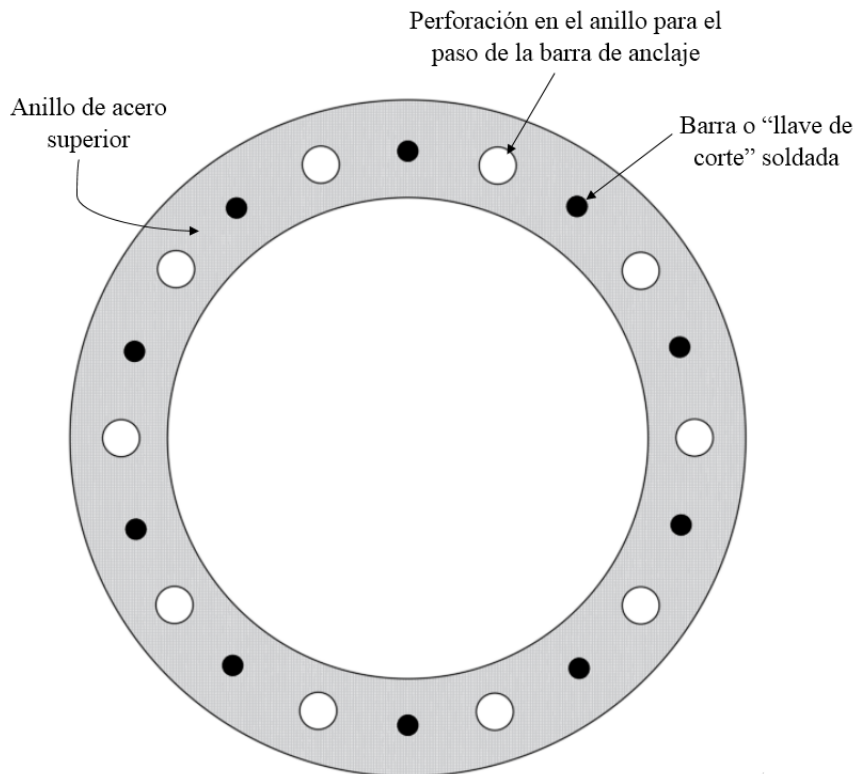
$$M_{nllave} := \min(M_p, 1.6 \cdot M_y) = 3.078 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{resistencia nominal a flexión de una llave de corte})$$

$$V_{nllave} := 0.6 \cdot F_{yllave} \cdot A_{gllave} = 256.505 \text{ kN} \quad (\text{resistencia nominal a corte de una llave de corte})$$

$$M_u := \frac{\left(\frac{Fmax_{barras}}{l_{total}} \right) \cdot l_{total}^2}{6 \cdot nbar_{llaves}} = 2.467 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento último en una llave de corte})$$

$$ver_{12} := \text{if} \left(0.9 \cdot M_{nllave} > M_u \wedge 0.9 \cdot V_{nllave} \geq \frac{Fmax_{barras}}{nbar_{llaves}}, \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que con el número y dimensiones especificadas para las barras soldadas o "llaves de corte" del anillo de acero superior, no existe falla por corte o por flexión de las llaves de corte. El esquema del anillo de acero superior con las llaves de corte soldadas, es el siguiente:



E.3 Verificaciones del pilote de acero

E.3.1 Datos del material - Acero A572Gr50

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

E.3.2 Factores de reducción - Método LRFD

$$\phi_t := 0.9 \text{ (tracción)} \quad \phi_c := 0.9 \text{ (compresión)} \quad \phi_b := 0.9 \text{ (flexión)} \quad \phi_v := 0.9 \text{ (corte)}$$

E.3.3 Parámetros geométricos - Pilote de acero

$$D := D_{pilote} = 1100 \text{ mm} \quad (\text{diámetro ext.}) \quad r_{ext} := \frac{D}{2} = 550 \text{ mm} \quad (\text{radio ext.})$$

$$t := t_{pilote} = 26 \text{ mm} \quad (\text{espesor})$$

$$D_{int} := D - 2 \cdot t = 1048 \text{ mm} \quad (\text{diámetro int.}) \quad r_{int} := \frac{D_{int}}{2} = 524 \text{ mm} \quad (\text{radio int.})$$

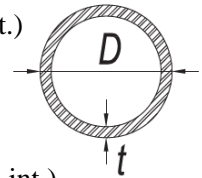
$$A_g := \frac{D^2 \cdot \pi}{4} - \frac{D_{int}^2 \cdot \pi}{4} = 87725.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{área bruta})$$

$$I_x := \frac{r_{ext}^4 \cdot \pi}{4} - \frac{r_{int}^4 \cdot \pi}{4} = 1265611.8 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inercia - eje x}) \quad I_y := I_x$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 379.828 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro - eje x}) \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 379.828 \text{ mm} \quad (\text{radio de giro - eje y})$$

$$S_x := \frac{I_x}{r_{ext}} = 0.023 \text{ m}^3 \quad (\text{módulo elástico - eje x})$$

$$Z_x := \frac{D^3}{6} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{2 \cdot t}{D} \right)^3 \right) = 0.03 \text{ m}^3 \quad (\text{módulo plástico - eje x})$$



E.3.4 Clasificación de la sección

$$\lambda := \frac{D}{t} = 42.308 \quad (\text{esbeltez})$$

$$C_1 := \text{if} \left(\lambda \leq 0.11 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"NS"}, \text{"S"} \right)$$

$$C_2 := \text{if} \left(\lambda \leq 0.07 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"C"}, \text{if} \left(0.07 \cdot \frac{E_s}{F_y} < \lambda \leq 0.31 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \text{"NC"}, \text{"S"} \right) \right)$$

$$C_1 = \text{"NS"} \quad (\text{clasificación para el diseño en compresión})$$

$$C_2 = \text{"NC"} \quad (\text{clasificación para el diseño en flexión})$$

Donde:

NS=No esbelto

S=Esbelto

C=Compacto

NC=No compacto

E.3.5 Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

E.3.5.1 Resistencia de diseño - Tracción (capítulo D, AISC 360-10)

a) Estado límite - Fluencia en el área gruesa

$$P_{nT} := F_y \cdot A_g = 30.265 \text{ MN} \quad P_{admT} := \phi_t \cdot P_{nT} = 2777.6 \text{ tonnef} \quad (\text{resistencia a la tracción admisible})$$

E.3.5.2 Resistencia de diseño - Compresión (capítulo E, AISC 360-10)

a) Estado límite - Pandeo global

$$k_{pilote} := 1.2 \quad (\text{factor de longitud efectiva}) \quad L_p := 28 \text{ m} \quad (\text{longitud del pilote})$$
$$\lambda_x := \frac{k_{pilote} \cdot L_p}{r_x} = 88.5 \quad (\text{esbeltez efectiva - eje x}) \quad \lambda_y := \lambda_x = 88.5 \quad (\text{esbeltez efectiva - eje y})$$
$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s}{(\lambda_x)^2} = 252 \text{ MPa} \quad (\text{tensión crítica de euler})$$
$$F_{cr1} := \text{if} \left(\lambda_x \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}, 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = 195 \text{ MPa}$$
$$P_{nC1} := F_{cr1} \cdot A_g = 17073.9 \text{ kN} \quad P_{admC1} := \phi_c \cdot P_{nC1} = 15366.5 \text{ kN}$$

b) Estado límite - Pandeo local

$$rev_1 := \text{if} (C_1 = \text{"NS"}, \text{"No Aplica"}, \text{"Aplica"}) = \text{"No Aplica"}$$
$$Q := \text{if} \left(0.11 \cdot \frac{E_s}{F_y} < \lambda < 0.45 \cdot \frac{E_s}{F_y}, \frac{0.038 \cdot E_s}{F_y \cdot (\lambda)} + \frac{2}{3}, 1 \right) = 1 \quad Q_a := Q$$
$$F_{cr2} := \text{if} \left(\lambda_x \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Q \cdot F_y}}, Q \cdot 0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = 195 \text{ MPa}$$
$$P_{nC2} := F_{cr2} \cdot A_g = 17073.9 \text{ kN} \quad P_{admC2} := \phi_c \cdot P_{nC2} = 15366.5 \text{ kN}$$
$$P_{admC} := \text{if} (C_1 = \text{"NS"}, P_{admC1}, \min (P_{admC1}, P_{admC2}))$$

$$P_{admC} = 1566.9 \text{ tonnef} \quad (\text{resistencia a la compresión admisible})$$

E.3.5.3 Resistencia de diseño - Flexión (capítulo F, AISC 360-10)

a) Estado límite - Fluencia

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_x = 1055.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

b) Estado límite - Pandeo Local

$$M_{n2} := \left(\frac{0.021 \cdot E_s}{\lambda} + F_y \right) \cdot S_x = 1042.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$F_{cr} := \frac{0.33 \cdot E_s}{\lambda} = 1560 \text{ MPa}$$

$$M_{n3} := F_{cr} \cdot S_x = 3661 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_n := \text{if} (C_2 = \text{"C"}, M_{n1}, \text{if} (C_2 = \text{"NC"}, \min (M_{n1}, M_{n2}), \min (M_{n1}, M_{n3})))$$

$$M_n = 1042.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{adm} := \phi_b \cdot M_n = 938.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \text{ (resistencia a la flexión admisible)}$$

E.3.5.4 Resistencia de diseño - Corte (capítulo G, AISC 360-10)

$$F_{cr} := \frac{0.78 \cdot E_s}{\frac{3}{\lambda^2}} = 567 \text{ MPa}$$

$$V_n := \frac{\min (F_{cr}, 0.6 \cdot F_y) \cdot A_g}{2}$$

$$V_n = 925.864 \text{ tonnef} \quad V_{adm} := \phi_b \cdot V_n = 833.3 \text{ tonnef} \text{ (resistencia al corte admisible)}$$

E.3.6 Cargas últimas

Cargas últimas asociadas a Mmax

$$M_{rx1} := 150.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r1} := -498.2 \text{ tonnef} \quad V_{r1} := 7.7 \text{ tonnef} \quad M_{ry1} := 61.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Pmin de compresión

$$M_{rx2} := 40.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r2} := -725.4 \text{ tonnef} \quad V_{r2} := 15.6 \text{ tonnef} \quad M_{ry2} := 91.0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Pmax de tracción

$$M_{rx3} := 18.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r3} := 403.9 \text{ tonnef} \quad V_{r3} := 7.6 \text{ tonnef} \quad M_{ry3} := 33.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cargas últimas asociadas a Vmax

$$M_{rx4} := 46.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad P_{r4} := -579.6 \text{ tonnef} \quad V_{r4} := 17.5 \text{ tonnef} \quad M_{ry4} := 117.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

E.3.7 Verificaciones de resistencia

$$M_{Umax} := \max(M_{rx1}, M_{rx2}, M_{rx3}, M_{rx4}, M_{ry1}, M_{ry2}, M_{ry3}, M_{ry4}) = 150.1 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$P_{UmaxC} := \max(|P_{r1}|, |P_{r2}|, |P_{r4}|) = 725.4 \text{ tonnef}$$

$$P_{UmaxT} := \max(P_{r3}) = 403.9 \text{ tonnef}$$

$$V_{Umax} := \max(V_{r1}, V_{r2}, V_{r3}, V_{r4}) = 17.5 \text{ tonnef}$$

$$ver_{13} := \text{if}(M_{Umax} \leq M_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Ok"}$$

$$ver_{14} := \text{if}(P_{UmaxC} \leq P_{admC}, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Ok"}$$

$$ver_{15} := \text{if}(P_{UmaxT} \leq P_{admT}, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Ok"}$$

$$ver_{16} := \text{if}(V_{Umax} \leq V_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Ok"}$$

E.3.8 Factores de utilización para esfuerzos combinados

$$FU_1 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r1})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r1})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx1}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry1}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r1})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx1}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry1}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_1 = 0.52$$

$$FU_2 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r2})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r2})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx2}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry2}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r2})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx2}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry2}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_2 = 0.59$$

$$FU_3 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r3})|}{P_{admT}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r3})|}{P_{admT}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx3}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry3}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r3})|}{2 \cdot P_{admT}} + \left(\frac{M_{rx3}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry3}}{M_{adm}}\right)\right)$$

$$FU_3 = 0.13$$

$$FU_4 := \text{if}\left(\frac{|(P_{r4})|}{P_{admC}} \geq 0.2, \frac{|(P_{r4})|}{P_{admC}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx4}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry4}}{M_{adm}}\right), \frac{|(P_{r4})|}{2 \cdot P_{admC}} + \left(\frac{M_{rx4}}{M_{adm}} + \frac{M_{ry4}}{M_{adm}}\right)\right)$$

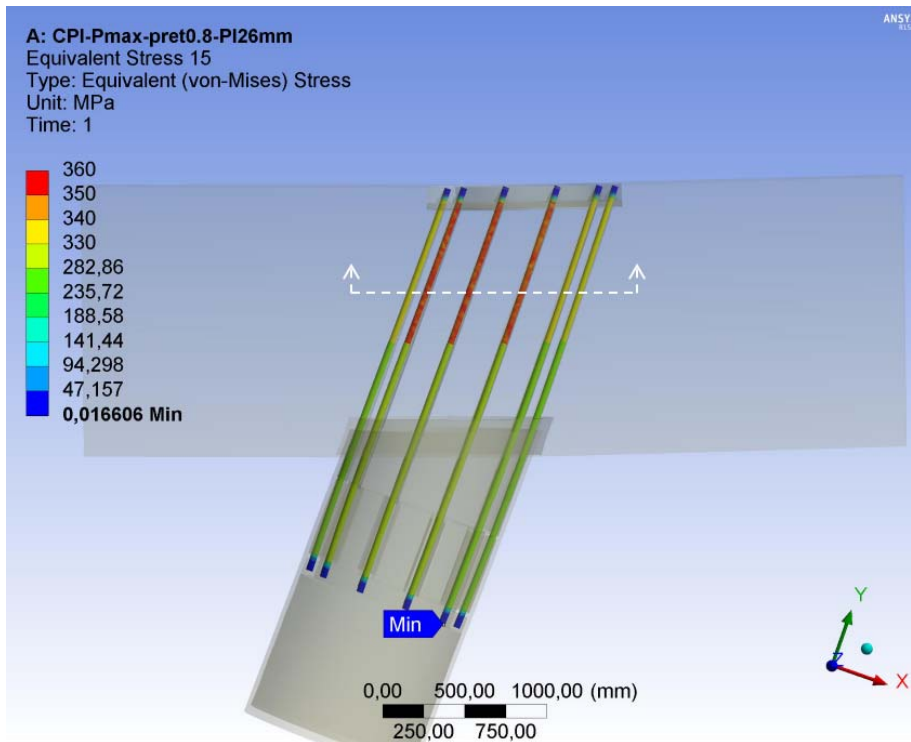
$$FU_4 = 0.53$$

$$ver_{17} := \text{if}(\max(FU_1, FU_2, FU_3, FU_4) \leq 1.05, \text{"Ok"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Ok"}$$

E.4 Resultados del modelo de conexión en ANSYS - Tensiones en las barras de anclaje

En el modelo de conexión con pilote inclinado generado en ANSYS, se aplicaron los esfuerzos últimos asociados a M_{max} , P_{min} , P_{max} y V_{max} , (ver tabla 4.27, capítulo 4) y se resolvió el modelo de elementos finitos. A partir del análisis se obtuvieron las tensiones de Von Mises en las 10 barras de anclaje. Los resultados son los siguientes:

E.4.1 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de P_{max}



En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de P_{max} .

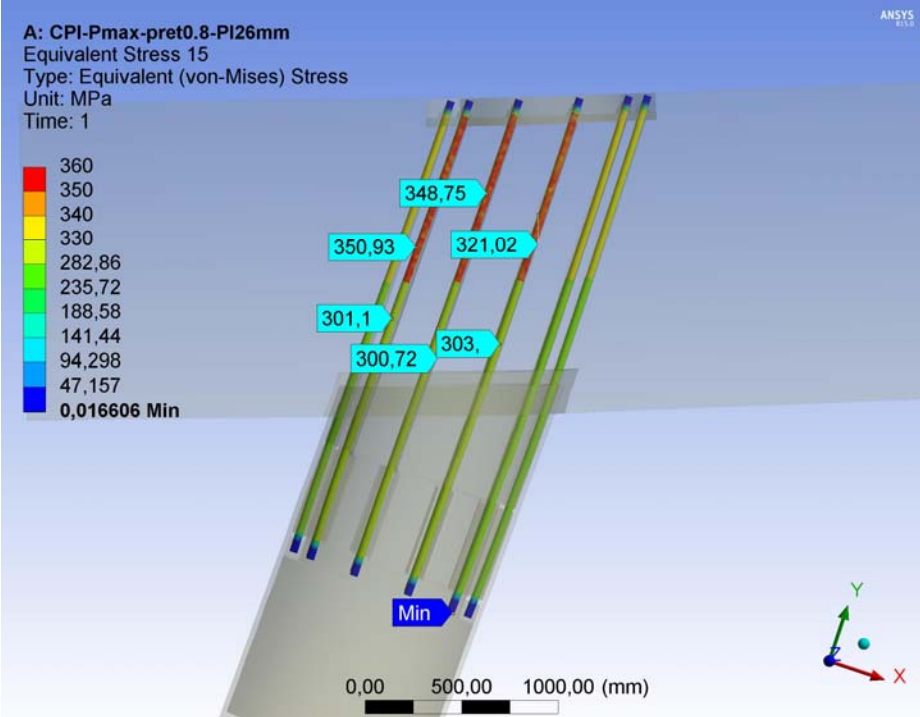
Se realiza un corte a la altura de la línea blanca segmentada para examinar las tensiones individuales por barra de anclaje en la zona del rebaje.

Las tensiones de Von Mises " σ_{vm} " obtenidas para cada barra de anclaje son las siguientes:



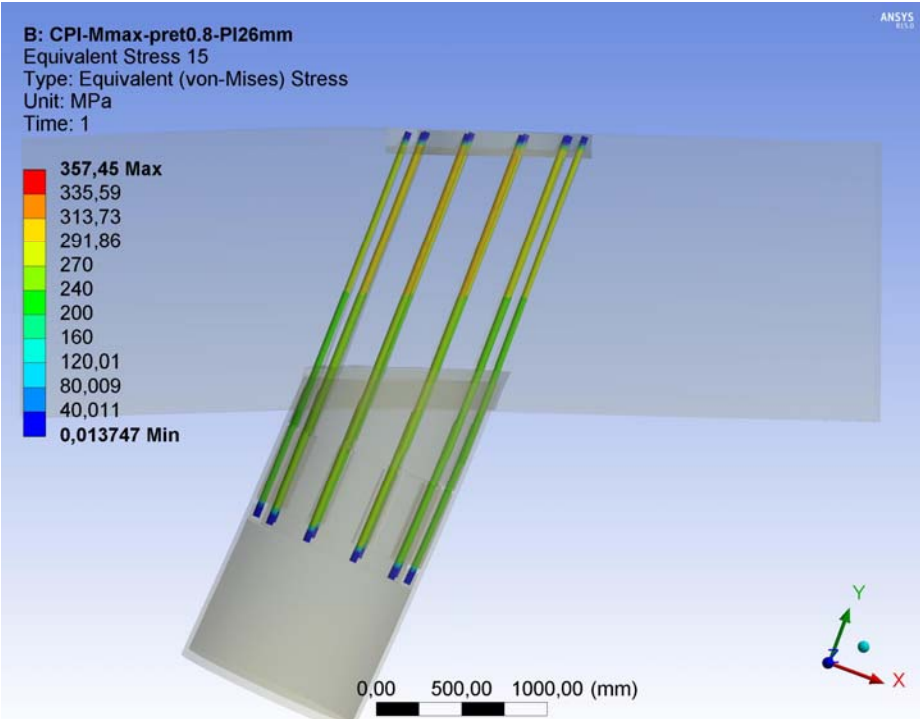
- $\sigma_{vm.barra1} := 320.59 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra2} := 312.89 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra3} := 321.1 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra4} := 329.89 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra5} := 351.5 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra6} := 352.25 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra7} := 350.9 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra8} := 326.72 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra9} := 336.79 \text{ MPa}$
- $\sigma_{vm.barra10} := 326.96 \text{ MPa}$

Los resultados indican que para el set de esfuerzos últimos asociados a Pmax aplicados en el pilote inclinado, se alcanza la fluencia en 3 de las 10 barras de anclaje (se supera la tensión de fluencia $f_y=345\text{MPa}$). Esto tiene como resultado el inicio de la rótula plástica en la conexión.



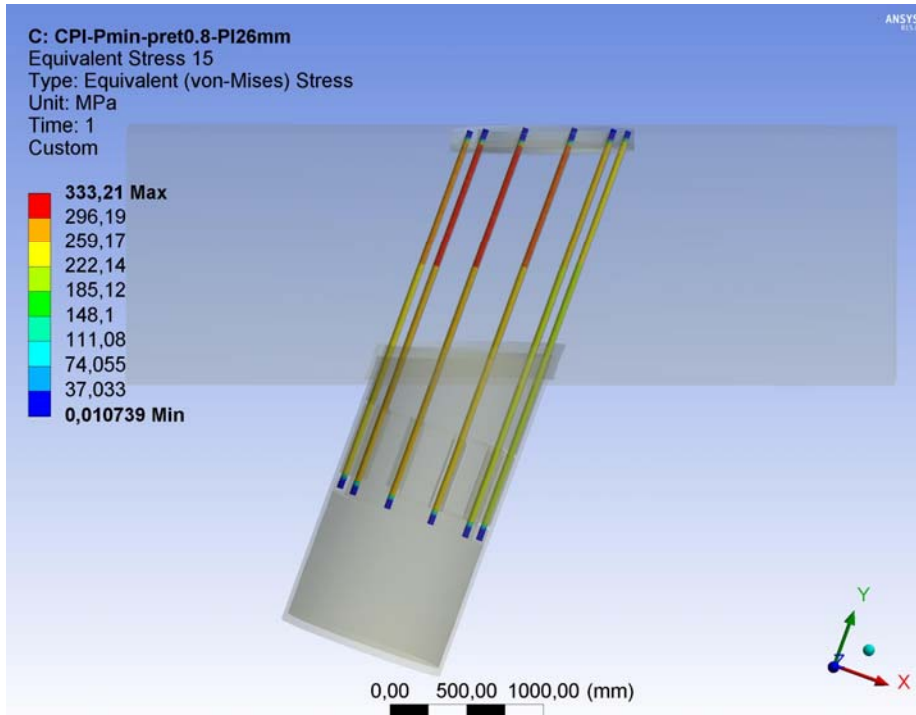
En la figura izquierda se indican las tensiones de Von Mises para las 3 barras en fluencia, para las zonas con rebaje y sin rebaje.

E.4.2 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Mmax**



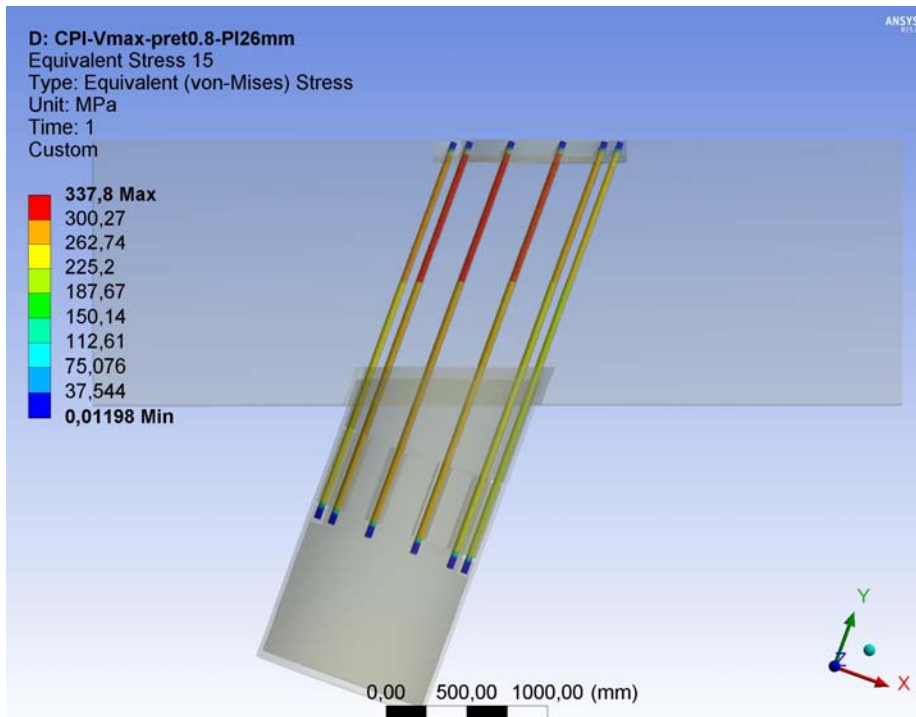
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Mmax.

E.4.3 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Pmin**



En la figura izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Pmin.

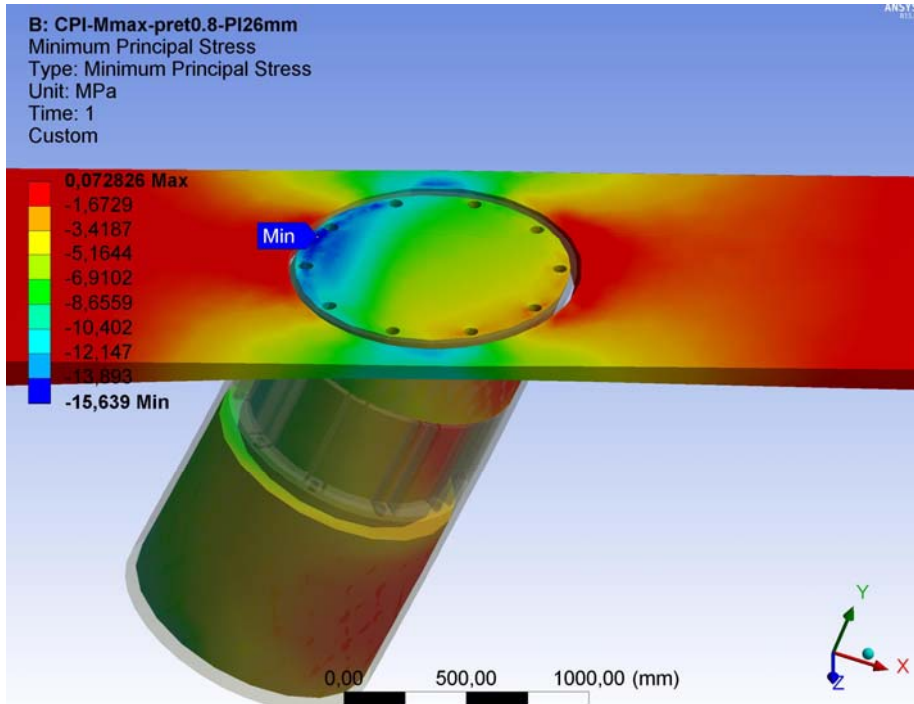
E.4.4 Tensiones de Von Mises en barras de anclaje - Set de cargas de **Vmax**



En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones de Von Mises de las barras de anclaje, para el set de cargas de Vmax.

E.5 Resultados del modelo de conexión en ANSYS - Tensiones en el tapón de hormigón

E.5.1 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Mmax**



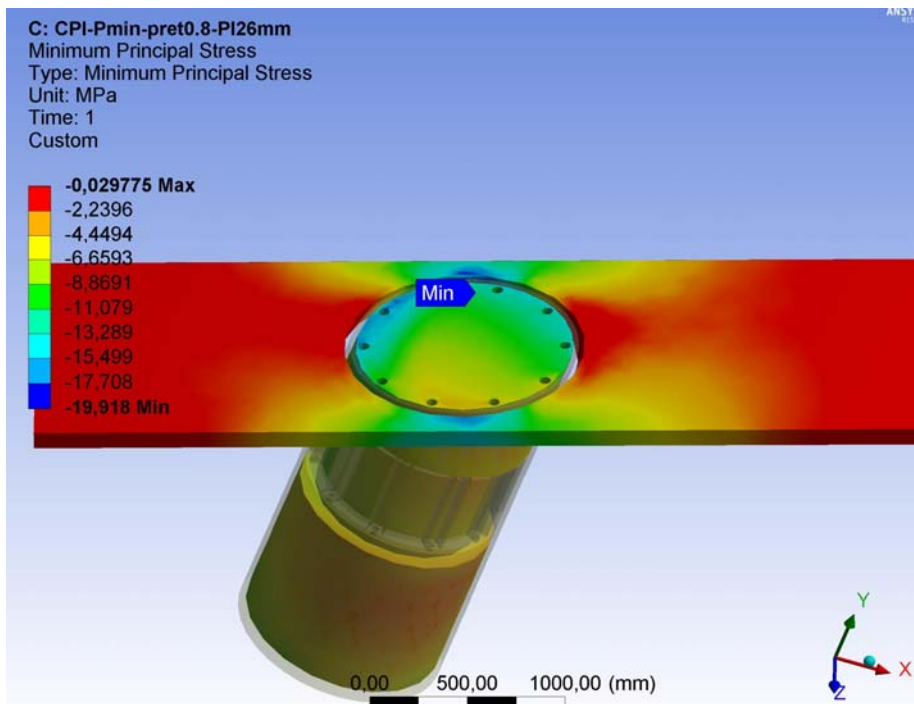
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Mmax.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c1tapón} := 15.639 \text{ MPa}$$

E.5.2 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Pmin**



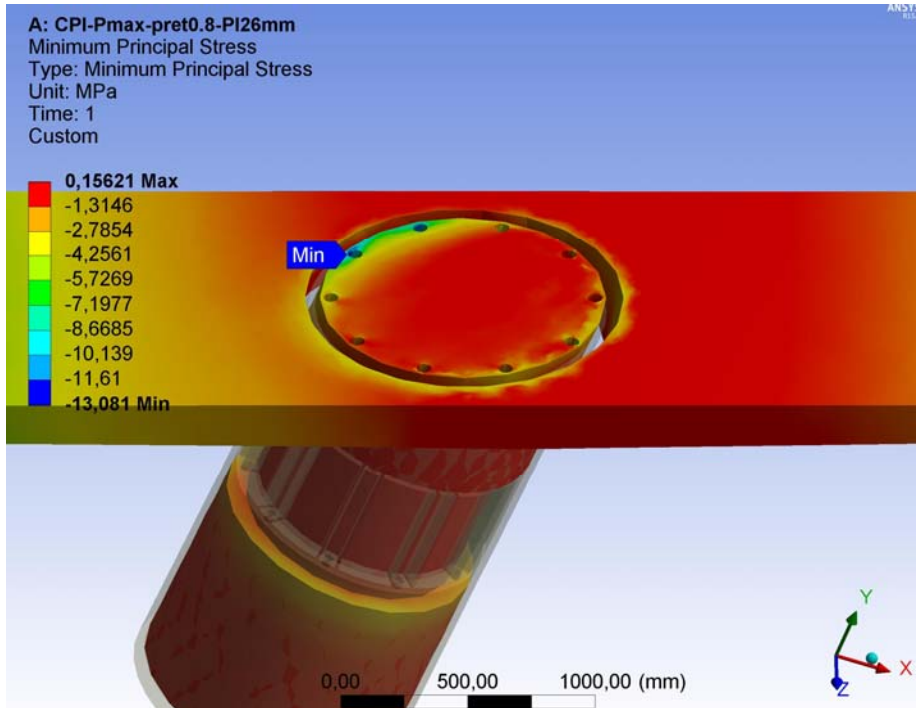
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Pmin.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c2tapón} := 17.708 \text{ MPa}$$

E.5.3 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Pmax**



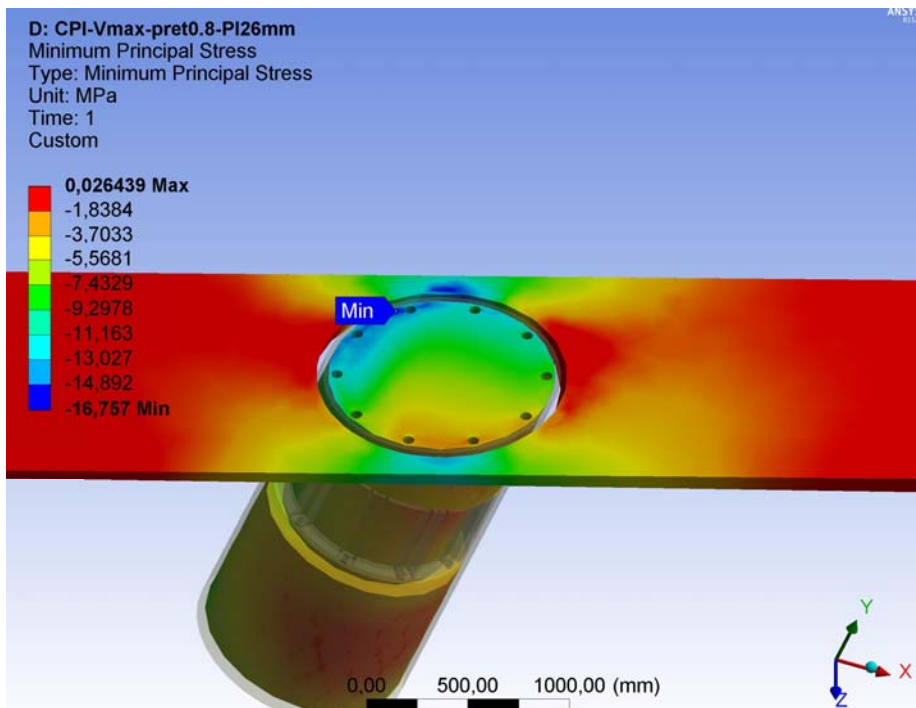
En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Pmax.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c3tapón} := 13.081 \text{ MPa}$$

E.5.4 Tensiones Principales Mínimas en el tapón de hormigón - Set de cargas de **Vmax**



En la figura de la izquierda se indica la distribución de tensiones Principales Mínimas del tapón de hormigón, para el set de cargas de Vmax.

Se realiza un corte a 10cm de la cara inferior de la viga, para facilitar la inspección de las tensiones.

La tensión de compresión máxima resultante en el tapón de hormigón es:

$$\sigma_{c4tapón} := 16.757 \text{ MPa}$$

E.6 Verificaciones finales

-> A partir de las tensiones de Von Mises, se verifica que la rótula plástica se genera para el set de esfuerzos últimos asociados a Pmax, es decir, la rótula plástica se genera por tracción.

-> A partir de las tensiones principales máximas y mínimas, se verifica que para los cuatro estados de esfuerzos últimos analizados, todas las barras de anclaje trabajan a tracción.

-> Para los cuatro estados de esfuerzos últimos analizados, y para todos los modos de falla analizados, se verifica que en los elementos componentes de la conexión no se produce la falla analizada respectiva.

-> Se verifica que las tensiones máximas de compresión en el tapón de hormigón, para los cuatro estados de esfuerzos últimos, son menores a la resistencia del hormigón confinado a compresión:

$$ver_{18} := \text{if} \left(\max \left(\sigma_{c1\text{tapón}}, \sigma_{c2\text{tapón}}, \sigma_{c3\text{tapón}}, \sigma_{c4\text{tapón}} \right) \leq f_{cc} \prime, \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

-> Se verifica que la resistencia a flexión del pilote inclinado es, al menos, un 10% superior a la resistencia a flexión de la conexión:

$$M_{ncon} := 190.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(resistencia a la flexión de la conexión. En el modelo de conexión se itero el momento aplicado hasta alcanzar la fluencia en una de las barras)

$$M_{npilote} := M_n = 1042.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(resistencia a la flexión del pilote)

$$ver_{19} := \text{if} \left(M_{ncon} \leq 0.9 \cdot M_{npilote}, \text{"Ok"}, \text{"No"} \right) = \text{"Ok"}$$

E.7 Especificaciones para las barras de anclaje

El diámetro requerido de las barras de anclaje en la zona del rebaje es de 39mm. Considerando un rebaje para la barra de 3mm, el diámetro de la barra fuera del rebaje debe ser de 42mm. Por tanto el diámetro especificado para la barra es de 42mm.

$$D_{bar_{max}} := 42 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje}) \quad r_{e_{bar}} := 3 \text{ mm} \quad (\text{rebaje del diámetro})$$

$$D_{bar_{min}} := D_{bar_{max}} - r_{e_{bar}} = 39 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la barra de anclaje en el rebaje})$$

1. Disponibilidad comercial del diámetro obtenido para la barra de anclaje

Para verificar la disponibilidad comercial del diámetro de la barra de anclaje requerido (42mm), se utilizaron como referencia los diámetros de pernos disponibles en el mercado según el catálogo de productos WASI NORM (elementos de fijación de acero inoxidable estandarizados según las normas DIN, EN e ISO).

-> Se verifica que el diámetro requerido se fabrica y está disponible en el mercado.

2. Diámetro de la perforación en los anillos de acero para el paso de la barra de anclaje

$$d_{perf} := D_{bar_{max}} + 8 \text{ mm} = 50 \text{ mm} \quad (\text{diámetro de la perforación según la norma AISC 360-10, Tabla J3.3M})$$

La norma AISC 360-10 establece el diámetro de perforación en elementos de acero para el paso del perno conector, lo cual se puede utilizar como referencia para las perforaciones en los anillos de acero y el paso de la barra de anclaje. Para un perno con un diámetro superior a 36mm la perforación tipo "Oversize" es de $d + 8\text{mm}$, con "d" el diámetro del perno.

3. Dimensiones de tuerca tipo M39 y M42

A modo de referencia, se consideraron las siguientes dimensiones de tuercas:

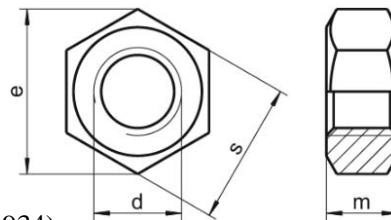
-Tuerca: M39 (Hexagonal) - Para el extremo superior de la barra con rebaje

$$m_{max} := 31 \text{ mm}$$

$$d_{min} := 39 \text{ mm} \quad d_{max} := 42.1 \text{ mm}$$

$$s := 60 \text{ mm}$$

$$e := 66.44 \text{ mm} \quad (\text{Según ISO 4032 - DIN 934})$$



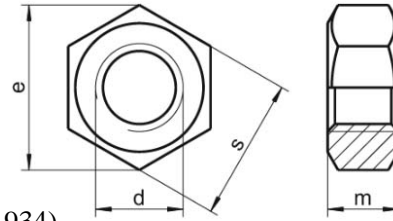
-Tuerca: M42 (Hexagonal) - Para el extremo inferior de la barra sin rebaje

$$m_{max} := 34 \text{ mm}$$

$$d_{min} := 42 \text{ mm} \quad d_{max} := 45.4 \text{ mm}$$

$$s := 65 \text{ mm}$$

$$e := 71.3 \text{ mm} \quad (\text{Según ISO 4032 - DIN 934})$$



4. Pretensión mínima de las barras de anclaje

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

$$pret_{min} := 0.8 \cdot F_y = 276 \text{ MPa} \quad (\text{pretensión mínima para las barra de anclaje})$$

-> Se propone una pretensión mínima para las barras de anclaje equivalente al 80% de la tensión de fluencia del acero especificado para la barra (A572Gr50).