



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL EN OBRAS CIVILES

**ANÁLISIS DE LA DEFORMACIÓN SÍSMICA PARA ESTRIBOS DE  
PUENTES EN SUELOS LICUABLES CONSIDERANDO  
MODELAMIENTO NUMÉRICO EN DOS DIMENSIONES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES

PROFESOR GUÍA: MAURICIO JARA ORTIZ

PROFESOR CO-GUÍA: IGNACIO FUENZALIDA

CATALINA JAVIERA CÁDIZ GÁLVEZ

CURICÓ, CHILE

2021

## CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'. The right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICO' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'.

Curicó, 2022

## RESUMEN

El territorio nacional ha sido foco de grandes eventos sísmicos en el transcurso del tiempo, siendo uno de los más importantes el terremoto del Maule producido el 27 de febrero del año 2010. En éste se observó y documentó el desarrollo del fenómeno de licuación en distintas localidades de la zona de ruptura, fenómeno que hasta ese instante se creía poco probable producto de la densificación previa de los suelos por la gran cantidad de movimientos sísmicos que han ocurrido en el país a través de los años.

El presente estudio se basa en el análisis de las deformaciones sísmicas en estribos de puentes apoyados en suelos vulnerables al fenómeno de licuación frente a un sismo de gran intensidad. Para la realización del análisis se consideró una simulación numérica bidimensional mediante el método de elementos finitos en el software MIDAS GTS NX, con el fin de profundizar en el estudio del comportamiento deformacional de la masa de suelo de un depósito frente a la ocurrencia del fenómeno, ya que se pueden producir deformaciones inesperadas que se derivan en posibles colapsos o inhabilitación de infraestructura imprescindible, por ejemplo, de puentes.

La metodología de la presente memoria se soporta en seleccionar un caso de estudio, realizando un levantamiento de información geológico, geotécnico y estructural, para luego, llevar a cabo la simulación numérica bidimensional mediante la implementación de tres modelos representativos del puente de seleccionado, los cuales son: sección transversal del estribo suroeste, sección transversal del estribo noreste y sección longitudinal del puente. El análisis y estudio principal se basa en un análisis dinámico tipo Tiempo-Historia no lineal que considera la inclusión del fenómeno de licuación en su modelación. De este modo, permite identificar desplazamientos, aceleraciones y susceptibilidad de los suelos potencialmente licuables.

La investigación realizada para el Puente Llavería identificó un alto grado de vulnerabilidad al fenómeno de licuación en el entorno superior de donde se apoyan los estribos de la estructura, originado principalmente por el efecto sitio que incide en el comportamiento de la onda sísmica produciendo una pequeña amplificación de ésta al llegar a la superficie. A causa de esto, se observaron desplazamientos laterales máximos en los estribos iguales a 3 cm. Así mismo, los pilotes que componen la fundación presentaron una deformación lateral entre el desplazamiento superior e inferior igual a 1,5 cm. Adicionalmente se registra un asentamiento de la estructura en general de 3 a 5 mm.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido	Pág.
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS</b> .....	<b>1</b>
1.1 Introducción .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.2.1 Objetivo general .....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>3</b>
2.1 Definición del problema.....	3
2.1.1 Importancia del problema.....	3
2.1.2 Evidencias en Chile.....	4
2.1.3 Licuación reiterada.....	6
2.2 Amenaza sísmica.....	7
2.2.1 Tipos de sismos en Chile.....	7
2.3 Ondas sísmicas .....	9
2.3.1 Ondas internas .....	9
2.3.2 Ondas externas o superficiales .....	10
2.4 Riesgo sísmico .....	11
2.5 Fenómeno de amplificación sísmica .....	12
2.6 Efecto de sitio.....	15
2.7 Fenómeno de licuación.....	15
2.7.1 Factores que determinan el fenómeno.....	16
2.7.2 Suelos susceptibles a la licuación.....	17
2.8 Comportamiento del suelo frente a corte cíclico.....	17
2.9 Evaluación del potencial de licuación .....	18
2.9.1 Solicitación cíclica (Cyclic stress ratio, CSR).....	18
2.9.2 Resistencia cíclica (Cyclic resistance ratio, CRR) .....	19

2.9.3 Factor de seguridad (F.S) .....	21
2.10 Mecanismos de fallas .....	21
2.10.1 Falla por flujo .....	21
2.10.2 Movilidad cíclica .....	22
2.10.3 Redistribución de las presiones de poros en el suelo .....	23
2.11 Fallas en el terreno .....	23
2.11.1 Fallas de flujo y deslizamientos .....	23
2.11.2 Desplazamientos laterales .....	24
2.11.3 Oscilaciones del terreno .....	25
2.11.4 Pérdida de la capacidad de soporte .....	26
2.11.5 Asentamientos y volcanes de arena .....	26
2.11.6 Aumento de la presión lateral sobre estructuras de contención .....	27
<b>CAPÍTULO III: MÉTODOS</b> .....	28
3.1 Método seleccionado .....	28
3.2 Método de elementos finitos .....	28
3.3 Estado del arte .....	30
3.3.1 Método de equilibrio límite .....	30
3.3.2 Método de diferencias finitas .....	30
3.4. Modelos constitutivos de elementos finitos .....	31
3.4.1 Elástico .....	31
3.4.2 Mohr Coulomb .....	32
3.4.3 Mohr Coulomb modificado .....	33
3.4.4 Hardening Soil .....	34
3.4.5 UBCSAND .....	35
<b>CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA</b> .....	39
4.1 Selección y descripción general del puente de estudio .....	39
4.2 Caracterización geológica .....	39

---

4.3 Caracterización geotécnica.....	40
4.4 Descripción estructural del puente de estudio.....	40
4.5 Determinación de la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación.....	40
4.6 Análisis del comportamiento de la tipología de fundación.....	40
4.7 Estudio sísmico.....	41
4.8 Modelación.....	41
<b>CAPÍTULO V: DESARROLLO Y RESULTADOS.....</b>	<b>42</b>
5.1 Descripción general del puente de estudio.....	42
5.2 Estudio geológico.....	44
5.3 Caracterización geotécnica.....	46
5.3.1 Exploración geotécnica.....	46
5.3.2 Perfil estratigráfico.....	48
5.3.3 Propiedades del material.....	49
5.4 Descripción estructural puente de estudio.....	55
5.5 Determinación de la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación.....	59
5.6 Análisis del comportamiento de la tipología de fundación.....	60
5.6.1 Fundamento de la elección de tipología.....	60
5.6.2 Capacidad de soporte de los pilotes.....	61
5.6.3 Desplazamiento lateral de pilotes.....	63
5.6.4 Asentamientos.....	64
5.7 Estudio sísmico.....	65
5.7.1 Sismo de análisis.....	65
5.7.2 Registros terremoto 27/F estación UTSM.....	65
5.7.3 Análisis de amplificación dinámica en 1D.....	66
5.7.4 Amplificación sísmica de los estratos.....	68
5.8 Modelación bidimensional.....	71
5.8.1 Modelos.....	71

---

5.8.2 Condición de campo libre y tamaño de elementos finitos.....	72
5.8.3 Modelos constitutivos .....	73
5.8.4 Condición de frontera de resortes.....	76
5.8.5 Condición de frontera de bordes absorbentes.....	76
5.8.6 Determinación del periodo predominante .....	77
5.8.7 Análisis dinámico Tiempo – Historia.....	79
<b>CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>117</b>
<b>CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES .....</b>	<b>132</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>135</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>138</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<b>Contenido</b>	<b>Pág.</b>
Ilustración 1: Daños en viviendas terremoto del año 1960 .....	4
Ilustración 2: Daños en puente Juan Pablo II .....	5
Ilustración 3: Daños puente Llacolén .....	5
Ilustración 4: Bahía de Coronel a) Puerto comercial y b) Sifón industrial .....	6
Ilustración 5: Puente Lo Gallardo terremoto del año 1985 .....	6
Ilustración 6: Tipos de sismos en Chile .....	8
Ilustración 7: Origen y propagación de las ondas sísmicas a través del suelo .....	9
Ilustración 8: Propagación de ondas de compresión o primarias .....	10
Ilustración 9: Propagación de ondas de corte o secundarias .....	10
Ilustración 10: Propagación de ondas Rayleigh .....	11
Ilustración 11: Propagación de ondas Love .....	11
Ilustración 12: Fases de prevención del riesgo sísmico .....	12
Ilustración 13: Recorrido de la onda en función de las características de cada estrato .....	13
Ilustración 14: Ruta de las ondas sísmicas .....	13
Ilustración 15: Factores relevantes para la amplificación sísmica .....	14
Ilustración 16: Ejemplificación del efecto de sitio .....	15
Ilustración 17: Fenómeno de licuación en suelos con presencia de arena saturada .....	16
Ilustración 18: Comportamiento del suelo frente a la aplicación de cargas cíclicas .....	18
Ilustración 19: Correlación entre resistencia cíclica (CRR) y Número de golpes .....	20
Ilustración 20: Falla por flujo en Presa San Fernando. California, Estados Unidos. ....	22
Ilustración 21: Colapso de estructura por movilidad cíclica, terremoto Niigata año 1964 .....	22
Ilustración 22: Asentamiento de vivienda por movilidad cíclica terremoto de México 2017 .....	23
Ilustración 23: Diagrama de la falla de flujo causada por el fenómeno de licuación .....	24
Ilustración 24: Falla por desplazamiento lateral puente Showa, Terremoto Niigata en el año 1964 ..	25
Ilustración 25: Desplazamiento lateral registrado durante el terremoto de Chiloé en el año 2017 ...	25
Ilustración 26: Oscilación del suelo causada por el evento de licuación .....	26
Ilustración 27: Generación de volcanes de arenas .....	26
Ilustración 28: Ejemplificación de modelo geotécnico mediante método de elementos finitos .....	28
Ilustración 29: Comportamiento elástico lineal de la deformación en función de la tensión .....	31
Ilustración 30: Comportamiento elastoplástico del modelo Mohr Coulomb .....	32
Ilustración 31: Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb .....	33

Ilustración 32: Superficie de fluencia modelo Hardening Soil .....	34
Ilustración 33: Comportamiento del modelo Hardening Soil.....	35
Ilustración 34: Análisis de la inducción de una expansión o dilatación plástica.....	36
Ilustración 35: Gráfica de la deformación plástica de corte máxima en función del esfuerzo.....	37
Ilustración 36: Gráfica del modelo UBCSAND y la representación de los resultados calculados para incremento de la presión de poros.....	38
Ilustración 37: Ubicación del puente Llavería dentro de la sexta región. ....	42
Ilustración 38: Ubicación del puente Llavería .....	43
Ilustración 39: Estructura del puente Llavería antiguo .....	43
Ilustración 40: Estructura del puente Llavería nuevo.....	44
Ilustración 41: Detalle del mapa geológico de la zona de estudio .....	45
Ilustración 42: Detalle de zonificación de acuíferos de la sexta región .....	45
Ilustración 43: Perfil longitudinal del valle del estero Alhué.....	46
Ilustración 44: Distribución en planta de la exploración del suelo .....	47
Ilustración 45: Estratigrafía del terreno.....	48
Ilustración 46: Detalle de la estructura del puente Llavería.....	56
Ilustración 47: Detalle de la estructura del tablero.....	57
Ilustración 48: Detalle de la estructura de las vigas .....	57
Ilustración 49: Detalle en elevación de la estructura de los estribos .....	58
Ilustración 50: Detalle en planta de los estribos.....	58
Ilustración 51: Tipo de falla de cada fundación, propuesta de Vesic (1973), adaptado de Braja Das (Das, 1999).....	60
Ilustración 52: Porcentaje de participación en la resistencia última.....	62
Ilustración 53: Respuesta lateral de la fundación para el estribo suroeste .....	63
Ilustración 54: Respuesta lateral de la fundación para el estribo noreste.....	64
Ilustración 55: Registros de aceleraciones de la estación UTFSM en el terremoto del año 2010.....	65
Ilustración 56: Columnas de suelo para el análisis unidimensional en Deepsoil .....	67
Ilustración 57: Registro análisis unidimensional de aceleración de la columna 1 .....	68
Ilustración 58: Registro análisis unidimensional de aceleración de la columna 2 .....	70
Ilustración 59: Modelo 1- Sección transversal estribo suroeste .....	71
Ilustración 60: Modelo 2- Sección transversal estribo noreste.....	72
Ilustración 61: Modelo 3- Sección longitudinal del puente Llavería .....	72
Ilustración 62: Tipos de modelos constitutivos .....	74
Ilustración 63: Representación gráfica de la condición de resorte de superficie.....	76

Ilustración 64: Ejemplificación de la condición de bordes absorbentes.....	77
Ilustración 65: Representación gráfica del software para los bordes absorbentes .....	77
Ilustración 66: Registro de aceleración transversal del terremoto del 27-F.....	79
Ilustración 67: Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 1 .....	81
Ilustración 68: Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 2 .....	81
Ilustración 69: Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 3 .....	82
Ilustración 70: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación sección transversal del estribo suroeste...	82
Ilustración 71: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación sección transversal del estribo noreste ....	83
Ilustración 72: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección longitudinal.....	83
Ilustración 73: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación sección transversal de la zona de fundación del estribo suroeste .....	84
Ilustración 74: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación sección transversal de la zona de fundación del estribo noreste .....	85
Ilustración 75: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección longitudinal de la zona de fundación de ambos estribos .....	85
Ilustración 76: Diagrama de aceleración transversal para el modelo 1 .....	86
Ilustración 77: Diagrama de aceleración transversal para el modelo 2 .....	86
Ilustración 78: Diagrama de aceleración transversal para el modelo 3 .....	86
Ilustración 79: Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 1 ....	87
Ilustración 80: Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 2 .....	87
Ilustración 81: Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 3 ....	88
Ilustración 82: Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 3 .....	88
Ilustración 83: Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 1 .....	92
Ilustración 84: Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 2 .....	92
Ilustración 85: Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 3 .....	92
Ilustración 86: Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 1 ..	93
Ilustración 87: Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 2....	93
Ilustración 88: Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 3 ..	94
Ilustración 89: Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 3 ....	94
Ilustración 90: Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 1 .....	98
Ilustración 91: Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 2 .....	98
Ilustración 92: Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 3 .....	98
Ilustración 93: Desplazamientos transversales de la sección estribo suroeste. Modelo 1 .....	99
Ilustración 94: Desplazamientos transversales de la sección estribo noreste. Modelo 2 .....	100

Ilustración 95: Desplazamientos transversales de la sección estribo suroeste. Modelo 3 .....	100
Ilustración 96: Desplazamientos transversales de la sección estribo noreste. Modelo 3 .....	101
Ilustración 97: Desplazamientos transversales máximos fundación estribo suroeste. Modelo 1 .....	101
Ilustración 98: Desplazamientos transversales en el tiempo fundación estribo suroeste. Modelo 1 .....	102
Ilustración 99: Desplazamientos transversales máximos fundación estribo noreste. Modelo 2 .....	103
Ilustración 100: Desplazamientos transversales en el tiempo fundación estribo noreste. Modelo 2 .....	103
Ilustración 101: Desplazamientos transversales máximos fundación del puente. Modelo 3 .....	104
Ilustración 102: Desplazamientos transversales en el tiempo fundación del puente. Modelo 3 .....	104
Ilustración 103: Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 1 .....	105
Ilustración 104: Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 2 .....	105
Ilustración 105: Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 3 .....	105
Ilustración 106: Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo suroeste. Modelo 1 .....	106
Ilustración 107: Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo noreste. Modelo 2 .....	107
Ilustración 108: Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo suroeste. Modelo 3 .....	108
Ilustración 109: Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo noreste. Modelo 3 .....	108
Ilustración 110: Desplazamientos longitudinales máximos fundación estribo suroeste. Modelo 1 .....	109
Ilustración 111: Desplazamientos longitudinales en el tiempo fundación estribo suroeste. Modelo 1 .....	109
Ilustración 112: Desplazamientos longitudinales máximos fundación estribo noreste. Modelo 2 .....	110
Ilustración 113: Desplazamientos longitudinales en el tiempo fundación estribo noreste. Modelo 2 .....	110
Ilustración 114: Desplazamientos longitudinales máximos fundación del puente. Modelo 3 .....	111
Ilustración 115: Desplazamientos longitudinales en el tiempo fundación del puente. Modelo 3 .....	111
Ilustración 116: Esfuerzo axial por pilote de la sección transversal del estribo suroeste .....	112
Ilustración 117: Esfuerzo axial por pilote de la sección transversal del estribo noreste .....	112
Ilustración 118: Esfuerzo axial por pilotes de la sección longitudinal del puente .....	113
Ilustración 119: Esfuerzo cortante por pilote de la sección transversal del estribo suroeste .....	114
Ilustración 120: Esfuerzo cortante por pilote de la sección transversal del estribo noreste .....	114
Ilustración 121: Esfuerzo cortante por pilote de la sección longitudinal del puente .....	115
Ilustración 122: Momento flector por pilote de la sección transversal del estribo suroeste .....	115
Ilustración 123: Momento flector por pilote de la sección transversal del estribo noreste .....	116
Ilustración 124: Momento flector por pilote de la sección longitudinal del puente .....	116
Ilustración 125: Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensional 1 y 3 para el estribo suroeste .....	119

---

Ilustración 126: Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensional 2 y 3 para el estribo noreste.....	119
Ilustración 127: Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensionales para la zona de fundación .....	120
Ilustración 128: Espectro de pseudo aceleración transversal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo suroeste .....	123
Ilustración 129: Espectro de pseudo aceleración transversal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo noreste.....	123
Ilustración 130: Espectro de pseudo aceleración longitudinal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo suroeste.....	125
Ilustración 131: Espectro de pseudo aceleración longitudinal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo noreste .....	125
Ilustración 132: Análisis de la amplificación sísmica en base a los registros del PSA .....	126

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Contenido</b>	<b>Pág.</b>
Tabla 1: Registros del terremoto del Maule del año 2010 .....	66
Tabla 2: Propiedades de las capas de la columna 1. Estribo suroeste .....	67
Tabla 3: Propiedades de las capas de la columna de suelo 2. Estribo noreste.....	67
Tabla 4: Propiedades por estrato del modelo 1 .....	75
Tabla 5: Propiedades por estrato del modelo 2 .....	75
Tabla 6: Datos obtenidos del análisis “Eigenvalue” para el modelo 1 .....	78
Tabla 7: Datos obtenidos del análisis “Eigenvalue” para el modelo 2.....	78
Tabla 8: Datos obtenidos del análisis “Eigenvalue” para el modelo 3.....	78
Tabla 9: Datos dinámicos del caso de modelación Tiempo-Historia no lineal .....	80
Tabla 10: Aceleraciones máximas obtenidas del análisis bidimensional Tiempo-Historia no lineal .....	117
Tabla 11: Espectro de pseudo aceleración transversal máximo por estrato zona estribo suroeste..	121
Tabla 12: Espectro de pseudo aceleración transversal máximo por estrato zona estribo noreste ...	121
Tabla 13: Espectro de pseudo aceleración longitudinal máxima por estrato zona estribo suroeste según cada modelo .....	124
Tabla 14: Espectro de pseudo aceleración longitudinal máxima por estrato zona estribo noreste según cada modelo .....	124
Tabla 15: Desplazamientos transversales máximos del estribo suroeste .....	127
Tabla 16: Desplazamientos transversales máximos del estribo noreste .....	128
Tabla 17: Desplazamientos transversales máximos de los pilotes de la fundación de cada estribo	128
Tabla 18: Desplazamientos transversales máximos de los pilotes sección longitudinal del puente	129
Tabla 19: Asentamientos máximos del estribo suroeste .....	129
Tabla 20: Asentamientos máximos del estribo noreste .....	129
Tabla 21: Asentamientos máximos de los pilotes de la fundación de cada estribo.....	130
Tabla 22: Asentamientos máximos de los pilotes para la sección longitudinal del puente.....	130

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Contenido</b>	<b>Pág.</b>
Gráfico 1: Datos del ensayo de penetración estándar.....	47
Gráfico 2: Densidad relativa v/s Profundidad. ....	50
Gráfico 3: Ángulo de fricción v/s Profundidad. ....	51
Gráfico 4: Resistencia al corte No-Drenado v/s Profundidad. ....	52
Gráfico 5: Cohesión v/s Profundidad. ....	53
Gráfico 6: Velocidad de onda de corte v/s profundidad.....	54
Gráfico 7: Módulo de elasticidad v/s Profundidad.....	55
Gráfico 8: Factor de seguridad v/s Profundidad para la zona de fundación.....	59
Gráfico 9: Resistencia de punta del pilote v/s Tipo de metodología.....	62
Gráfico 10: Espectro de pseudo aceleración por estrato de la columna 1 .....	69
Gráfico 11: Espectro de pseudo aceleración por estrato de la columna 2 .....	70
Gráfico 12: Espectro de pseudo aceleración transversal sección del estribo suroeste. Modelo 1 .....	89
Gráfico 13: Espectro de pseudo aceleración transversal sección del estribo noreste. Modelo 2 .....	90
Gráfico 14: Espectro de pseudo aceleración transversal sección del estribo suroeste. Modelo 3 .....	91
Gráfico 15: Espectro de pseudo aceleración transversal sección del estribo noreste. Modelo 3 .....	91
Gráfico 16: Espectro de pseudo aceleración longitudinal sección del estribo suroeste. Modelo 1 ...	95
Gráfico 17: Espectro de pseudo aceleración longitudinal sección del estribo noreste. Modelo 2.....	96
Gráfico 18: Espectro de pseudo aceleración longitudinal sección del estribo suroeste. Modelo 3 ...	96
Gráfico 19: Espectro de pseudo aceleración longitudinal sección del estribo noreste. Modelo 3.....	97
Gráfico 20: Vulnerabilidad de licuación en función de las aceleraciones obtenidas de las modelaciones.....	118

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

### 1.1 Introducción

Los movimientos sísmicos son muy comunes en esta zona del planeta, a través del tiempo se han observado grandes terremotos de diferentes magnitudes, uno de los últimos fue el ocurrido el 27 de febrero del año 2010 (conocido popularmente como el terremoto del 27-F) donde se observaron grandes falencias en el diseño de estructuras de carácter básico, especialmente en infraestructura vial.

Durante el terremoto del Maule se pudo observar licuación entre la zona de La Calera hasta el Lago Llanquihue, desencadenando fallas en terrenos planos, desplazamientos laterales, daños en puentes y pasos a desnivel, puertos y muelles, terraplenes de acceso, entre otros. Algunos de los daños atribuibles al evento son asentamientos, aparición de grietas, deformaciones del terreno y formación de volcanes de arenas. Sobre la base de lo anterior, el fenómeno de licuación corresponde a uno de los factores más relevantes del colapso de la infraestructura, el cual se caracteriza por ser un proceso de pérdida de rigidez y resistencia en una masa de suelo saturado (generalmente granular y de baja compacidad) provocado por el aumento de la presión en los poros al interior de la masa de suelo, incremento originado por las rápidas cargas cíclicas inducidas por el sismo y que no permiten que el agua logre drenar en el medio poroso.

Un ejemplo de los efectos de licuación y desplazamiento lateral se registraron en la ciudad de Concepción, específicamente en el puente Juan Pablo II donde se observaron la formación de grietas paralelas al cauce, producto del desplazamiento lateral del terreno en dirección del río. Esto dañó el estribo norte con una importante falla por corte en una de sus columnas.

Los avances en métodos de análisis y simulación de suelos son cada vez mayores, estos permiten conocer el comportamiento deformacional del material en conjunto con la estructura, disminuyendo los riesgos afectos. Por lo cual, es fundamental analizar y estudiar las herramientas que entregan, exponiendo ventajas y desventajas que se observen en cada uno de los análisis.

El objetivo de la presente memoria se basa en el estudio de las deformaciones en dos dimensiones de los estribos de un puente apoyados en suelos susceptibles al fenómeno de licuación producido por un evento sísmico severo, se considerará un caso aplicado al Puente “Llavería” ubicado en la comuna de Las Cabras, Región de O’Higgins.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Estudiar y analizar las deformaciones sísmicas de estribos de puentes apoyados en suelos potencialmente licuables, incorporando la respuesta del depósito frente a cargas cíclicas producidas por un evento sísmico severo y considerando un modelamiento numérico en dos dimensiones.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- ❖ Realizar un levantamiento de información geotécnica y estructural asociada al puente seleccionado como caso de análisis.
- ❖ Establecer la respuesta de sitio para el lugar de emplazamiento del puente y susceptibilidad a la licuación en función de las características geotécnicas del depósito y el registro de aceleraciones del terremoto 27-F.
- ❖ Construir y analizar los resultados de modelos numéricos en dos dimensiones que permitan la inclusión de generación de licuación en el suelo de fundación, estableciendo el orden de magnitud de las deformaciones sísmicas de los estribos del puente.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Definición del problema

En el transcurso de los años una gran cantidad de terremotos han afectado al país, dejando grandes daños a nivel general en toda la extensión territorial, entre los más emblemáticos se encuentran: Chillán (1939) ( $M_w$ 7,8), Valdivia (1960) ( $M_w$ 9,5), Valparaíso (1985) ( $M_w$ 8,0) y el ocurrido el 27 de febrero del año 2010 ( $M_w$ 8,8), el cual afectó a varias regiones de la zona centro- sur del país. Cabe destacar que en los últimos años igualmente se han observado movimientos sísmicos fuertes, como en Chiloé el año 2016 con una magnitud de 7,6  $M_w$ .

Adicionalmente, el terremoto del año 2010 provocó graves daños en la infraestructura esencial de las regiones afectadas, por ejemplo, obras de vialidad que causaron efectos graves en la conectividad de los lugares, siendo la ciudad de Concepción y sus alrededores el foco de mayor destrucción.

El diseño estructural en la mayoría del tiempo no es el factor que determina el colapso de una estructura, por el contrario, es el suelo que se encuentra recibiendo las cargas provenientes de la superestructura. Por lo tanto, las deformaciones sísmicas provocadas se encuentran directamente relacionadas con el comportamiento y degradación del material cíclicamente, respuesta inercial y cinemática del sistema. Como consecuencia, existen factores que afectan y amplifican los efectos de las ondas sísmicas, los que muchas veces provocan fenómenos impredecibles que disminuyen la capacidad de soporte del suelo derivando en una falla, como lo es el caso de la licuación.

#### 2.1.1 Importancia del problema

Como se mencionó anteriormente Chile es un país con un alto grado de sismicidad, conllevando constantemente liberaciones de energías que desencadenan los conocidos terremotos.

Las evidencias de los daños producidos en el terremoto del 27 de febrero del año 2010 en las zonas más afectadas han demostrado un comportamiento del suelo que modifica la intensidad con que llegan las ondas sísmicas a la superficie, desarrollando fenómenos que disminuyen la resistencia del suelo, por ejemplo, la licuación. Este fenómeno afecta directamente el comportamiento del material, degradando su rigidez y disminuyendo su capacidad de resistir cargas producto de un aumento tangible en la presión de poros.

La importancia de estudiar el problema radica en poder aumentar los antecedentes e investigación sobre la respuesta de puentes apoyados en suelos licuables, con el fin de aportar conocimiento acerca del riesgo de desarrollar el fenómeno de licuación y deformaciones excesivas durante un

sismo, las cuales pueden ser graves e irremediables en el elemento afectado como lo podría ser el caso de un estribo, lo que se puede derivar en un colapso o inhabilitación del puente, impidiendo la conectividad entre dos puntos separados por un accidente geográfico.

### 2.1.2 Evidencias en Chile

Previo al terremoto del año 2010, en Chile se creía que los suelos del territorio no eran del todo vulnerables al efecto de licuación, debido al elevado número de sismos que han afectado a la región a través de los años, permitiendo una densificación de los suelos, según lo indicado en el documento denominado “Sitios afectados por Licuefacción a causa del terremoto 27-F” redactado por González Fuentealba & Verdugo Alvarado en el año 2014.

#### ❖ Antecedentes históricos

Los antecedentes actuales permiten intuir la generación de licuación en terremotos anteriores, pero se cree que no fueron estudiados como tal debido a la época. En algunos relatos de los grandes terremotos de Concepción y Santiago, se describen enormes grietas en el suelo por donde se derramó material, que en algunos casos presentó un color oscuro y olor intenso. También, en el terremoto del año 1906 se evidenció hechos atribuibles al fenómeno, observándose en Viña del Mar y Talca una grieta profunda en la calle por la cual se vertía agua. Así mismo, en la Ilustración 1 se observan los daños en las viviendas formadas por el mismo evento.



*Ilustración 1: Daños en viviendas terremoto del año 1906*

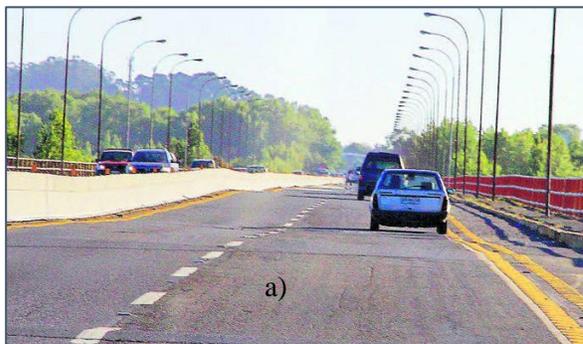
*Fuente: (Diario La Tercera, 2019)*

#### ❖ Terremoto del 27 de febrero de año 2010

El 27 de febrero se evidenció una vulnerabilidad de los suelos frente al fenómeno, viéndose afectados una gran cantidad de estructuras entre las regiones de Valparaíso y Los Lagos. La zona afectada tuvo una longitud aproximada de 950 km, desde La Calera hasta el Lago Llanquihue, intensificándose hacia el sur de país por la presencia de gran cantidad de lagos, ríos y napas poco profundas.

Es posible identificar tres zonas en donde se concentraron una mayor cantidad de eventos de licuación a lo largo del país.

- La primera se encuentra ubicada al sur de la región Metropolitana, específicamente en Paine, donde se registraron graves daños en la localidad de Champa e importantes corrimientos en vigas, tableros, estribos y asentamientos de terraplenes en pasos a desnivel. En este sector las estructuras se apoyan en un subsuelo cuya estratigrafía presenta lentes de arena de baja compacidad encapsulados por suelos finos, generando un comportamiento no drenado que permitió el desarrollo del fenómeno (González Fuentealba & Verdugo Alvarado, 2014).
- La segunda zona es en el área de Retiro y Parral donde casas y pavimentos resultaron dañados, principalmente debido a asentamientos diferenciales y agrietamientos del terreno, un ejemplo son las extensas grietas formadas en el fundo Los Álamos.
- La tercera y última área es Concepción, lugar con más daños por licuación, fundamentados por las características propias del terreno, se observaron daños a nivel general en estructuras, algunos de ellos son los condominios Los Presidentes y Portal del Centro, también, resultaron dañados los puentes sobre el Bío-Bío, los cuales son: Juan Pablo II (ver Ilustración 2), Llacolén (ver Ilustración 3), La Mochita y Puente Viejo.



**Ilustración 2:** Daños en puente Juan Pablo II  
**Fuente:** (Diario Concepción, 2016)



**Ilustración 3:** Daños puente Llacolén  
**Fuente:** (Ministerio de obras públicas, 2010)

Del mismo modo, se observaron daños en la bahía de Coronel originados por el evento de licuación en el borde costero y en el fondo marino, causando daños en el puerto de Coronel, Lo Rojas y el sifón industrial. El fenómeno indujo un movimiento del terreno costero en dirección al mar denominado escurrimiento lateral (lateral spreading), el cual arrastró los pilotes que sostenían las estructuras. En la Ilustración 4 se puede observar los daños producidos en la bahía. (González Fuentealba & Verdugo Alvarado, 2014).



*Ilustración 4: Bahía de Coronel a) Puerto comercial y b) Sifón industrial*

**Fuente:** (González Fuentealba & Verdugo Alvarado, 2014)

### 2.1.3 Licuación reiterada

En base a los antecedentes históricos de terremotos en el país y los estudios actuales del fenómeno de licuación se puede evidenciar una reiteración del evento en algunos lugares, causando deformaciones altamente dañinas. Por ejemplo, en el terremoto del año 1971 el puente Lo Gallardo que une Lillole con Santo Domingo en la región de Valparaíso, registró un movimiento transversal aproximadamente de 60 cm y 30 cm en sentido longitudinal. Posteriormente en el terremoto del año 1985, sufrió descenso de pilas y el colapso de cuatro de sus tableros (ver Ilustración 5), los cuales quedaron sin suficiente área sobre la mesa de apoyo, además, registró fallas en ambos terraplenes de acceso (grietas y desmoronamiento). Finalmente, el 27 de febrero sufrió daños de menor envergadura, generando desplazamientos transversales de los tableros. La repetición de daños afectos a los eventos sísmicos evidencia una ocurrencia sistemática de licuación en el terreno (González Fuentealba & Verdugo Alvarado, 2014).

Del mismo modo, en la costanera de la ciudad de Valdivia se observaron deformaciones semejantes en los terremotos de los años 1960 y 2010. Adicionalmente, el mismo efecto fue observado en diferentes lugares a lo largo del territorio.



*Ilustración 5: Puente Lo Gallardo terremoto del año 1985*

**Fuente:** (González Fuentealba & Verdugo Alvarado, 2014)

## 2.2 Amenaza sísmica

El intenso grado de sismicidad en el país se deriva de la ubicación sobre la placa Sudamericana, la convergencia y zona de subducción producida en el borde occidental con las placas de Nazca y Antártica, destacando la alta velocidad en que convergen las primeras placas mencionadas.

La ubicación de los focos de los sismos chilenos en un corte vertical de la corteza en la dirección de los paralelos permite verificar el mecanismo de subducción que origina la actividad sísmica, ya que las profundidades de los hipocentros se hacen mayores cuando más alejados del mar se encuentran, desencadenando sismos de mayor intensidad en el sector costero.

En el territorio se encuentran presente fallas geológicas que representan una grieta en la corteza terrestre, se pueden observar del tipo normal, inversa o rumbo (dextral o sinistral) según el tipo de desplazamiento que se desarrolle, generalmente las fallas están asociadas con o forman partes de los límites entre las placas tectónicas, donde las activas son propulsoras de sismos. Actualmente, se conocen varias fallas geológicas en el territorio, algunas de ellas son: Atacama, Liqueñe-Ofqui, Fagnano-Magallanes, San Ramón, Linares y Constitución, siendo las dos últimas descubiertas al final en el año 2019. Además, es importante mencionar la macro falla producida por la fosa de Atacama, que es una fosa oceánica de la corteza terrestre que delinea el contacto entre la Litosfera oceánica de la placa de Nazca y la Litosfera continental de la placa Sudamericana (Fallas de Chile Geociencias UC, 2021).

### 2.2.1 Tipos de sismos en Chile

A continuación, se presenta la información acerca de los tipos de sismos que se producen en el territorio nacional en base a la información obtenida del Centro Sismológico Nacional (Universidad de Chile, 2016). Adicionalmente, en la Ilustración 6 se presentan un esquema representativo de cada tipología mencionada a continuación.

#### ❖ Sismos Outer-Rise (< 30 km de profundidad)

Sismos superficiales que ocurren costa afuera de la fosa oceánica. Se originan por la deformación de la placa de Nazca y a los esfuerzos de flexión sobre ella antes de subductar, ubicándose en la zona de máxima curvatura. Generalmente no producen tsunamis ya que poseen magnitudes inferiores a 7,0. Un ejemplo de este tipo de sismo es el terremoto frente a las costas de Valparaíso (2001).

❖ **Sismos interplaca (< 40-60 km de profundidad)**

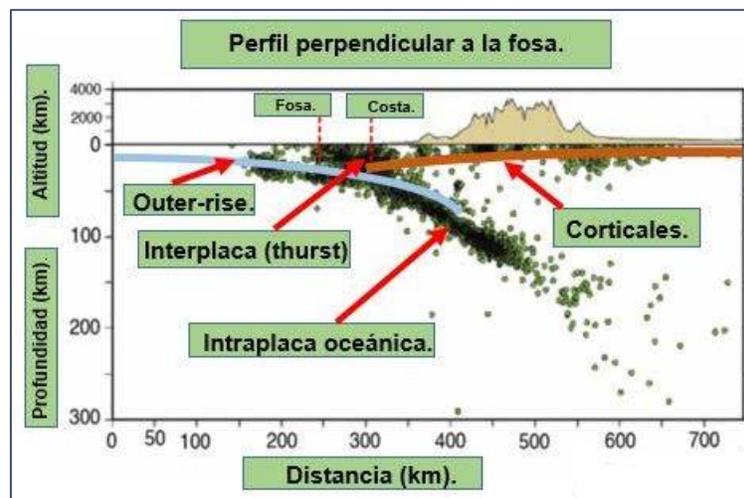
Se producen a lo largo del plano de interacción entre las placas de Nazca y Sudamericana, se conocen también como sismos de subducción y corresponden a sismos compresionales con mecanismos de falla inversa, su magnitud es proporcional al desplazamiento y al área de la zona de movimiento. En el país se producen cuando el esfuerzo compresivo horizontal neto en la zona de contacto, también llamada zona de acoplamiento, entre la placa de Nazca y la Sudamericana supera al acoplamiento mecánico que traba el movimiento de éstas, produciéndose el movimiento relativo de las placas. Ejemplos de este tipo de sismo son el terremoto de Valdivia (1960) y Maule (2010).

❖ **Sismos intraplaca oceánica (> 50 km, < 250 km de profundidad)**

Estos movimientos sísmicos ocurren al interior de la placa de Nazca, se producen a profundidades entre 50 a 250 km. Su potencial de daños es mayor que los sismos interplaca de similar magnitud. Un ejemplo de estos sismos es el terremoto de Chillán (1939).

❖ **Sismos corticales (< 60 km de profundidad)**

Estos eventos se producen al interior de la placa Sudamericana en el frente cordillerano con profundidades menores a los 60 km, son provocados por las deformaciones generadas por la convergencia entre la placa de Nazca y la Continental. Ejemplos de esta tipología son el terremoto de Curicó (2004) y Las Melosas (1958).



*Ilustración 6: Tipos de sismos en Chile*

*Fuente: (Sismología Chile, 2020)*

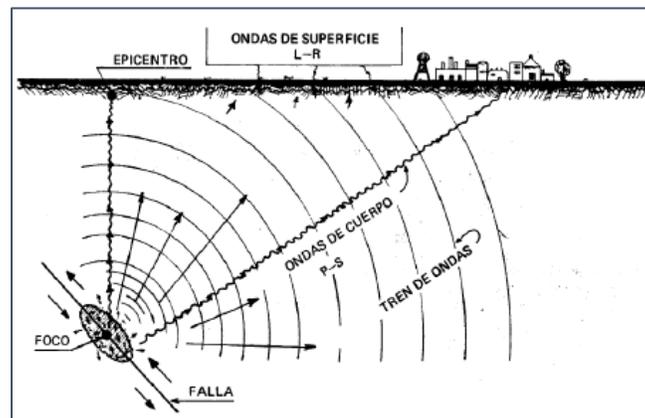
## 2.3 Ondas sísmicas

Un sismo es originado por una fractura súbita cuando la energía acumulada excede la resistencia de las rocas del interior del planeta Tierra, produciendo la propagación de ondas energéticas denominadas ondas sísmicas.

Las ondas sísmicas se encuentran clasificadas como ondas elásticas, ya que son perturbaciones tensionales que viajan a lo largo de un medio. El estudio de estas ha permitido obtener información acerca del interior del planeta y como se propagan a través de diferentes materiales que constituyen las capas del suelo, ayudando a conocer y entender a los impredecibles movimientos sísmicos permitiendo establecer medidas de mitigación de daños en el diseño y construcción de estructuras.

Las ondas sísmicas se clasifican en ondas internas y ondas externas o superficiales. Las primeras mencionadas son aquellas que se propagan desde el origen o hasta la superficie y se pueden subclasificar en ondas de compresión llamadas P y las ondas de corte o S. Por otra parte, las ondas externas como su nombre lo indica son aquellas que se propagan sobre la superficie de la Tierra, se subdivide su clasificación en ondas Rayleigh y ondas Love.

En la Ilustración 7 se presenta una representación gráfica de los tipos de ondas sísmicas generadas al momento de ocurrencia de un movimiento sísmico.



*Ilustración 7: Origen y propagación de las ondas sísmicas a través del suelo*

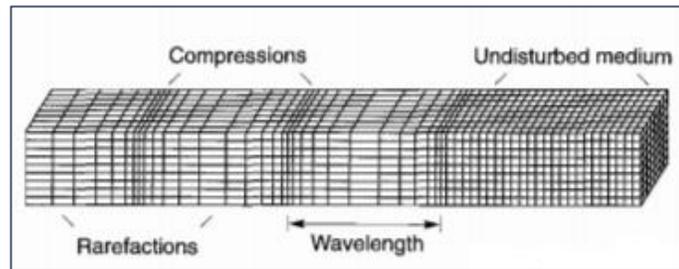
*Fuente: (Ortiz, 2014)*

### 2.3.1 Ondas internas

Como se mencionó las ondas internas viajan desde el hipocentro del sismo hasta la superficie y se clasifican de la siguiente forma:

### ❖ Ondas de compresión, llamas P (Primarias)

Estas son ondas que comprimen y dilatan el medio en que se propagan en dirección de avance del frente de las ondas y son las primeras que aparecen en un sismo (ver Ilustración 8). La velocidad típica en que se desplazan es de aproximadamente 7,5 Km/s siendo alrededor de 1,73 veces más rápidas que las ondas secundarias, sin embargo, la velocidad puede cambiar en función de la densidad del medio en que se propagan.

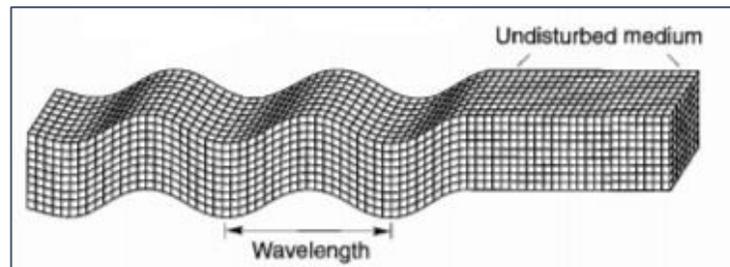


*Ilustración 8: Propagación de ondas de compresión o primarias*

*Fuente: (Kramer, 1996)*

### ❖ Ondas de corte, llamadas S (Secundarias)

Las ondas Secundarias se desplazan de forma transversal a la dirección de propagación y llegan a la superficie luego de las ondas Primarias. La velocidad de propagación es menor a las Primarias y es de aproximadamente 4,2 Km/s, se propagan en medios isótropos y homogéneos. Además, la deformación que producen sobre el sólido es en dirección perpendicular a la trayectoria de la propagación de la onda produciendo un esfuerzo de corte (ver Ilustración 9).



*Ilustración 9: Propagación de ondas de corte o secundarias*

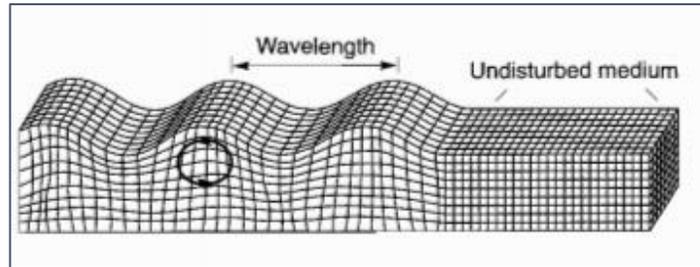
*Fuente: (Kramer, 1996):*

### 2.3.2 Ondas externas o superficiales

Las ondas externas o superficiales son aquellas que se propagan en la superficie y se clasifican de la siguiente forma:

### ❖ Ondas Rayleigh

Las ondas Rayleigh o también llamadas Ground Roll producen un movimiento elíptico retrógrado de la masa de suelo, su existencia fue predicha por John William Strutt en 1885. Por otra parte, son ondas más lentas que las internas (Primarias y Secundarias) y su velocidad de propagación es casi un 90 % de la velocidad de las ondas Secundarias (ver Ilustración 10).

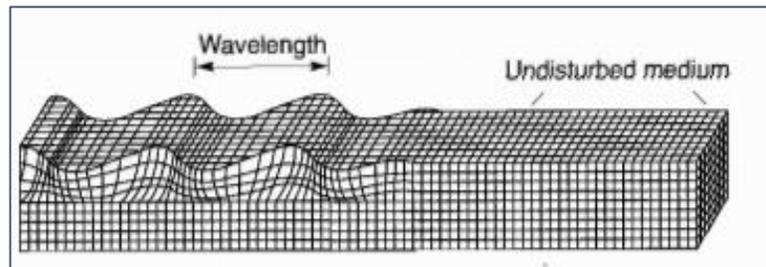


*Ilustración 10: Propagación de ondas Rayleigh*

*Fuente: (Kramer, 1996)*

### ❖ Ondas Love

Las ondas Love producen un movimiento horizontal de corte en la superficie (ver Ilustración 11). Su nombre nace en honor al matemático Augustus Edward Hough Love del Reino Unido, quien desarrolló un modelo matemático de estas ondas en 1911. La velocidad de propagación es similar a las ondas Rayleigh, se encuentra dentro del orden del 90 % de la velocidad de las ondas Secundarias.



*Ilustración 11: Propagación de ondas Love*

*Fuente: (Kramer, 1996)*

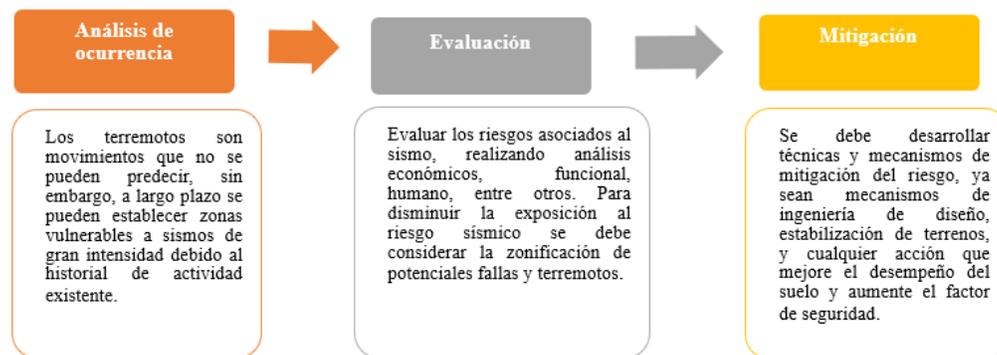
## 2.4 Riesgo sísmico

Los riesgos sísmicos son definidos como las posibles consecuencias que conlleva un terremoto, específicamente se pueden establecer como la probabilidad de que el sismo genere un daño, en base a la combinación de la amenaza y vulnerabilidad sísmica del sitio. Se pueden clasificar los riesgos en económicos, riesgos de funcionalidad, riesgos para la vida humana, entre otros.

El riesgo depende principalmente de la cantidad de población existente en un sitio, por ejemplo, si un lugar cuenta con un alto potencial de amenaza sísmica pero el número de habitantes es pequeño, este posee un menor riesgo sísmico que el de una zona con menor potencial de amenaza, pero mayor cantidad de población.

En el caso de los puentes que son parte de la infraestructura vial esencial, un colapso o inhabilitación producto de grandes deformaciones, provoca una pérdida de conectividad fundamental para el bienestar de la población. El aislamiento conlleva variados daños colaterales, dentro de ellos se puede encontrar el impedimento de asistir al trabajo, centros médicos, instituciones de educación u otros, afectando directamente la cotidianidad de las personas. Así mismo, la reconstrucción, mejoramiento o demolición son altamente costosos, por lo que los daños provocarían una alta inversión.

Por lo tanto, en zonas sísmicas como el territorio nacional es sumamente importante considerar el riesgo producido por un evento sísmico de forma certera, evitando futuros daños severos. Dentro de este contexto se debe considerar realizar un análisis de ocurrencia, evaluar y mitigar los riesgos asociados al evento (ver Ilustración 12).



*Ilustración 12: Fases de prevención del riesgo sísmico*

*Fuente: Elaboración propia*

## 2.5 Fenómeno de amplificación sísmica

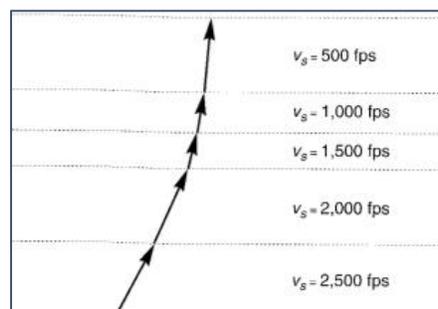
En palabras simples la amplificación sísmica en suelos se define como el aumento de la aceleración en la superficie del terreno comparado a la aceleración en la roca a profundidad producto de la interacción con el suelo y sus propiedades, aumentando la duración del sismo y modificando las características de la onda, como su frecuencia u otro parámetro, según lo indicado en “Earthquake Engineering” (Bozorgnia & Bertero, 2006).

Las ondas se generan en un punto de la falla (foco), viajan por el medio de la masa de suelo donde se reflejan y refractan en los límites de cada capa de la superficie de la Tierra, donde dependiendo de las

características del material van a modificarse las propiedades de la onda sísmica, hasta llegar a la superficie causando daños en función a la modificación generada por el terreno. Es por esto, que la respuesta sísmica tiene directa relación con las características de intensidad y potencial destructivo de un movimiento sísmico, así mismo, se deben considerar como parámetros relevantes la aceleración, velocidad máxima efectiva, duración del movimiento, entre otros.

La aceleración de las ondas aumenta en presencia de suelos blandos, poco compactados y/o suelos con presencia de material fino, se derivan de la propiedad de la velocidad de las ondas, donde se establece que se generan por la presencia de una superficie de discontinuidad y su velocidad de propagación en el interior de la tierra varía en función de la densidad y propiedades elásticas del material.

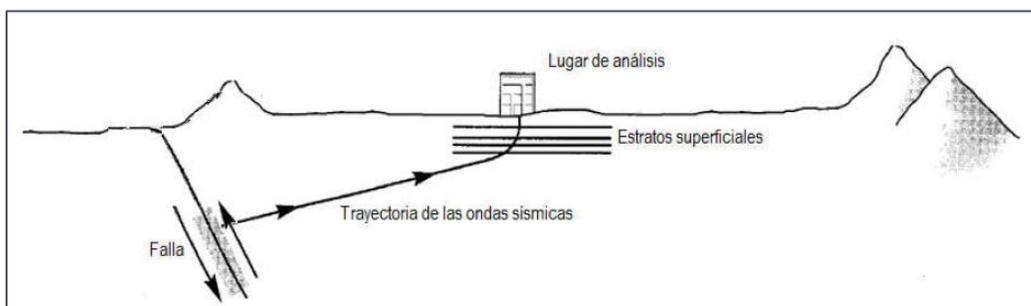
Cuando la onda llega al límite de un estrato superior más blando, presenta una velocidad de ondas de corte menor y por lo tanto tendrá un ángulo de inclinación menor acercándose a una dirección vertical. Esto se basa en la ley de Snell, que indica una proporcionalidad entre la razón del ángulo de inclinación de la onda y su velocidad para estratos diferentes (ver Ilustración 13).



**Ilustración 13:** Recorrido de la onda en función de las características de cada estrato

**Fuente:** (Kramer, 1996)

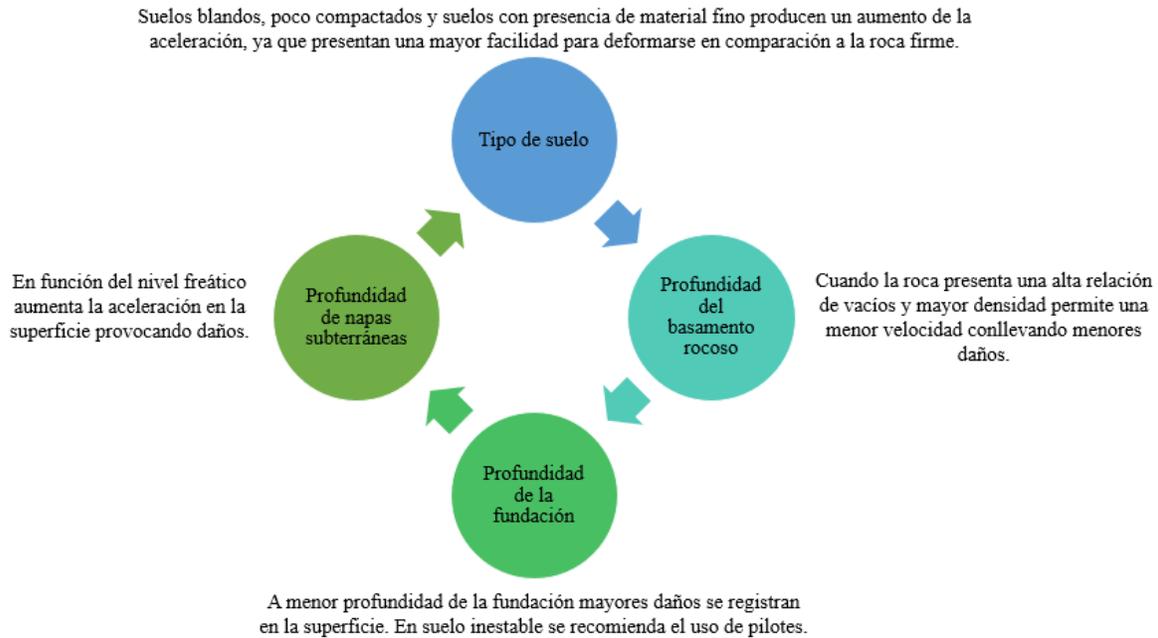
Así mismo, en la Ilustración 14 se presenta de forma gráfica como se propagan las ondas desde el origen hasta la superficie y como afectan los estratos en el recorrido.



**Ilustración 14:** Ruta de las ondas sísmicas

**Fuente:** (Kramer, 1996)

Como se mencionó, la amplificación se relaciona directamente con las propiedades provenientes del suelo por el cual viajan las ondas sísmicas, por lo tanto, en la Ilustración 15 se establecen los factores relevantes de la masa de suelo, tales como: tipo de material, profundidad de basamento rocoso, profundidad de la fundación y profundidad de napas subterráneas.



**Ilustración 15:** Factores relevantes para la amplificación sísmica  
**Fuente:** Elaboración propia

Para conocer el grado de amplificación se establece el factor de amplificación sísmica, el cual relaciona la aceleración observada en la superficie ( $a_s$ ) con la establecida en el basamento rocoso ( $a_r$ ). La expresión para el cálculo del factor es la siguiente:

$$A = \frac{a_{s,m\acute{a}x}}{a_{r,m\acute{a}x}} \quad (\text{Ecuación 1})$$

Un factor relevante en la amplificación sísmica es el fenómeno de impedancia, el cual se produce por el contraste entre capas de suelos adyacentes. El contraste es generado por la diferencia de las propiedades de ambos tipos de suelos y la variación de la velocidad de onda de corte. De este modo, la razón de impedancia es igual a la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\rho_r * V_r}{\rho_s * V_s} \quad (\text{Ecuación 2})$$

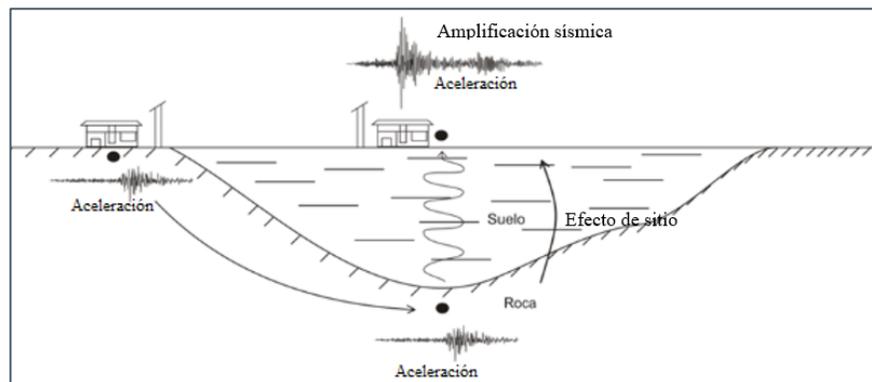
Donde,  $\rho$  es la densidad del material y  $V$  es la velocidad de onda de corte de cada estrato, ya sea para el estrato superficial (s) o basamento rocoso (r). Así mismo, cuando los estratos de estudio cuentan con las mismas características la razón de impedancia es igual a 1.

Por otra parte, la amplificación también se conoce como efecto de resonancia y considera la diferencia entre la frecuencia de las ondas sísmicas y la frecuencia natural del depósito. Cuando ambas frecuencias son aproximadamente iguales se produce amplificación y se incrementa la amplitud del movimiento del suelo (Trigo, 2007).

## 2.6 Efecto de sitio

Se denomina efecto de sitio a la influencia de la respuesta del suelo frente a cargas cíclicas, como las originadas por un movimiento sísmico, en la naturaleza y grado de daño que se pueden producir en la infraestructura de la superficie.

Se conoce que los daños son generados por la amplificación sísmica producida por características puntuales del suelo, así mismo, esto se relaciona directamente con el efecto de sitio, ya que se debe considerar en el estudio la estratigrafía de la zona donde se emplaza el puente y puntualmente los estratos de este. Del mismo modo, es importante considerar en los efectos la vulnerabilidad de suelos granulares y de baja compacidad frente a cargas cíclicas, desarrollando el fenómeno de licuación en el suelo, en la Ilustración 16 se ejemplifica la amplificación derivada del efecto de sitio.



*Ilustración 16: Ejemplificación del efecto de sitio*

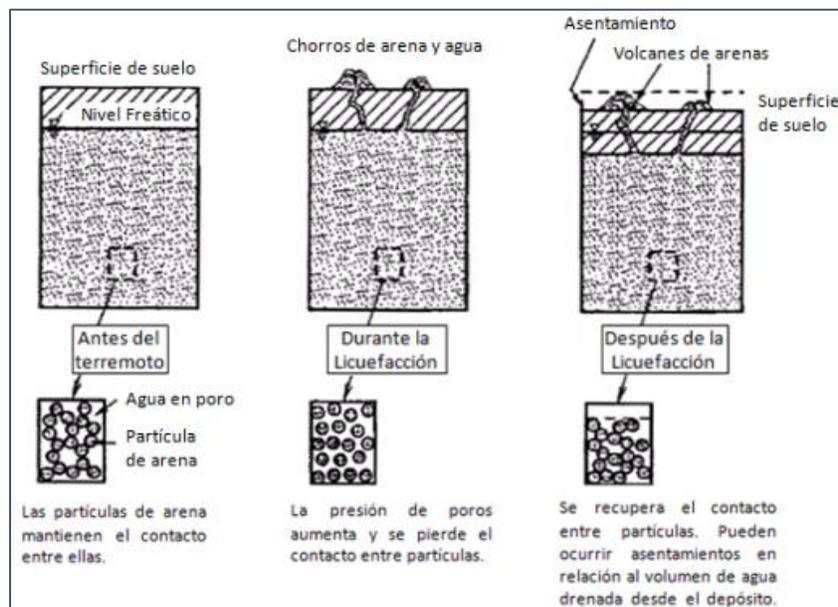
*Fuente: Elaboración propia*

## 2.7 Fenómeno de licuación

En general, el fenómeno de licuación se refiere a la pérdida de resistencia de una masa de suelo saturada, comúnmente granular y de baja compacidad debido al aumento de la presión de poros durante carga dinámica. Así mismo, una definición más precisa fue la brindada por Sladen et al.

(1985): “Licuación es un fenómeno donde una masa de suelo pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte, cuando se somete a una carga monótonica, cíclica o de sacudida (debida a sismo) y fluye de una manera semejante a un líquido. Hasta que los esfuerzos cortantes actuantes sobre la masa sean tan bajos como la resistencia residual a cortante”.

Una vibración de pequeña magnitud produce una disminución progresiva del volumen en suelos granulares, por lo tanto, cuando un depósito de arena saturada es sometido a las ondas de corte propagadas por un sismo, el suelo tiende a densificarse. Sin embargo, como la duración de las cargas cíclicas es muy pequeña comparado con el tiempo requerido para la implementación de un drenaje, se presenta la tendencia del suelo a disminuir el volumen durante cada ciclo, viéndose reflejado en el aumento progresivo de la presión en los poros. En consecuencia, se disminuye el esfuerzo efectivo del material, causando la disminución de la resistencia a fallas de corte, provocando posibles fallas, tales como: deslizamientos, hundimiento, asentamientos diferenciales, entre otros. En la Ilustración 17 se presenta el proceso del fenómeno con sus respectivas etapas.



**Ilustración 17:** Fenómeno de licuación en suelos con presencia de arena saturada

**Fuente:** (Pianc, 2001)

### 2.7.1 Factores que determinan el fenómeno

Existen variados factores que pueden determinar la ocurrencia del fenómeno de licuación, tanto en el comportamiento y características del suelo, como las cualidades del movimiento sísmico. Estos factores pueden ser los siguientes:

- Magnitud del movimiento.
- Duración del movimiento sísmico.
- Número de ciclos de esfuerzos (degradación de la resistencia del suelo).
- Granulometría y características propias del suelo.
- Profundidad del nivel freático.

### **2.7.2 Suelos susceptibles a la licuación**

Los suelos más propensos a sufrir licuación son las arenas finas y poco densas, limos y arenas no uniformes, por lo que es común observar este fenómeno en las cercanías de lagos, ríos y playas, en general, cercano a cualquier tipo de fuente de agua o donde el nivel freático sea muy superficial.

Además, se pueden establecer algunos criterios para determinar suelos propensos al fenómeno, por ejemplo, se ha observado la ocurrencia frecuente en los mismos lugares cuando las condiciones del sitio no se han modificado, así mismo, las condiciones geológicas también pueden indicar susceptibilidad en suelos fluviales y eólicos saturados o en base a la edad del depósito, suelos jóvenes presentan mayor susceptibilidad. También, como se mencionó anteriormente las características del estado del material pueden ser un criterio importante, como la densidad, el esfuerzo efectivo a que se encuentre sometido el suelo, entre otros. Otro factor fundamental es la graduación, forma y estado de plasticidad, por ejemplo, arenas uniformemente graduadas y limpias, compuestas por partículas redondeadas son más susceptibles, mientras que suelos bien graduados y suelos con partículas angulares tienen menos probabilidad de verse afectadas por el fenómeno. Por otro lado, la presencia de finos, particularmente finos plásticos, tienden a disminuir la posibilidad de fallas.

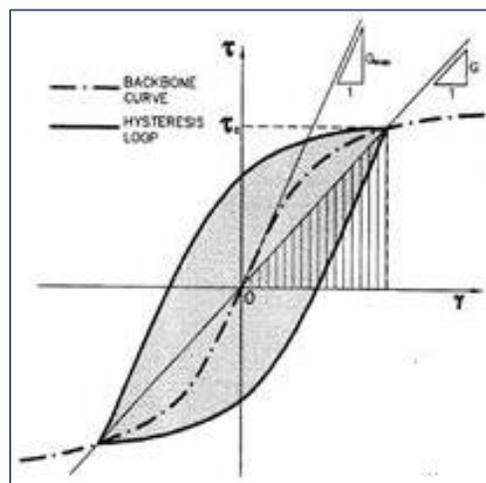
### **2.8 Comportamiento del suelo frente a corte cíclico**

Las arenas al ser sometidas a corte cíclico tienden a disminuir su volumen, en el caso que el suelo se encuentre saturado el agua impide el cambio de volumen y en consecuencia aumenta su presión, provocando una disminución de las fuerzas de contacto entre los granos.

Cuando el suelo es sometido a los esfuerzos cortantes cíclicos, inicialmente se observa un alto grado de compresión del material cuando el esfuerzo se aplica en dirección positiva y negativa debido a la gran cantidad de espacios disponibles. Por el contrario, luego de una cantidad de ciclos de carga el suelo se encuentra con mayor grado de densificación produciendo una menor relación de vacíos en función de los esfuerzos de corte cíclico siguientes.

El módulo cortante máximo de las arenas se encuentra definido por la tangente en la zona de deformaciones muy próximas a cero de la curva de columna vertebral, esta se compone de la ejemplificación del comportamiento del material frente a esfuerzos de corte en una dirección y luego se obtiene un complemento para determinar el comportamiento en la otra dirección con otro material. Cuando la arena es sometida a cargas cíclicas, en primera instancia se comporta como el inicio de la curva de columna vertebral, pero luego en el proceso de cambio de dirección de la carga el material no logra volver a recuperar el estado de deformación inicial, este mismo comportamiento se observa en la dirección opuesta, formando un lazo de histéresis. Por consiguiente, se genera un módulo secante (módulo de corte) que pasa por los puntos límites de los ciclos de histéresis.

En resumen, cuando la masa de suelo es sometida a corte cíclico el módulo de corte de esta se degrada con el nivel de deformación cortante, este análisis se observa en la Ilustración 18 (Kramer, 1996).



**Ilustración 18:** Comportamiento del suelo frente a la aplicación de cargas cíclicas  
**Fuente:** (Prontubeam, 2019)

## 2.9 Evaluación del potencial de licuación

El estudio de la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación tiene como base las características sísmicas de la región, condiciones de sitios y ensayos de laboratorios. Se puede determinar mediante una metodología llamada “Método Simplificado”, el cual establece la resistencia del material frente al evento.

### 2.9.1 Solicitación cíclica (Cyclic stress ratio, CSR)

La razón de sollicitación cíclica se calcula de forma simplificada en base a la propuesta de Seed e Idriss (1971) y determina la demanda sísmica del terreno en estudio.

$$CSR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 * \left( \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d \quad (\text{Ecuaci3n 3})$$

Donde:

$\tau_{cy}/\sigma'_{vo}$ : Esfuerzo de corte c3clico solicitante normalizado por el confinamiento inicial.

$a_{m\acute{a}x}$ : M3xima aceleraci3n horizontal en superficie.

$g$ : Aceleraci3n de gravedad.

$\sigma_{vo}$ : Esfuerzo vertical total.

$\sigma'_{vo}$ : Esfuerzo vertical efectivo.

$r_d$ : Coeficiente de reducci3n de tensi3n.

El coeficiente de reducci3n se puede determinar en funci3n de diferentes propuestas realizadas a trav3s de tiempo, algunos ejemplos se encuentran respaldados por Liao y Whitmann (1986) y su propuesta se encuentra indicada en la Ecuaci3n 4 y Ecuaci3n 5.

$$r_d = 1 - 0,00765 * z \quad z \leq 9,15m \quad (\text{Ecuaci3n 4})$$

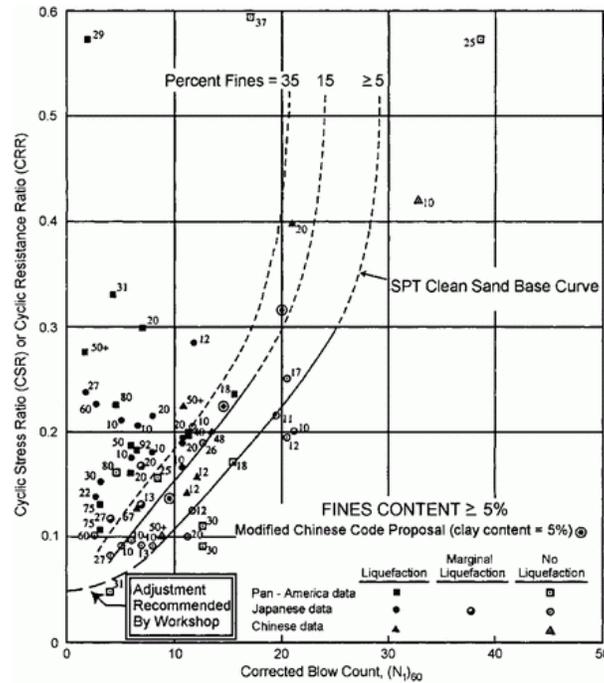
$$r_d = 1,174 - 0,0267 * z \quad 9,15m \leq z \leq 23m \quad (\text{Ecuaci3n 5})$$

### 2.9.2 Resistencia c3clica (Cyclic resistance ratio, CRR)

Para determinar la resistencia c3clica del suelo se deben realizar ensayos en laboratorio y/o terreno. En el primer caso se debe realizar una extracci3n de muestras inalteradas del suelo para ser ensayadas bajo cargas c3clicas en el laboratorio, sin embargo, es complejo obtener una muestra sin perturbaciones asociadas a la extracci3n. El segundo caso y m3s utilizado, consiste realizar ensayos tales como: Ensayo de penetraci3n est3ndar (SPT), ensayo de penetraci3n de cono (CPT) y medici3n de velocidad de ondas de corte (Vs).

#### ❖ Ensayo de penetraci3n est3ndar (SPT)

El ensayo de penetraci3n est3ndar es uno de los m3s usados, se realiza in situ y registra la cantidad de golpes requeridos para hincar una cuchara en tres grupos de 15 cm de penetraci3n. Se obtiene el valor del par3metro de n3mero de golpes corregido  $(N_1)_{60}$ , correspondiente a una sobrecarga de confinamiento igual a 100 KPa y una eficiencia de energ3a de martillo de 60 %.



**Ilustración 19:** Correlación entre resistencia cíclica (CRR) y Número de golpes Dependiente del Contenido de Finos

**Fuente:** (Modificado de Seed et al, 1985 y obtenido de Youd et al, 2001)

En la Ilustración 19 se observa la correlación entre la resistencia cíclica del suelo y el valor del número de golpes corregido.

Para corregir el resultado del número de golpes obtenido por el ensayo ( $N_m$ ) se debe considerar una serie de parámetros indicados en la Norma Chilena 3364 “Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar” (INN, 2014) los cuales se detallan a continuación:

$$(N_1)_{60} = N_m * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \tag{Ecuación 6}$$

Donde:

$C_N$ : Factor de normalización a presión confinante de 1 kgf/cm<sup>2</sup> .

$C_E$ : Factor de corrección para llevar al 60 % de la energía teórica del ensayo.

$C_B$ : Factor de corrección por diámetro del sondaje.

$C_R$ : Factor de corrección por largo de barras.

$C_S$ : Factor de corrección para cucharas con o sin liner.

### 2.9.3 Factor de seguridad (F.S)

El factor de seguridad (F.S) se determina como el cociente entre la resistencia y la sollicitación cíclica del suelo, cuando el resultado es menor a uno se concluye que el suelo es potencialmente licuable.

Adicionalmente, se incorpora un factor de escala asociado a la magnitud del sismo (MSF) para corregir los valores que el estudio entrega producto que se encuentran calibrados para un valor de  $CRR_{7.5}$ , siendo la resistencia cíclica de un sismo de magnitud  $M_w = 7.5$ . Del mismo modo, se incorporan los factores de corrección por confinamiento ( $K_\sigma$ ) y corte estático ( $K_\alpha$ ) para la resistencia cíclica.

$$F.S = \frac{CRR_{7.5} * MSF * K_\sigma * K_\alpha}{CSR} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Un ejemplo de propuesta para el cálculo del factor de escala por magnitud (MSF) es la propuesta por Kramer y Stewart (2004), donde considera un parámetro constante que depende de la magnitud de terremoto que se desea analizar. La formulación de la propuesta se indica en la Ecuación 8.

Kramer y Stewart (2004)

$$MSF = \left( \frac{M_{7.5}}{M} \right)^n \quad (\text{Ecuación 8})$$

Donde n es igual a 2,93 cuando la magnitud del sismo es igual o menor a 7,5, así mismo, cuando el sismo es mayor se considera un valor de 2,56.

## 2.10 Mecanismos de fallas

Frente al fenómeno de licuación el suelo puede sufrir diferentes tipos de fallas, en función de la respuesta de este al momento de un sismo. En los siguientes apartados se presentan los mecanismos de fallas más comunes.

### 2.10.1 Falla por flujo

Ocurre por una pérdida repentina de la resistencia al corte de la arena en el transcurso de pocos segundos, producto que el esfuerzo desviador estático requerido para la condición de equilibrio en la masa de suelo es mayor que la resistencia residual de la arena en su condición licuada, pasando a un estado de deformación con resistencia residual y deformación a volumen constante. En la Ilustración 20 se observa la falla producida en la presa de San Fernando, Estados Unidos durante el terremoto que afectó la ciudad de California en el año 1971.



**Ilustración 20:** Falla por flujo en Presa San Fernando. California, Estados Unidos.

**Fuente:** (NOAA, 2020):

### 2.10.2 Movilidad cíclica

Consiste en la pérdida de rigidez del suelo al someterse a cargas cíclicas. Ocurre cuando los esfuerzos desviadores para el equilibrio estático de la masa de suelo son menores que la resistencia residual del mismo en su estado licuado. Sin embargo, la carga cíclica a la cual se somete el material del suelo hace que se genere un aumento progresivo en la presión de poros igualando a la tensión de confinamiento, quedando en un estado con nula tensión efectiva y propiciando la condición de licuación. De este modo se genera una zona de desequilibrio entre la forma de movimiento del material no licuado respecto del licuado, ocurriendo un desplazamiento no uniforme del suelo licuado que permite la fracturación y movimiento como pequeños cuerpos rígidos independientes (lateral spreading, oscilaciones del terreno, volcanes de arenas, entre otras). Luego del transcurso de la generación de presión de poros, esta comienza a disiparse pudiendo generar otros efectos potencialmente dañinos. Un caso de falla por movilidad cíclica es el observado en el terremoto de Niigata en el año 1964 (ver Ilustración 21).



**Ilustración 21:** Colapso de estructura por movilidad cíclica, terremoto Niigata año 1964

**Fuente:** (NOAA, 2020)

Así mismo, se puede indicar un ejemplo actual ocurrido en México durante el terremoto del año 2017 en la ciudad de Coatzacoalcos, donde se registraron asentamientos en varias viviendas derivados de la movilidad cíclica proveniente del fenómeno de licuación (Guzmán et al, 2020) ver Ilustración 22.



*Ilustración 22: Asentamiento de vivienda por movilidad cíclica en el terremoto de México en el año 2017*

*Fuente: (Guzmán et al, 2020)*

### **2.10.3 Redistribución de las presiones de poros en el suelo**

Se manifiesta luego del aumento de la presión de poros, ocurriendo una redistribución de flujos internos dentro de la masa de suelo, en algunos casos cuando existe una vía pueden alcanzar la superficie, como consecuencia asociada con el proceso de liberación de esa presión y los flujos formados por el proceso. Esto puede ocurrir durante el sismo o desde minutos hasta varias horas después de haber finalizado el movimiento sísmico.

## **2.11 Fallas en el terreno**

La ocurrencia de un movimiento sísmico de gran magnitud y el desarrollo del fenómeno de licuación conlleva posibles fallas de la masa de suelo y por consiguiente fallas en la estructura que se encuentre sobre él. Dentro de estas posibles fallas se pueden observar las siguientes: Fallas de flujo y deslizamientos, desplazamientos laterales, oscilaciones del terreno, pérdida de la capacidad de soporte, asentamientos, volcanes de arena y aumento de la presión de poros sobre la estructura de contención.

### **2.11.1 Fallas de flujo y deslizamientos**

La falla de flujo y los deslizamientos se encuentran dentro de las fallas más catastróficas que puede desarrollar el fenómeno de licuación, normalmente se encuentran asociadas a taludes debido a la superficie inclinada y a la presencia de materiales como arenas limpias o arenas limosas sueltas y saturadas. Es por esto, que estas fallas inducen muchas veces un desplazamiento

lateral de la masa de suelo de decenas de metros o hasta kilómetros en dirección de la pendiente, producto de la generación de inestabilidad y pérdida de resistencia provocado por la licuación.

Cuando ocurre una falla de flujo, los materiales que componen la masa de suelo se desplazan con una alta velocidad cuesta abajo, observándose un estado licuado del material. Por otra parte, en el caso de los deslizamientos, la masa de suelo se desplaza en bloque sólido debido a la licuación del estrato soportante. En la Ilustración 23 se presenta un esquema de la falla mencionada.



*Ilustración 23: Diagrama de la falla de flujo causada por el fenómeno de licuación*

*Fuente: Elaboración propia*

### 2.11.2 Desplazamientos laterales

Esta falla como su nombre lo indica produce el desplazamiento lateral de grandes bloques de suelo superficial debido a la licuación de un estrato inferior en zonas con pendientes suaves, generando un movimiento en dirección a las zonas libres, como lo puede ser un borde de río. El desplazamiento es originado debido a la acción de fuerzas gravitacionales e inerciales desarrolladas por el sismo de magnitud mayor y encuentra entre una falla de flujo y la oscilación del suelo.

Las consecuencias de la falla en el terreno tienden a desestabilizar las fundaciones de una estructura producto de la deformación permanente desarrollada en el suelo, ya que el desplazamiento se extiende normalmente varios metros y el suelo se rompe internamente causando fisuras, escarpes y hundimientos de bloques. Un ejemplo de la ocurrencia de desplazamientos laterales se presenta en la Ilustración 24 e Ilustración 25.



**Ilustración 24:** Falla por desplazamiento lateral puente Showa, Terremoto Niigata en el año 1964

**Fuente:** (Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000)

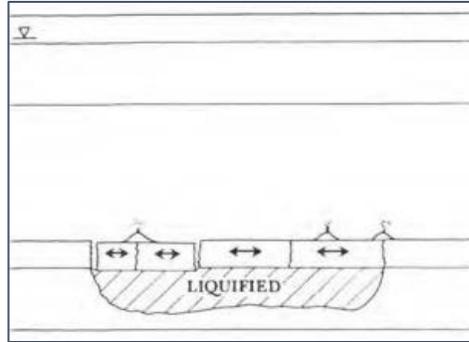


**Ilustración 25:** Desplazamiento lateral registrado durante el terremoto de Chiloé en el año 2017

**Fuente** (24 Horas TVN , 2020)

### 2.11.3 Oscilaciones del terreno

La ocurrencia de licuación se puede desarrollar en estratos inferiores de la masa de suelo en zonas planas o con pendientes menores generando un desacoplamiento de los estratos superiores o una oscilación de estos en forma de ondas como se muestra en la Ilustración 26. El movimiento oscilatorio se asocia a la abertura y cierre de fisuras en el suelo y a fracturas de estructuras rígidas, como lo puede ser el hormigón.



**Ilustración 26:** Oscilación del suelo causada por el evento de licuación

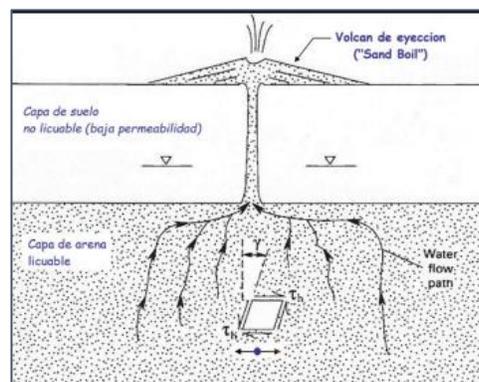
**Fuente:** (Youd, T. Leslie, 1995)

#### 2.11.4 Pérdida de la capacidad de soporte

La falla por pérdida de la capacidad de soporte se produce debido a la disminución de su resistencia derivado de la licuación de los estratos soportantes, generando grandes deformaciones como asentamientos o volcamiento de las estructuras. Un ejemplo gráfico de esta falla es el colapso de algunos edificios en el terremoto de Niigata del año 1964, en Japón, donde las estructuras se volcaron hasta aproximadamente 60 grados (ver Ilustración 21).

#### 2.11.5 Asentamientos y volcanes de arena

Algunas veces en el instante del desarrollo del terremoto y en consecuencia la licuación no se observan grandes asentamientos en la estructura producto de su peso, sin embargo, se pueden observar asentamientos pequeños a través del tiempo derivados de disipación de los poros y la consolidación del suelo luego del movimiento sísmico. En el caso de la falla desarrollada mediante volcanes de arenas, son flujos de agua con material de suelo que suben hacia la superficie del terreno, producto del aumento de la presión de poro generado en la zona licuada (ver Ilustración 27).



**Ilustración 27:** Generación de volcanes de arenas

**Fuente:** (Pando, 2020)

### **2.11.6 Aumento de la presión lateral sobre estructuras de contención**

Cuando el material que se encuentra contenido mediante alguna estructura de contención licua, la masa de suelo se transforma en una masa líquida de mayor densidad y pierde considerablemente la resistencia al corte, generando un aumento de las presiones laterales que causan posibles fallas en el sistema de contención debido a la aplicación de una carga lateral superior a la utilizada en el diseño.

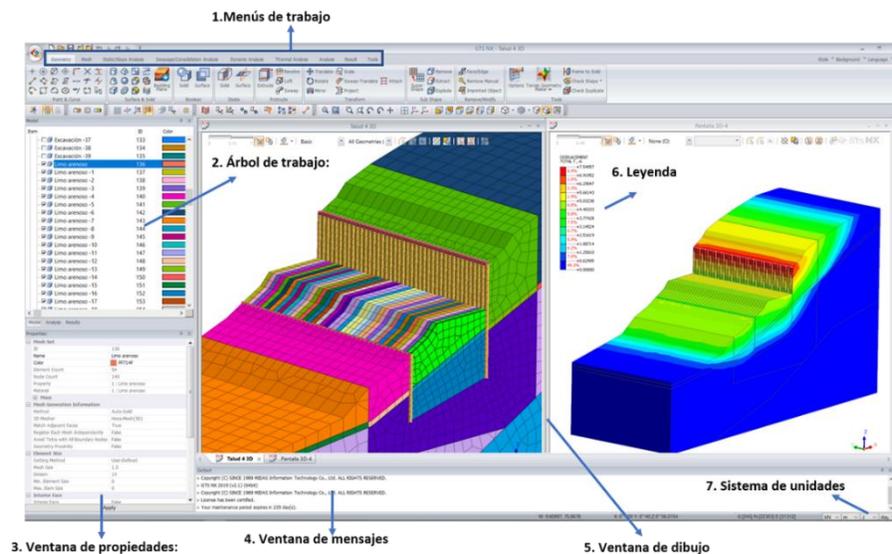
Esta falla puede causar deformaciones permanentes en la estructura emplazada en el terreno, por ejemplo, se pueden observar desplazamientos laterales, fallas estructuras, inclinaciones, entre otras.

## CAPÍTULO III: MÉTODOS

### 3.1 Método seleccionado

El método seleccionado para el estudio de la investigación es el método de los elementos finitos (MEF) que será aplicado por medio del software de MIDAS GTS NX, realizando un análisis en dos dimensiones de un puente específico seleccionado para el estudio. El método es conocido por emplearse tradicionalmente en el ámbito de la ingeniería civil para el cálculo de estructuras, sin embargo, a través de los años se ha desarrollado la aplicación en el área de la geotecnia. La ventaja de utilizar este método en problemas geotécnicos es la facilidad de modelar y analizar una amplia gama de situaciones con menor incerteza.

Además, es sumamente importante estudiar las nuevas herramientas que el mercado ingenieril ofrece para el estudio del comportamiento del suelo, con la finalidad de poder analizar las posibles deformaciones que el material de fundación puede sufrir durante eventos inesperados, como lo es un movimiento sísmico y el fenómeno de licuación. En la Ilustración 28 se presenta un ejemplo de la modelación que se puede realizar mediante el software.



*Ilustración 28: Ejemplificación de modelo geotécnico mediante método de elementos finitos*

*Fuente: (Midas, 2021)*

### 3.2 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos es un método numérico para resolver ecuaciones diferenciales que resultan de la aplicación de modelos de comportamiento físico, también conocidos como modelos

constitutivos de cada problema en particular. Realiza la suposición que la zona de solución está compuesta de muchas subzonas interconectadas, denominadas elementos finitos. Los elementos pueden tomar formas simples (triángulos, rectángulos, paralelepípedos) y el resultado de la integración parcial de cada elemento, es luego aplicada al ensamble de todas las subzonas para obtener las ecuaciones globales que se utilizan para determinar los desplazamientos de los nodos, para luego en base a ellos obtener los esfuerzos tensoriales y deformaciones unitarias (Reddy, 1993).

Con los avances logrados por la información obtenida en los últimos años se ha logrado obtener gráficos sumamente explicativos del comportamiento del suelo en función del estudio que se desea realizar, ya que ha sido necesario adaptar los fundamentos de la teoría conocida con el comportamiento in situ de los materiales del suelo.

#### ❖ **Fundamento teórico generalizado**

##### - Discretización del medio continuo:

La discretización se basa en la limitación del modelo físico a estudiar que cuenta con infinitos grados de libertad, mediante la subdivisión del elemento. De este modo se puede obtener un modelo matemático válido que se ajuste a los requerimientos y así determinar una posible solución con un número finito de grados de libertad. Cada subdivisión finita posee un comportamiento regido por parámetros definidos, y se encuentran interconectados por nodos que son la conexión de los lados del elemento independiente su forma geométrica.

##### - Selección de las funciones aproximadas:

Es difícil obtener siempre una solución exacta debido a la complejidad y el número de variables que interactúan en el medio continuo, es por esto que existen métodos de interpolación mediante expresiones que permiten encontrar una aproximación más certera de la respuesta al problema.

##### - Elementos isoparamétricos y ajustes de formas:

Muchas veces las formas geométricas básicas no son suficientemente representativas del problema analizado, por lo que es necesario transformar cada elemento en una configuración más completa. Para realizar el cambio se deben establecer relaciones de la forma, que logren una correlación entre las coordenadas cartesianas y las curvilíneas.

##### - Derivación de las ecuaciones de los elementos:

Luego de obtener las funciones de aproximación más representativas se realiza la formulación del problema planteando las ecuaciones necesarias para encontrar los valores de las deformaciones, esfuerzos y fuerzas actuantes dentro del dominio en estudio. La formulación de las ecuaciones se fundamenta en el método de los desplazamientos y el principio del trabajo virtual.

- Ensamblaje del sistema para la conformación de las ecuaciones globales:

Se combinan las matrices generadas por las ecuaciones elementales formando una matriz global que describe el sistema en estudio en su totalidad. Además, se deben incorporar las condiciones de bordes requeridas para resolver por un método adecuado el conjunto de ecuaciones algebraicas.

### 3.3 Estado del arte

Para el análisis del comportamiento del suelo frente a cargas cíclicas existen diferentes métodos de análisis aparte de los elementos finitos, los cuales presentan variadas características para resolver los problemas en estudio

#### 3.3.1 Método de equilibrio límite

El método se basa en un análisis pseudo estático donde se representa la dinámica compleja de un sismo mediante una carga unidireccional y constante lo cual es una gran simplificación. Además, no es capaz de predecir deformaciones, solo predice posibles fallas de taludes y entrega el valor del factor de seguridad. Del mismo modo, no es confiable para desarrollar un análisis en suelos con una presión de poros significativa.

#### 3.3.2 Método de diferencias finitas

El método de diferencias finitas desarrolla soluciones de ecuaciones diferenciales explícitas, para obtener soluciones aproximadas de la ecuación del espacio sobre el cual se han definido condiciones iniciales y de frontera. Al igual que el método de elementos finitos se deben discretizar la región de análisis con sus respectivas condiciones indicadas anteriormente.

Las derivadas en la ecuación diferencial de interés son reemplazadas por las aproximaciones en diferencias finitas, obtenidas a partir del método de Taylor. De este modo, se forma un sistema de ecuaciones que pueden ser resueltas mediante un procesador.

Las diferencias finitas y los elementos finitos son métodos numéricos avanzados, por lo que contienen similitudes en sus metodologías, observándose en ambos resultados tales como: deformaciones, fallas, concentración de poros excesivas, identificación de capas con riesgo de licuefacción, entre otros. Sin embargo, los softwares que consideran el método de elementos finitos son más amigables al desarrollo del trabajo, ya que presentan herramientas similares a programas de diseño. Por el contrario, los softwares que se basan en el método de diferencias finitas requieren de la realización de códigos de programación para la ejecución del análisis.

### 3.4. Modelos constitutivos de elementos finitos

Los elementos finitos son subdivisiones dentro de una zona de análisis que se realizan para resolver un problema en especial, se utilizan diferentes geometrías para mallar la zona de interés tales como: triángulos, rectángulos, entre otros.

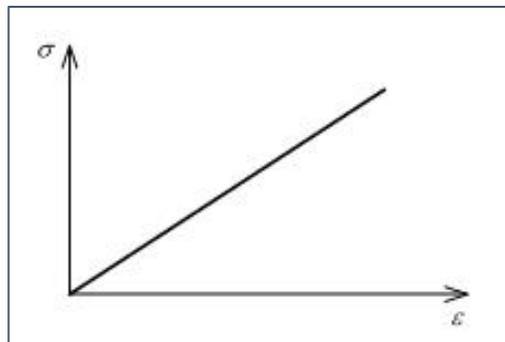
Para esto el método considera modelos constitutivos que representan las propiedades físicas de los materiales de interés. Según Desai (2005) estos representan una definición matemática para el comportamiento de un material según ensayos de laboratorio o in situ, incluyendo factores significativos que afectan el comportamiento del sólido. De este modo, un modelo debe aplicarse solo para condiciones en las cuales fueron desarrollados o validados.

Dentro de la literatura se pueden encontrar una gran variedad de modelos asociadas a investigaciones, los cuales son implementados por los softwares de análisis. En el caso de Midas Gts Nx, éste dispone de modelos constitutivos tales como: Elástico, Mohr Coulomb, Mohr Coulomb modificado, Hardening Soil (Endurecimiento del suelo), UBCSAND, entre otros.

#### 3.4.1 Elástico

En un modelo constitutivo elástico donde la tensión es directamente proporcional a la deformación y se obtienen las constantes de proporcionalidad tales como, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (ver Ilustración 29).

La tensión y la deformación calculada del modelo lineal elástico pueden ser muy poco realista, por lo que se este modelo es recomendable para representar las propiedades y características de las estructuras de hormigón o acero, ya que tienen una resistencia mucho mayor que el suelo. Por lo tanto, para análisis generales se sugiere el uso del modelo Mohr-Coulomb u otros modelos de materiales no lineales.

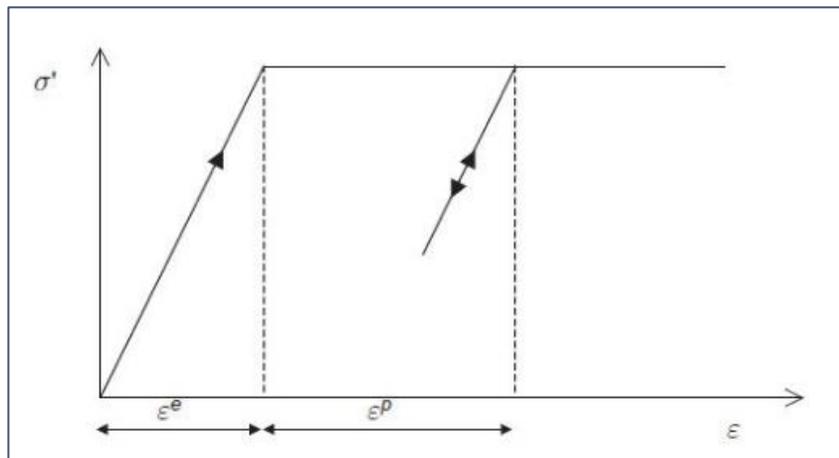


**Ilustración 29:** Comportamiento elástico lineal de la deformación en función de la tensión

**Fuente:** (Midas, 2021)

### 3.4.2 Mohr Coulomb

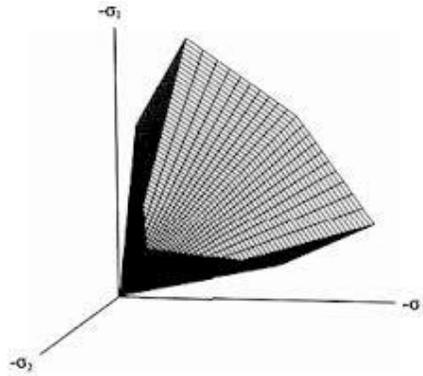
Este modelo es considerado como una aproximación de primer orden del comportamiento no lineal del suelo, se define como un modelo elastoplástico perfecto desarrollado a partir de las propiedades de la ley de Hooke y la forma generalizada establecida por el criterio de falla Mohr Coulomb. Éste puede simular el comportamiento lineal general de suelos de la mayoría de los terrenos, sin embargo, se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que un modelo elástico y luego uno plástico. En base a lo anterior, la formulación del modelo constitutivo involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad relacionada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles (ver Ilustración 30).



**Ilustración 30:** Comportamiento elastoplástico del modelo Mohr Coulomb

**Fuente:** (Midas, 2021)

El modelo debe evaluar la ocurrencia de plasticidad en el análisis específico, para esto involucra un conjunto de funciones de fluencia que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. En la Ilustración 31 se observa la representación gráfica de las funciones en el espacio de los esfuerzos principales que constituyen un contorno o zona de fluencia fija, de esta manera, para estados de esfuerzos representados dentro de la superficie el comportamiento es elástico y sus daños son reversibles, por el contrario, cuando los estados de esfuerzos se representan fuera de la superficie o en la frontera definida se observan deformaciones tanto elásticas como plásticas.



*Ilustración 31: Superficie de fluencia del modelo Mohr Coulomb*

**Fuente:** (A. Nieto, J. Camacho, E. Ruiz, 2009)

La formulación del modelo requiere de cinco parámetros básicos de entrada, los cuales son: módulo de Young, relación de Poisson, cohesión del suelo y el ángulo de fricción interna.

### 3.4.3 Mohr Coulomb modificado

Mohr Coulomb modificado es una mejora del modelo de Mohr Coulomb, se fundamenta por medio de la combinación de modelos elásticos no lineales y modelos elastoplásticos, lo que genera una propuesta adecuada para la formulación de las características del comportamiento del suelo que se encuentre compuesto en base a limos o arenas principalmente.

La deformación axial y la disminución de la rigidez del material causada por la disminución de la tensión inicial es similar al modelo hiperbólico (elástico no lineal), pero se encuentra más cercano a la teoría plástica que a la elástica, además, de las diferencias en la consideración del ángulo de dilatación y la aplicación del límite de fluencia.

Dentro de los ensayos realizado para la obtención del modelo se utiliza un esfuerzo de referencia para la prueba triaxial, obteniendo una curva elástica no lineal que representa una tensión horizontal in situ en el nivel medio de cada capa de suelo.

Dentro de la formulación del comportamiento del material que se representa, se deben realizar estimaciones de los parámetros básicos que definen las propiedades de cada tipo de suelo. Dentro de estos se encuentra el módulo de elasticidad, normalmente se establece un valor diferente para la carga y descarga, estableciendo en la mayoría de los casos un módulo de elasticidad mayor para la descarga, con la finalidad de evitar un levantamiento de la superficie de corte debido a una liberación de tensión. En base a esto, para una mejor aproximación se establece para suelos duros (arena, arcilla) una tensión de descarga igual a tres veces la secante de la rigidez obtenida

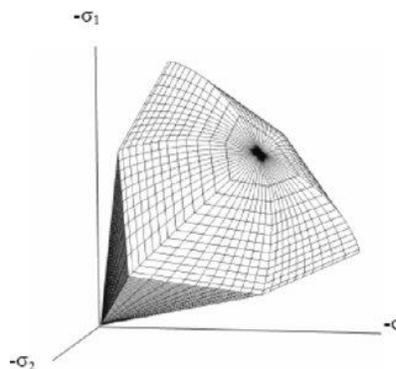
del ensayo triaxial drenado y en el caso de suelos blandos, se establece como 10 veces la secante de la tensión.

Respecto a lo indicado en el párrafo anterior, se menciona adicionalmente otras estimaciones consideradas en la formulación. Por ejemplo, el módulo de rigidez de referencia utilizado se encuentra relacionado con la rigidez dependiente de la tensión de confinamiento y la porosidad tiene un valor general igual a 0,6.

### 3.4.4 Hardening Soil

El modelo Hardening Soil con rigidez de deformación pequeña se implementa mediante la adaptación del modelo de Mohr Coulomb (MC) modificado y el modelo de superposición de deformación pequeña. Por lo tanto, las características de la formulación representativa de un tipo de suelo son las mismas mencionadas en el apartado anterior. Del mismo modo, es una mejora al modelo Hardening Soil que se basa en la teoría clásica de la plasticidad y es apropiada para considerarse en la simulación del comportamiento de diferentes tipos de suelos, tanto blandos como rígidos.

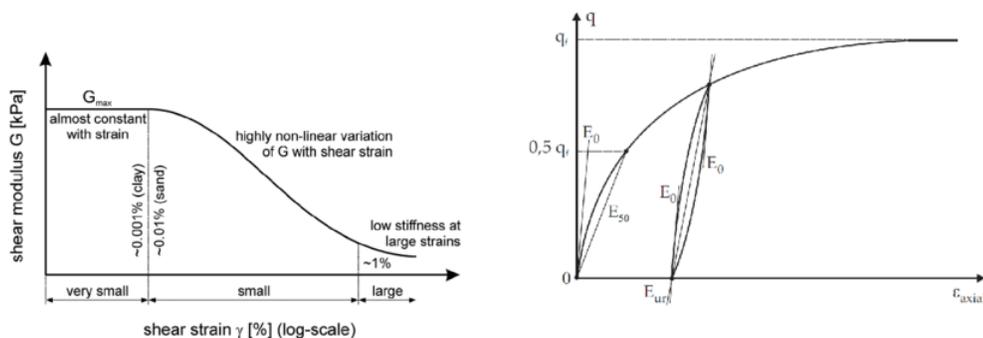
La superficie de fluencia del modelo Hardening Soil (HS) y por consiguiente del modelo Hardening Soil con rigidez de deformación pequeña (HSS) no se fija en el espacio de tensión principal, pero puede expandirse debido a la deformación plástica. Por lo tanto, cabe señalar que el punto de tensión actual que se muestra en el dominio elástico en la Ilustración 32 puede situarse en la región plástica cuando el modelo constitutivo cambia de MC a HS. Sin embargo, el punto que ya está en el dominio plástico puede volver a ubicarse en la región elástica mediante el intercambio entre ambos modelos, por lo que el modelado adaptativo no es un proceso arbitrario que puede suceder cambiando el modelo.



**Ilustración 32:** Superficie de fluencia modelo Hardening Soil  
**Fuente:** (Nobakht, Alimardani, & Universitat, 2013)

El rango de deformación en que los suelos pueden considerarse verdaderamente elásticos es muy pequeño y a medida que aumenta el rango de deformación, la rigidez del suelo disminuye de manera no lineal. Este comportamiento se describe en el modelo utilizando un parámetro adicional de historial de deformaciones y dos parámetros del material, que son: Módulo de corte de la deformación inicial y la deformación cortante en la que el módulo de corte es aproximadamente el 70 % del módulo cortante de deformación inicial. El criterio de falla es igual al modelo constitutivo Mohr Coulomb, sin embargo, la variación del módulo de corte con respecto a la condición de deformación pequeña se puede evaluar utilizando este modelo. En la Ilustración 33 se indica el comportamiento mencionado.

Las características avanzadas se pueden observar de mejor manera en condiciones de carga de trabajo, donde el modelo ofrece desplazamientos con mayor fiabilidad que los modelos otros modelos (Mohr Coulomb y Hardening Soil), además, el uso de éste generalmente da lugar a tiempos de cálculos más largos y se puede definir como un modelo constitutivo avanzado (Nobakht, Alimardani, & Universitat, 2013).



**Ilustración 33:** Comportamiento del modelo *Hardening Soil*

**Fuente:** (Nobakht, Alimardani, & Universitat, 2013)

### 3.4.5 UBCSAND

Este modelo constitutivo es un modelo implícito que se basa en las tensiones efectivas para la predicción del fenómeno de licuación en el material en estudio frente a cargas sísmicas. Se basa en la teoría clásica de plasticidad y en las características del comportamiento de arenas observado en laboratorios bajo condiciones de cargas cíclicas y monotónicas.

En la región elástica se puede simular un comportamiento no lineal, donde el módulo de elasticidad cambia en función de la presión efectiva aplicada. En el caso de la región plástica, el comportamiento es definido mediante tres funciones, las cuales son: corte (endurecimiento por

corte), compresión (endurecimiento de la capa) y presión de corte. En caso de endurecimiento por corte, el efecto de densificación del suelo se puede considerar mediante la carga cíclica.

Se determina el módulo de corte actualizado en función de la tensión efectiva como se muestra en la Ecuación 9, donde el esfuerzo tensional admisible se calcula de forma automática con los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del caso de estudio respectivo. Así mismo, el coeficiente de Poisson es constante y el módulo de elasticidad aumentado se determina mediante la Ecuación 10.

$$G^e = K_G^e p_{ref} \left( \frac{p' + p_t}{p_{ref}} \right)^{ne} \quad (\text{Ecuación 9})$$

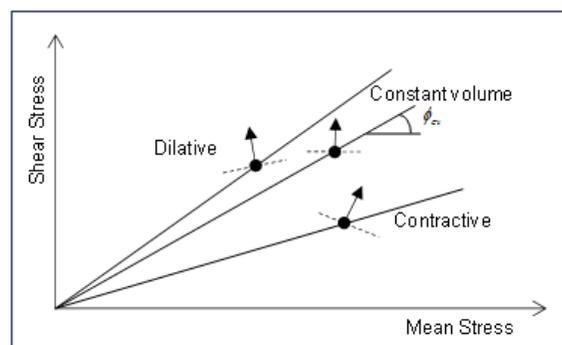
Donde,  $K_G^e$  es el módulo elástico de corte,  $p_{ref}$  es la tensión horizontal a nivel medio de la capa,  $p'$  es la tensión efectiva,  $p_t$  es el esfuerzo tensional admisible y  $ne$  es el exponente del módulo elástico de corte.

$$K^e = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} G^e \quad (\text{Ecuación 10})$$

Por otra parte, en la Ecuación 10  $\nu$  es el coeficiente de Poisson y  $G^e$  es el módulo de corte modificado según la Ecuación 9.

Dependiendo de la diferencia entre el ángulo de fricción movilizado ( $\phi_m$ ) y el ángulo de fricción de volumen constante ( $\phi_{cv}$ ), el cortante predice la inducción de una expansión o dilatación plástica. Para una mejor interpretación de lo mencionado anteriormente, se presenta la Ecuación 11, la cual se puede visualizar con la gráfica presentada en la Ilustración 34.

$$\sin(\psi_m) = \sin(\phi_m) - \sin(\phi_{cv}) \quad (\text{Ecuación 11})$$



**Ilustración 34:** Análisis de la inducción de una expansión o dilatación plástica

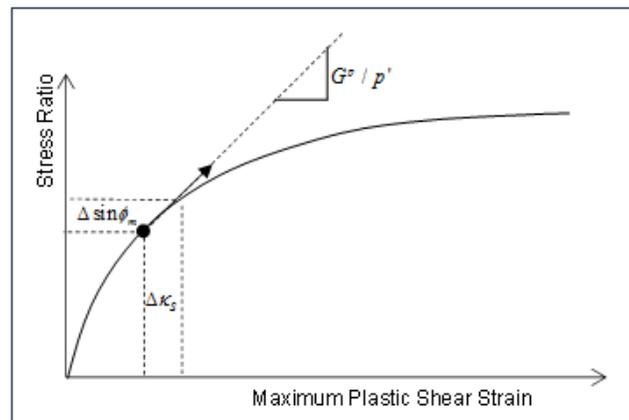
**Fuente:** (Midas, 2021)

De este modo, el incremento de la deformación plástica de corte está vinculado con el cambio en la relación de esfuerzo cortante, asumiendo una relación hiperbólica representada con la siguiente expresión:

$$\Delta \sin(\phi_m) = \frac{G^p}{p'} \Delta K_s = K_G^p \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^{np-1} \left\{ 1 - \left( \frac{\sin(\phi_m)}{\sin(\phi_p)} \right) R_f \right\}^2 \Delta K_s \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$\Delta K_s = |\Delta \varepsilon_1^p - \Delta \varepsilon_3^p| \quad (\text{Ecuación 13})$$

La Ecuación 12 y Ecuación 13 permiten el desarrollo de la gráfica presenta en la Ilustración 35.



**Ilustración 35:** Gráfica de la deformación plástica de corte máxima en función del esfuerzo

**Fuente:** (Midas, 2021)

#### ❖ Estimación de los resultados de potencialidad de licuación

Se calcula la relación de presión de poro (PPR), mediante una relación entre el cambio de presión de poro excesivo y la presión efectiva inicial como se observa en la Ecuación 14.

$$PPR = - \frac{\Delta p_w}{p'_{ini}} = \frac{p'_{ini} - p'_{act}}{p'_{ini}} \quad (\text{Ecuación 14})$$

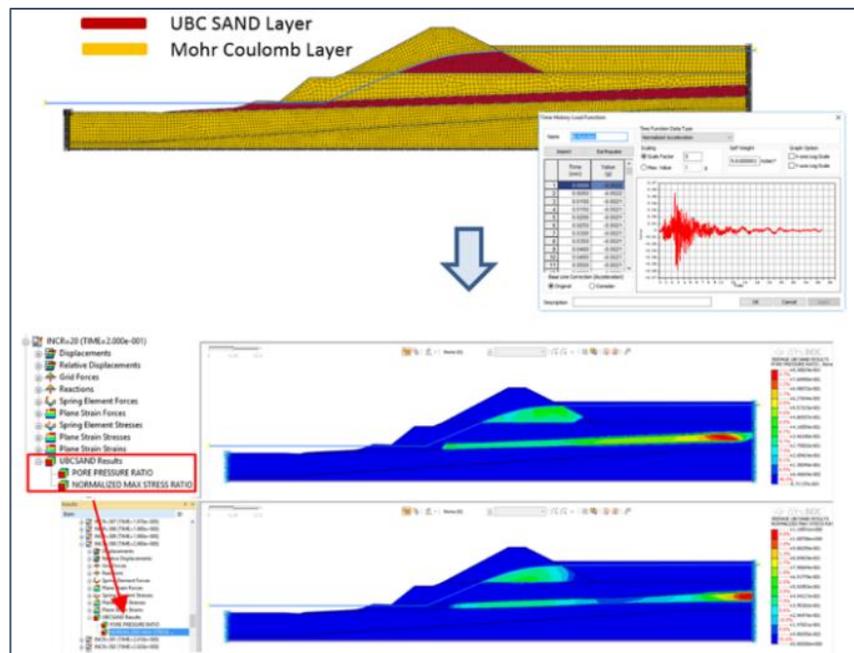
Donde,  $\Delta p_w$  es la variación excesiva de presión de poro,  $p'_{ini}$  es la presión efectiva inicial y  $p'_{act}$  es la presión efectiva actual.

Del mismo modo, se calcula la relación de tensión normalizada en función de la relación del ángulo de fricción movilizado y el ángulo de fricción máximo (ver Ecuación 15). Es decir, cuando se alcanza la relación de tensión máxima, el ángulo de fricción movilizado está cerca del ángulo de fricción máximo activando el desarrollo del fenómeno de licuación.

$$\max \left( \frac{\sin(\phi'_m)}{\sin(\phi'_p)} \right) \quad (\text{Ecuación 15})$$

Donde,  $\phi'_m$  es el ángulo de fricción movilizado y  $\phi'_p$  es el ángulo de fricción máximo. Cuando el resultado de la expresión es igual o mayor a 1 significa que el suelo se encuentra bajo los efectos del fenómeno de licuación.

En base a las relaciones mencionadas en el software MIDAS GTS NX se presentan como resultados de ambos cálculos gráficas que indican el comportamiento y vulnerabilidad de las capas de suelo consideradas con el modelo constitutivo. En la Ilustración 36 se presenta una representación gráfica de la obtención de los resultados requeridos.



**Ilustración 36:** Gráfica del modelo UBCSAND y la representación de los resultados calculados para incremento de la presión de poros

**Fuente:** (Midas, 2021)

## CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA

El desarrollo del estudio de la presente memoria busca comparar las deformaciones sísmicas de los estribos de un puente de menor tamaño, el cual no debe contar con cepas intermedias. Se busca analizar el comportamiento de los elementos en presencia de suelos vulnerables al fenómeno de licuación.

Para el desarrollo de la investigación es necesario dividir en etapas que permitan un mejor cumplimiento de los objetivos planteados. Las etapas seleccionadas corresponden a: Selección y descripción del puente de estudio, caracterización geológica y geotécnica, análisis de la tipología de la fundación existente, determinación de la vulnerabilidad del suelo al fenómeno de licuación, estudio sísmico y modelación, para luego obtener los resultados realizando el análisis correspondiente. En los siguientes apartados se desglosan las actividades que se deben realizar en cada etapa planteada.

### **4.1 Selección y descripción general del puente de estudio**

Para realizar el estudio se debe inicialmente seleccionar un puente en el territorio chileno que cuente con las características requeridas, como se mencionó no puede contar con cepas intermedias, así mismo, debe encontrarse ubicado en un sector con riesgo al fenómeno de licuación y movimientos sísmicos severos

### **4.2 Caracterización geológica**

Para la elaboración de un diseño y posterior construcción de una obra civil, como el caso de un puente, es indispensable conocer en profundidad no solo las características geotécnicas, sino también las geológicas, con el fin de saber la edad y el tipo de depósito, la presencia de acuíferos, profundidad del basamento rocoso, entre otras. Esta información es relevante a la hora de estimar el potencial de licuación frente al desarrollo de un evento sísmico.

Para determinar estos datos se debe investigar y analizar la información presentada por entidades encargadas y profesionales expertos, estableciéndose en este caso el uso de contenido realizado por el Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin) como el “Mapa Geológico de Chile” y el “Diagnóstico de la red de aguas subterráneas región del Libertador Bernardo O’Higgins” elaborado por el Ministerio de Obras Públicas, específicamente la Dirección General de Aguas.

### **4.3 Caracterización geotécnica**

Realizar una caracterización geotécnica es importante para conocer las características y propiedades que presentan los materiales sólidos que componen el suelo, para esto es necesario realizar ensayos de laboratorio o in situ que entreguen datos del terreno para analizar posteriormente. En base a la información obtenida en los ensayos se puede determinar y esquematizar la estratigrafía del lugar, del mismo modo se deben determinar propiedades como la densidad relativa, ángulo de fricción, cohesión, entre otros. Estos valores se obtienen en función de correlaciones propuestas por diferentes autores dedicados a la investigación geotécnica, respecto a los registros de exploración con que cuenta el caso de estudio seleccionado.

### **4.4 Descripción estructural del puente de estudio**

Luego de conocer las características tanto geológicas como geotécnicas de la zona en estudio, se debe presentar los aspectos estructurales generales de la estructura del puente. Esto se realiza con el fin de brindar al lector una mejor interpretación del análisis que se realiza posteriormente. De este modo, se debe indicar los elementos estructurales presentados en la planimetría del proyecto del caso de estudio, ya sea tablero, vigas, tipo de fundación, estribos, entre otros.

### **4.5 Determinación de la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación**

Luego de identificar las características y propiedades del material que conforma el suelo de fundación del puente seleccionado, se debe analizar la vulnerabilidad que sufre este al desarrollo del fenómeno de licuación. Para esto se debe determinar en primera instancia la resistencia cíclica del material, para luego estimar la sollicitud cíclica producida por el movimiento sísmico ocurrido.

Para el desarrollo del cálculo del potencial de licuación se utiliza la propuesta presentada por Seed e Idriss (1971) denominado “Método Simplificado”. Las fórmulas se encuentran presentadas en el apartado 2.8.

### **4.6 Análisis del comportamiento de la tipología de fundación**

En las deformaciones sísmicas que se pueden producir en el estribo de un puente un factor relevante es el comportamiento de la tipología de fundación diseñada, por lo tanto, es relevante estudiar y analizar diferentes aspectos, tales como: elección de la tipología, capacidad de soporte del elemento, asentamientos, desplazamiento lateral, entre otras. Además, se debe estudiar el comportamiento de la fundación frente al fenómeno de licuación.

#### 4.7 Estudio sísmico

La sismicidad en el país es una actividad común por lo cual dentro del análisis es primordial el estudio del área y sus factores más relevantes. De este modo, se debe conocer y determinar el grado de sismicidad en la zona, su amenaza y peligrosidad sísmica, entre otros. En definitiva, se analizan estos factores para conocer el efecto sobre el puente y en específico los estribos de un movimiento sísmico.

Cabe destacar que para efectos de estudio y análisis se utilizan los datos del terremoto producido en el año 2010, en la región del Maule, con una magnitud igual  $M_w$  8,8

#### 4.8 Modelación

Finalmente, se realiza la modelación mediante el software MIDAS GTS NX del puente en estudio realizando un análisis en dos dimensiones mediante las herramientas propiciadas por el programa. Para esta etapa se debe realizar en primera instancia la modelación del puente, estableciendo todas sus características geométricas. Luego, se procede a ingresar las propiedades y parámetros requeridos para el estudio, siendo relevante el ingreso certero de los datos. Para concluir, se ejecuta la modelación para obtener los resultados del comportamiento del suelo y por consiguiente las deformaciones producidas en los estribos frente al movimiento de un sismo severo.

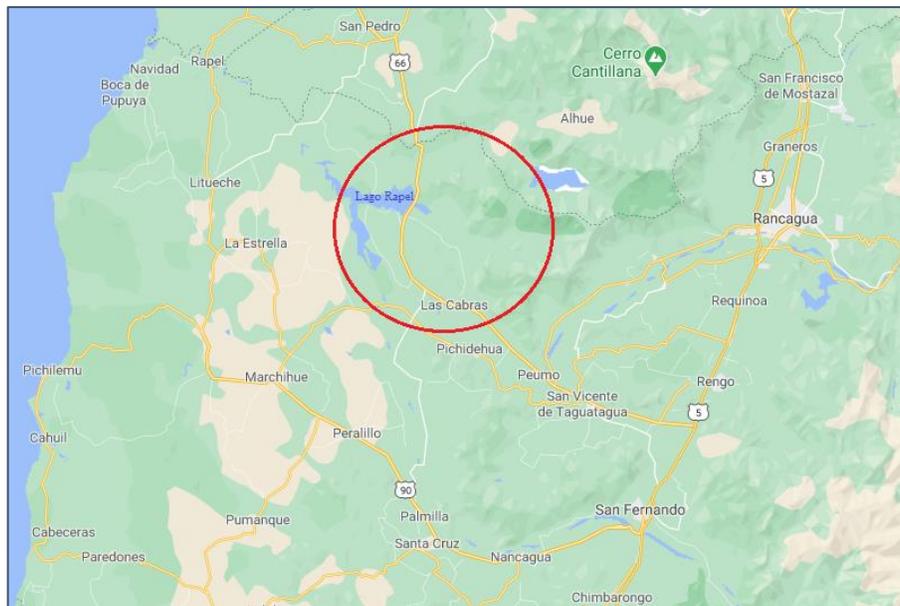
## CAPÍTULO V: DESARROLLO Y RESULTADOS

### 5.1 Descripción general del puente de estudio

En cualquier estudio o investigación se debe realizar en primera instancia una descripción clara y precisa del objeto en que se fundamenta el análisis, para contextualizar al lector y generar un mejor entendimiento de los contenidos que prosiguen.

El proyecto seleccionado para estudiar las deformaciones sísmicas generadas en sus estribos es el puente “Llavería”, su ubicación se encuentra en el camino H-762, comuna Las Cabras, provincia del Cachapoal, sexta región. Cuenta con una longitud de 35 m y se encuentra clasificado según el Manual de Carreteras Vol.3 como un puente menor de estructura mediana.

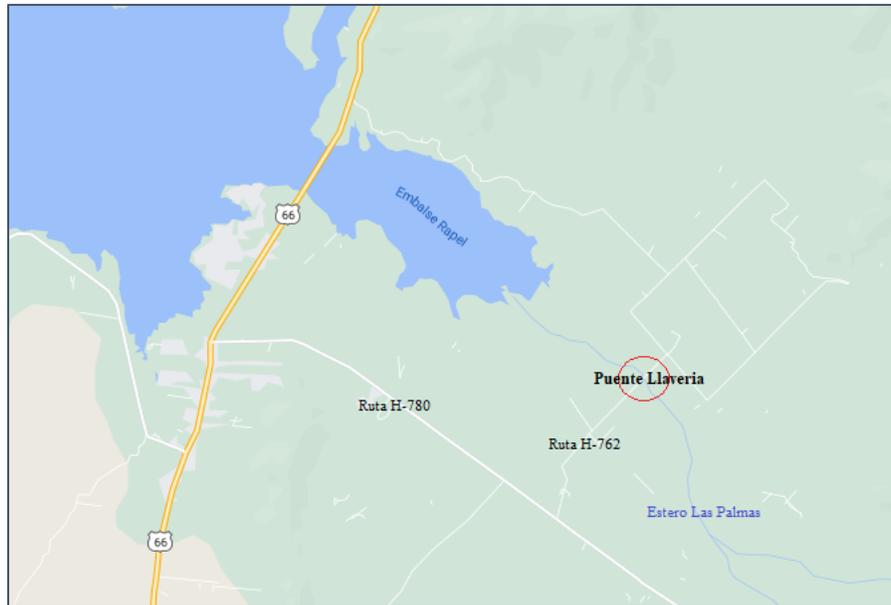
Adicionalmente, su función primordial es reemplazar la antigua conexión entre los sectores divididos por el estero Las Palmas, con el fin de mejorar la conectividad de la población y beneficiar el desplazamiento del transporte principalmente del sector agrícola. En la Ilustración 37 se esquematiza la ubicación dentro de la región del Libertador General Bernardo O'Higgins y en la Ilustración 38 se esquematiza la ubicación específica del puente de estudio.



**Ilustración 37:** Ubicación del puente Llavería dentro de la sexta región.

**Fuente:** Elaboración propia

De forma referencial se puede indicar que el puente se encuentra a una distancia aproximada igual a 2 km del Lago Rapel.



**Ilustración 38:** Ubicación del puente Llavérica

**Fuente:** Elaboración propia

Cabe mencionar, que la estructura del puente antiguo era de materialidad madera, solo contaba con una calzada unidireccional y una longitud igual a 28 m, como se muestra en la Ilustración 39. Durante el terremoto del año 2010 el puente sufrió graves daños, lo que conllevó a la decisión por parte de las autoridades comunales a solicitar la elaboración de un proyecto para un nuevo puente acorde a las necesidades de una localidad en desarrollo y crecimiento.



**Ilustración 39:** Estructura del puente Llavérica antiguo

**Fuente:** (Cooperativa, 2019)

De este modo, en el año 2019 se da inicio a la construcción del nuevo puente Llavérica el cual cuenta con dos calzadas y veredas en ambos extremos protegidas con reja metálica y contenciones de hormigón armado. En la actualidad la obra se encuentra finalizada y habilitada, ya que fue inaugurada

durante diciembre del año 2020. En la Ilustración 40 se puede observar la construcción del puente finalizada.



*Ilustración 40: Estructura del puente Llavería nuevo  
Fuente: (DPRO Higgins, 2020)*

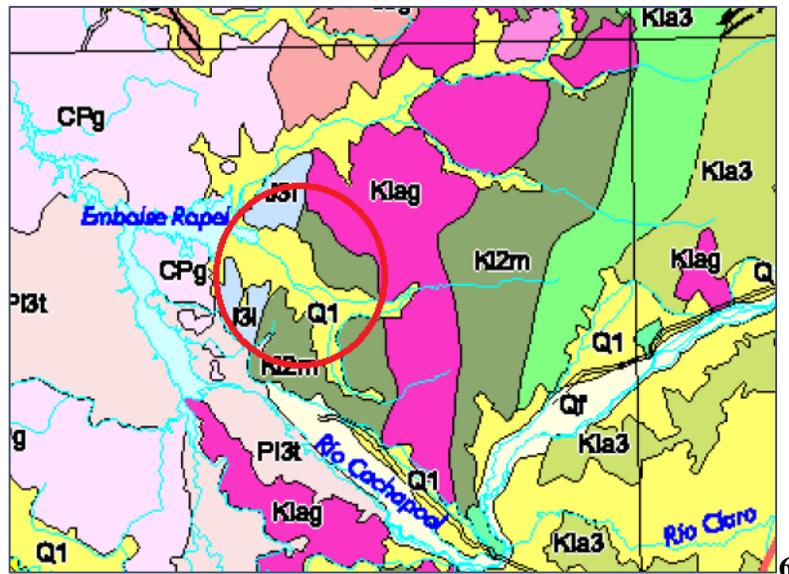
## 5.2 Estudio geológico

Un estudio geológico se realiza para conocer las características de la zona respecto a esa área, conociendo las propiedades que puede tener y en base a eso diseñar cimentaciones o cualquier obra que se considere debajo del nivel de terreno.

Por consiguiente, se utilizó el Mapa Geológico de Chile (Sernageomin, 2003) para determinar la edad del depósito en estudio. En base a la ubicación del puente se obtiene que se encuentra en el área Q1 de color amarillo, este indica un depósito de la edad del Pleistoceno – Holoceno perteneciente al período cuaternario, comenzando con el Pleistoceno hace 2,588 millones de años y finalizando hace unos 12.000 años, en el 10.000 a.c. dando comienzo al Holoceno que abarca hasta la época actual. En la Ilustración 41 se presenta un extracto del mapa geológico donde se observa la clasificación que brinda la información presentada anteriormente.

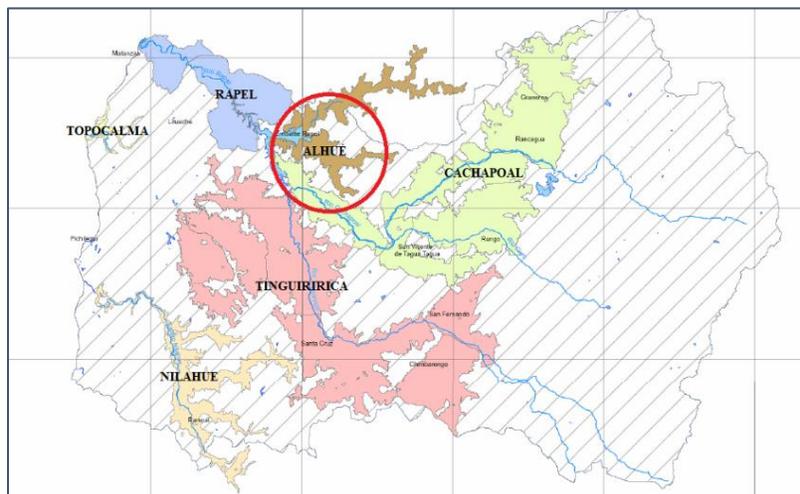
Adicionalmente, se indica que cuenta con depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa, en menor proporción fluvio-glaciales, deltaicos, litorales o indiferenciados (Sernageomin, 2003).

Respecto a aguas subterráneas, se observa que la región de O'Higgins cuenta con una zonificación donde se indica la presencia del acuífero en la zona. En la Ilustración 42 se observa en mayor detalle la clasificación.



**Ilustración 41:** Detalle del mapa geológico de la zona de estudio

*Fuente:* (Sernageomin, 2003)



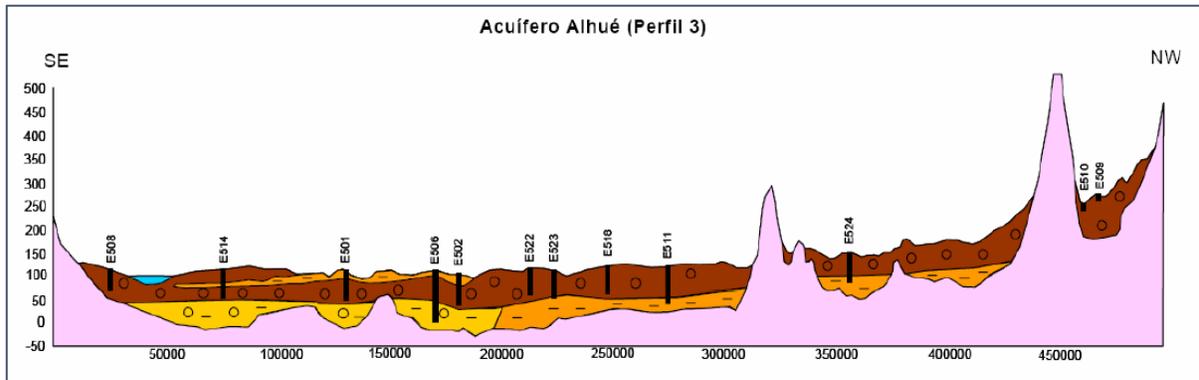
**Ilustración 42:** Detalle de zonificación de acuíferos de la sexta región

*Fuente:* (Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, 2011)

Se indica que el acuífero Alhué se encuentra entre las cuencas de Alhué y Las Palmas, presentando en el sector del estero Las Palmas sobre la unidad superior una tercera unidad con contenido alto de arcilla, lo que podría brindar un grado de confinamiento local en algunos sectores. Así mismo, se caracteriza por un alto gradiente hidráulico que disminuye al acercarse al Lago Rapel (Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, 2011).

En relación con el basamento rocoso, se considera el perfil geológico longitudinal del valle del estero Alhué, ya que no se cuenta con información directa del estero Las Palmas. Sin embargo, se estima una similitud en la profundidad del basamento rocoso proveniente de que se encuentran en la misma

zonificación y se ubican a una distancia aproximada de 7 km, por lo que cuentan con características similares. En la Ilustración 43 se presenta el perfil del valle del estero Alhué, se observa con color rosado la profundidad del basamento rocoso en función de su longitud.



*Ilustración 43: Perfil longitudinal del valle del estero Alhué*

*Fuente: (Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, 2011)*

### 5.3 Caracterización geotécnica

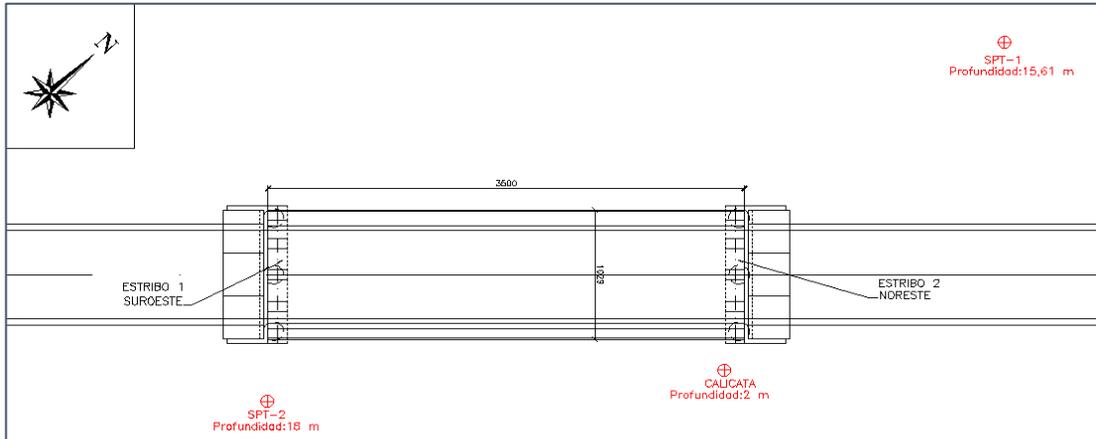
En este apartado se presentan las principales características de las propiedades obtenidas mediante el estudio de las exploraciones geotécnicas realizadas, refiriéndose con esto, a los ensayos in situ desarrollados para conocer la información asociadas a los materiales que componen la masa de suelo donde se desea fundar.

#### 5.3.1 Exploración geotécnica

Para realizar una caracterización del suelo donde se emplaza la estructura, se debe contar con información obtenida mediante la realización de exploraciones del suelo de fundación, ya sea por medio de ensayos in situ o laboratorio. En este caso se cuenta con datos generados por dos ensayos de penetración estándar (SPT) de una profundidad igual a 15,61 m y 18 m, además de una calicata de 2 m de profundidad, dicha exploración se realizó en el lugar previo a la elaboración del diseño del puente. Esta información se obtuvo de los antecedentes entregados durante la licitación del proyecto de construcción, de este modo, en la Ilustración 44 se puede observar la distribución en planta de la exploración realizada y en el Gráfico 1 se presentan los datos.

El ensayo de penetración estándar consiste en contar el número de golpes requeridos para hincar 15 centímetros una cuchara que permite tomar muestras del terreno, este procedimiento se realiza 3 veces, completando 45 centímetros de profundidad. De igual manera, existen casos donde el resultado del hinchamiento arroja rechazo debido a las condiciones propias del material, estos

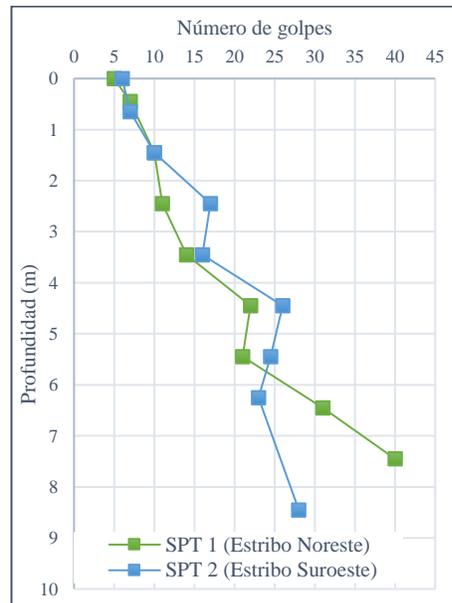
casos son los siguientes: cuando se aplican más de 50 golpes para un tramo (15 cm), cuando se aplican 100 golpes en el total de la profundidad (45 cm) y cuando no se observa penetración durante 10 golpes



**Ilustración 44:** Distribución en planta de la exploración del suelo

**Fuente:** Elaboración propia

Cabe destacar, que no se cuenta con información de las características del ensayo de penetración estándar, ya sea diámetro de sondeo, dispositivo de golpeo, entre otras. Sin embargo, se cuenta con el registro del número de golpes  $(N_1)_{60}$  en función de la profundidad.



**Gráfico 1:** Datos del ensayo de penetración estándar

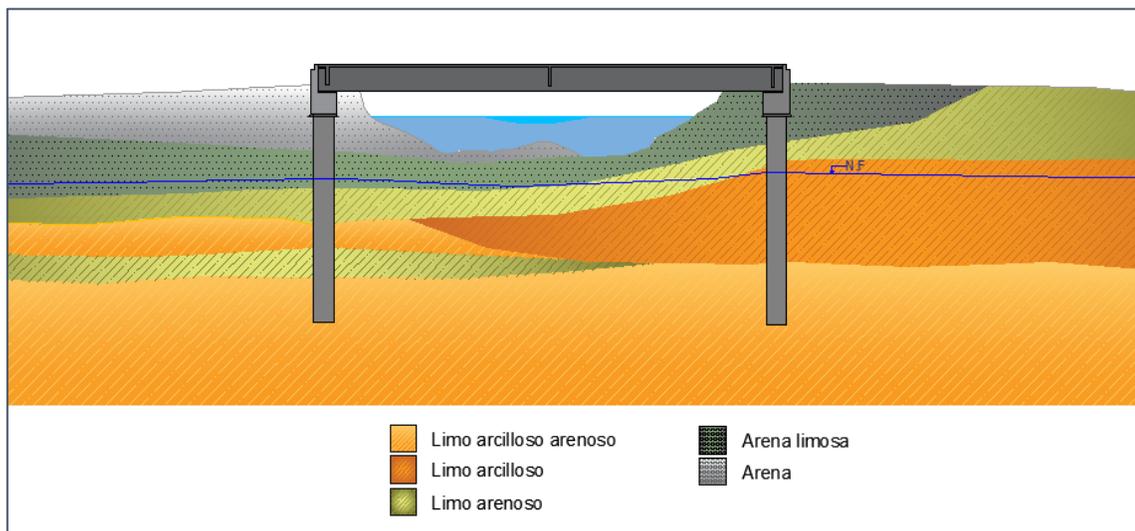
**Fuente:** Elaboración propia

En el Gráfico 1 se presentan los datos obtenidos en los dos ensayos de penetración estándar, se puede observar los números de golpes realizados en función de la profundidad, considerando la aplicación del ensayo cada 1 metro. Además, se puede revisar el Anexo 1 donde se entrega la información adicional obtenida mediante dichos ensayos, por ejemplo, densidad relativa, número de golpes, color del material, entre otros.

### 5.3.2 Perfil estratigráfico

Con los datos obtenidos en los ensayos de exploración del suelo donde se emplaza el puente, se procedió a realizar el estudio del tipo de material que se encuentra presente, comparando la tipología del suelo entre los diferentes datos obtenidos. Luego de observar las similitudes de materiales indicados, se trazan las líneas que dividen las estratigrafías para luego identificar cada nivel con sus colores respectivos y achurados en función de la Norma Chilena 1508, “Geotecnia– Estudio de Mecánica de Suelos” (INN , 2014). En la Ilustración 45 se observa el perfil realizado.

Respecto al perfil estratigráfico se observan variaciones en el material encontrado, indicando en la parte superior la presencia de arena en el estribo suroeste y arena limosa en el estribo noreste. Del mismo modo, se analiza la presencia de limo en las profundidades siguientes, encontrando limo con presencia de arena, arcilla o ambas en algunos casos. Además, se establece un nivel freático ubicado aproximadamente a una profundidad de 4,8 metros respecto el nivel de cota de la fundación de pilotes.



**Ilustración 45:** Estratigrafía del terreno

*Fuente:* Elaboración propia

Como se mencionó anteriormente, el material identificado en la capa superficial de la masa de suelo cuenta con la presencia de arena y arena limosa, estos materiales cuentan con una baja plasticidad, humedad húmeda y la arena presenta una compacidad suelta.

Así mismo, en las capas siguientes se puede observar la presencia de limos con diferentes componentes adicionales, contando con una baja plasticidad, humedad húmeda a mojada y consistencia mediana.

Por otra parte, se debe mencionar las características de las capas inferiores de la masa de suelo identificadas en la caracterización geológica y en las cuales el ensayo de penetración estándar no exploró. Se da cuenta de una capa de arcilla de aproximadamente de 10 m de profundidad, luego se indica la presencia de material de granulometría media (se estima la participación de arenas y gravas de menor diámetro), para luego identificar intercalaciones de materiales (grava, arena, limo y arcilla). Finalmente, se identifica el basamento rocoso a una profundidad aproximada de 120 m.

### 5.3.3 Propiedades del material

En el siguiente apartado se presentan las propiedades básicas requeridas para los análisis posteriores, se determinan en función de los datos obtenidos mediante la exploración geotécnica.

#### ❖ Densidad relativa

Se realizaron correlaciones para determinar los valores de la densidad relativa del suelo utilizando los ensayos de penetración estándar realizados como método de exploración del suelo. Para este cálculo se utilizaron las fórmulas de correlación propuestas por Yoshida (1988) (ver Ecuación 16) y Terzaghi y Peck (1948) con la modificación del factor realizada por Boulanger e Idris (2003) (ver Ecuación 17) para verificar la consistencia entre la correlación y el accionamiento de licuación basado en ensayos de penetración estándar, estas se pueden observar en el apartado de la metodología.

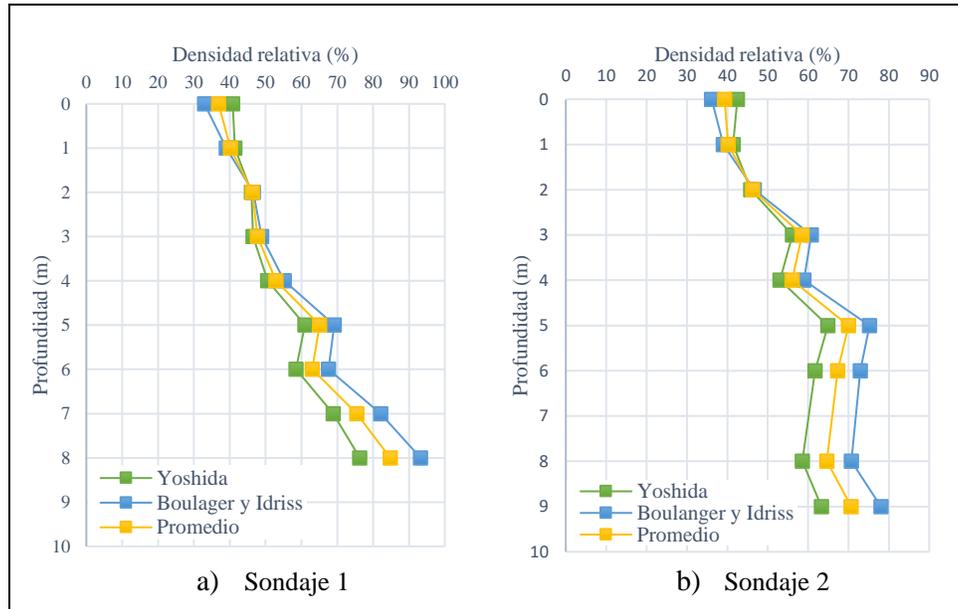
$$DR (\%) = 25 * \sigma'_{o}^{-0,12} * (N_1)_{60}^{0,46} \quad (\text{Ecuación 16})$$

$$\frac{DR}{100} = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (\text{Ecuación 17})$$

En el Gráfico 2 se presentan los valores obtenidos en cada correlación con el ensayo SPT, se observa un aumento de los valores de la densidad relativa expresada en porcentaje en función de

la profundidad. Adicionalmente, se determina un valor promedio entre las dos propuestas seleccionadas.

Para mayor detalle del cálculo realizado para la obtención de la densidad relativa respecto de la correlación realizada con los ensayos revisar el Anexo 2.a.



**Gráfico 2:** Densidad relativa v/s Profundidad.

*Fuente:* Elaboración propia

### ❖ Ángulo de fricción

Para determinar los valores de ángulo de fricción se utilizaron correlaciones con el ensayo de penetración estándar propuestas por Muromachi (1974) (ver Ecuación 18), Hatanaka & Uchida (1996) (ver Ecuación 19) y Montenegro & González (2014) (ver Ecuación 20).

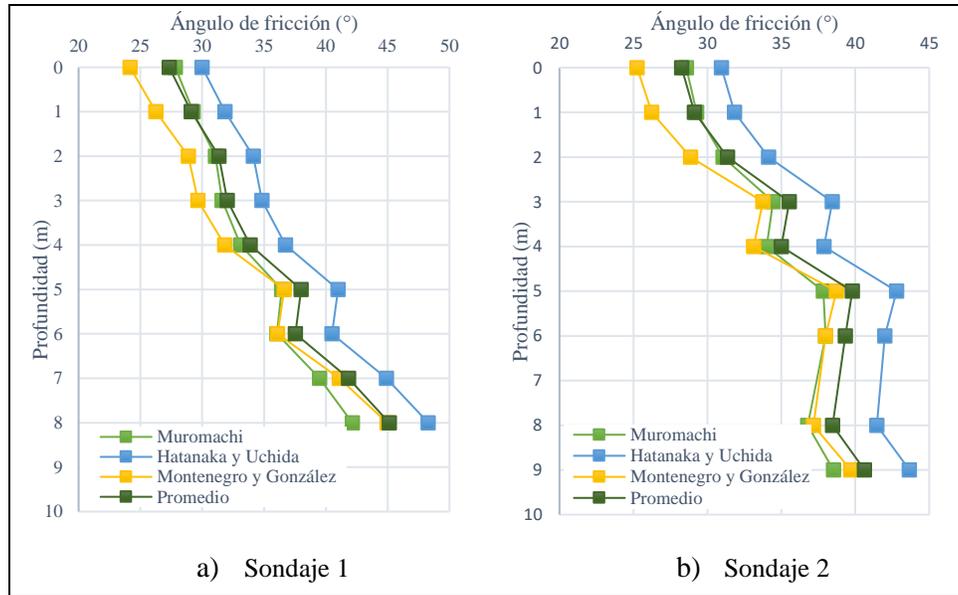
$$\phi = 20 + 3,5 * \sqrt{(N_1)_{60}} \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$\phi = \sqrt{(N_1)_{60}} + 20 \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$\phi = 12,79 + \sqrt{25,86 * (N_1)_{60}} \quad (\text{Ecuación 20})$$

En base a estas fórmulas en el Gráfico 3 se observan los valores obtenidos en función de la profundidad utilizando los datos obtenidos en el sondaje 1 y 2 realizado en la exploración geotécnica. Se presentan mayores detalles del cálculo en el Anexo 2.b.

En ambas gráficas se observan valores para los primeros 8 y 9 m de profundidad respectivamente, debido a que para una posterior profundidad los sondajes indican rechazo producto de las características in situ del material.



**Gráfico 3:** Ángulo de fricción v/s Profundidad.

**Fuente:** Elaboración propia

❖ **Resistencia al Corte No-Drenado**

En base a las características estratigráficas presentadas según los sondajes de exploración in-situ realizados, donde se observa una mayor presencia de limos con componentes de arcillas y/o arena en algunos sectores, se estima que la masa de suelo presentará una respuesta no-drenada a la hora del desarrollo de un movimiento sísmico, por lo cual se estimó un valor de referencia para la resistencia al corte no-drenada mediante correlaciones con la oposición de estos materiales a la penetración y su confinamiento.

Para obtener la resistencia al corte del material del suelo que compone el terreno en análisis se utilizaron correlaciones con el ensayo SPT propuestas por Sivrikaya & Togröl (2002) y Hettiarachchi & Brown (2009), ambas son sugeridas para suelos con presencia de material fino. La Ecuación 21 y Ecuación 22 indican las propuestas utilizadas.

Sivrikaya & Togröl (2002)

$$Su = 6,18(N1)_{60} \tag{Ecuación 21}$$

Hettiarachchi & Brown (2009)

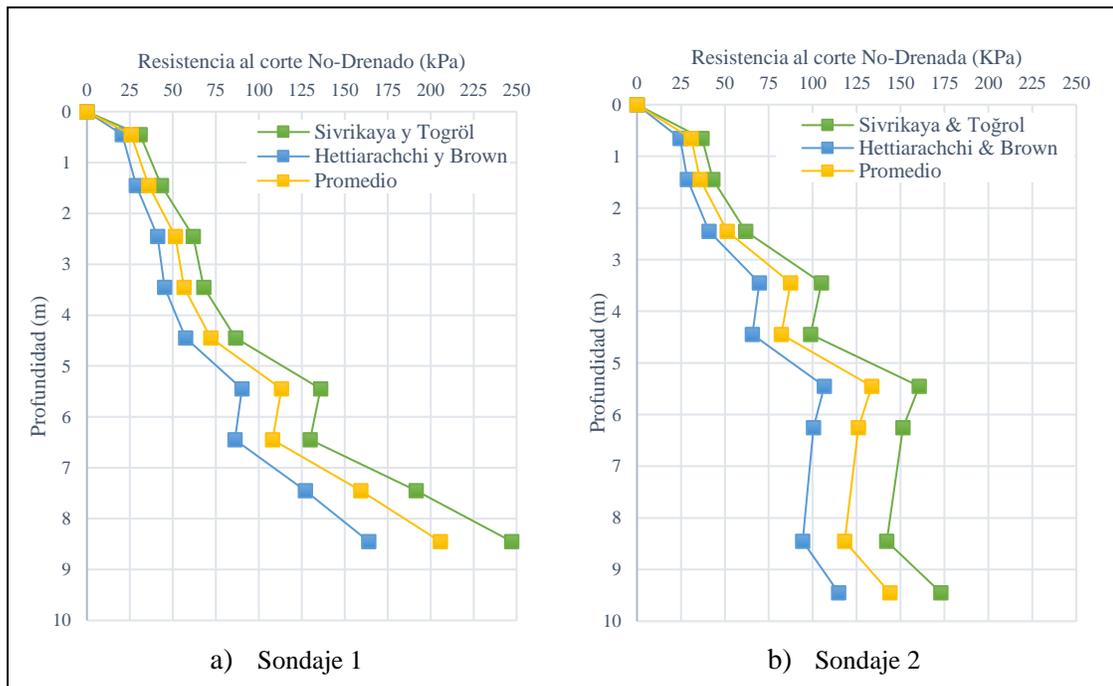
$$Su = 4,1(N1)_{60} \quad (\text{Ecuación 22})$$

En base a las correlaciones indicadas, se presenta el Gráfico 4.a con los resultados obtenidos para el sondaje 1 del ensayo de exploración in situ, además, se presenta la curva promedio de las expresiones seleccionadas para el cálculo.

Se obtuvo un valor máximo de resistencia al corte no-drenado de 247 kPa y 164 kPa para las correlaciones de la Ecuación 21 y Ecuación 22 respectivamente, en función de estos valores se obtiene un valor promedio máximo igual a 206 kPa.

Así mismo, en el Gráfico 4.b se indican los valores obtenidos para la correlación del sondaje 2 del ensayo realizado. Al igual que el cálculo de la correlación del sondaje 1 se establece la curva promedio de las expresiones en la gráfica.

En la gráfica presentada se observa una resistencia máxima al corte no-drenado de 173 kPa y 115 kPa para la Ecuación 21 y Ecuación 22 respectivamente. Así mismo, se obtiene un valor promedio máximo de 144 kPa.



**Gráfico 4:** Resistencia al corte No-Drenado v/s Profundidad.

**Fuente:** Elaboración propia

En el Anexo 2.c se puede revisar en mayor detalle los cálculos realizados para la obtención de la resistencia no drenada respecto de la profundidad.

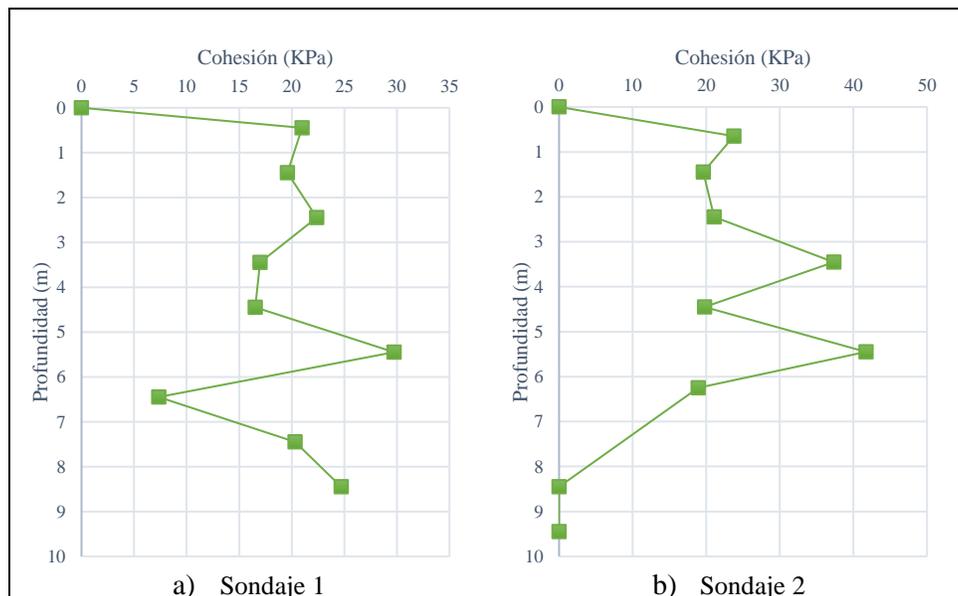
### ❖ Cohesión

En base a los resultados obtenidos en el cálculo de la resistencia al corte no-drenada se determinan los valores de cohesión, en función a los esfuerzos totales y ángulo de fricción según la expresión presentada en la Ecuación 23.

$$S_u = C + \sigma \tan (\phi) \quad (\text{Ecuación 23})$$

De este modo, en el Gráfico 5 se presentan los valores obtenidos en función de la profundidad, observándose valores máximos de 30 kPa y 42 kPa para las correlaciones con los sondajes 1 y 2 respectivamente.

En el Anexo 2.d se detalla el cálculo realizado para la obtención de los valores indicados en los gráficos mencionados anteriormente.



**Gráfico 5:** Cohesión v/s Profundidad.

*Fuente:* Elaboración propia

### ❖ Velocidad de onda de corte, Vs

Dentro de las propiedades de los materiales que componen una masa de suelo se encuentra la velocidad de onda de corte, la cual es sumamente importante para determinar el comportamiento del terreno frente a sollicitaciones sísmicas. Para obtener esta propiedad se considera las correlaciones con el ensayo de exploración de suelos propuestas por Yoshida (1998) y Ohta y Goto (1978). En la Ecuación 24 y Ecuación 25 se presentan las propuestas utilizadas.

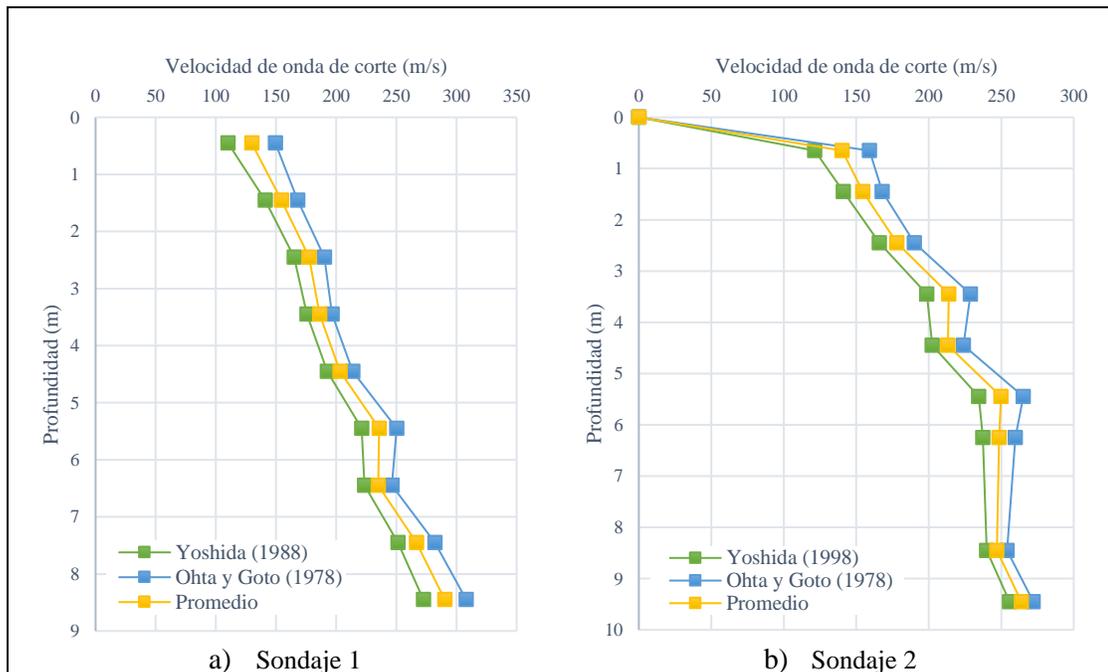
Yoshida (1998)

$$V_s = 55 * (N1)_{60}^{0,25} * \sigma'_v{}^{0,14} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Ohta y Goto (1978)

$$V_s = 85,34 * (N1)_{60}^{0,348} \quad (\text{Ecuación 25})$$

En el Gráfico 6 se presentan los valores obtenidos mediante las propuestas de correlaciones utilizadas, además, de la curva que representa el promedio entre ambas. De este modo, se puede observar una cierta linealidad en el aumento de la velocidad de onda de corte en función de la profundidad.



**Gráfico 6:** Velocidad de onda de corte v/s profundidad.

*Fuente:* Elaboración propia

Según los valores obtenidos y la normativa vigente referida a la Norma Chilena Oficial (NCh) 433 of 1996 modificada en 2012, se obtienen rangos de tipología de suelos en función de la clasificación sísmica del terreno de fundación respecto del valor de velocidad de onda de corte. Es base a esto y a la tabla 4.2 de la normativa mencionada el suelo en análisis se puede clasificar como tipo E ( $V_s < 180$ ) para los primeros 3 m considerados en ambos SPT, para las siguientes profundidades el suelo clasifica dentro del tipo D ( $180 \leq V_s \leq 350$ ).

Los detalles del cálculo se detallan en el Anexo 2.e, se pueden observar los valores obtenidos para cada profundidad y cada propuesta seleccionada.

❖ **Módulo de elasticidad**

Otro parámetro relevante que se requiere para la modelación es el módulo de elasticidad (E), es por esto por lo que se utiliza la propuesta de correlación desarrollada por Bowles (1996) y Denver (1982). En la Ecuación 26 y Ecuación 27 se presentan las propuestas seleccionadas.

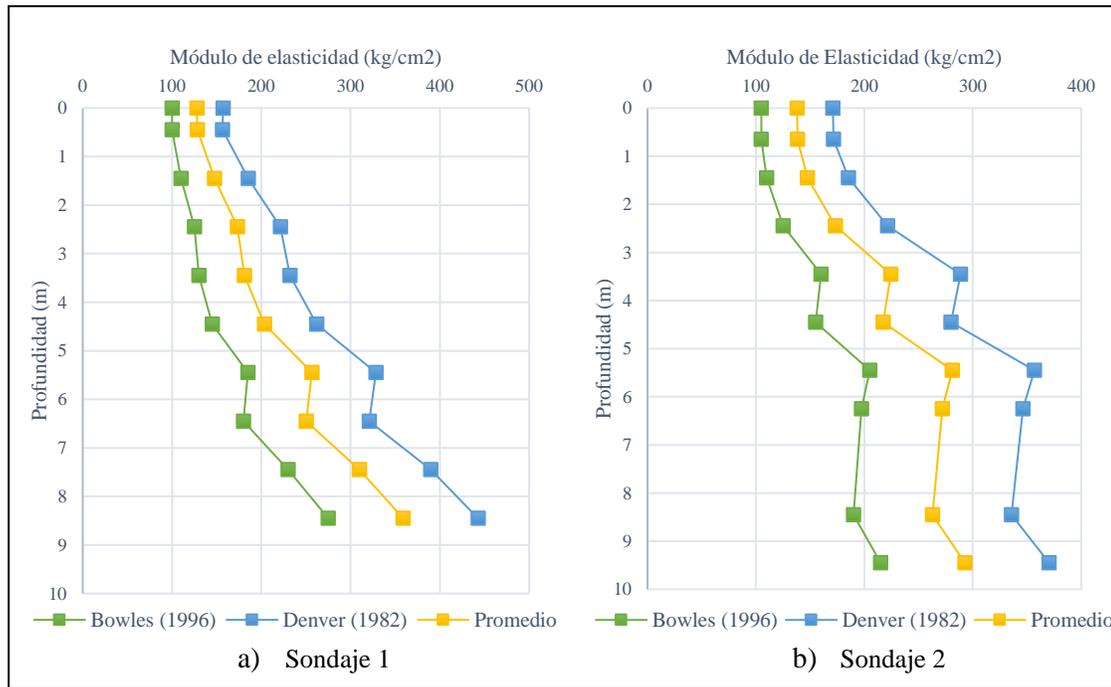
Bowles (1996)

$$E = 5 * ((N1)_{60} + 15) \tag{Ecuación 26}$$

Denver (1982)

$$E = 7 * \sqrt{(N1)_{60}} \tag{Ecuación 27}$$

En el Gráfico 7 se presentan los resultados obtenidos mediante la correlación con el número de golpes entregados por los ensayos de exploración. Los valores de módulo de elasticidad varían entre 100 y 450 (kg/cm<sup>2</sup>). En el Anexo 2.f se presenta mayor detalle del cálculo.



**Gráfico 7: Módulo de elasticidad v/s Profundidad**

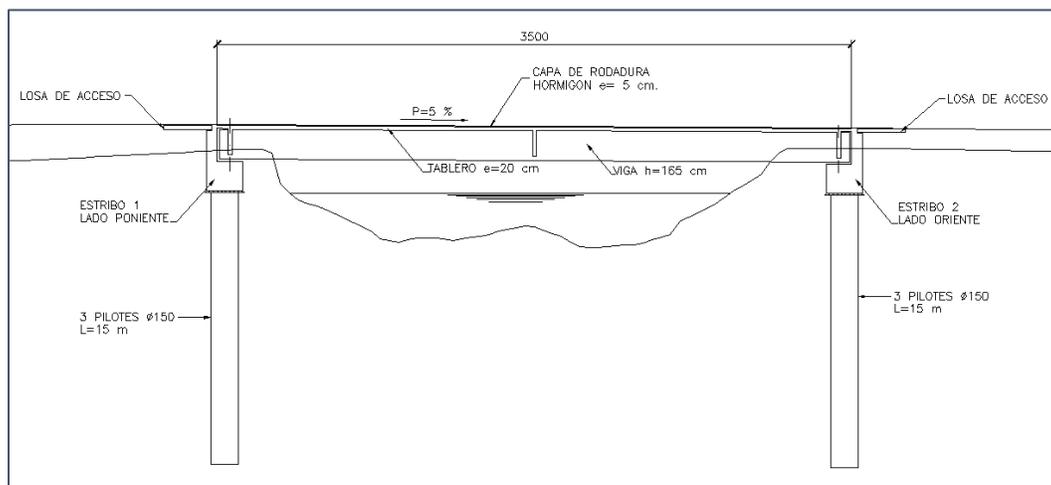
*Fuente: Elaboración propia*

**5.4 Descripción estructural puente de estudio**

En el siguiente apartado se presentan las características principales del puente seleccionado, basándose en la información obtenida del proyecto en los antecedentes de la licitación de Mercado Público (Mercado Público, 2018).

El puente se encuentra construido con hormigón armado, utilizando un hormigón tipo G-25 en el caso de estribos, fundación y losa, así mismo, las vigas se encuentran elaboradas con hormigón G-40. Además, se considera acero A630-420H y A440-280H.

La estructura se divide en superestructura y subestructura, la primera indica los elementos que se encuentran en la parte superior y consta del tablero de hormigón armado encargado de resistir directamente las cargas ejercidas en su parte superior y las vigas que sostienen el elemento mencionado anteriormente. Así mismo, el segundo se refiere a los elementos ubicados en la parte inferior y agrupa a los estribos cuya función es generar apoyos en los extremos soportando directamente a la superestructura, además se incluye en este conjunto la fundación, la cual se establece como pilotes para la transmisión de esfuerzos al terreno. En la Ilustración 46 se presenta en detalle los elementos.



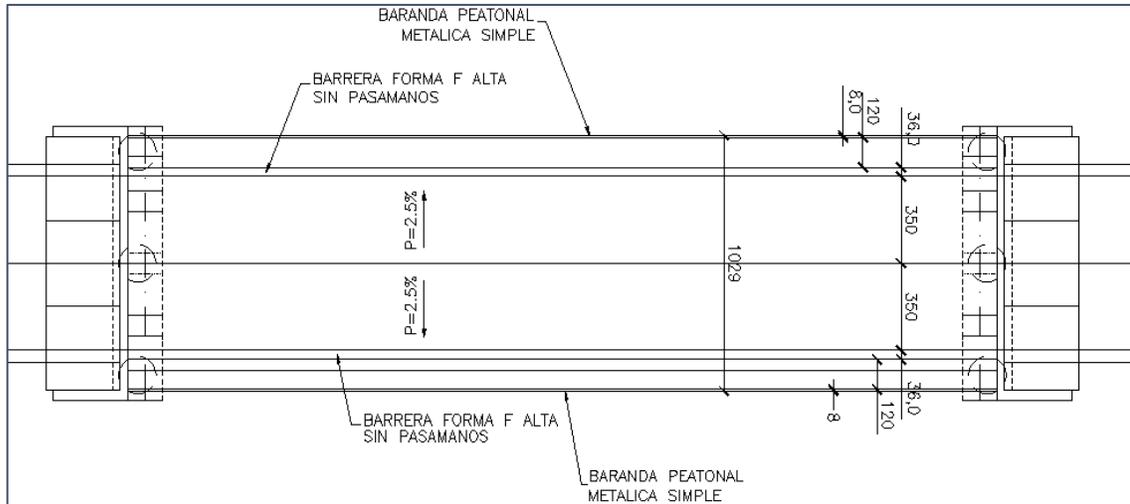
**Ilustración 46:** Detalle de la estructura del puente Llavería

**Fuente:** Elaboración propia

Para un mayor detalle de los elementos resistentes indicados, a continuación, se presentan las principales características de estos en función del diseño del puente seleccionado.

#### ❖ Tablero

Se encuentra diseñado para recibir las cargas ejercidas por los usuarios beneficiados por la ejecución del puente. De este modo, se considera una materialidad de hormigón armado, cuenta con un ancho de 10,28 m, una longitud de 35 m y un espesor de 20 cm. Adicionalmente, se dispone una capa de rodado de hormigón de 5 cm, con una pendiente transversal de 2,5 % y longitudinal de 5 %. En la Ilustración 47 se indica las características geométricas del tablero.

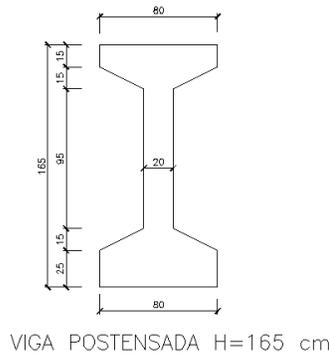


**Ilustración 47:** Detalle de la estructura del tablero

**Fuente:** Elaboración propia

❖ **Vigas**

Este elemento debe recibir y transmitir las cargas provenientes de las losas a los elementos de apoyos en sus extremos. Para esto, se establecen cuatro vigas postensadas espaciadas a 2,5 m con una altura de 1,65 m. Para mayor detalle, en la Ilustración 48 se observan las características geométricas de la viga.



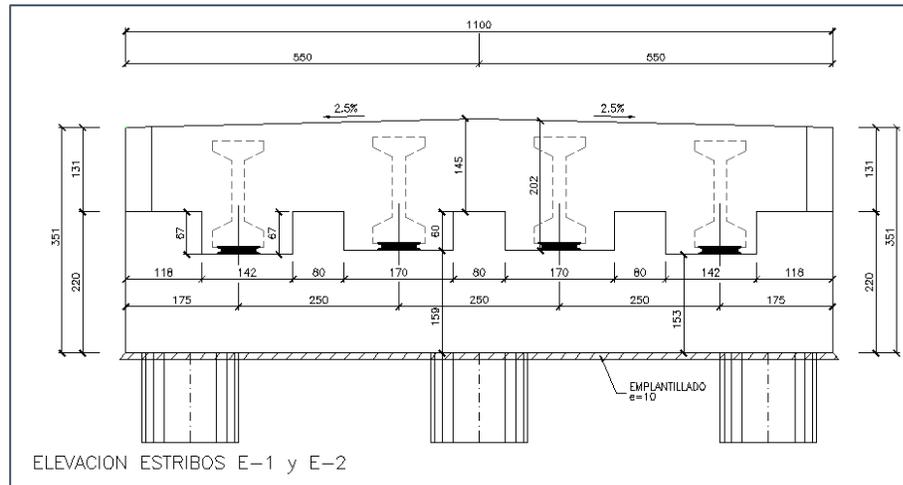
**Ilustración 48:** Detalle de la estructura de las vigas

**Fuente:** Elaboración propia

❖ **Estribos**

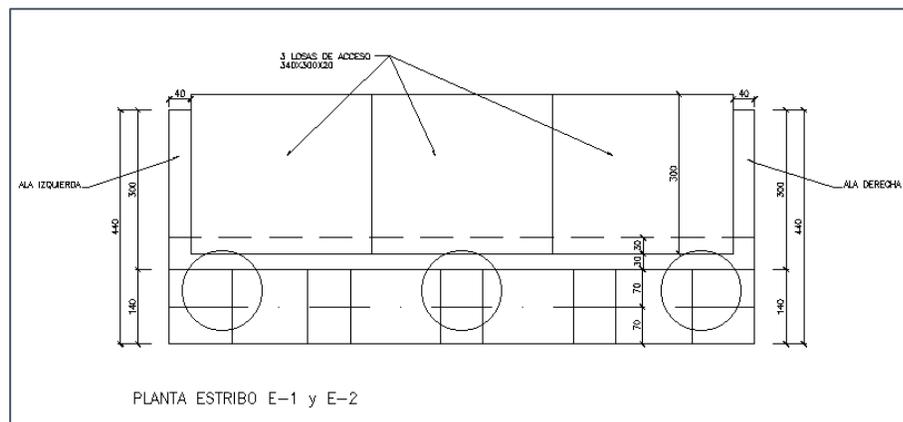
El puente cuenta con un estribo en cada extremo para brindar un elemento de apoyo a la superestructura, recibiendo las cargas de aquella para luego transmitir las a la fundación. En los planos del proyecto se indica un ancho de 11 m, con alas de contención rectas de 3 m de longitud con una inclinación de 1: 2 (ancho: alto). Además, se consideran apoyos elastoméricos para la

unión entre estribo y viga postensada. En la Ilustración 49 se observa un detalle en elevación y en la Ilustración 50 un detalle en planta de las principales características de los estribos.



**Ilustración 49:** Detalle en elevación de la estructura de los estribos

**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 50:** Detalle en planta de los estribos

**Fuente:** Elaboración propia

## ❖ Fundación

Como tipología de fundación se indican tres pilotes de sección circular con diámetro igual a 1,5 metros y una longitud de 15 m de materialidad de hormigón armado. La principal función que cumplen es transmitir las cargas de la estructura al suelo.

### 5.5 Determinación de la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación

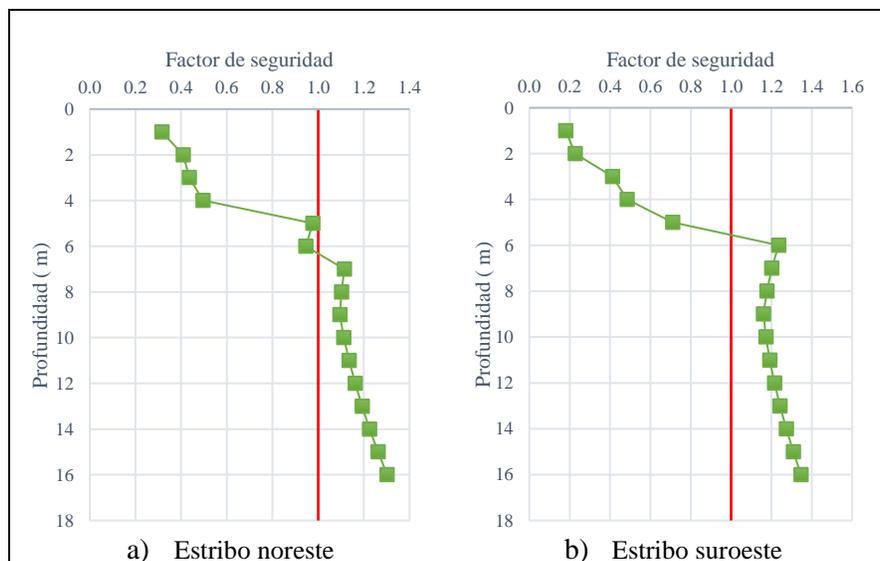
Para realizar el estudio se debe determinar de manera preliminar la vulnerabilidad del suelo frente al fenómeno de licuación propiciado por un movimiento sísmico, ya que es una información relevante para conocer y determinar las deformaciones sísmicas que pueden sufrir los estribos.

En primer lugar, se determinó la resistencia cíclica del suelo utilizando las fórmulas indicadas en el apartado 2.8, la cual relaciona el número de golpes del ensayo de penetración estándar con el valor de la resistencia. Cabe destacar que el gráfico propuesto incluye como parámetro adicional el contenido de fino del material.

En segundo lugar, se calculó la solicitud cíclica en función de la profundidad considerando la aceleración ( $A_0$ ) indicada en la NCh 433 of 96 modificada en 2012 para la zona correspondiente, es decir zona 3 con un valor igual a 0,4 g. Además, se utilizó el coeficiente de reducción de tensión propuesto por Liao y Whitman (1986).

Finalmente, ya obtenidos ambos valores se determinó el factor de escala de la magnitud del sismo (MSF) mediante la propuesta de Kramer y Stewart (2004), donde se corrige para un sismo mayor o menor a una magnitud de 7,5  $M_w$ . En este caso, se consideró la magnitud de 8,8  $M_w$  proveniente del terremoto del año 2010.

En base a los valores obtenidos se calculó el factor de seguridad (F.S.), donde los valores menores a 1 indican potencial de licuación. De este modo, en el Gráfico 8 se observan los resultados obtenidos para los datos entregados por los ensayos de penetración estándar 1 y 2 respectivamente.



**Gráfico 8:** Factor de seguridad v/s Profundidad para la zona de fundación

**Fuente:** Elaboración propia

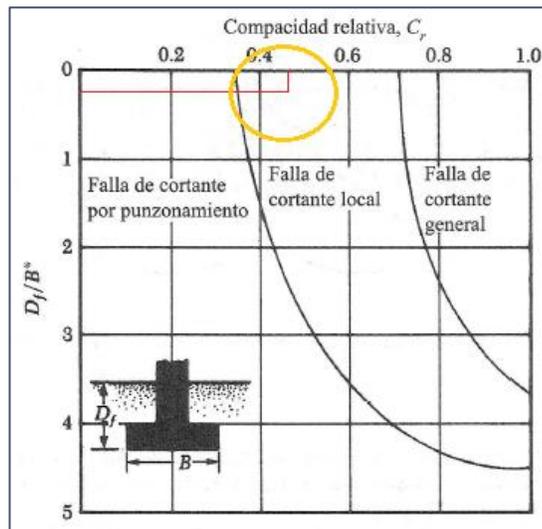
A modo de interpretación, en el Gráfico 8.a se observa una vulnerabilidad al fenómeno de licuación hasta una profundidad igual a 6 metros aproximadamente. Así mismo, en el Gráfico 8.b se indica un potencial de licuación dentro de los primeros 5 metros de profundidad respecto el nivel cero de la fundación de pilotes. Para mayor detalle del cálculo realizado y los parámetros utilizados se puede revisar el Anexo 3.

## 5.6 Análisis del comportamiento de la tipología de fundación

### 5.6.1 Fundamento de la elección de tipología

Para definir el tipo de fundación que se debe considerar en el diseño se propone realizar un estudio del tipo de falla que se puede generar al utilizar una fundación superficial en primera instancia, para esto, se utilizó la propuesta de Vesic (1973) donde se considera la geometría y profundidad de fundación.

Para la fundación del estribo sur y norte se consideró una compacidad de 43 % un valor de 0,24 para  $D_f / B^*$ . El resultado obtenido se presenta en la Ilustración 51, se indica como resultado fallas de cortante local.



**Ilustración 51:** Tipo de falla de cada fundación, propuesta de Vesic (1973), adaptado de Braja Das (Das, 1999).

**Fuente:** Elaboración propia

En este tipo de fallas se observa un incremento del asentamiento en función del aumento de carga sobre la cimentación, sin embargo, la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la fundación.

Para concluir, en el diseño se establecen pilotes de 15 m de profundidad debido al análisis realizado anteriormente, ya que esta tipología de fundación previene la falla estimada por la propuesta, mejorando su comportamiento.

### 5.6.2 Capacidad de soporte de los pilotes

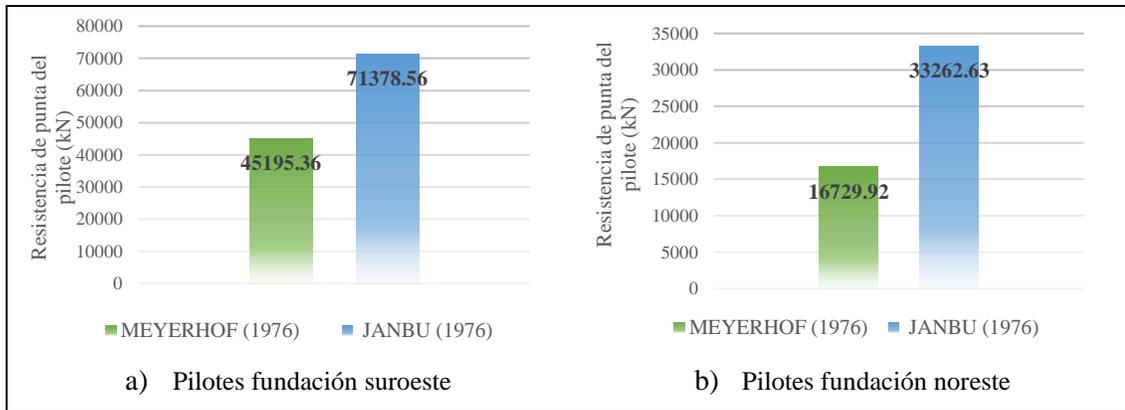
Para determinar la capacidad última de soporte de un pilote ( $Q_u$ ) se debe considerar la resistencia que ofrece la punta ( $Q_p$ ) y el fuste de este ( $Q_f$ ), considerando el caso en que se encuentra empotrado en un estrato rocoso o compacto. Para este análisis y en base a los datos entregados por el ensayo de penetración estándar, se establece una longitud de empotramiento igual a 7 metros.

Para la obtención de la resistencia que ofrece la punta del pilote se considera en el caso de los elementos del estribo suroeste un suelo con un ángulo de fricción de  $45^\circ$ , diámetro de 1,5 metros y un factor igual a 900 obtenido del gráfico de la propuesta de Meyerhof (1976). Se calcula un valor de resistencia límite y un valor de capacidad de punta real, sin embargo, se selecciona el límite por ser menor que el real calculado, el valor es igual a 45.195 kN.

Así mismo, para los pilotes del estribo noreste se consideró un ángulo de fricción igual a  $41^\circ$ , diámetro de 1,5 metros y un factor de 390 obtenido de la propuesta mencionada en el párrafo anterior. Al igual que lo ocurrido en el caso 1, se selecciona la resistencia de punta límite de 16.730 kN.

A modo de comparación se calcula la resistencia de punta con la propuesta realizada por Janbu (1976), se consideran los mismos parámetros establecidos con anterioridad a diferencia del factor propio de la propuesta ( $N^*_{q'}$ ), el cual es igual a 180 en el caso 1 y 80 en el caso 2. Realizados los cálculos que indica dicha propuesta se obtiene una resistencia de 71.379 kN y 33.263 kN respectivamente. Para una mejor interpretación de los resultados se presenta el Gráfico 9.

El otro factor relevante de la resistencia del pilote es la que aporta la fricción del elemento circular con la superficie de suelo en contacto. Se determinó una profundidad crítica de 22,5 metros como un modo conservador derivado del estimativo propuesto de 15 veces el diámetro. Se aplica la expresión de la propuesta y se obtiene 1.666 kN para el caso 1 y 1.735 kN para el caso 2.



**Gráfico 9:** Resistencia de punta del pilote v/s Tipo de metodología

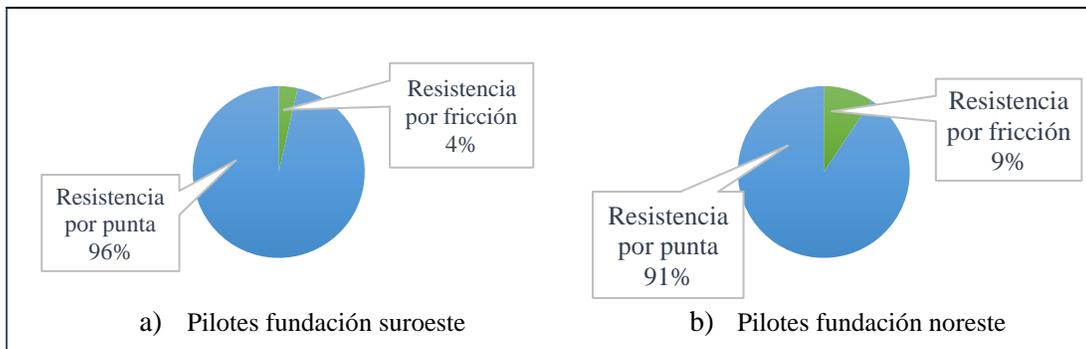
**Fuente:** Elaboración propia

En base a los cálculos realizados se determina la capacidad de carga última de un pilote sumando la resistencia por punta y fricción. De este modo, se utiliza para el cálculo la resistencia de punta obtenida mediante el método de Meyerhof debido a que entrega un valor menor, siendo este el caso más desfavorable. Producto de lo mencionado la capacidad de carga última de un pilote se expresa de la siguiente forma:

$$Q_u \text{ (kN)} = Q_p + Q_f \quad \text{(Ecuación 28)}$$

Donde,  $Q_p$  es la resistencia que brinda la punta del pilote y  $Q_f$  es la resistencia que brinda el fuste del elemento.

En el caso de los pilotes perteneciente al estribo suroeste, se considera una capacidad última igual a 46.861 KN, mientras que los del estribo noreste tienen una capacidad de 18.465 kN. Adicionalmente, se puede identificar el porcentaje de participación de la punta y el fuste en la resistencia última de cada pilote como se observa en la Ilustración 52. Todos los detalles del cálculo realizado se encuentran en el Anexo 4.



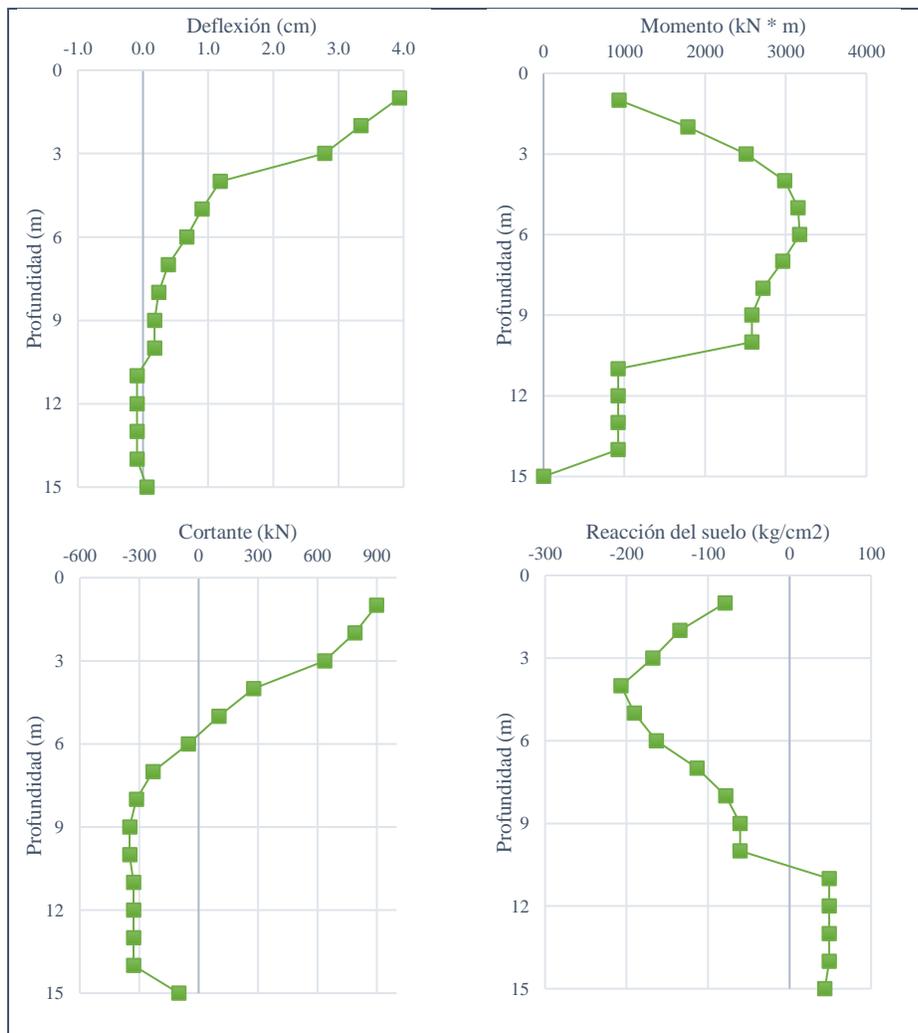
**Ilustración 52:** Porcentaje de participación en la resistencia última

**Fuente:** Elaboración propia

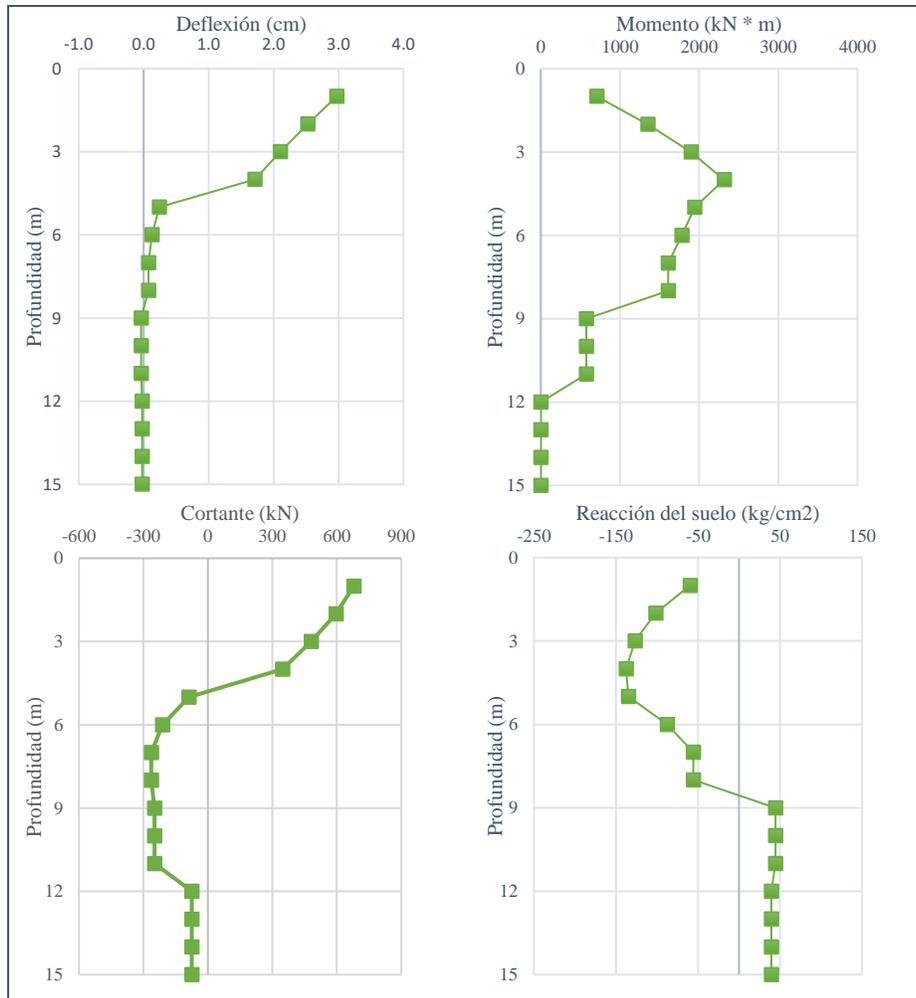
### 5.6.3 Desplazamiento lateral de pilotes

Para estudiar parte del comportamiento de la fundación se debe considerar el cálculo de los desplazamientos laterales que puede sufrir la fundación pilotada considerada en el diseño de la estructura del puente.

En base a lo mencionado anteriormente, se utilizó la formulación propuesta por Matlock y Reese (1960) donde considera un pilote de longitud  $L$ , sometido a una fuerza lateral y un momento en la superficie del terreno. De este modo, mediante la teoría de esta propuesta se obtiene la deflexión del pilote, momento, fuerza cortante y reacción del suelo a cualquier profundidad. En la Ilustración 53 e Ilustración 54 se presentan los valores obtenidos y en el Anexo 5 se presenta el detalle de los cálculos realizados.



**Ilustración 53:** Respuesta lateral de la fundación para el estribo suroeste  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 54:** Respuesta lateral de la fundación para el estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

#### 5.6.4 Asentamientos

Las fundaciones pueden sufrir diferentes tipos de asentamientos en el transcurso del tiempo, en específico, los pilotes sufren asientos del tipo elástico, los causados producto de la carga en la punta y los causados por la carga transmitida a lo largo del fuste.

Para la determinación de los asentamientos estimados del puente en estudio se utilizaron las propuestas indicadas en el libro “Principios de Ingeniería de Cimentaciones (Braja M.Das, 1999). En este indica como asentamiento total la suma de los tres tipos, señalando en algunos casos dos propuestas para el cálculo respectivo. En base a esto, se obtienen como rango de estimación de asentamientos del estribo suroeste de 6,6 cm y 0,34 cm, así mismo, para el estribo noreste se obtiene un rango entre 4,5 cm y 0,80 cm. En el Anexo 6 se presenta el detalle del procedimiento realizado para la obtención de los resultados.

## 5.7 Estudio sísmico

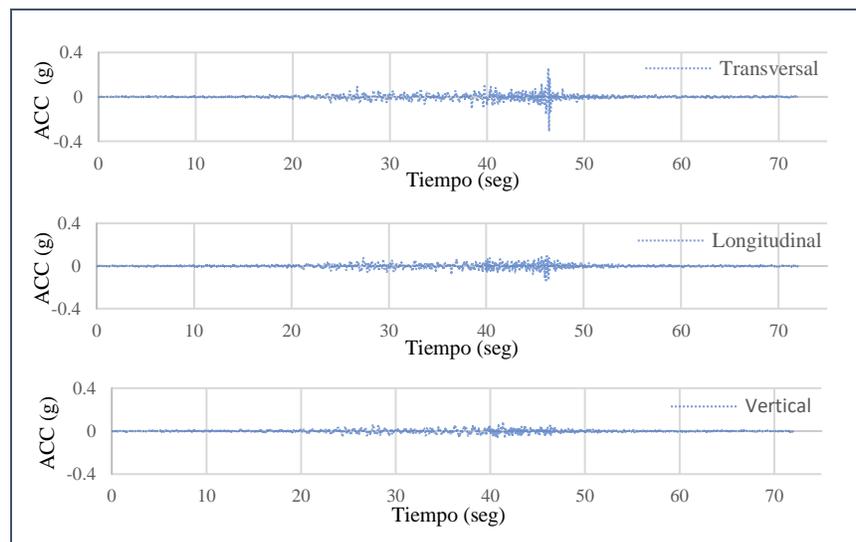
### 5.7.1 Sismo de análisis

El terremoto seleccionado para realizar el estudio es el evento sísmico ocurrido el 27 de febrero del año 2010 a las 3:34 a.m con una magnitud igual a 8,8  $M_w$ , el cual se originó debido al desplazamiento de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en un área que se extiende desde la Península de Arauco hasta el norte de Pichilemu, alcanzando una longitud aproximada de 450 km y un ancho de 150 km.

El epicentro se encuentra registrado en el mar chileno, frente a la costa de la actual región de Ñuble, cerca de 150 km al noroeste de Concepción y 43 km al suroeste de Cobquecura. Adicionalmente, el hipocentro se encontró ubicado en las coordenadas geográficas  $36^{\circ} 17' 23''$  S y  $73^{\circ} 14' 20''$  W a una profundidad de 30,1 km.

### 5.7.2 Registros terremoto 27/F estación UTSM

Para el estudio sísmico de los estribos del puente se utilizan los registros de la estación de la Universidad Técnica Federico San María (UTSM) los cuales se encuentran registrados en el afloramiento rocoso, por lo cual son datos más representativos a la realidad de los registros del basamento rocoso. Los registros del terremoto del año 2010 se presentan en la Ilustración 55.



*Ilustración 55: Registros de aceleraciones de la estación UTFSM en el terremoto del año 2010*

*Fuente: (Universidad de Chile, 2020)*

Los registros de la estación de la UTFSM muestran una aceleración transversal máxima igual a 0,29 g, el cual se considera un valor alto para la distancia que se encuentra del epicentro, la cual

es aproximadamente de 320 km. En la Tabla 1 se observan los valores máximos registrados por la estación en función de la dirección del movimiento.

	Longitudinal	Vertical	Transversal
Aceleración (cm/s <sup>2</sup> )	128,95	69,05	28,,35
Velocidad (m/s)	7,38	9,37	16,02
Desplazamiento (cm)	2,48	2,39	2,41

**Tabla 1:** Registros del terremoto del Maule del año 2010

*Fuente:* Elaboración propia

### 5.7.3 Análisis de amplificación dinámica en 1D

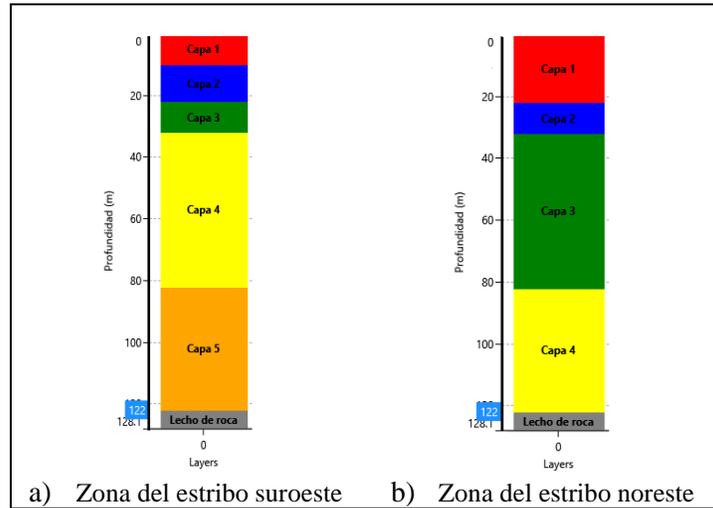
Se realiza un análisis del comportamiento de columnas de suelos representativas del material que compone el terreno donde se encuentra emplazado el puente, para esto se utiliza un modelo de análisis lineal equivalente en una dimensión, mediante el método de frecuencia dominante. Así mismo, se considera el registro transversal del terremoto del año 2010, debido a que es más predominante.

Se consideran dos columnas de suelos de 122 m de profundidad representativas del material de fundación de cada estribo, la longitud se determina en función de la ubicación aproximada del basamento rocoso. De este modo, la primera columna representa al suelo del estribo suroeste y considera cinco capas predominantes, las dos capas iniciales se establecen como potencialmente vulnerable a licuación con un espesor de 10 y 12 m respectivamente y se componen mayoritariamente de material limoso con presencia de un porcentaje de arcilla y/o arena, cabe destacar la presencia de arena fina en la parte superior de la primera capa. Así mismo, la tercera representa un material arcilloso de 10 m de espesor, la cuarta un material con granulometría media a gruesa de 50 m de espesor y finalmente una capa de material intermedio de 40 m de profundidad. En la Ilustración 56.a se puede observar la división de la columna 1 y en la Tabla 2 se indican las propiedades establecidas para cada capa.

La segunda columna representa al material del suelo del estribo noreste, consta de cuatro capas, donde la primera se considera potencialmente licuable con un espesor de 22 m y se compone de material limoso con presencia mayoritaria de arcilla y porcentajes menores de arena, desde la segunda capa en adelante se consideran iguales para ambas columnas. En la Ilustración 56.b se presenta la columna 2 y en la Tabla 3 se indican los datos ingresados al software para cada capa.

Cabe destacar, que las capas 1 y 2 de la columna de suelo representativa del material que compone el sector del estribo suroeste y la capa 1 de la columna de suelo del estribo noreste se encuentran compuestas por la tipología de material establecido en el perfil estratigráfico

presentando en la Ilustración 45. Es decir, en base a la información del perfil estratigráfico se agruparon en una sola capa los estratos que presentaban similitudes en su composición.



**Ilustración 56:** Columnas de suelo para el análisis unidimensional en Deepsoil

**Fuente:** Elaboración propia

	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4	Capa 5
Parámetro	Arena	Limo	Arcilla	Material de granulometría media	Intercalaciones de materiales
Espesor (m)	10	12	10	50	40
Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	20	24,9	24,4	27,6	24
Velocidad de onda de corte (m/s)	190	260	750	550	1000
Coefficiente de presión lateral (k <sub>0</sub> )	0,46	0,29	0,58	0,25	0,38

**Tabla 2:** Propiedades de las capas de la columna 1. Estribo suroeste

**Fuente:** Elaboración propia

	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4
Parámetro	Limo	Arcilla	Material de granulometría media	Intercalaciones de material
Espesor (m)	22	10	50	40
Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	23,3	24,4	27,6	24
Velocidad de onda de corte (m/s)	210	260	550	1000
Coefficiente de presión lateral (k <sub>0</sub> )	0,36	0,58	0,25	0,38

**Tabla 3:** Propiedades de las capas de la columna de suelo 2. Estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

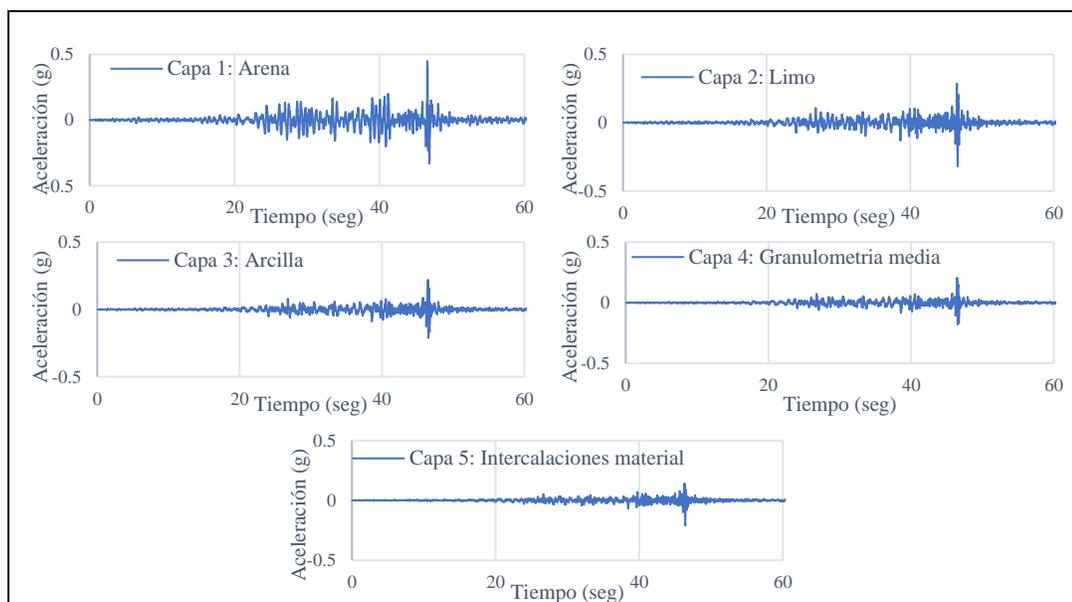
Como no existen ensayos dinámicos sobre los materiales de la zona de estudio, se debe utilizar curvas de degradación de rigidez y amortiguamientos disponibles para el material del suelo, en este caso, para ambas columnas se considera la curva propuesta por Darendeli (2001). Adicionalmente, se realiza un ajuste de la curva mediante la propuesta MRDF-UIUC que es un modelo hiperbólico dependiente de la presión y es creado por Phillips y Hashash (2009), el cual introduce un factor de reducción que disminuye automáticamente los valores de amortiguamiento.

#### 5.7.4 Amplificación sísmica de los estratos

En base al análisis realizado mediante la modelación en una dimensión, se observa una amplificación de la onda del sismo en función de las características de algunos estratos, a continuación, se presentan en detalle los resultados obtenidos.

##### ❖ Respuesta para columna del sondaje 1

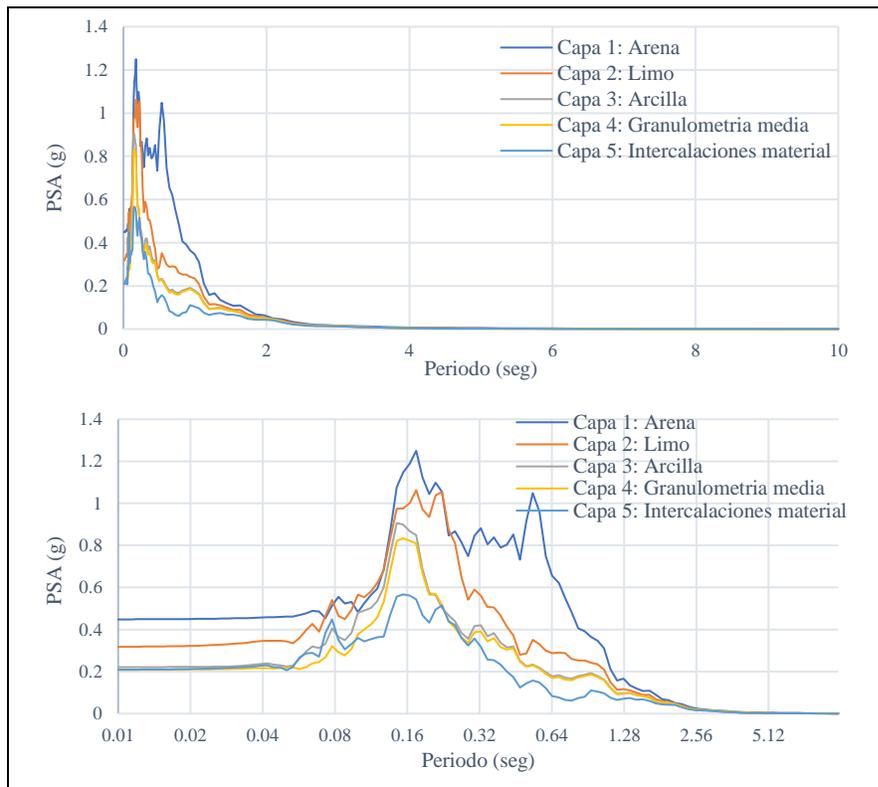
En el análisis de una dimensión realizado para la columna 1 que representa a la masa de suelo del estribo suroeste, se obtienen las aceleraciones presentadas en la Ilustración 57 donde se pueden observar los valores resultantes respecto a cada estrato. Se observan valores máximos del orden de 0,5 g en la capa superficial clasificada como arena, mientras que en los estratos inferiores se presentan registros de menor magnitud. Cabe destacar, que la aceleración máxima se presenta entre los 46 a 50 seg aproximadamente en todas las capas.



**Ilustración 57:** Registro análisis unidimensional de aceleración de la columna 1

**Fuente:** Elaboración propia

En base a las aceleraciones obtenidas se determina el espectro de pseudo aceleración (PSA) para cada estrato en función del periodo. En el Gráfico 10 se presentan las curvas obtenidas, donde se obtiene un valor máximo igual a 1,2 g aproximadamente perteneciente al estrato 1 (Arena) en el periodo 0,17 seg. Así mismo, se identifica otro peak en la misma capa superficial en el periodo 0,55 seg con un valor de 1 g.

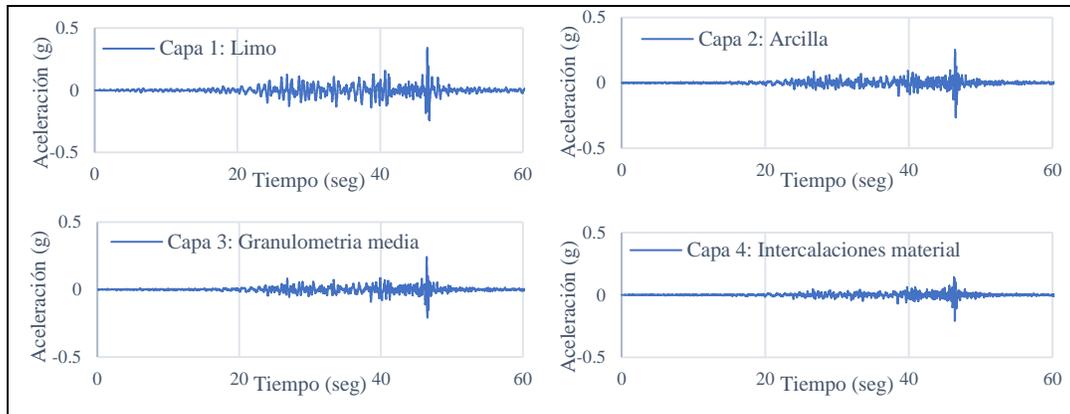


**Gráfico 10:** Espectro de pseudo aceleración por estrato de la columna 1

*Fuente:* Elaboración propia

#### ❖ Respuesta para columna del sondaje 2

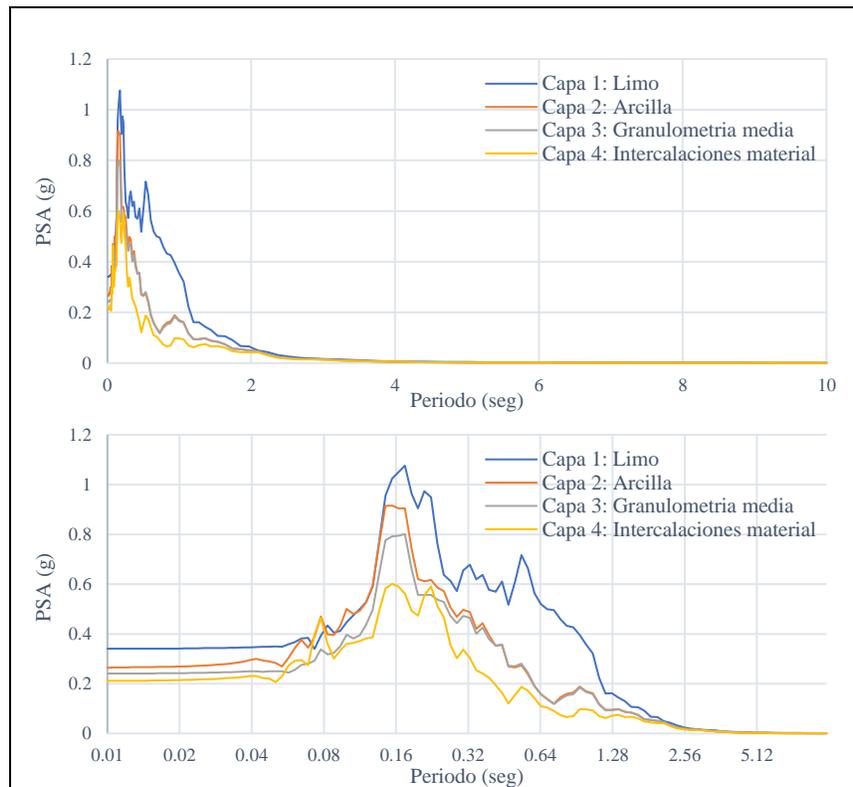
En el caso del análisis unidimensional de la columna 2 que representa las características de la masa de suelo del estribo noreste se obtienen los registros de aceleraciones presentados en la Ilustración 58, donde se puede observar un valor máximo igual a 0,3 g aproximadamente para el estrato superficial (limo), los estratos inferiores presentan magnitudes máximas menores pero se observa una similitud en el tiempo donde se registra el aumento de la aceleración, este se encuentra en el rango entre los 46 y 50 seg.



**Ilustración 58:** Registro análisis unidimensional de aceleración de la columna 2

**Fuente:** Elaboración propia

El espectro de pseudo aceleración para cada estrato establecido para la columna de suelo 2 se obtiene mediante el registro de aceleraciones y se grafica en función del periodo como se indica en el Gráfico 11. Se observa un valor máximo de 1,1 g aproximadamente en el periodo 0,17 g en el estrato 1 (limo), además, se puede evidenciar otro peak elevado en la misma capa a los 0,55 seg con un valor de PSA igual a 0,7 g



**Gráfico 11:** Espectro de pseudo aceleración por estrato de la columna 2

**Fuente:** Elaboración propia

Así mismo, se observa en cada estrato el valor máximo de pseudo aceleración para el mismo periodo y una similitud en el comportamiento de cada curva.

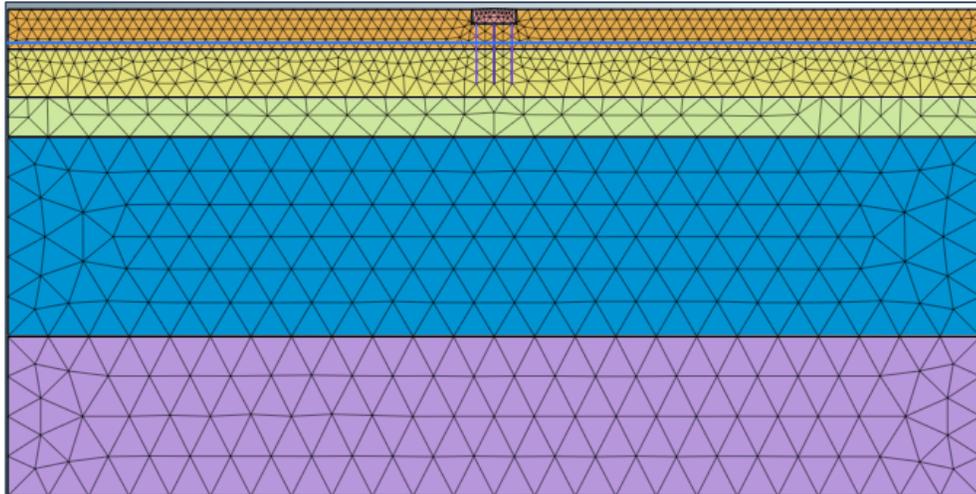
## 5.8 Modelación bidimensional

Para la modelación bidimensional del puente se utilizó el software MIDAS GTS NX, el cual como se mencionó anteriormente utiliza el método de elementos finitos para discretizar el campo de análisis y entregar los resultados solicitados. En el apartado se presentan los modelos con sus respectivas consideraciones de mallado y modelos constitutivos, además de indicar los parámetros provenientes de las propiedades de cada material y finalmente los resultados con su respectivo análisis.

### 5.8.1 Modelos

El análisis de los estribos del puente se efectúa mediante la confección de tres modelos, el primero y segundo pertenecen a una sección transversal del estribo suroeste y noreste de forma individual, estableciendo 5 y 4 capas predominantes respectivamente. De igual forma, el tercer modelo es de la sección longitudinal del puente, permitiendo un estudio del comportamiento de los estribos de forma simultánea.

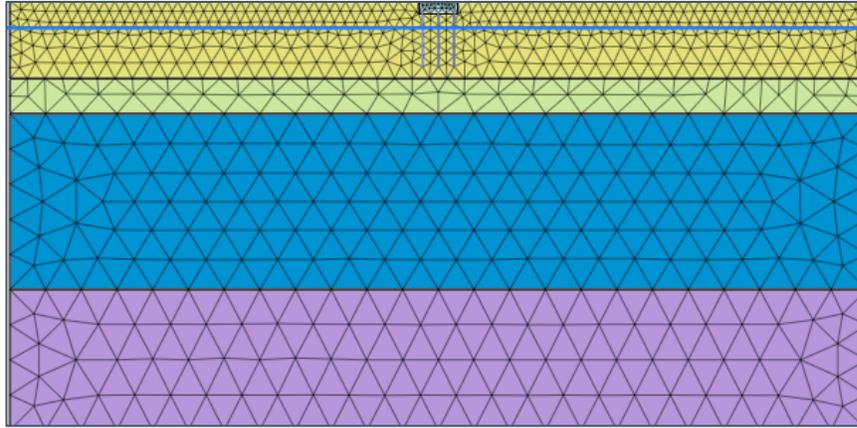
En la Ilustración 59 se presenta el modelo de la sección transversal del estribo suroeste, donde se observan las diferentes capas establecidas de la misma forma que se indican en la columna de suelo para el análisis en una dimensión mencionado con anterioridad.



*Ilustración 59: Modelo 1- Sección transversal estribo suroeste*

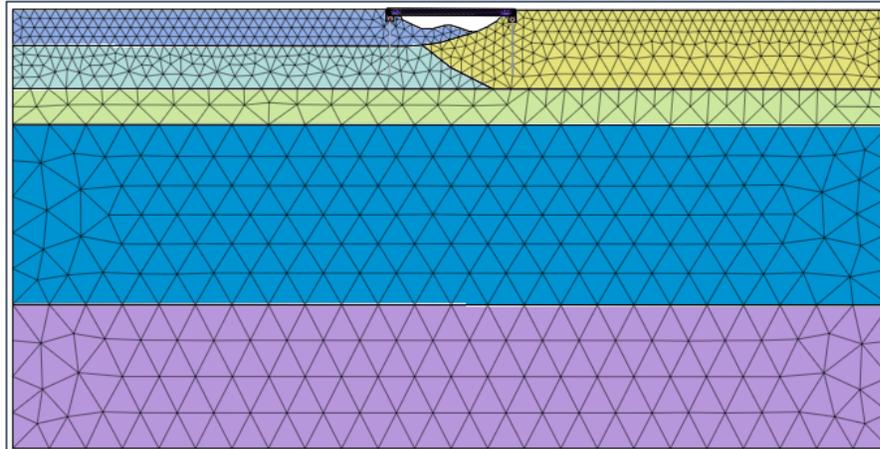
*Fuente: Elaboración propia*

En la Ilustración 60 se puede observar el modelo establecido para la sección transversal del estribo noreste para la modelación y análisis.



**Ilustración 60:** Modelo 2- Sección transversal estribo noreste  
**Fuente:** Elaboración propia

En la Ilustración 61 se presenta el modelo longitudinal realizado para el análisis bidireccional, el cual se encuentra compuesto por una combinación de los estratos establecidos para el análisis individual en dirección transversal de cada estribo (misma composición del análisis unidimensional de las columnas de suelo), así mismo, se consulta la información entregada por el perfil estratigráfico para determinar la forma de unión de las capas en la parte inferior del estero Las Palmas..



**Ilustración 61:** Modelo 3- Sección longitudinal del puente Llavérica  
**Fuente:** Elaboración propia

### 5.8.2 Condición de campo libre y tamaño de elementos finitos

Para definir las dimensiones del campo libre del modelo se considera una relación de aspecto superior a  $H/V: 3/2$  recomendada por Molina (2007), del mismo modo, Sharahi (2010) indica que considerar valores elevados para la longitud horizontal del modelo se traduce en una reducción de amplitudes correspondientes a altas frecuencias y una amplificación de las

amplitudes a bajas frecuencias. En general una relación cercana a dos (ancho/altura) son satisfactorias y confiables.

Por lo tanto, para una altura de columna de suelo igual a 122 m, se define un valor de longitud horizontal del modelo igual a 244 m.

Además, se acotó el tamaño máximo de los elementos finitos para controlar la distorsión numérica del paso de las ondas por el medio del modelo. Para esto, se consideró las recomendaciones de Kuhlemeyer (1973) que sugiere la dimensión máxima que cada elemento finito debe cumplir para evitar el fenómeno de propagación de ondas. La expresión es la siguiente:

$$I_{\text{máx}} \leq \frac{\lambda}{5} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Donde  $\lambda$  es la longitud de ondas de corte y se puede calcular de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{V_s}{f_{\text{máx}}} \quad (\text{Ecuación 30})$$

Siendo  $V_s$  la velocidad de propagación de la onda de corte y  $f_{\text{máx}}$  la frecuencia máxima de la onda incidente. Para efectos de cálculo se utiliza un valor aproximado de 6,25 Hz para  $f_{\text{máx}}$  y un valor promedio ponderado en función de la profundidad de los estratos de suelos hasta el basamento rocoso de 656 m/s para  $V_s$  en el caso de la modelación del estribo suroeste del puente de estudio. Así mismo, en el caso del modelo del estribo noreste se considera la misma frecuencia máxima, pero con un valor de  $V_s$  igual a 613 m/s. Además, en el caso del análisis longitudinal se considera un valor promedio de velocidad de propagación de la onda de corte de 635 m/s. Por lo tanto, como los valores de  $V_s$  son similares y la dimensión máxima de los elementos finitos para todos los casos debe ser menor a:

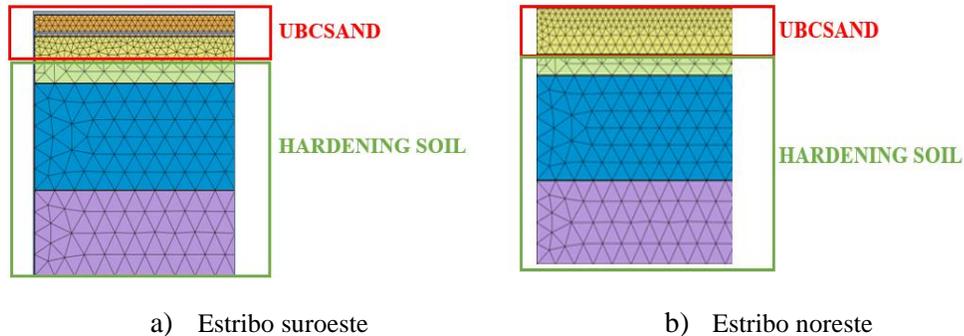
$$I_{\text{máx}} \leq 19 \text{ m}$$

Sin embargo, para efectos de un mejor análisis y obtención de resultados se considera un tamaño de elementos finitos igual a 10 m en las capas inferiores y una dimensión de 5 m para la capa intermedia y 3 m para las capas superficiales.

### 5.8.3 Modelos constitutivos

Como se mencionó los modelos constitutivos son de importancia para el análisis que se desea realizar, estos representan las características del comportamiento de diferentes materiales. De este modo, en los modelos que se consideran para la investigación se utilizan los siguientes

modelos constitutivos pertenecientes a materiales isotrópicos: UBCSAND, Hardening Soil y Elástico. En la Ilustración 62 se indica de forma gráfica la aplicación en cada capa de cada modelo relativo al suelo.



**Ilustración 62:** Tipos de modelos constitutivos

*Fuente:* Elaboración propia

Cabe destacar que el modelo tres adopta las características de las capas de los modelos 1 y 2, por lo cual no se definen gráficamente los modelos constitutivos de las capas de la sección longitudinal.

Se considera el modelo constitutivo Hardening Soil (HS) para las capas inferiores debido a que es una representación mejorada de las características básicas del comportamiento de una masa de suelo, se fundamenta en el modelo de Mohr Coulomb modificado indicado en el capítulo III, se puede utilizar para simular cualquier tipo de suelo, incluso cuando se encuentra en presencia mayoritariamente de limos. Se estima que es una buena referencia la utilización de éste, debido a como realiza la estimación del comportamiento, los parámetros que considera y la descendencia que tiene con el modelo Mohr Coulomb, el cual se encuentra dentro de los más utilizados en la modelación de estratigrafías de suelo en general. Sin embargo, el modelo Hardening Soil considera la teoría plástica, cambios en la rigidez, una superficie de fluencia variable, entre otras.

Para el caso de las capas superiores se selecciona el modelo constitutivo UBCSAND que permite realizar una modelación de la vulnerabilidad que tiene el material frente al desarrollo del fenómeno de licuación. El modelo determinado es compatible con las características estratigráficas que presentan las capas seleccionadas, ya que dentro de su composición se encuentra mayoritariamente la presencia de limos de baja plasticidad, los cuales se ha comprobado según estudios en laboratorio y dentro de la literatura que suelen comportarse como arenas de baja permeabilidad en estado no drenado. Por lo tanto, es asertivo considerar esta propuesta para el análisis.

Por otro parte, se considera el modelo elástico para representar las partes estructurales del puente, ya sea, estribos, tablero, pilotes, entre otros. Las características de la propuesta se pueden observar en el capítulo III de la presente memoria, las cuales indican la confiabilidad que tiene el modelo frente a la simulación de elementos construido con hormigón armado.

Para la formulación de cada modelo se requiere de información de las propiedades más relevantes de cada material, en la Tabla 4 y Tabla 5 se indican los valores de los parámetros ingresados.

Parámetro	Capa 1 Arena	Capa 2 Limo	Capa 3 Arcilla	Capa 4 Material Granulometría media	Capa 5 Intercalaciones de material
Módulo Elasticidad (kN/m <sup>2</sup> )	18.840	38.832	50.000	100.000	80.000
Coefficiente de Poisson	0,15	0,14	0,15	0,30	0,25
Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	17,3	14,9	10,0	18,0	18,0
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	10	10	8	8	10
Ángulo de fricción (°)	32	45	25	40	38

**Tabla 4:** Propiedades por estrato del modelo 1

*Fuente:* Elaboración propia

Parámetro	Capa 1 Limo	Capa 2 Arcilla	Capa 3 Material Granulometría media	Capa 4 Intercalaciones de material
Módulo Elasticidad (kN/m <sup>2</sup> )	30.680	50.000	100.000	80.000
Coefficiente de Poisson	0,14	0,15	0,30	0,25
Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	15	10	18	18
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	10	8	8	10
Ángulo de fricción (°)	40	25	40	38

**Tabla 5:** Propiedades por estrato del modelo 2

*Fuente:* Elaboración propia

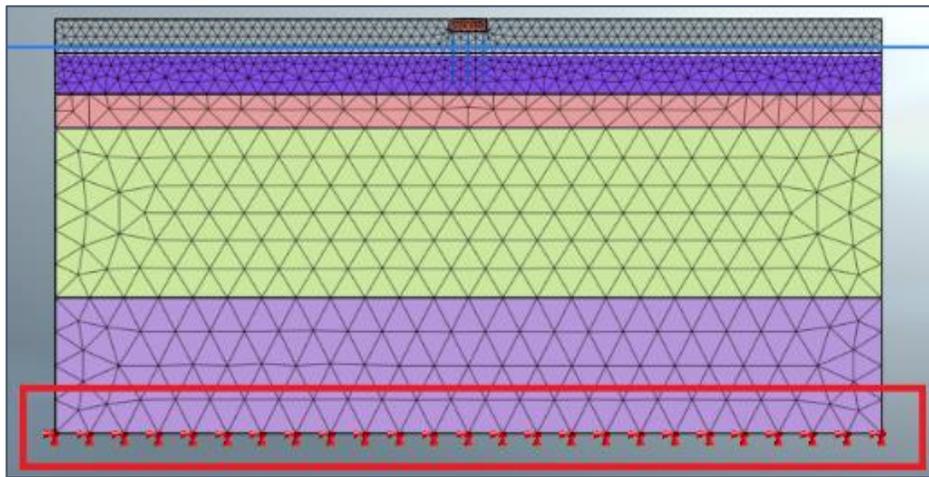
En base a la información entregada anteriormente, se ingresó los parámetros al software MIDAS GTS NX para la creación de los diferentes materiales requeridos para la modelación de la representación gráfica de cada capa. En el Anexo 7 se indican los materiales ingresados al sistema del programa.

Además, luego del ingreso de cada material se debe crear la propiedad que relacione las características propias del modelo constitutivo seleccionado con la forma en que se utilizaran. En el caso de la modelación objetivo se considera el uso de propiedades en dos dimensiones para las capas de suelo y elemento estructurales del puente, sin embargo, en el caso de los pilotes de fundación se consideran propiedades en una dimensión. Para mayor detalle revisar el Anexo 8.

#### 5.8.4 Condición de frontera de resortes

Se debe realizar esta condición de borde para el posterior análisis bidireccional, para esto el software mediante la función “create element” crea automáticamente el resorte de superficie al indicar como input esta consideración, indicando el valor del coeficiente del módulo de reacción del suelo el cual como recomendación tiene un valor de 2.

En la Ilustración 63 se observa un recuadro rojo para indicar la ubicación de la condición de frontera de resorte de superficie, cabe destacar que esta condición se establece para todos los modelos de las secciones de estudio y solo se utiliza en el caso del análisis Eigenvalue para la obtención del periodo predominante.



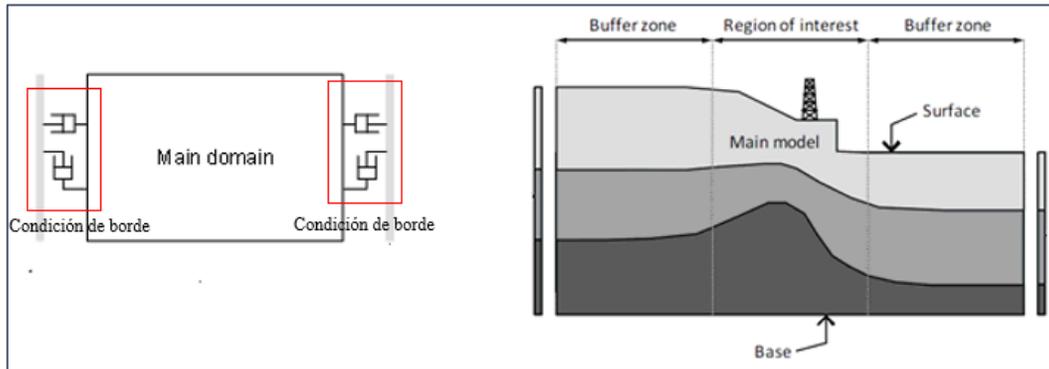
*Ilustración 63: Representación gráfica de la condición de resorte de superficie*

*Fuente: Elaboración propia*

#### 5.8.5 Condición de frontera de bordes absorbentes

Cuando se realiza una modelación bidireccional mediante elementos finitos se debe realizar consideraciones en la condición de borde para evitar que las ondas que se propagan hacia el exterior de la zona modelada se reflejen hacia la estructura afectando en la representación adecuada del comportamiento sísmico de la estructura. Para evitar este inconveniente el software dispone de una condición de bordes absorbentes que se aplica en los extremos laterales del modelo.

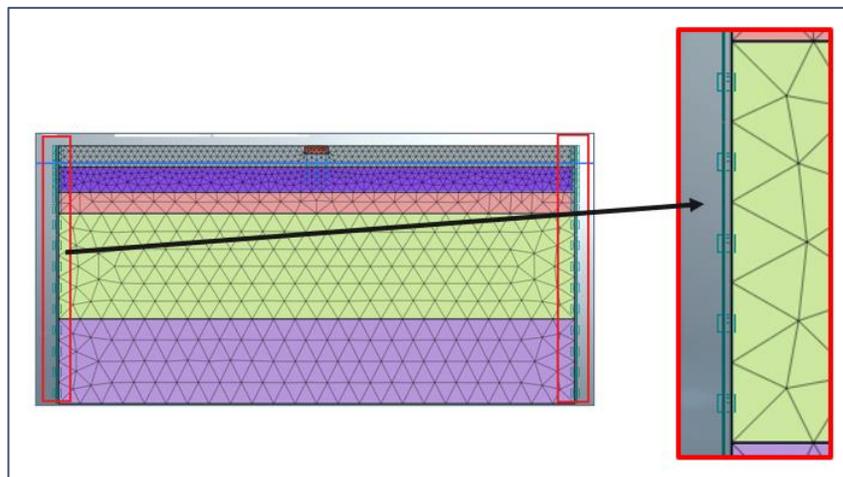
Los bordes absorbentes son límites viscosos que permiten eliminar las ondas de reflexión en el límite de la superficie de suelo del modelo en estudio, en base a esto, la región de interés se puede dividir en tres zonas, la de interés o análisis, y las zonas de amortiguamiento. Para una mejor interpretación de lo mencionado se presenta la Ilustración 64.



**Ilustración 64:** Ejemplificación de la condición de bordes absorbentes

**Fuente:** (Midas, 2021):

De esta forma en todos los modelos de estudio se consideran bordes absorbentes y se presentan de la forma que se indica en la Ilustración 65.



**Ilustración 65:** Representación gráfica del software para los bordes absorbentes

**Fuente:** Elaboración propia

### 5.8.6 Determinación del periodo predominante

Para identificar el periodo predominante se realiza un análisis “Eigenvalue” este representa un análisis de valores propios para estudiar las propiedades dinámicas suelo/estructura. En base a esto, se puede obtener valores de participación modal, periodo y frecuencia natural, los cuales se encuentran determinados por la masa y rigidez del modelo.

Para la realización del análisis se debe indicar la cantidad de modos que se desean calcular, en este caso se consideraron 30 modos para el estudio.

Los valores relevantes de periodo y frecuencia se seleccionan en función del modo con mayor participación modal, ya que será el modo con mayor relevancia en el análisis sísmico debido a que una mayor cantidad de masa participa.

En general, el periodo natural se define como el tiempo que tarda una estructura en vibrar desde su vibración natural hasta el modo particular. En la Tabla 6, Tabla 7 y Tabla 8 se indican los modos predominantes de cada modelo analizado con sus respectivos valores de periodo y frecuencia natural.

<b>MODELO 1: Sección transversal estribo suroeste</b>		
Periodo (seg)	2,14	Modo 1 (50,07 % de participación modal)
	0,57	Modo 18 (23,94 % de participación modal)
Frecuencia (Hz)	0,47	
	1,75	

**Tabla 6:** Datos obtenidos del análisis "Eigenvalue" para el modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

<b>MODELO 2: Sección transversal estribo noreste</b>		
Periodo (seg)	2,15	Modo 1 (49,74 % de participación modal)
	0,57	Modo 18 (26,39 % de participación modal)
Frecuencia (Hz)	0,47	
	1,76	

**Tabla 7:** Datos obtenidos del análisis "Eigenvalue" para el modelo 2

**Fuente:** Elaboración propia

<b>MODELO 3: Sección longitudinal del puente</b>		
Periodo (seg)	2,13	Modo 1 (49,95 % de participación modal)
	0,57	Modo 18 (24,98 % de participación modal)
Frecuencia (Hz)	0,47	
	1,75	

**Tabla 8:** Datos obtenidos del análisis "Eigenvalue" para el modelo 3

**Fuente:** Elaboración propia

Cabe destacar, que los periodos obtenidos en los 3 modelos son similares y el periodo predominante más relevante es el que pertenece al modo con mayor participación modal, sin embargo, se debe tener en consideración que el segundo modo predominante de cada análisis presenta un periodo semejante con el obtenido en el análisis unidimensional (columnas de suelos por medio del software DEEPSOIL) para el segundo peak que se observa del PSA, por lo cual

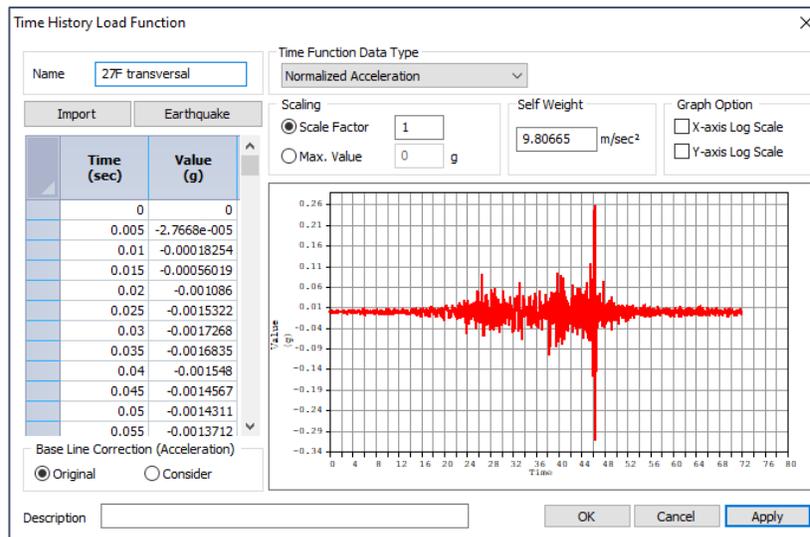
se podría desarrollar resonancia debido a la igualdad entre la frecuencia del sismo y la frecuencia natural de la estructura.

La información entregada por este análisis es relevante para el caso de análisis posterior, donde se desea obtener las deformaciones sísmicas para estribos de puentes vulnerables al fenómeno de licuación. Si se desea revisar el detalle de los resultados obtenidos en el análisis de cada modelo, en el Anexo 9 se encuentran las tablas resultantes.

### 5.8.7 Análisis dinámico Tiempo – Historia

Luego de construir el mallado de cada capa con sus respectivos modelos constitutivos se realizó el caso de estudio, el cual tiene como objetivo conocer las deformaciones producidas en los estribos del puente producto de los desplazamientos de la masa de suelo en el transcurso de un movimiento sísmico. Se realiza un análisis Tiempo – Historia no lineal con la finalidad de conocer el comportamiento del suelo a través de tiempo en que se desarrolló el terremoto del Maule del año 2010.

Para realizar la simulación, inicialmente se ingresa el registro de terremoto que se desea utilizar, en este caso se ingresó el registro del movimiento en la dirección transversal del sismo perteneciente a la estación de la UTFSM presentado en un apartado anterior. En la Ilustración 66 se puede observar el ingreso de éste al software.



**Ilustración 66:** Registro de aceleración transversal del terremoto del 27-F

**Fuente:** Elaboración propia

Dentro del procedimiento que se debió realizar para el análisis de la modelación se consideró el caso de “Etapas constructivas” (Construction Stage Set), considerando el tipo de etapa “Stress-

Nonlinear Time History” donde el software realiza el cálculo de esfuerzos iniciales y los respectivos desplazamientos en el tiempo cero, para luego eliminarlos y considerar un análisis de Tiempo - Historia no lineal. Cabe destacar, que se utiliza esta metodología para poder capturar de forma realista los desplazamientos en la fase inicial y luego poder eliminarlos para que los resultados siguientes sean solo de lo que ocurre por el efecto de la función sísmica.

En el caso de la etapa dos, donde se considera un análisis Tiempo-Historia no lineal se definió el tiempo de análisis de la función sísmica y su respectivo intervalo, considerando un tiempo de 60 seg (duración aproximada del terremoto del Maule del año 2010) y un intervalo de 0,05 seg. Así mismo, se indicó el comportamiento no drenado de la muestra de suelo y se registra los valores dinámicos, tales como, periodo, frecuencia y amortiguamiento. Estos valores son respecto de cada modelo en específico y se presentan en la Tabla 9.

		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
(*) Periodo (seg)	Modo 1	2,14	2,15	2,13
	Modo 2	0,57	0,57	0,57
Amortiguamiento (%)		5	5	5
(*) Los valores de periodo son los obtenidos mediante el análisis de Eigenvalue.				

**Tabla 9:** Datos dinámicos del caso de modelación Tiempo-Historia no lineal

**Fuente:** Elaboración propia

La modelación permite observar variados efectos que las ondas sísmicas provocan tanto en el suelo como en la estructura del puente, pudiendo conocer desplazamientos, esfuerzos, vulnerabilidad al fenómeno de licuación, entre otros. A continuación, se presentan los resultados obtenidos mediante los análisis realizados por medio de las modelaciones.

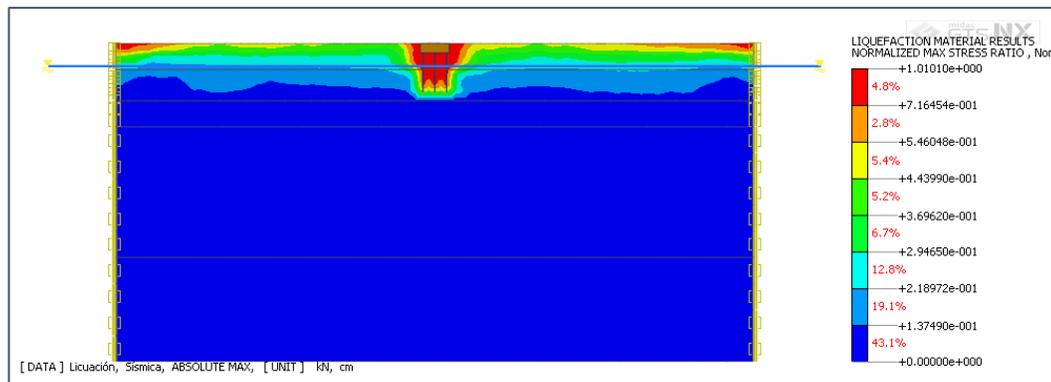
#### ❖ Vulnerabilidad al fenómeno de licuación

En la modelación se analiza el comportamiento de la masa de suelo, donde se puede evidenciar la posible tendencia del aumento del exceso de presión de poros respecto de la presión de poros excesiva inicial de las capas seleccionadas como vulnerables al fenómeno en el estudio previo indicado en el apartado 5.5. Así mismo, se puede obtener una probabilidad de ocurrencia.

En la Ilustración 67, Ilustración 68 e Ilustración 69 se indican los diagramas resultantes del análisis de la relación de tensión máxima normalizada (Normalized max stress ratio) para los siguientes casos: modelo 1 (sección transversal del estribo suroeste), modelo 2 (sección transversal del estribo noreste) y modelo 3 (sección longitudinal del puente). Dicho diagrama brinda información respecto de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en los estratos considerados con el modelo constitutivo UBC SAND. De este modo, el software entrega

la información mediante diagramas de zonificación representado por colores, donde se considera el valor de 1 como el límite de la ocurrencia del fenómeno de licuación, es decir, los resultados mayores a 1 representan sectores donde se observa licuación en el transcurso del movimiento sísmico considerado para el estudio.

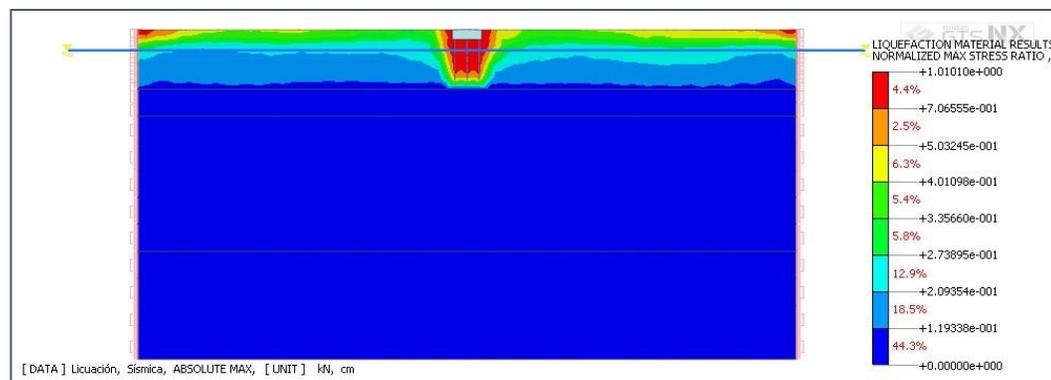
El diagrama de la Ilustración 67 representa el resultado del análisis del modelo 1, donde se pueden observar los valores máximos entorno a la estructura (estribo y fundación) representados por una zonificación de color rojo con un rango aproximado de 0,71 a 1.



**Ilustración 67:** Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

Para el caso del análisis del modelo 2 se obtiene el diagrama presentado en la Ilustración 68, donde al igual que el diagrama del modelo 1 se presenta como zona de interés el contorno de la estructura con un rango aproximado entre 0,70 y 1.

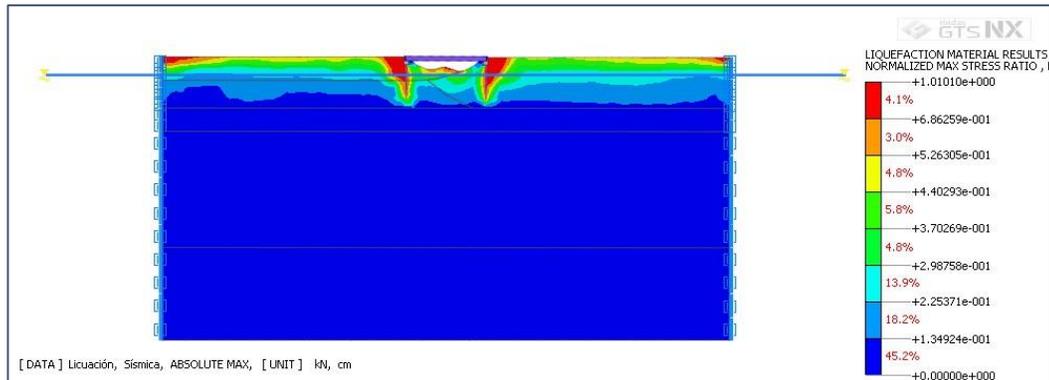


**Ilustración 68:** Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 2

**Fuente:** Elaboración propia

Respecto al caso del análisis del modelo 3 se obtiene el diagrama de la Ilustración 69, donde se identifica la zonificación de interés en los sectores donde se encuentra la fundación y apoyo del puente (estribos), con un rango entre 0,69 y 1.

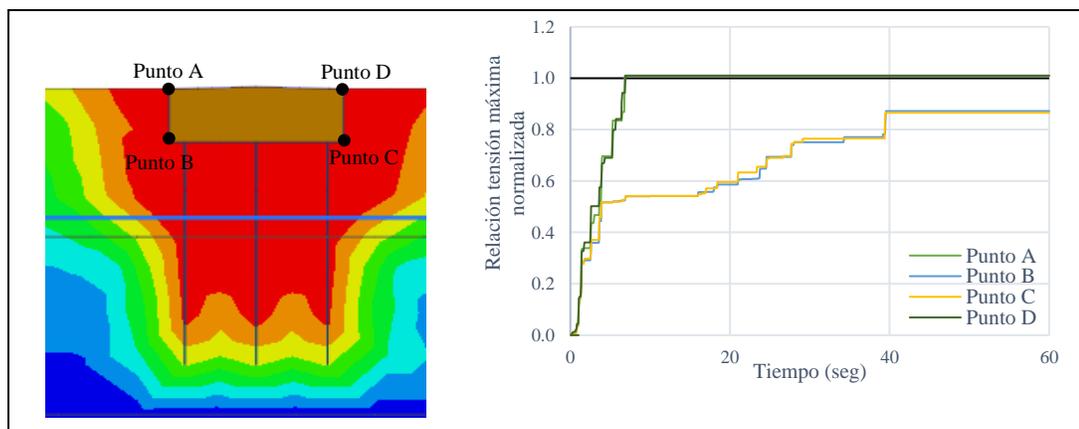
Cabe destacar que la ocurrencia de licuación según los diagramas resultantes del análisis indica que la posibilidad de desarrollo disminuye en función de la profundidad de la masa de suelo.



**Ilustración 69:** Diagrama de vulnerabilidad al fenómeno de licuación para el modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

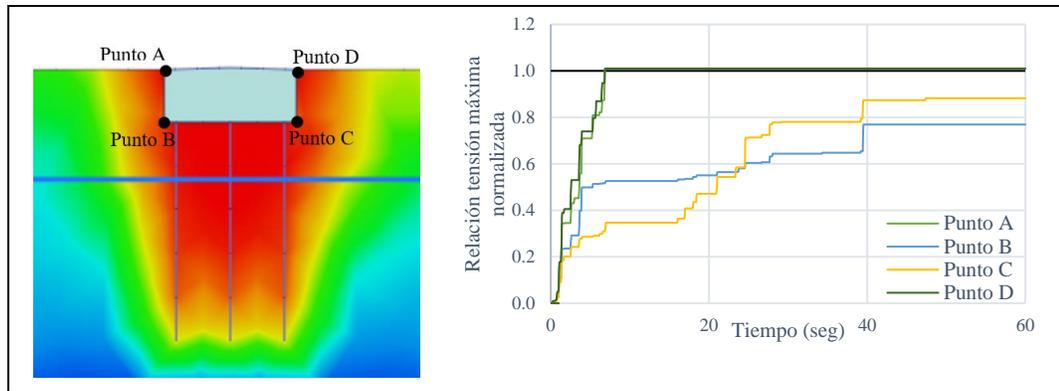
Para brindar una mejor interpretación de los resultados de los análisis realizados, se presentan los registros obtenidos para la zona colindante de los estribos según cada modelo con 4 puntos representativos indicados en cada ilustración. De este modo, se puede apreciar el comportamiento de la masa de suelo potencialmente licuable en el transcurso del tiempo del movimiento sísmico.

La Ilustración 70 presenta el registro obtenido para el modelo 1 donde se observan resultados superiores a 1 en los puntos A y D luego de los 8 seg aproximadamente, permaneciendo constante hasta los 60 seg.



**Ilustración 70:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección transversal del estribo suroeste  
**Fuente:** Elaboración propia

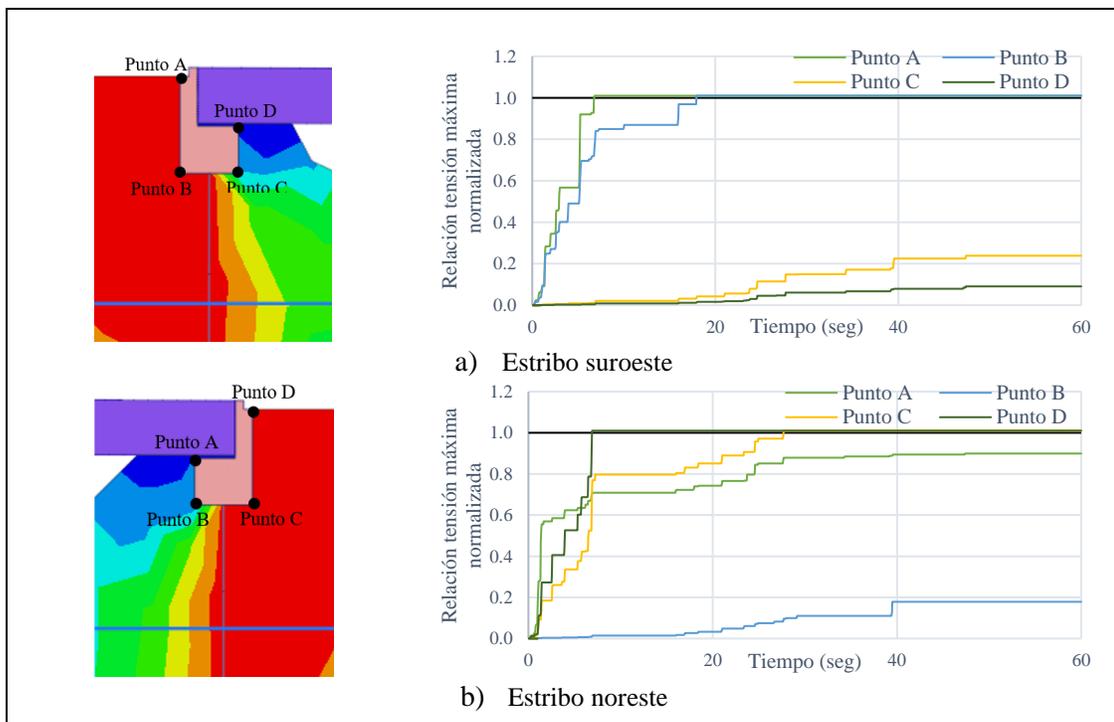
En el caso del modelo 2, se obtiene el registro indicado en la Ilustración 71 y los valores máximos se registran en los puntos A y D luego de los 8 seg aproximadamente.



**Ilustración 71:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección transversal del estribo noreste  
**Fuente:** Elaboración propia

El registro obtenido para el modelo 3 se entrega en la Ilustración 72.a y 72.b, las cuales representan el comportamiento del material del suelo del estribo suroeste y noreste respectivamente.

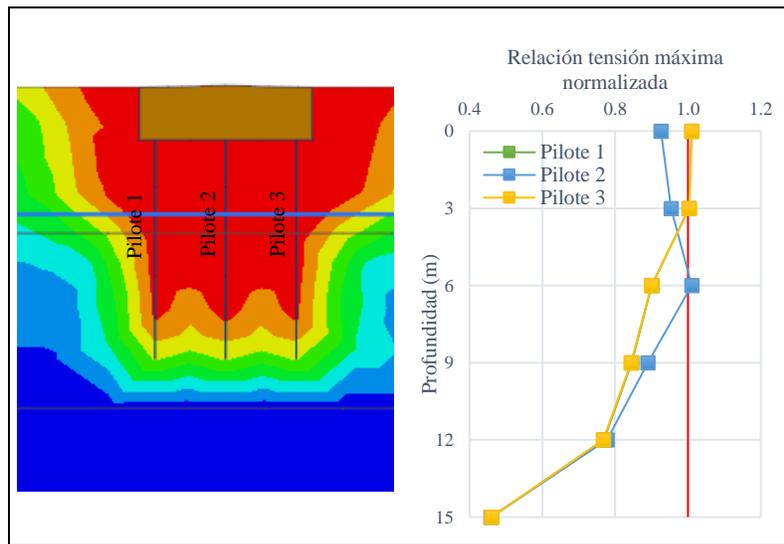
Según la información obtenida, se observan registros mayores en los puntos A y B en el estribo suroeste superando el valor límite de 1 a los 7 seg (punto A) y 18 seg (punto B). En el caso del estribo noreste, se registran los máximos valores en los puntos D y C, llegando a valores superiores a 1 a los 7 seg (punto D) y 28 seg (Punto C).



**Ilustración 72:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección longitudinal  
**Fuente:** Elaboración propia

Otra zona de interés observada mediante los diagramas obtenidos del software MIDAS GTS NX es la zona de fundación pilotada, por lo cual se realizaron gráficas representativas del comportamiento del material respecto a la profundidad, considerando la ubicación de cada pilote.

En la Ilustración 73 se indica la información obtenida para el modelo 1, donde se registran valores superiores al límite ( $\geq 1$ ) en la zona de los 3 pilotes que componen la fundación. Según los registros se desarrolla primeramente licuación en los pilotes 1 y 3 a una profundidad superficial de 3 m aproximadamente a los 18 seg, así mismo, el pilote 2 la desarrolla a una profundidad aproximada de 6 m en una capa de 3 m a los 28 seg.



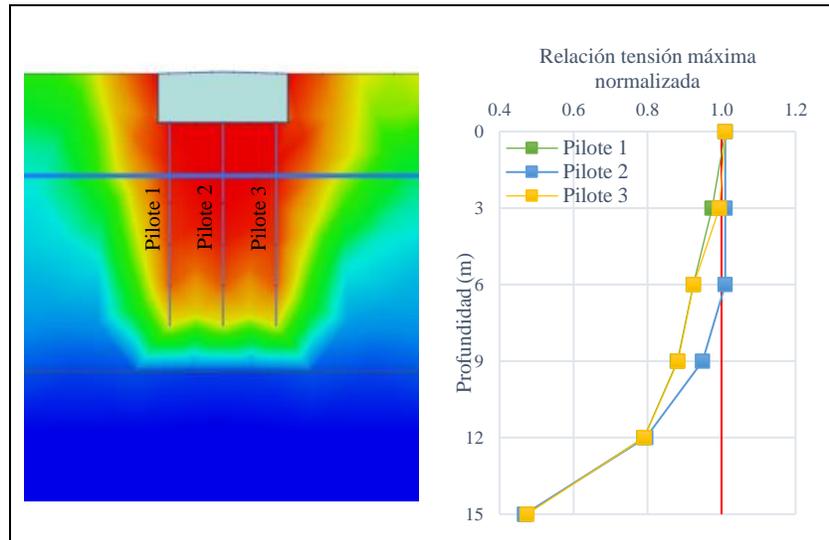
**Ilustración 73:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección transversal de la zona de fundación del estribo suroeste  
**Fuente:** Elaboración propia

Para el modelo 2 se obtiene la gráfica presentada en la Ilustración 74, donde se indica ocurrencia de licuación en los 3 pilotes en la capa superficial de aproximadamente 3 m de espesor, se registra inicialmente el desarrollo del fenómeno en el pilote 2 a los 4 seg aproximadamente y luego de forma simultánea en los pilotes 1 y 3 a los 20 seg. Así mismo, el pilote 2 registra valores superiores al límite hasta una mayor profundidad (6,5 m).

En el caso del modelo 3 se presenta el registro en la Ilustración 75, donde según este análisis no se observa ocurrencia del fenómeno de licuación a ninguna profundidad para ambas zonas de fundación.

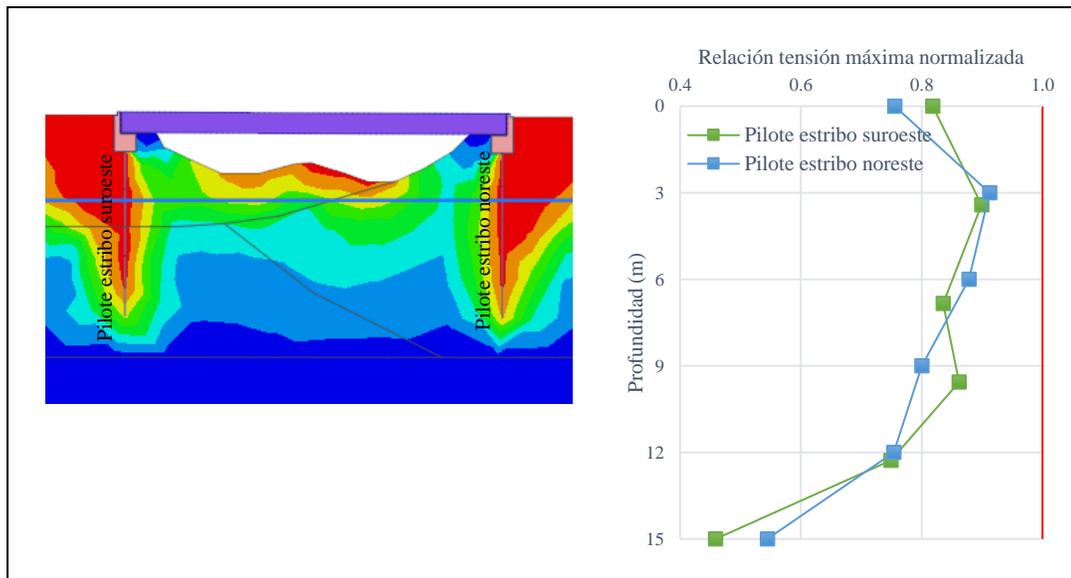
En base a las ilustraciones mencionadas se realizaron gráficas en detalle donde se presentan los registros obtenidos para las zonas de fundación respecto a la profundidad y el tiempo,

permitiendo interpretar de mejor forma el comportamiento del material del suelo durante el transcurso del terremoto inducido. Esta información se puede revisar en el anexo 10.



**Ilustración 74:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección transversal de la zona de fundación del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia



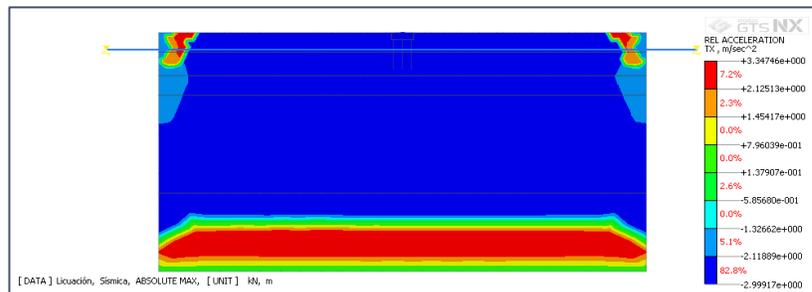
**Ilustración 75:** Vulnerabilidad al fenómeno de licuación para la sección longitudinal de la zona de fundación de ambos estribos

**Fuente:** Elaboración propia

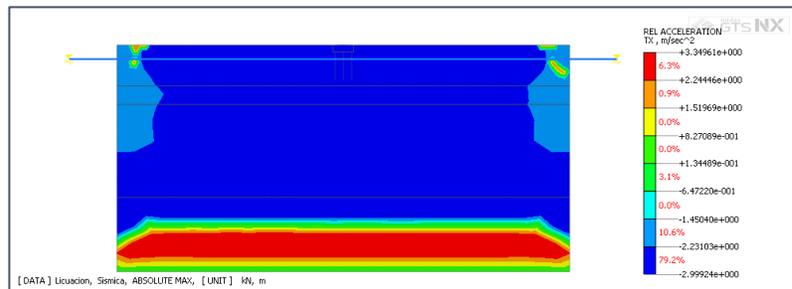
Dentro del análisis que realiza el software MIDAS GTS NX para la vulnerabilidad a licuación se estudia el aumento del exceso presión de poros respecto a la situación inicial, para revisar los valores máximos obtenidos del análisis se puede revisar el anexo 11.

❖ **Aceleraciones en dirección transversal**

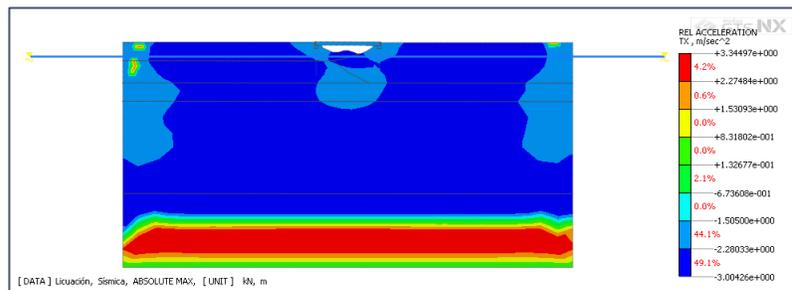
El análisis utilizado para el estudio se realizó mediante un modelamiento bidimensional, por lo cual esta modelación permite obtener registros de los resultados para dos direcciones, ya sea transversal (eje x), como también longitudinal (eje y). Por lo cual en este apartado se presentarán los registros de aceleración para la dirección transversal, que permiten conocer a más detalle el efecto de sitio que produce el lugar de emplazamiento al desarrollo y efecto del sismo en la superficie según las características de las propiedades de los materiales de cada estrato. Respecto a lo mencionado anteriormente, en la Ilustración 76, Ilustración 77 e Ilustración 78 se presentan los diagramas obtenidos para los análisis del modelo 1, 2 y 3 respectivamente.



**Ilustración 76:** Diagrama de aceleración transversal para el modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia

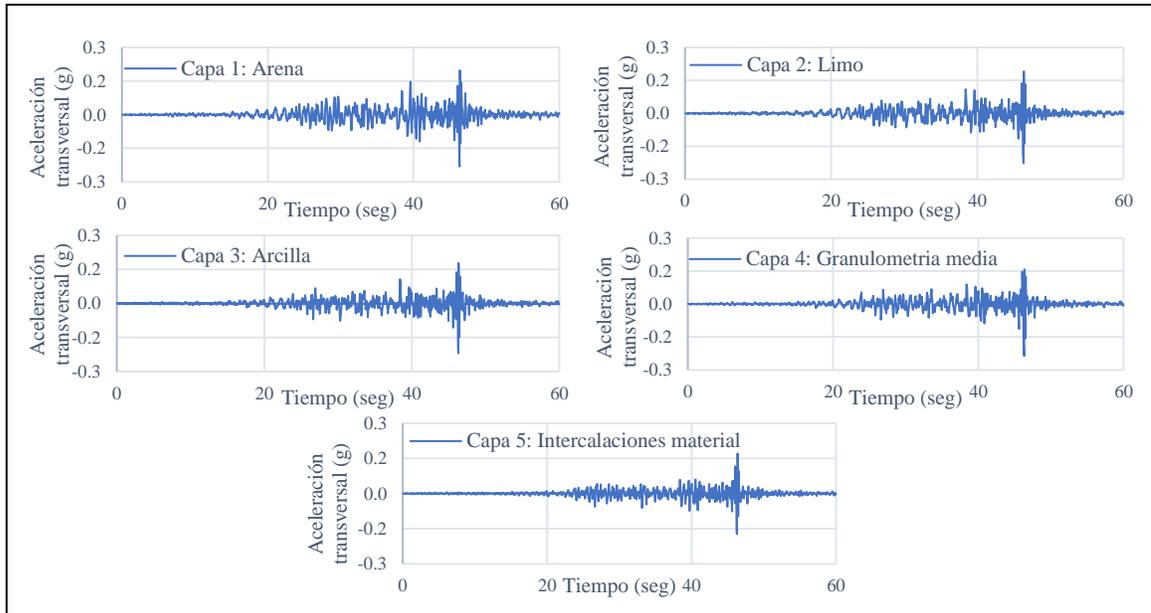


**Ilustración 77:** Diagrama de aceleración transversal para el modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 78:** Diagrama de aceleración transversal para el modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

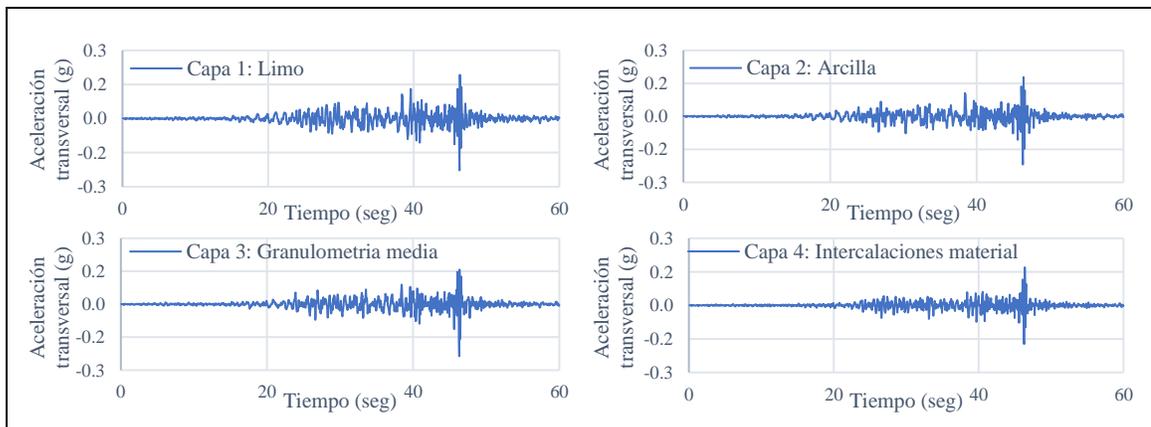
En base a los diagramas resultantes de cada modelación se obtienen los registros de aceleración transversal promedio para cada estrato. En la Ilustración 79 se puede observar el registro por estrato de la aceleración transversal correspondiente al modelo 1, se identifica un valor máximo aproximado de 0,25 g en la capa superficial de arena.



**Ilustración 79:** Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

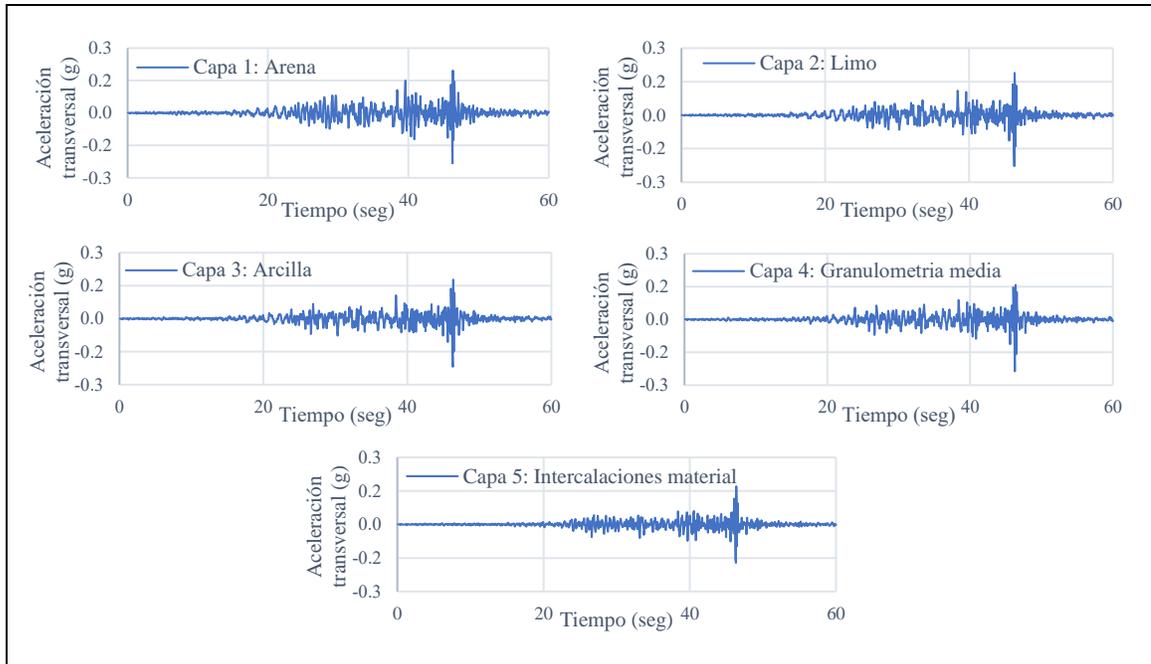
En el caso de la modelación 2 se cuenta con el registro presentado en la Ilustración 80, se observa una aceleración máxima del orden de 0,20 g en todos los estratos.



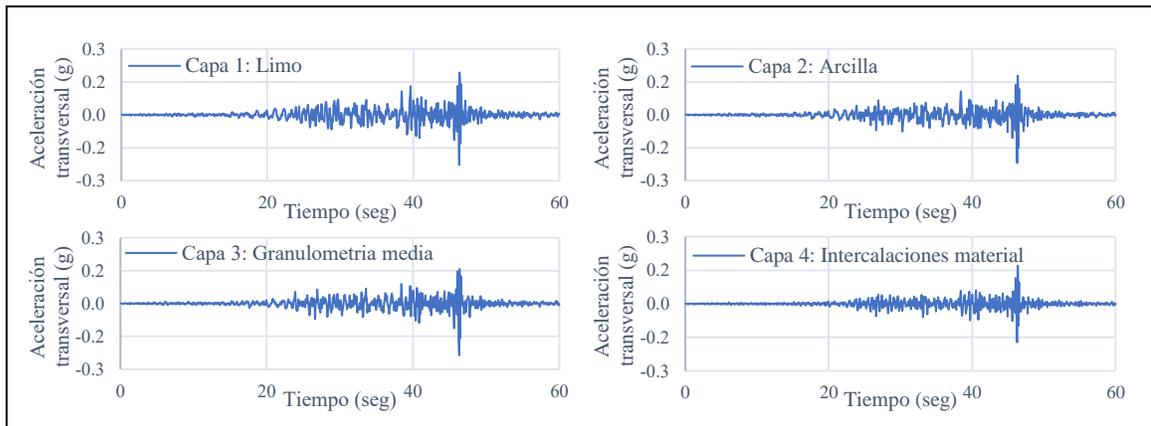
**Ilustración 80:** Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 2

**Fuente:** Elaboración propia

Lo que respecta a la modelación 3, se obtienen registros de aceleración transversal representativos de ambos extremos del puente como se puede observar en la Ilustración 81 e Ilustración 82, que representan al sector del estribo suroeste y noreste respectivamente.



**Ilustración 81:** Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 82:** Aceleración transversal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

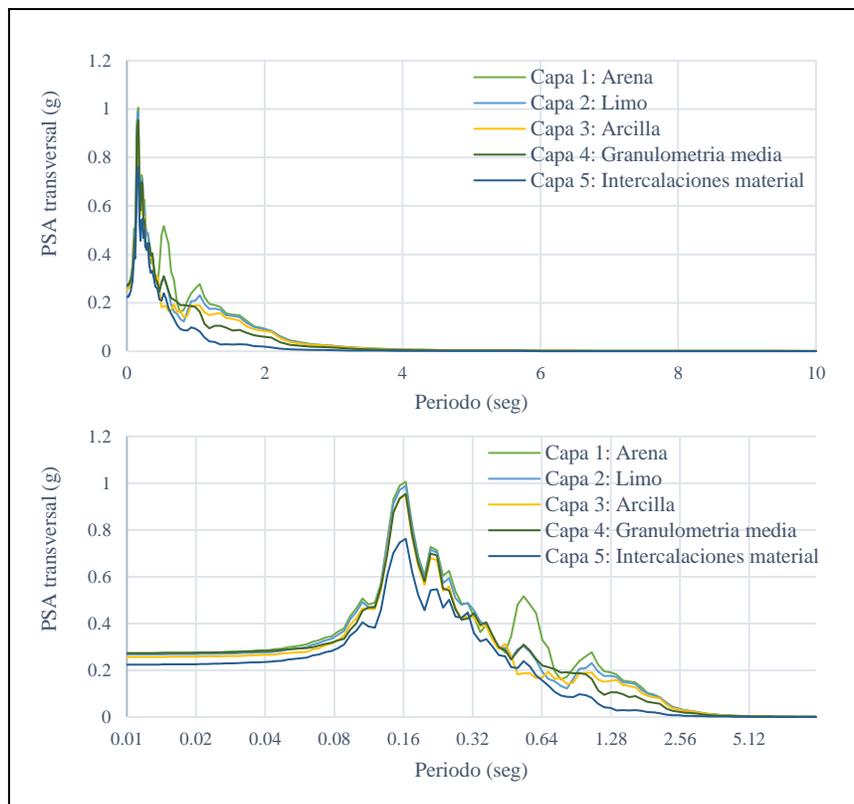
Los registros de los extremos donde se ubican el estribo suroeste y estribo noreste indican aceleraciones máximas de 0,20 a 0,25 g aproximadamente.

Como comentario general de los registros resultantes de los análisis se observa que los valores máximos de aceleración transversal se generan en el mismo instante de tiempo, que

aproximadamente es a los 46 seg del inicio del sismo. Además, se identifican similitudes en la amplitud de la onda en los registros máximo, sin embargo, los segundos anteriores a obtener el peak presentan diferencias según el estrato correspondiente.

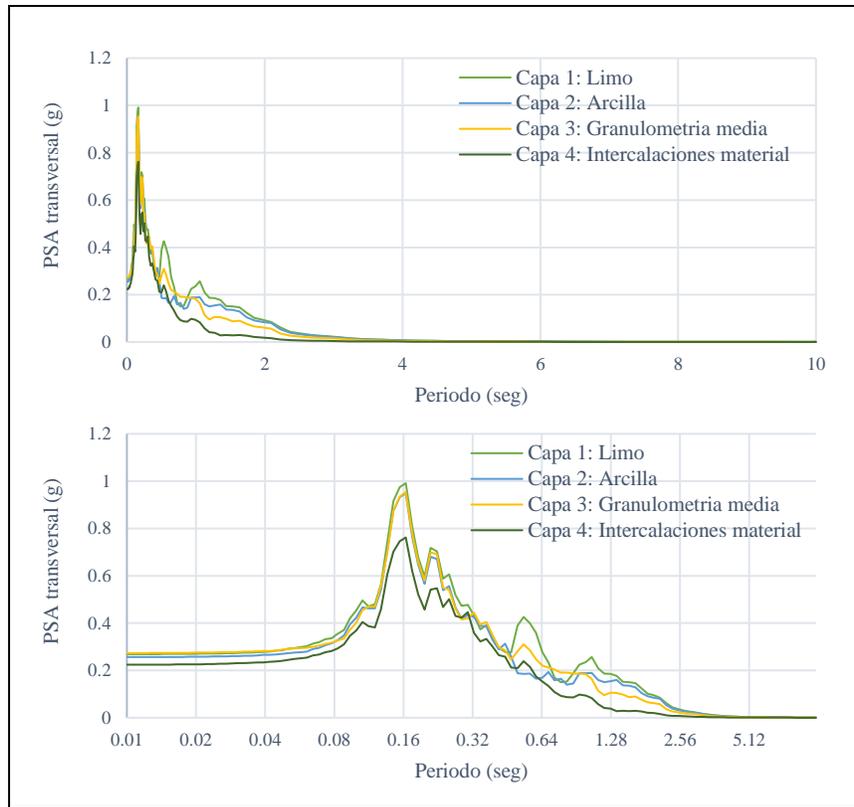
Respecto a los registros de aceleraciones presentados en las ilustraciones anteriores se obtienen los espectros de pseudo aceleración transversal (PSA transversal) de cada modelación y para cada estrato en función del periodo.

En el Gráfico 12 se presenta el PSA transversal correspondiente a las aceleraciones de la modelación 1, se obtiene un valor máximo igual a 1 g en la capa superficial compuesta mayormente por arena.



**Gráfico 12:** Espectro de pseudo aceleración transversal de la sección del estribo suroeste. Modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia

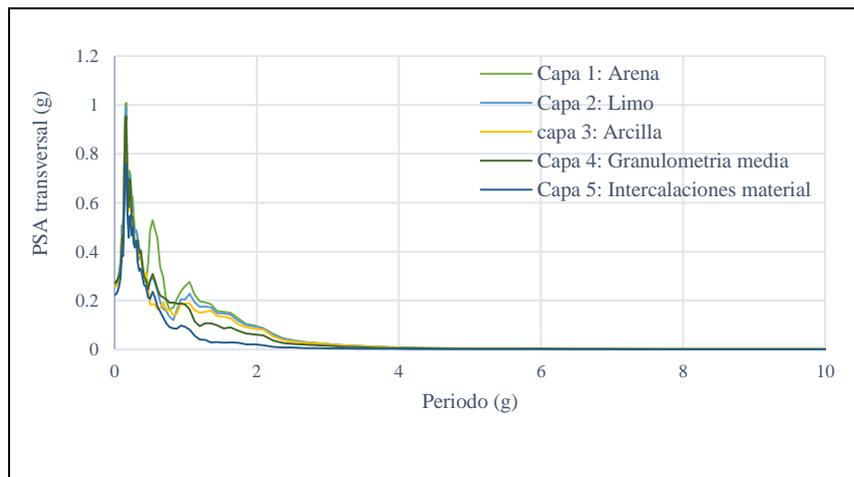
En el caso de la modelación 2 se obtiene un PSA transversal máximo en la superficie igual a 1 g y su valor disminuye en los estratos inferiores como se muestra en el Gráfico 13.

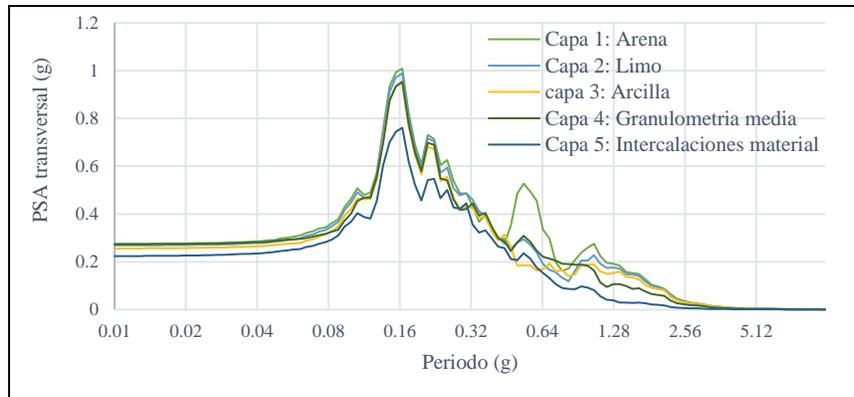


**Gráfico 13:** Espectro de pseudo aceleración transversal de la sección del estribo noreste. Modelo 2

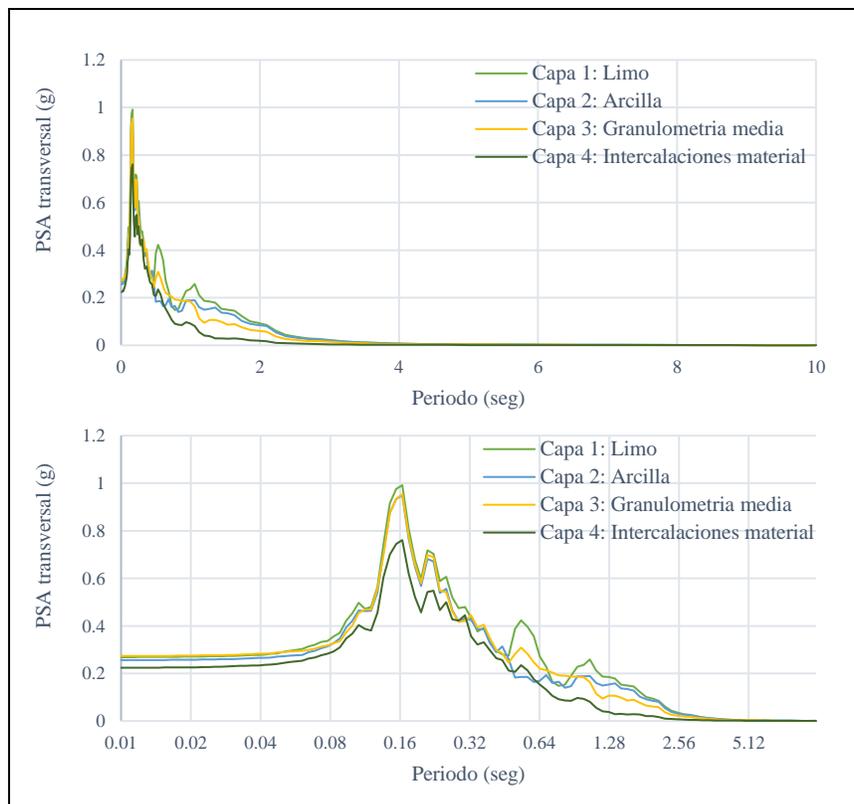
**Fuente:** Elaboración propia

En lo que respecta al modelo 3 se obtuvieron resultados del PSA transversal representativos de los estratos en que se fundan ambos estribos, obteniendo los registros observados en el Gráfico 14 y Gráfico 15. En estos registros se observan valores máximos del orden de 1 g en la capa superior.





**Gráfico 14:** Espectro de pseudo aceleración transversal de la sección del estribo suroeste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

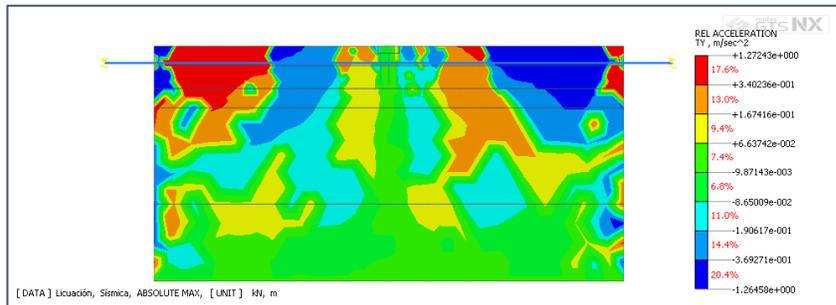


**Gráfico 15:** Espectro de pseudo aceleración transversal de la sección del estribo noreste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

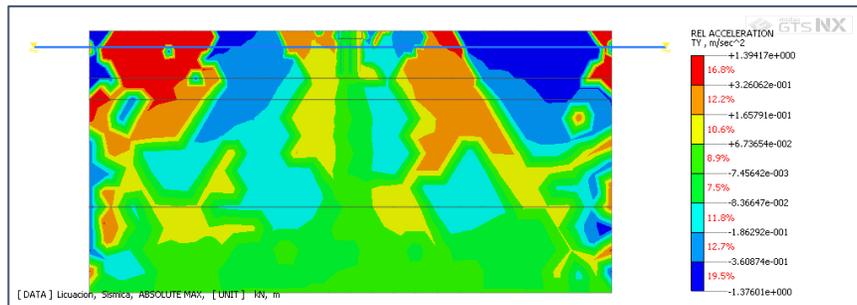
❖ **Aceleraciones en dirección longitudinal**

Como se mencionó en el apartado anterior el análisis mediante una modelación bidimensional permite obtener resultados en dos direcciones, por lo que a continuación se presentarán los registros obtenidos para la aceleración longitudinal de cada modelo determinado.

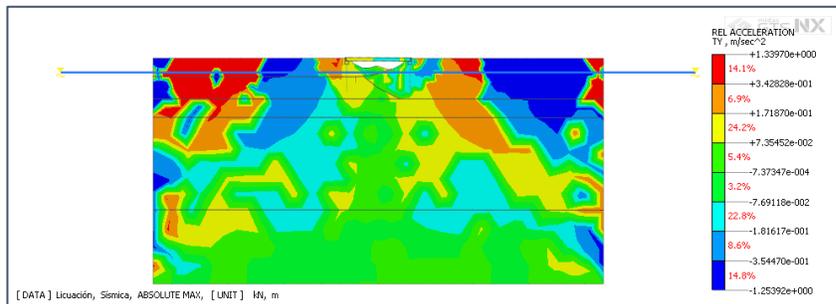
En la Ilustración 83, Ilustración 84 e Ilustración 85 se presentan los diagramas de aceleración longitudinal obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente. Como se puede observar en todos los diagramas se identifican varias zonas con diferentes registros.



**Ilustración 83:** Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 84:** Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

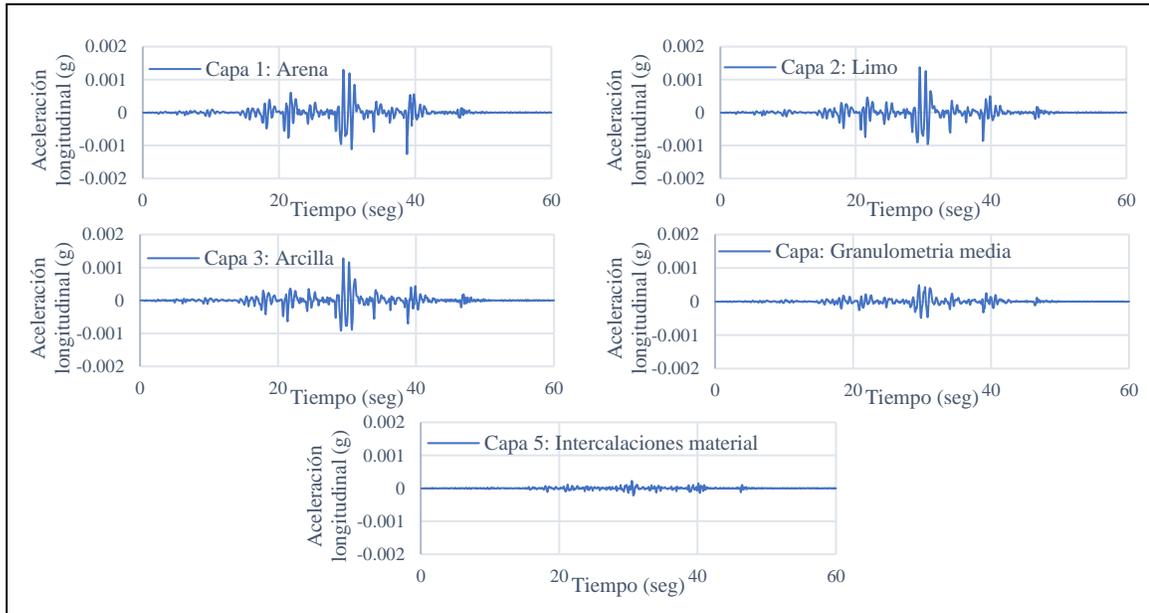


**Ilustración 85:** Diagrama de aceleración longitudinal para el modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

En base a los diagramas entregados por el software se puede obtener los registros de aceleración longitudinal promedio de cada estrato y modelo, igual como se realizó con la aceleración transversal presentada en el apartado anterior.

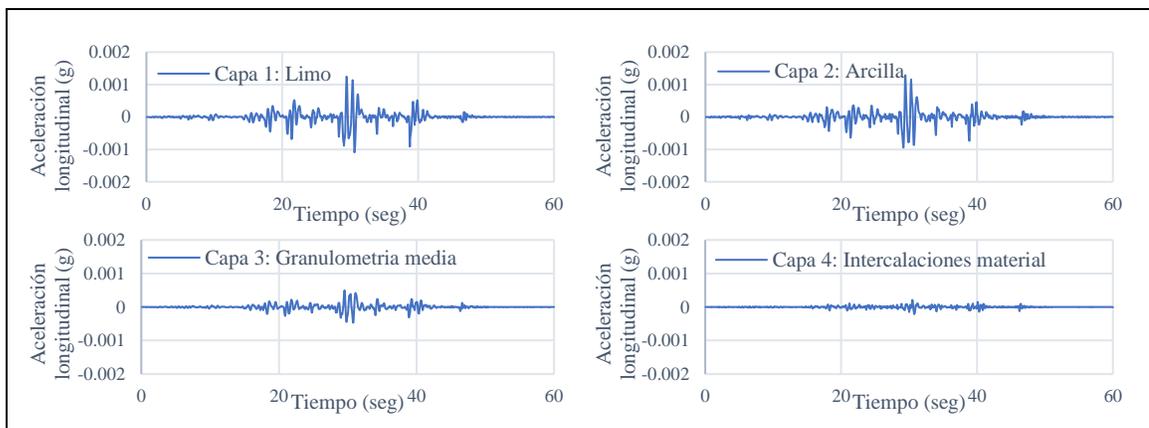
En la Ilustración 86 se presenta el registro de aceleración longitudinal por estrato obtenidos del análisis realizado. Se observan valores máximos iguales a 0,001 g aproximadamente en los estratos 1 (arena), 2 (limo) y 3 (arcilla).

En el caso de la modelación 2 se obtuvieron los registros presentados en la Ilustración 87, donde se observan aceleraciones máximas iguales a 0,001 g en los estratos 1 (limo) y 2 (arcilla).



**Ilustración 86:** Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

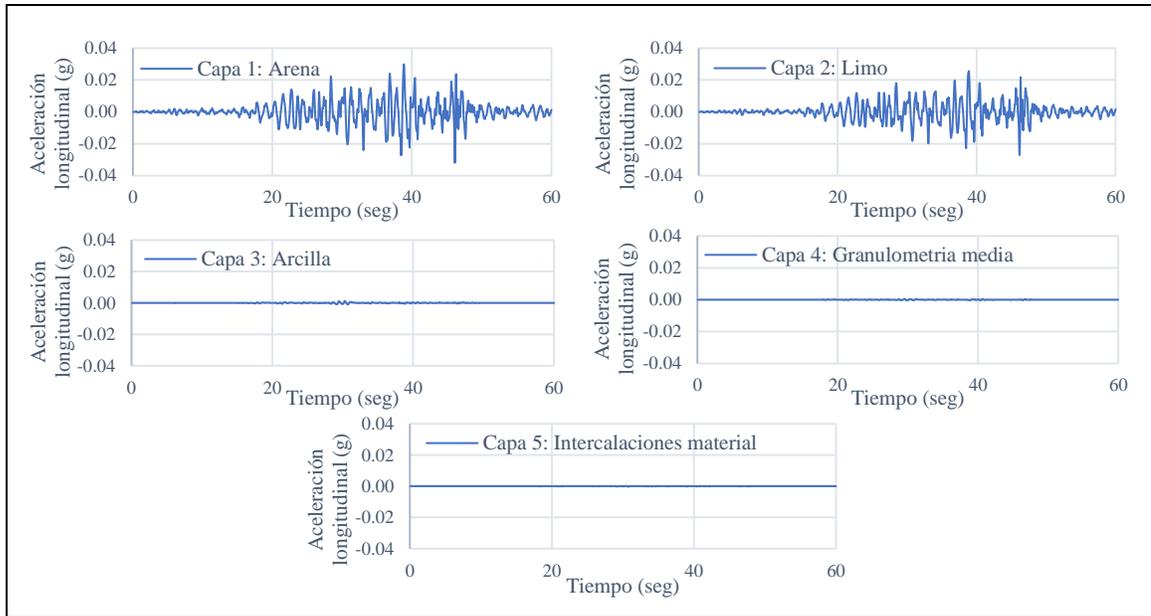


**Ilustración 87:** Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 2

**Fuente:** Elaboración propia

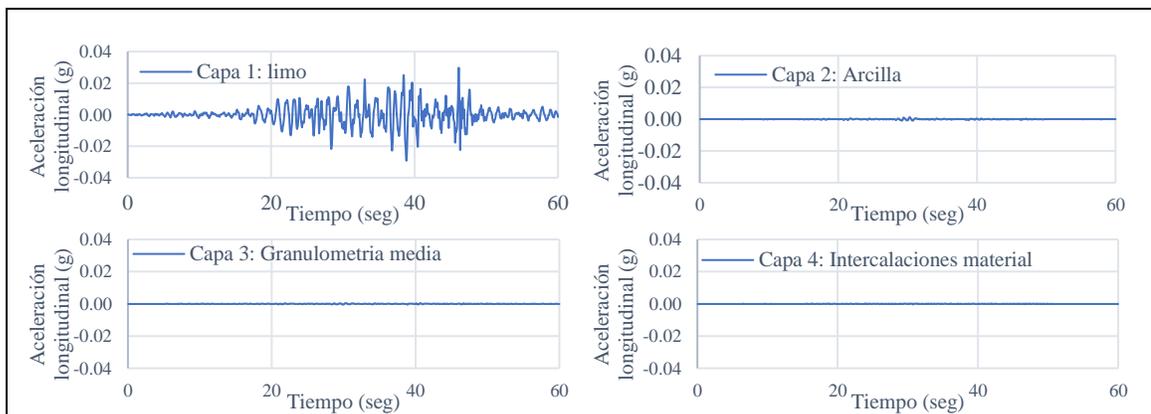
Para el caso del modelo 3 se determina la aceleración longitudinal promedio para ambos extremos del puente, ya que se cuenta con diferentes estratos en el sector suroeste y noreste. Lo que respecta al estribo suroeste, en la Ilustración 88 se indican las aceleraciones registradas para

cada estrato obteniendo un valor máximo de 0,03 g para el estrato superior correspondiente a arena. Por otra parte, los registros de la zona del estribo noreste se presentan en la Ilustración 89 y se registra un valor máximo igual a 0,003 g en el estrato superior



**Ilustración 88:** Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo suroeste. Modelo 3

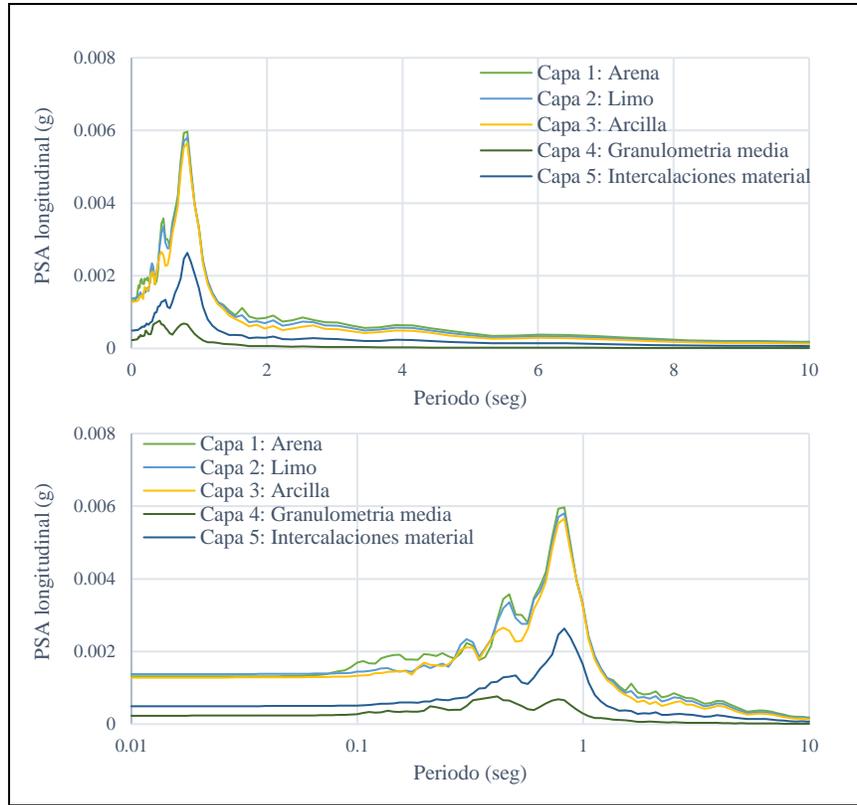
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 89:** Aceleración longitudinal por estrato de la sección del estribo noreste. Modelo 3

**Fuente:** Elaboración propia

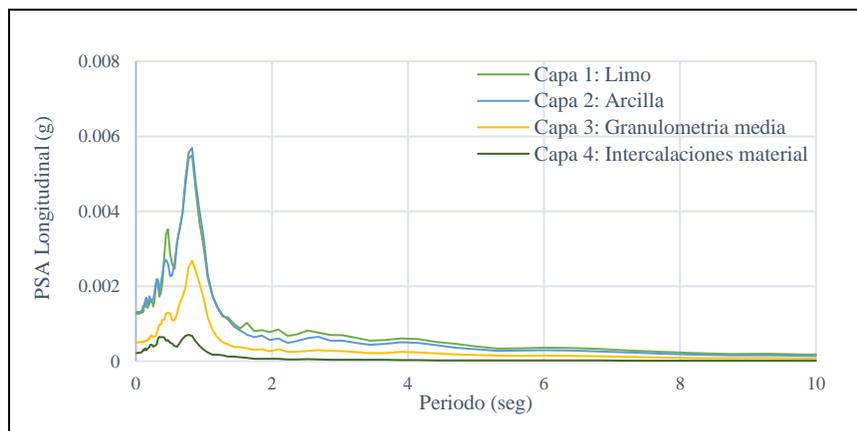
Al igual que en el apartado anterior, se obtiene el PSA longitudinal en base a los datos de aceleración por estrato otorgados para cada modelación. De este modo, en el Gráfico 16 se indica el registro de PSA respecto al modelo 1 representativo del suelo de fundación del estribo suroeste, se puede observar un valor máximo igual a 0,006 g en el estrato 1.

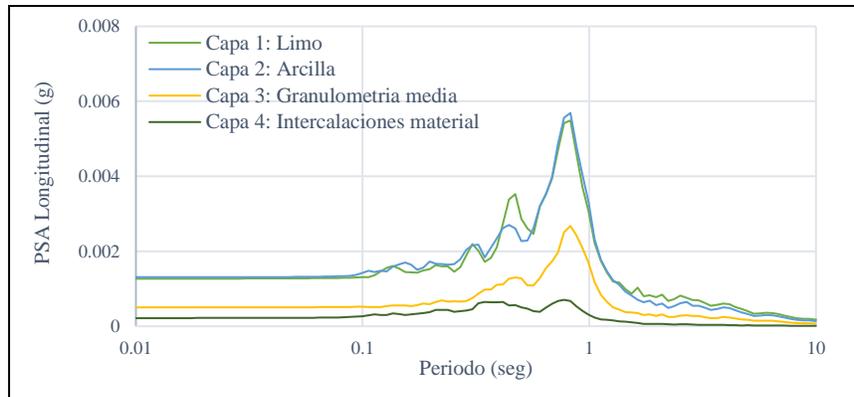


**Gráfico 16:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal de la sección del estribo suroeste. Modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

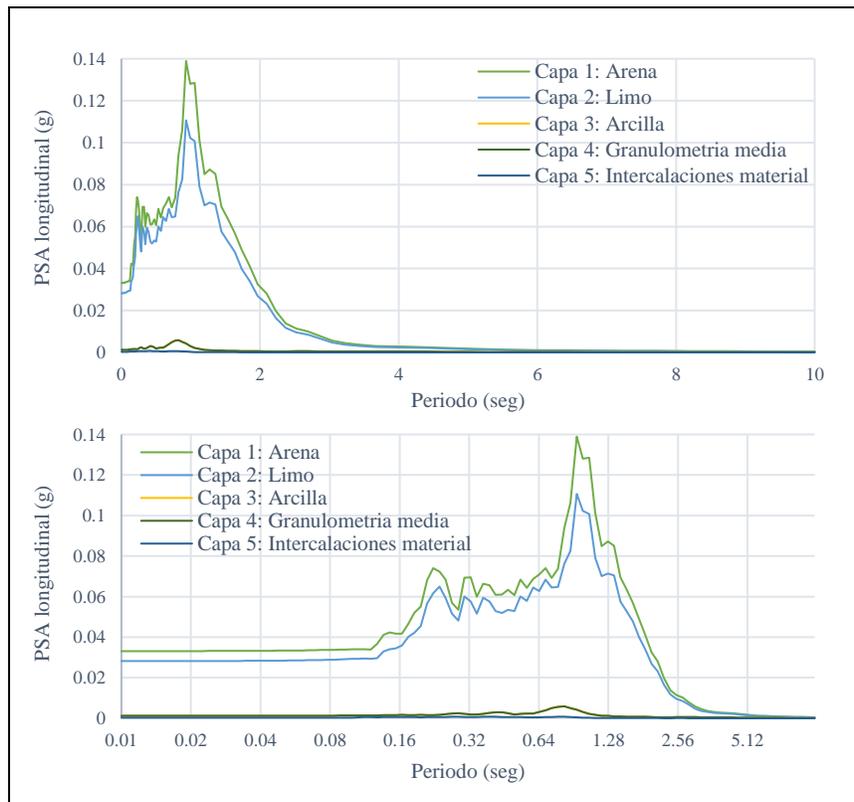
Para la modelación 2 se obtienen PSA longitudinales iguales a los observados en el Gráfico 17, se puede observar un valor máximo aproximado de 0,0059 g en la capa 2. Cabe destacar, que el estrato 1 y 2 presentan un registro similar.



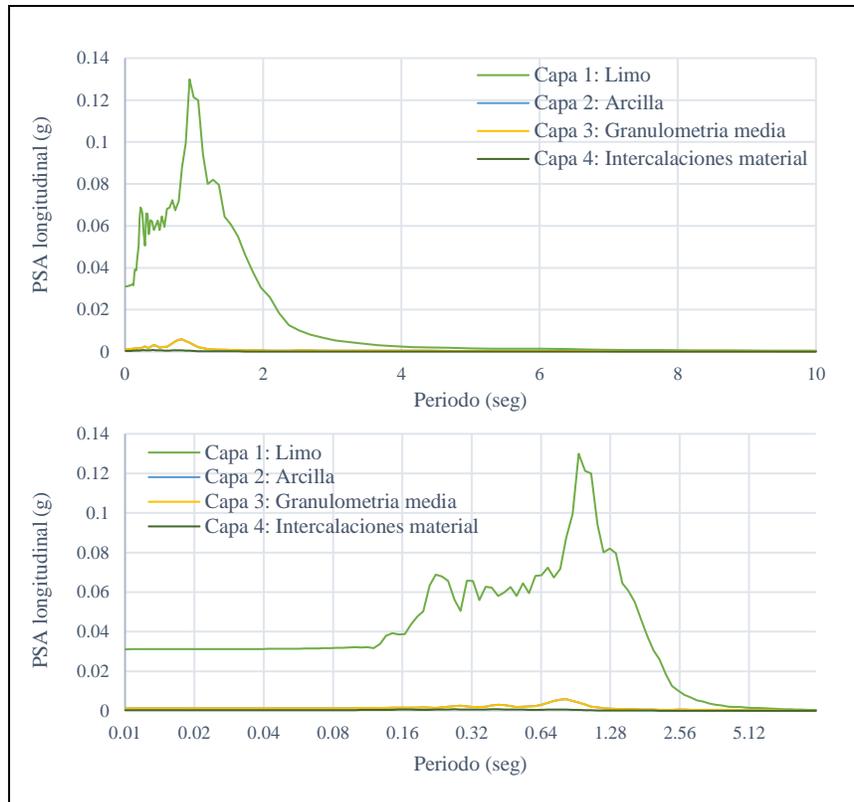


**Gráfico 17:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal de la sección del estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

Para la modelación 3 se obtienen dos registros representativos de la masa de suelo de ambos extremos del puente de estudio al igual que en el caso de la aceleración transversal, dichos registros se presentan en el Gráfico 18 y Gráfico 19. A diferencia de los resultados obtenidos de los modelos anteriores, se observa un aumento de los valores máximos en superficie presentando registros máximos del orden de 0,14 g y 0,13 g en las capas superficiales de ambos extremos.



**Gráfico 18:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal de la sección del estribo suroeste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia



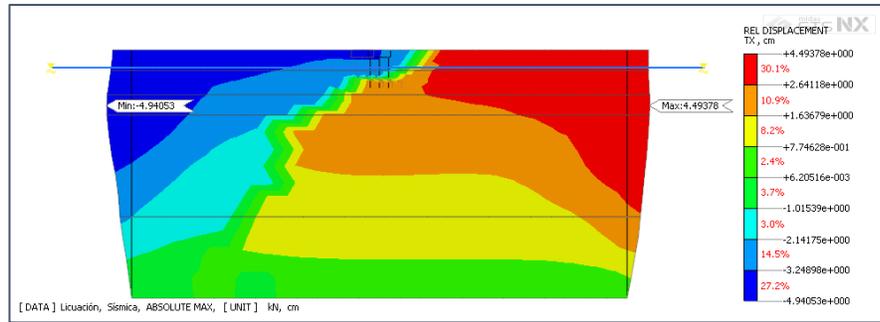
**Gráfico 19:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal de la sección del estribo noreste. Modelo 3

*Fuente:* Elaboración propia

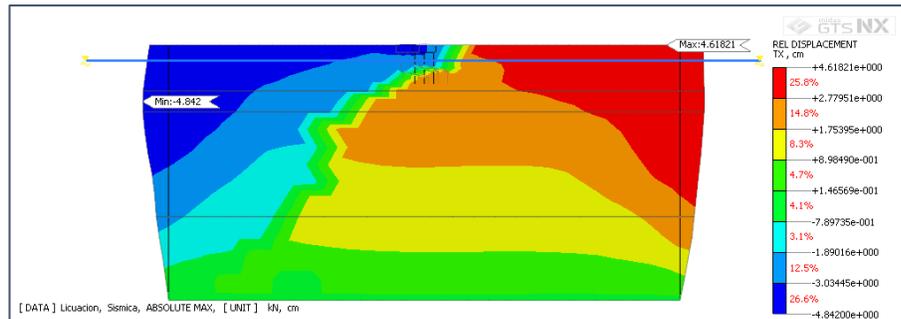
#### ❖ Desplazamientos máximos en dirección transversal

Al igual que la aceleración, MIDAS GTS NX por medio de la modelación bidimensional entrega resultados en dos direcciones, por lo que se obtuvieron los resultados tanto como para los desplazamientos laterales o transversales y los desplazamientos longitudinales o asentamientos. En el siguiente apartado se presentarán los resultados de los desplazamientos transversales obtenidos en el análisis. En la Ilustración 90, Ilustración 91 e Ilustración 92 se presentan los diagramas obtenidos del análisis, se indican los desplazamientos máximos y mínimos de cada modelo y se entrega la zonificación que establece los rangos de desplazamientos transversales obtenidos.

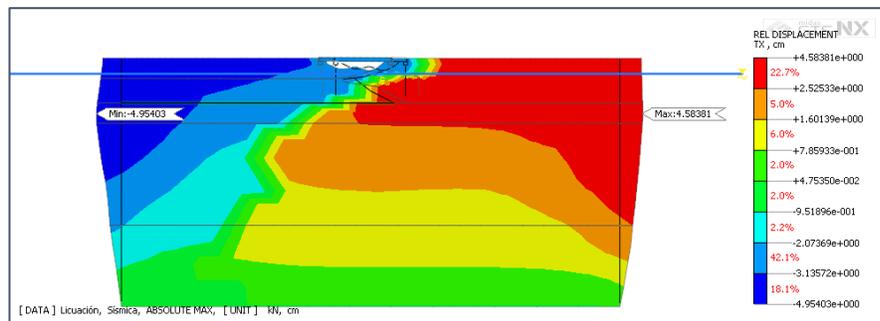
Dentro de los resultados más relevantes de la presente memoria es poder conocer los desplazamientos desarrollados por los estribos durante un sismo severo, por lo que se realiza una representación mediante puntos referenciales (5 puntos) del registro de la deformación del estribo en el tiempo.



**Ilustración 90:** Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia



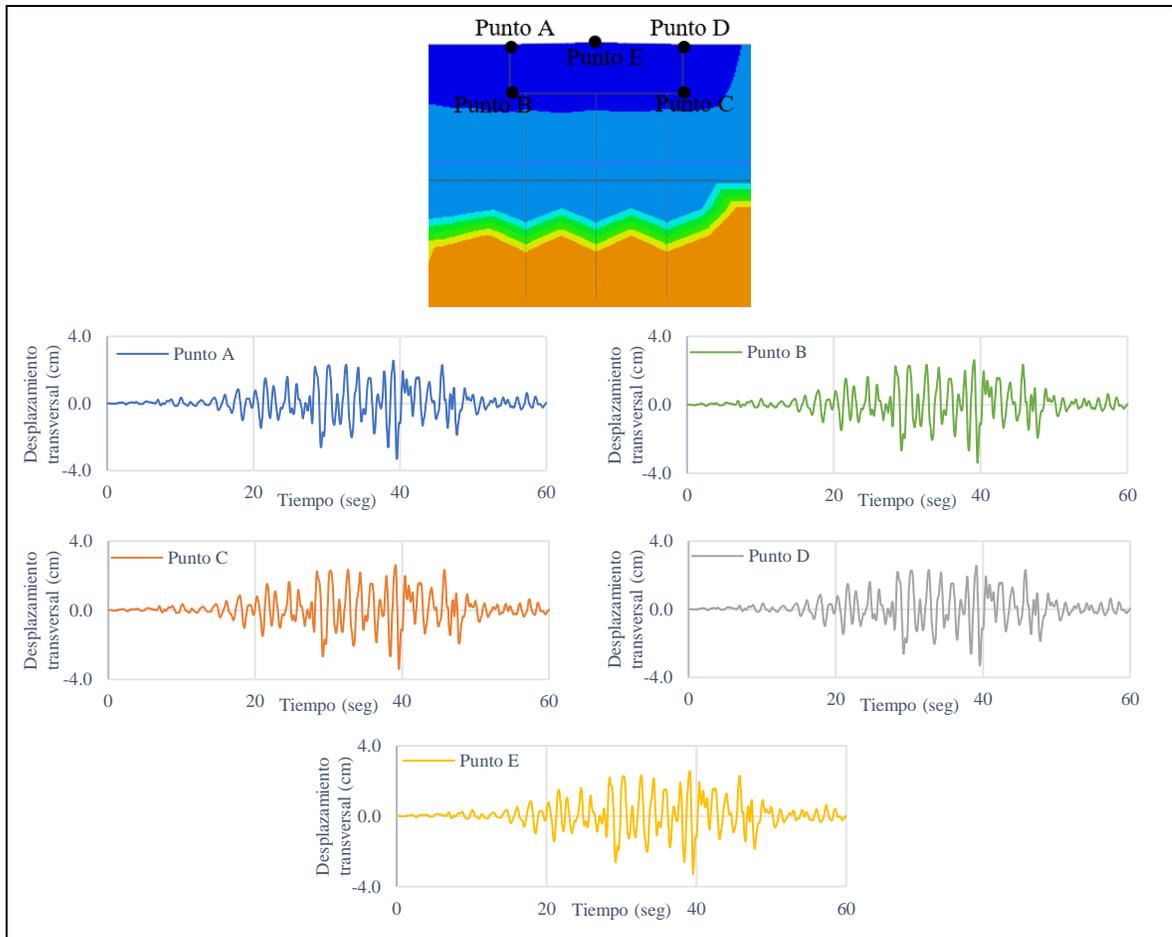
**Ilustración 91:** Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 92:** Diagrama de desplazamientos en dirección transversal del modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

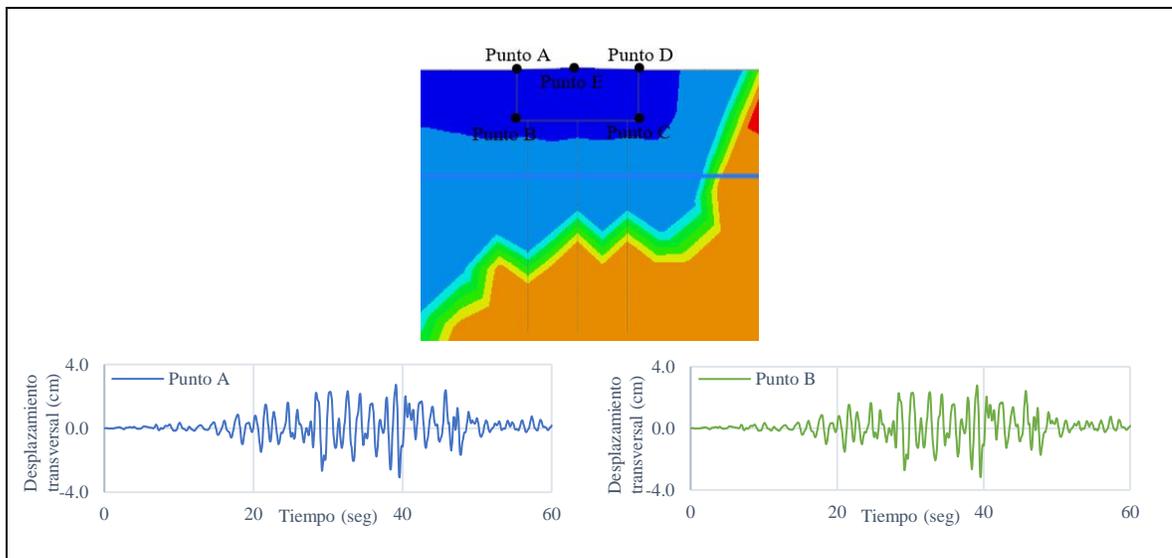
En la Ilustración 93 se presentan los resultados obtenidos de la modelación 1, donde se indican desplazamientos transversales máximos de 3,3 cm en los puntos A, D y E y 3,4 cm en los puntos B y C. Dichas deformaciones se producen en dirección izquierda.

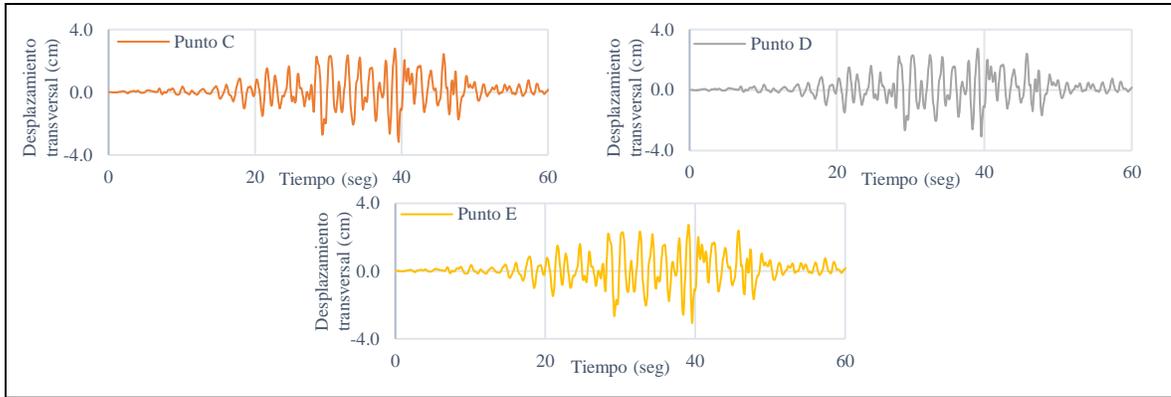
En la Ilustración 94 se presentan los registros en el tiempo obtenidos de la modelación 2, se identifican desplazamientos transversales máximas iguales a 3 cm para los puntos A, D y E y 3,2 cm para los puntos B y C en dirección izquierda.



**Ilustración 93:** Desplazamientos transversales de la sección estribo suroeste. Modelo 1

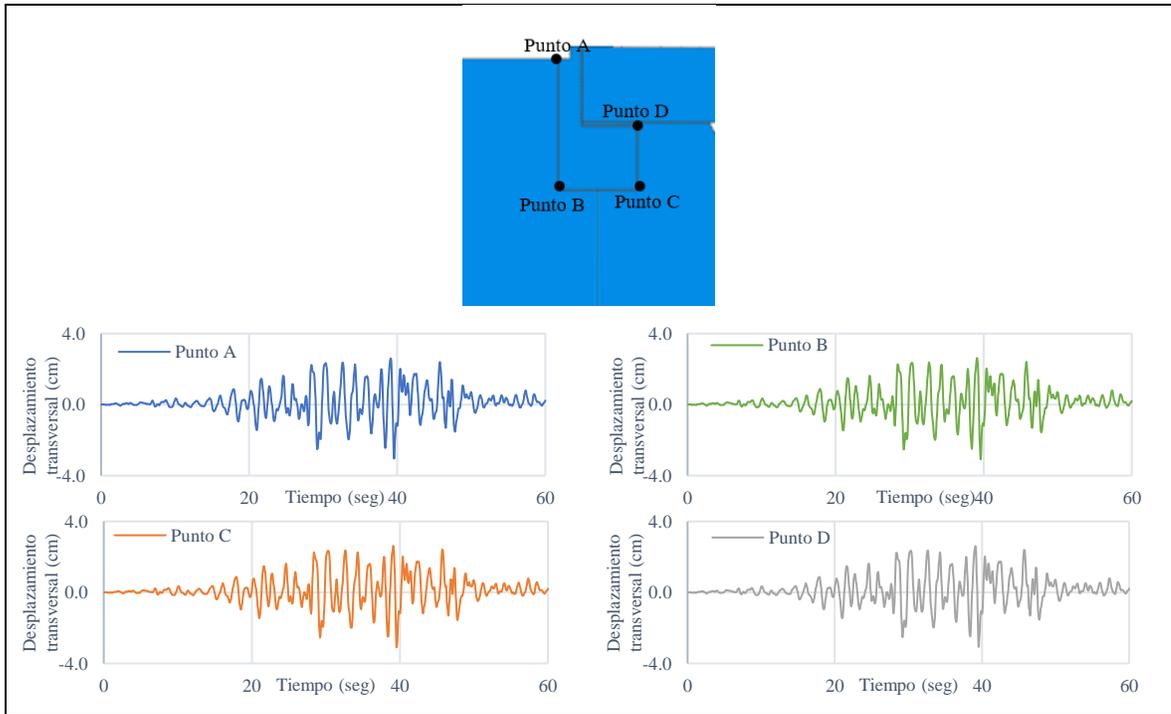
**Fuente:** Elaboración propia



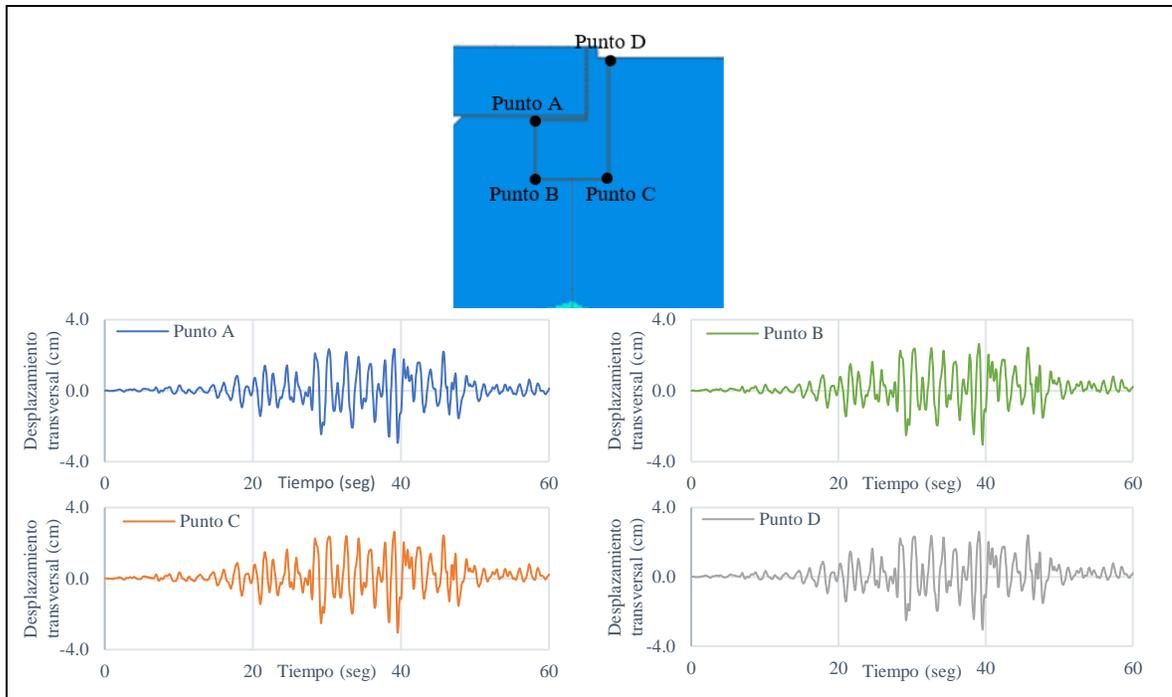


**Ilustración 94:** Desplazamientos transversales de la sección estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

Respecto a los resultados obtenidos para la modelación 3 se presentan en la Ilustración 95 e Ilustración 96, se observan desplazamientos máximos de 3,1 cm en todos los puntos del estribo sur y 3,0 cm en todos los puntos del estribo norte. En ambos casos de deformaciones se observan en dirección hacia la izquierda.



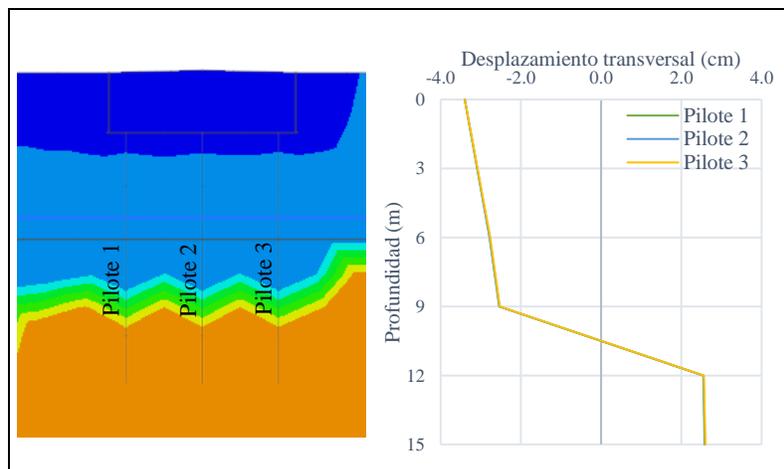
**Ilustración 95:** Desplazamientos transversales de la sección estribo suroeste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 96:** Desplazamientos transversales de la sección estribo noreste. Modelo 3

**Fuente:** Elaboración propia

Adicionalmente, se obtienen los registros de los desplazamientos que sufren los pilotes que conforman la fundación del puente, se realiza un esquema que represente las deformaciones máximas que sufre cada pilote respecto a la profundidad. En la Ilustración 97 se presentan los desplazamientos transversales de los pilotes pertenecientes a la modelación 1.

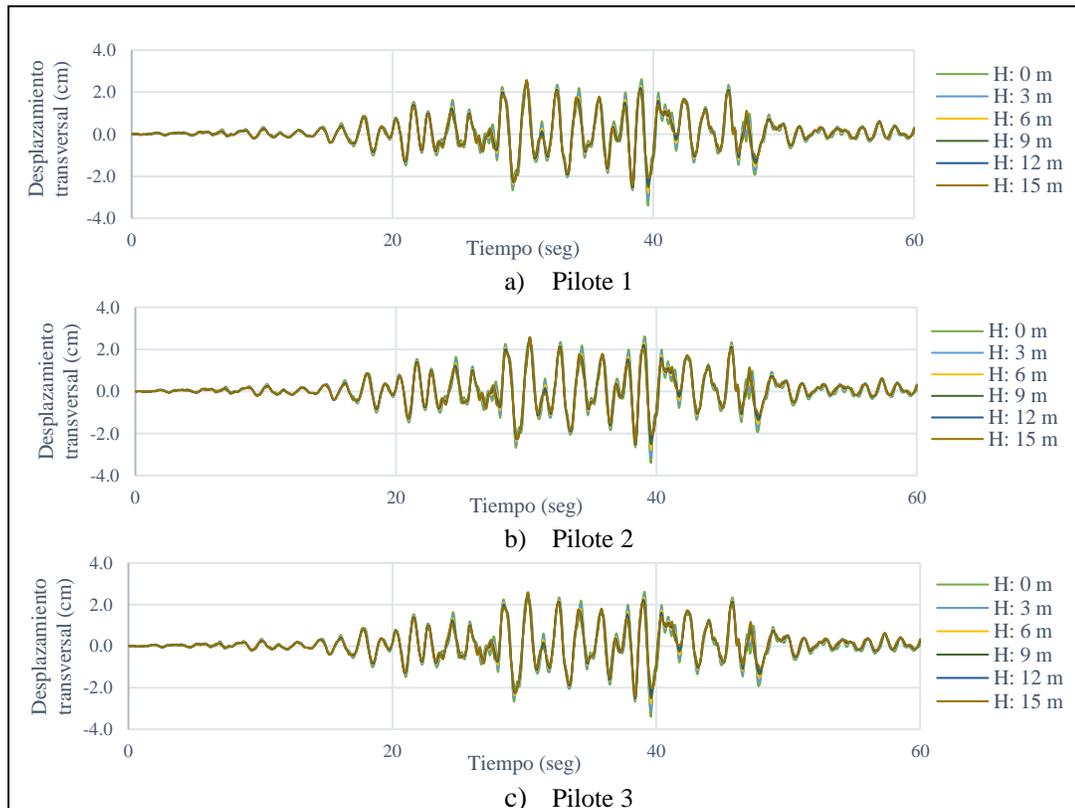


**Ilustración 97:** Desplazamientos transversales máximos de la fundación estribo suroeste. Modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede apreciar en la gráfica todos los pilotes sufren deformaciones iguales a diferentes profundidades considerando un valor máximo igual a 3,4 cm en dirección izquierda en el inicio de cada pilote, es decir, el punto donde se une con el estribo.

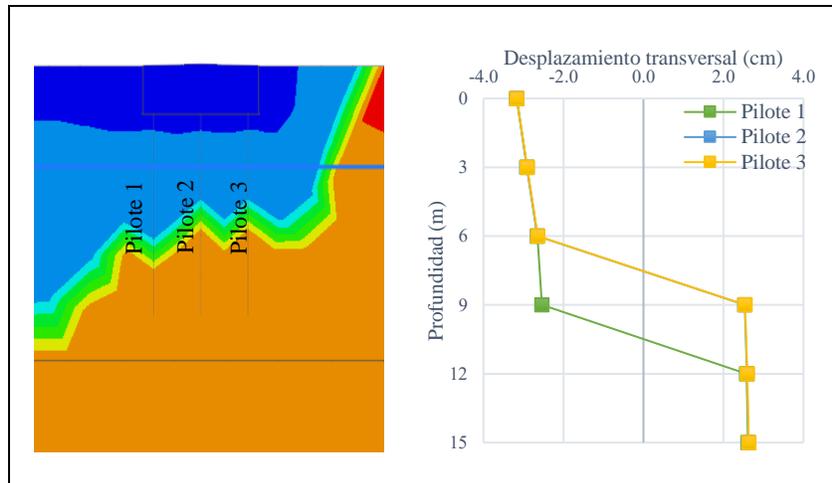
Respecto a cómo ocurren los desplazamientos a través del tiempo para los pilotes del estribo sur del modelo 1 se presenta la Ilustración 98 que gráfica los registros respecto a la profundidad.



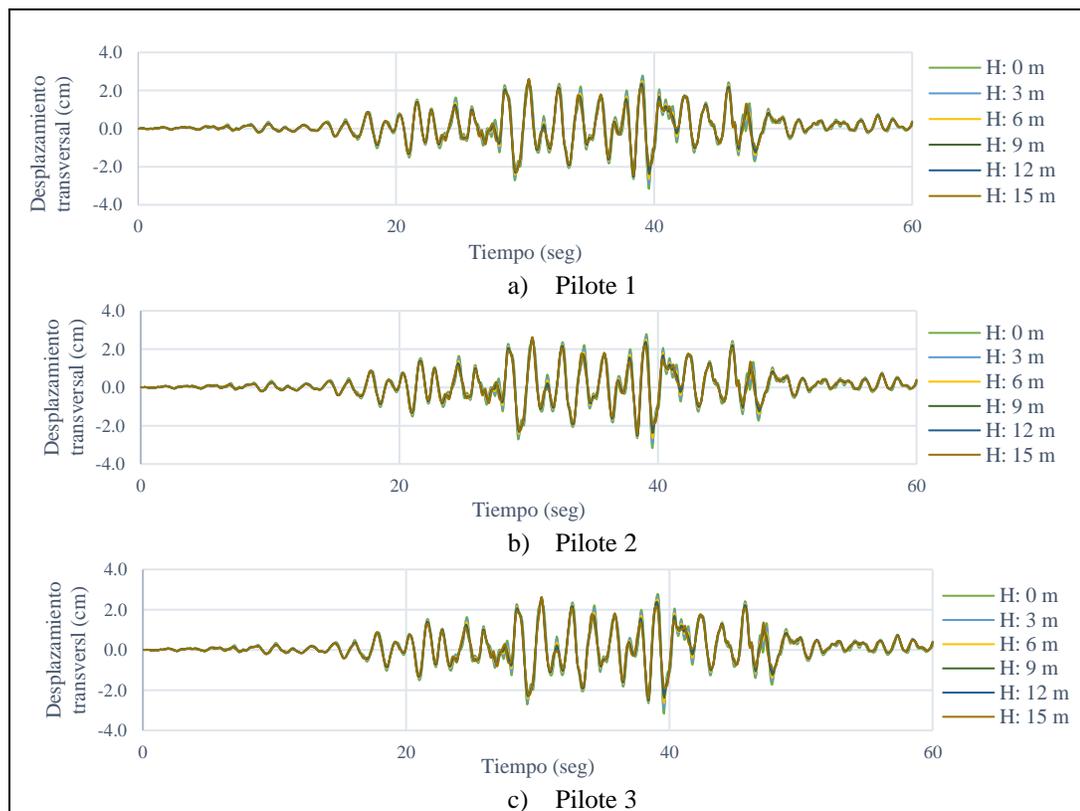
**Ilustración 98:** Desplazamientos transversales en el tiempo de la fundación estribo suroeste. Modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia

El registro de desplazamientos perteneciente a la modelación 2 se presentan en la Ilustración 99, donde se identifica un comportamiento similar entre los pilotes 2 y 3 respecto a la profundidad, sin embargo, los 3 pilotes sufren un desplazamiento transversal máximo igual a 3,2 cm.

La Ilustración 100 brinda información respecto al comportamiento de los pilotes en función de tiempo a diferentes profundidades para los elementos que componen la fundación del estribo norte.

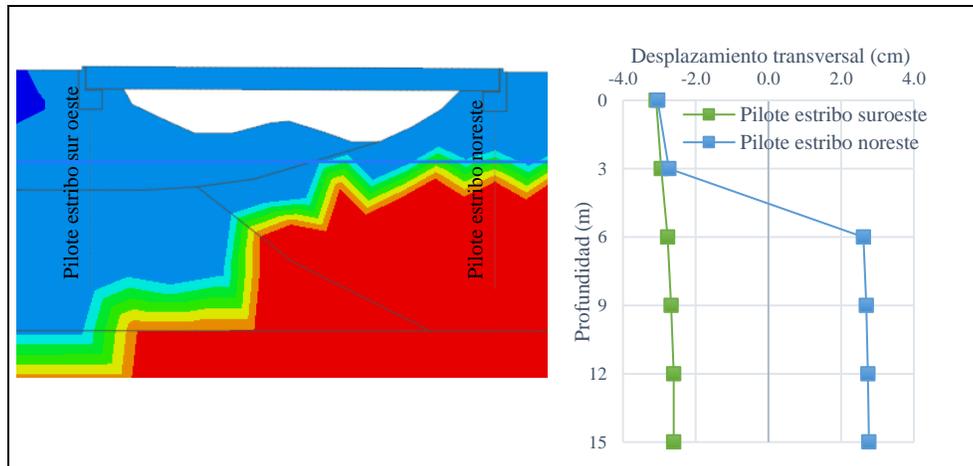


**Ilustración 99:** Desplazamientos transversales máximos de la fundación estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 100:** Desplazamientos transversales en el tiempo de la fundación estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

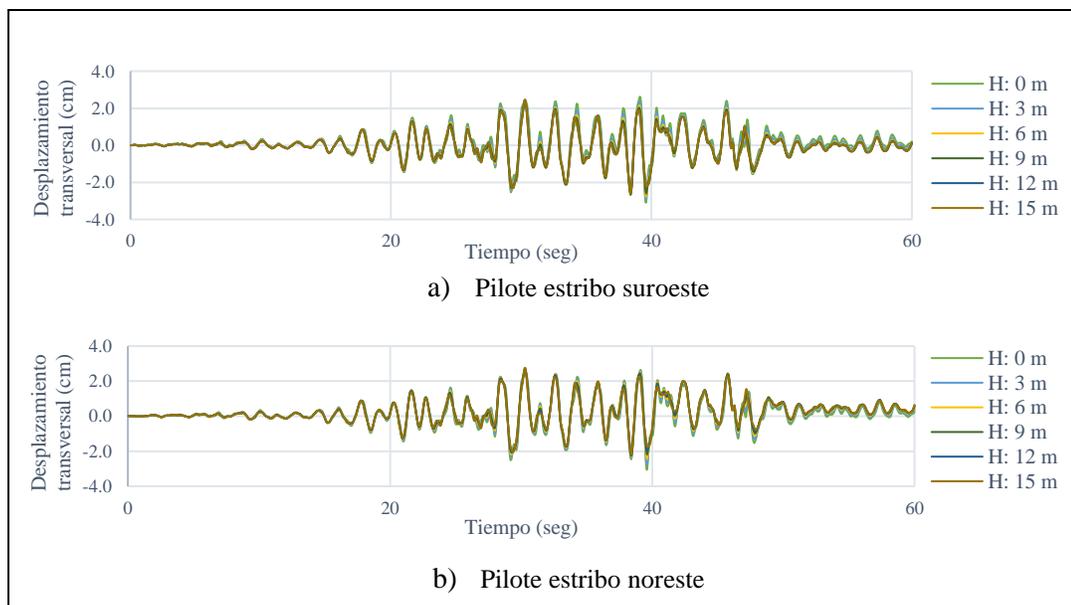
Los resultados de la modelación 3 se presentan mediante la Ilustración 101, la cual contiene información de los desplazamientos transversales máximos de los pilotes de cada extremo.



**Ilustración 101:** Desplazamientos transversales máximos de la fundación del puente. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede observar los registros indican un comportamiento diferente para ambas fundaciones, sin embargo, el máximo desplazamiento se igual para ambos casos y es igual a 3 cm en la dirección izquierda.

Al igual que para las modelaciones anteriores se realiza un registro en función de la profundidad y tiempo que se puede revisar en la Ilustración 102.

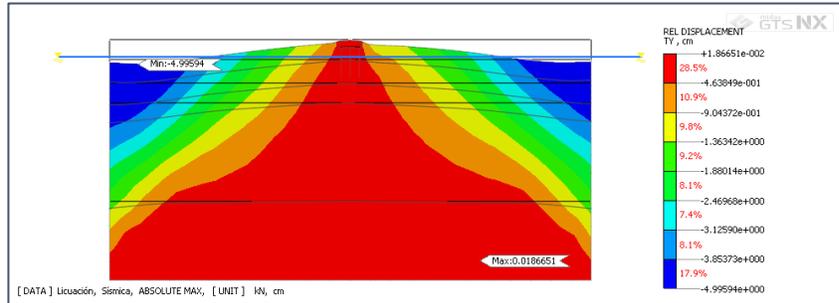


**Ilustración 102:** Desplazamientos transversales en el tiempo de la fundación del puente. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

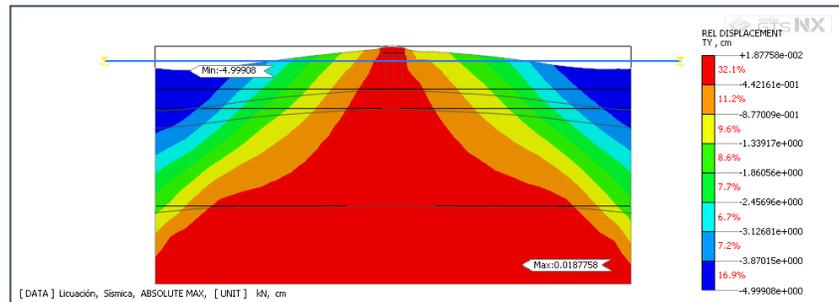
❖ **Desplazamientos máximos en dirección longitudinal (asentamiento)**

Así como se obtuvieron y presentaron los resultados para los desplazamientos transversales, en este apartado se presentan los desplazamientos en dirección longitudinal o asentamientos que sufre la estructura frente al movimiento sísmico.

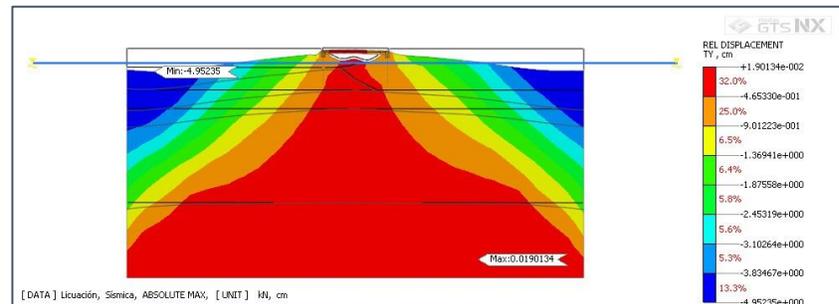
Los diagramas entregados por MIDAS GTS NX para los desplazamientos longitudinales se presentan en la Ilustración 103, Ilustración 104 e Ilustración 105.



**Ilustración 103:** Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia



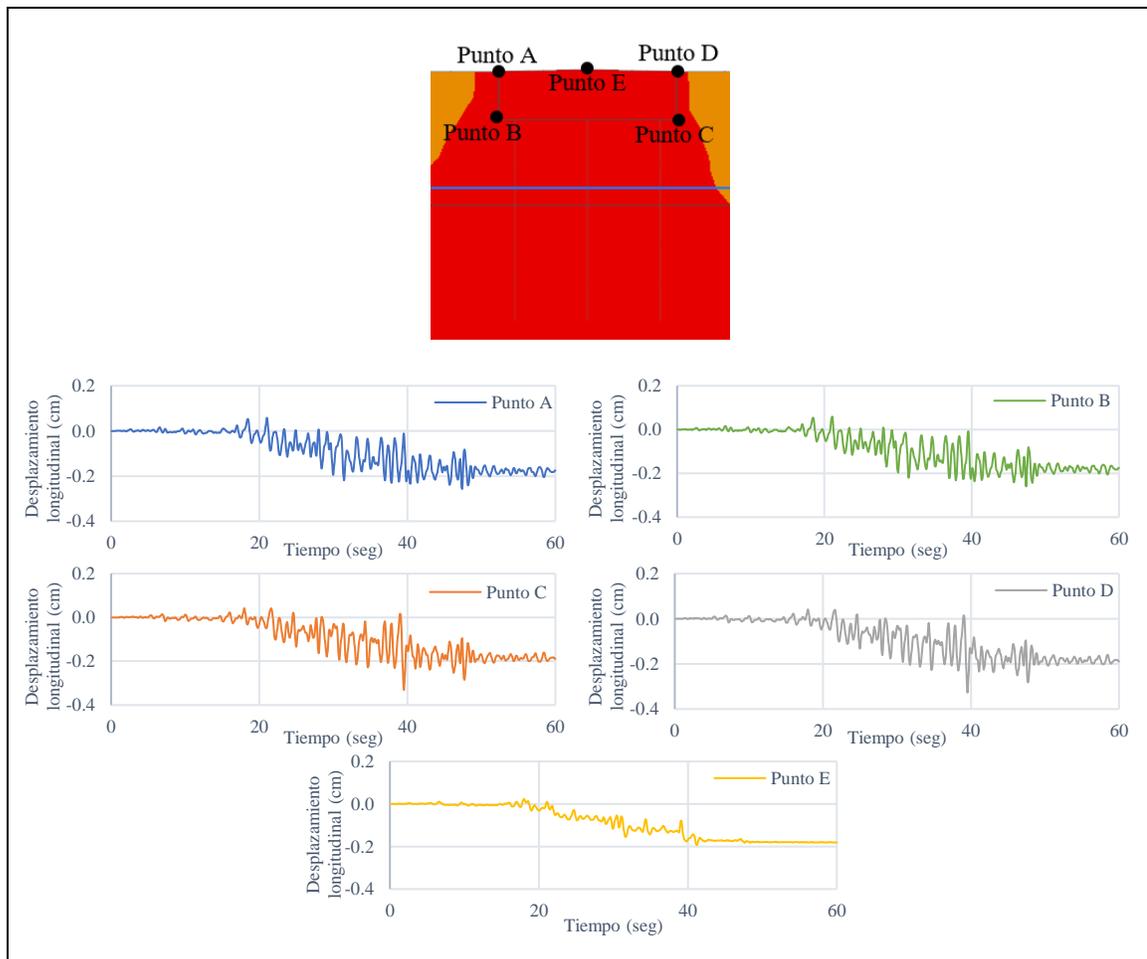
**Ilustración 104:** Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 105:** Diagrama de desplazamientos en dirección longitudinal del modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

Con la finalidad de conocer los posibles asentamientos que se pueden originar en la estructura de los estribos del puente, se identifican los desplazamientos longitudinales en puntos representativos del elemento, de tal modo conocer cómo se comporta y los daños que puede sufrir producto del sismo.

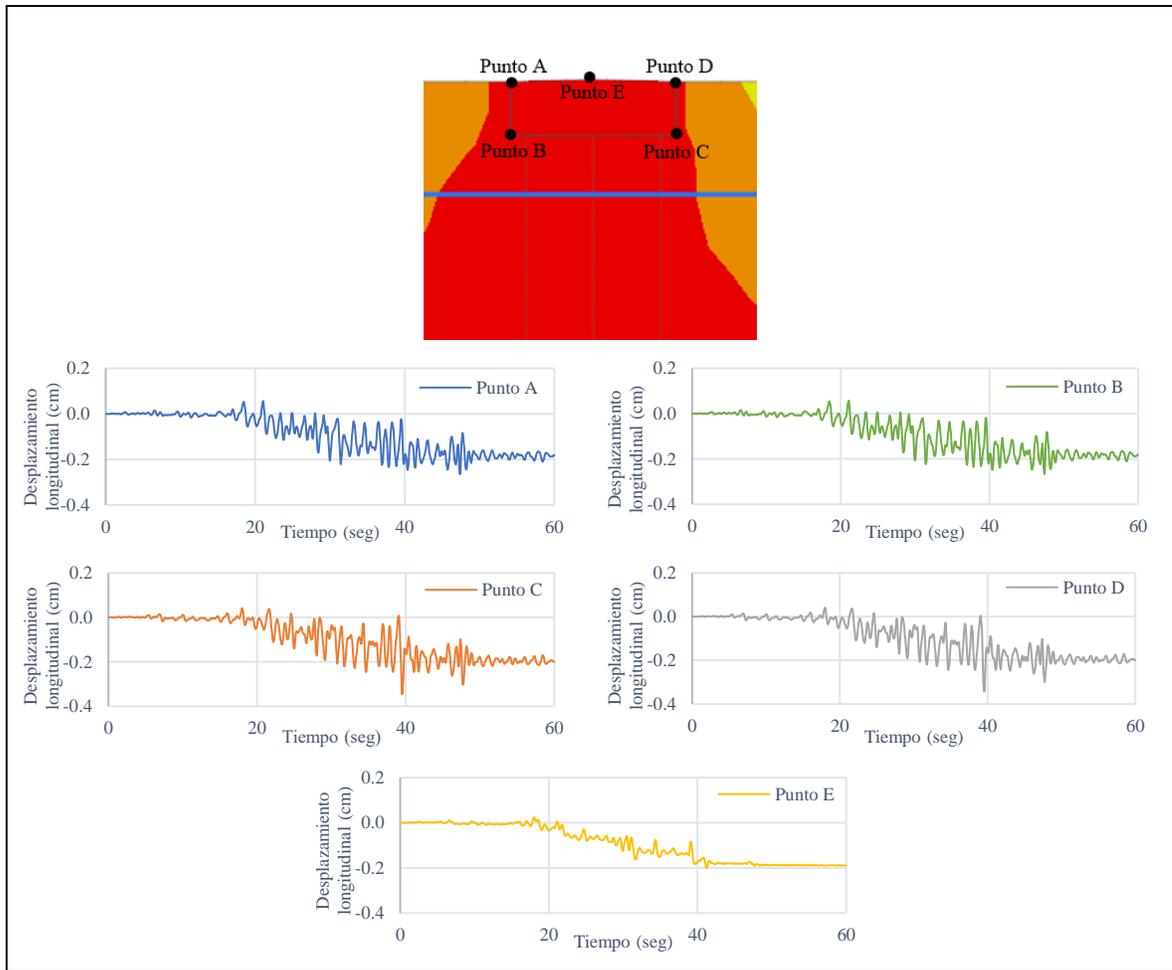
En la Ilustración 106 se presentan los registros para los puntos representativos del modelo 1, es decir el estribo suroeste. En base a los registros se observan valores máximos iguales a 0,26 cm para los puntos A y B, 0,33 cm para los puntos C y D y finalmente 0,19 cm para el punto E.



**Ilustración 106:** Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo suroeste. Modelo 1

**Fuente:** Elaboración propia

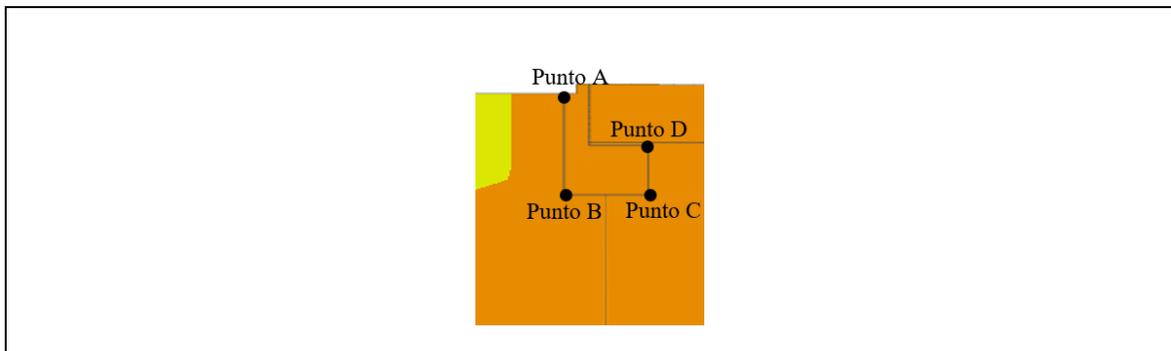
En base a la modelación 2 se obtienen los registros presentados en la Ilustración 107, donde se señalan desplazamientos máximos iguales a 0,27 cm para los puntos A y B, 0,35 cm para los puntos C y D y 0,20 cm para el punto E.

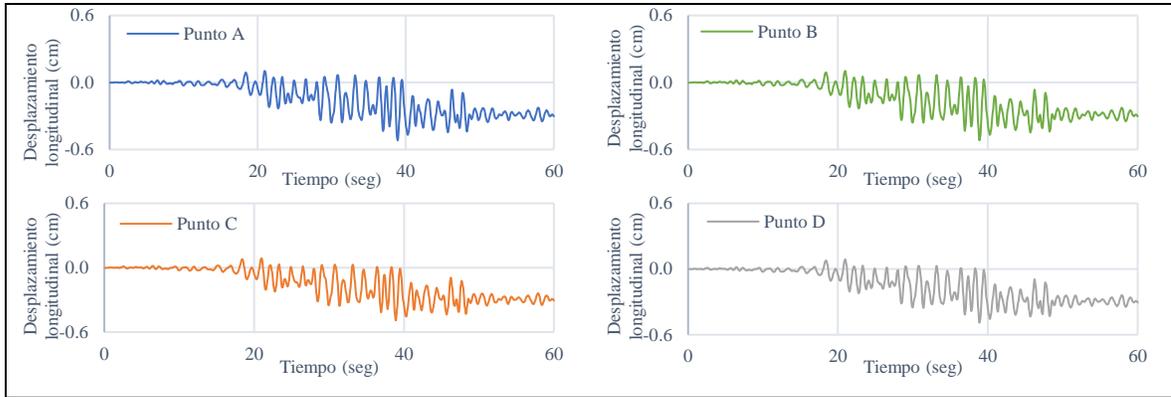


**Ilustración 107:** Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo noreste. Modelo 2

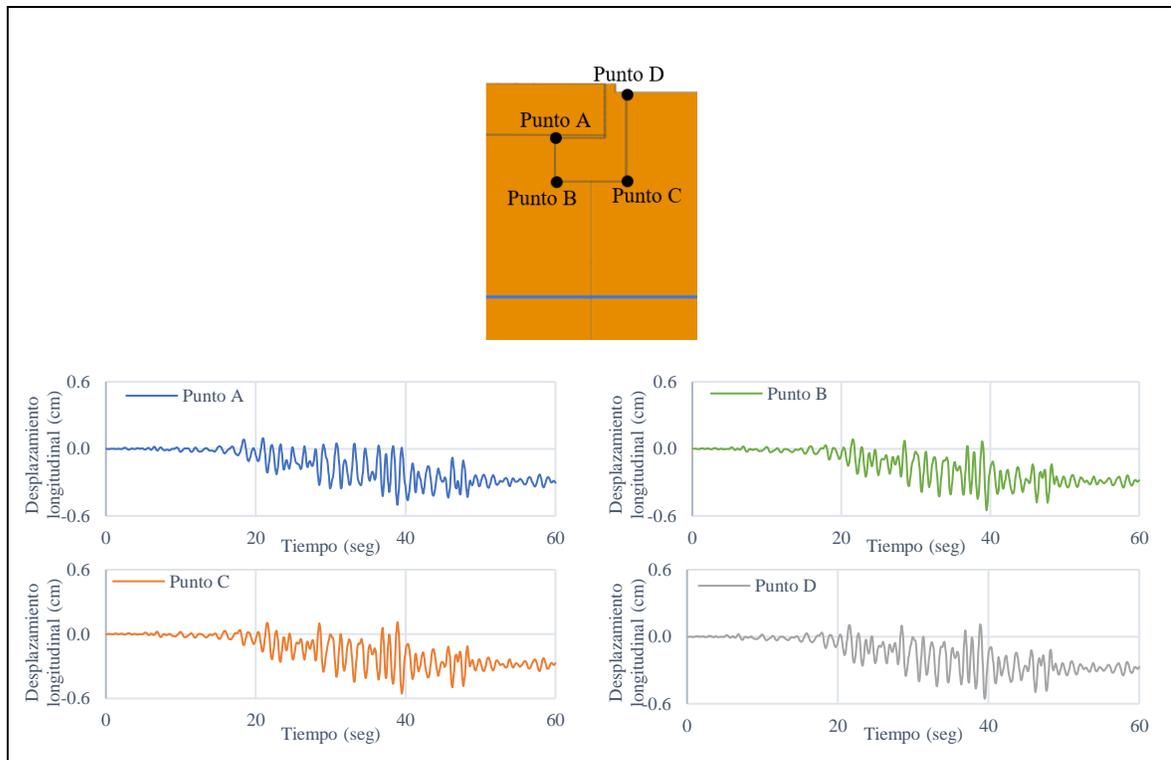
**Fuente:** Elaboración propia

En el caso del modelo 3 se presenta el registro de desplazamientos en la Ilustración 108 para el estribo suroeste y en la Ilustración 109 para el estribo noreste. Respecto al estribo suroeste, se presentan valores máximos iguales a 0,51 cm para los puntos A y B y 0,49 cm para los puntos C y D. Del mismo modo, para el estribo noreste se obtiene valores iguales a 0,50 cm en el punto A y 0,55 cm en los puntos restantes.





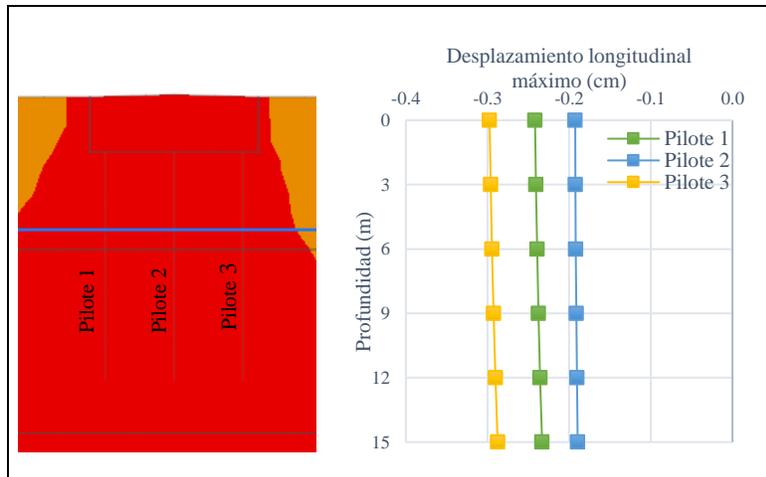
**Ilustración 108:** Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo suroeste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 109:** Desplazamientos longitudinales de la sección del estribo noreste. Modelo 3  
**Fuente:** Elaboración propia

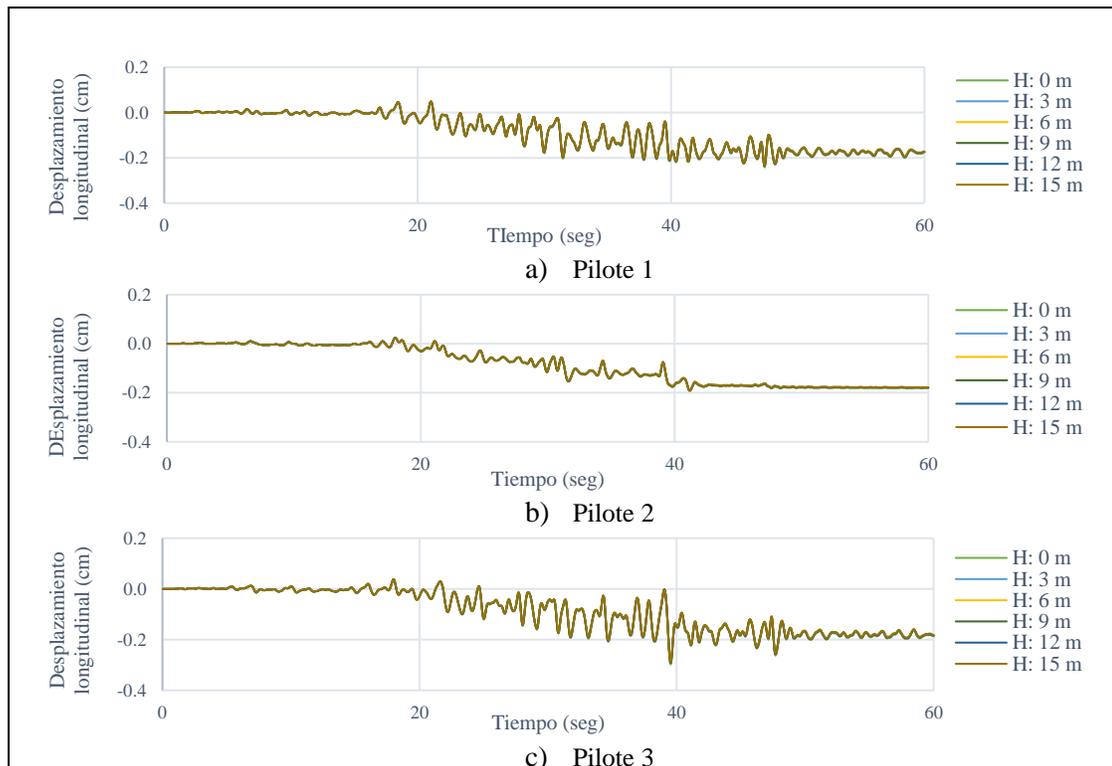
Dentro de los resultados obtenidos se encuentran los desplazamientos longitudinales que sufren los pilotes de cada fundación. Es por esto que se realizan esquemas para interpretar de mejor manera los resultados que indican el comportamiento de estos elementos durante el sismo.

En la Ilustración 110 se muestran los registros de la fundación pilotada del modelo 1, se pueden apreciar asentamientos máximos iguales a 0,24 cm, 0,19 cm y 0,30 cm para los pilotes 1, ,2 y 3.



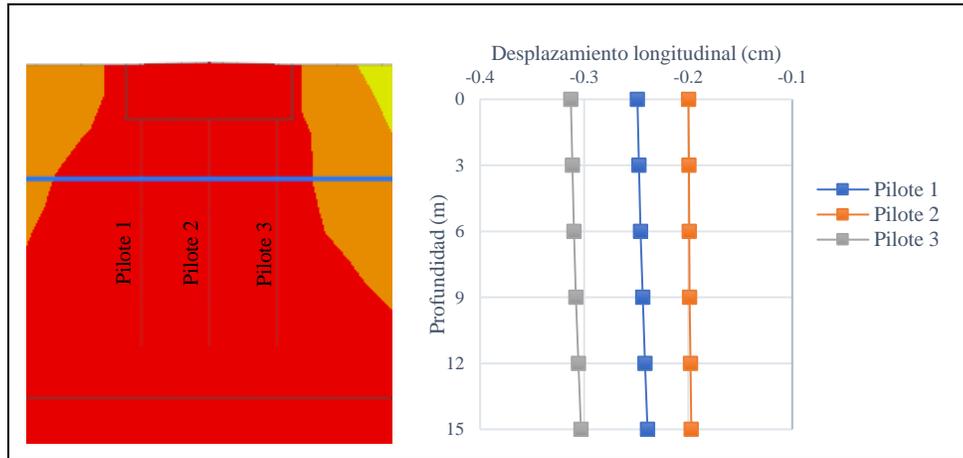
**Ilustración 110:** Desplazamientos longitudinales máximos de la fundación estribo suroeste. Modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia

Además, como una forma de complementar la información brindada por la Ilustración 110, se presentan la Ilustración 111 que indica en mayor detalle el comportamiento de los elementos en función del tiempo y la profundidad.



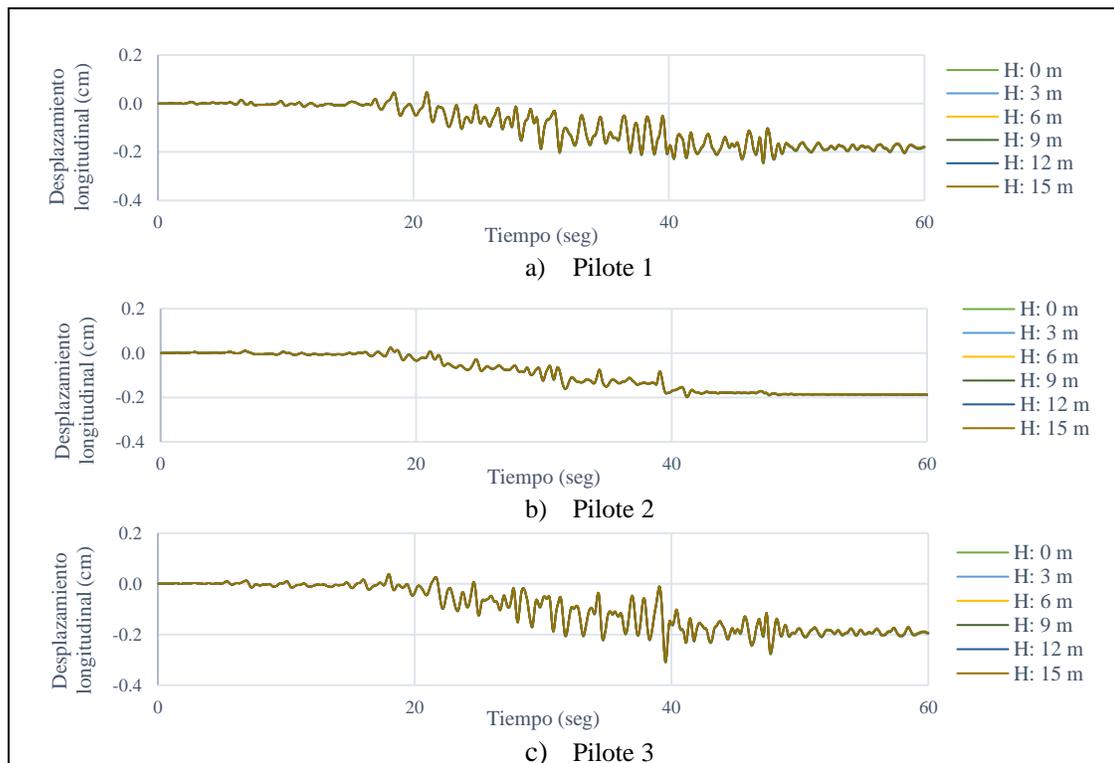
**Ilustración 111:** Desplazamientos longitudinales en el tiempo de la fundación del estribo suroeste. Modelo 1  
**Fuente:** Elaboración propia

Para el caso de la modelación 2 se obtiene el registro presentado en la Ilustración 112, donde se puede observar valores máximos de 0,24 cm, 0,20 cm y 0,31 cm para los pilotes 1, 2 y 3.



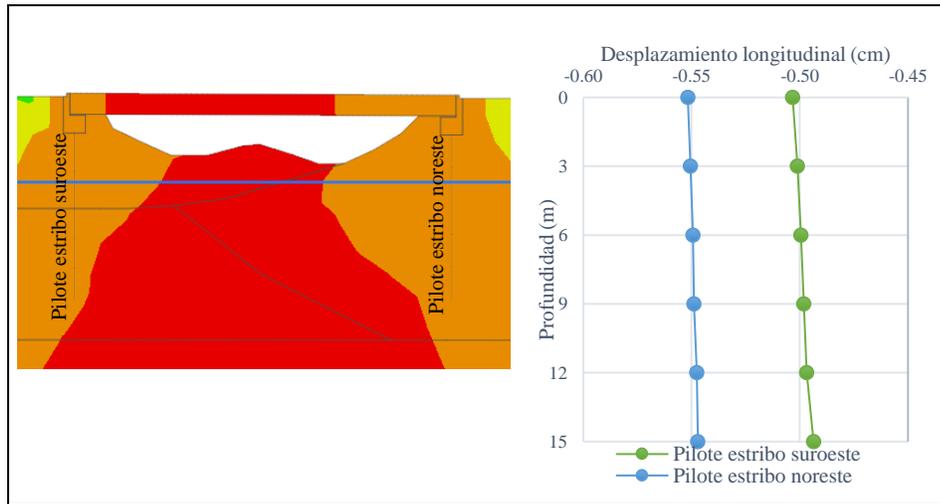
**Ilustración 112:** Desplazamientos longitudinales máximos de la fundación del estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

Adicionalmente, a modo de complementar la información entregada se presenta la Ilustración 113 con los registros de los pilotes respecto a la profundidad en el tiempo.



**Ilustración 113:** Desplazamientos longitudinales en el tiempo de la fundación estribo noreste. Modelo 2  
**Fuente:** Elaboración propia

Respecto a la modelación 3 se confecciona la Ilustración 114, la cual contiene el registro de asentamientos de los pilotes respecto a una sección longitudinal del puente en estudio.

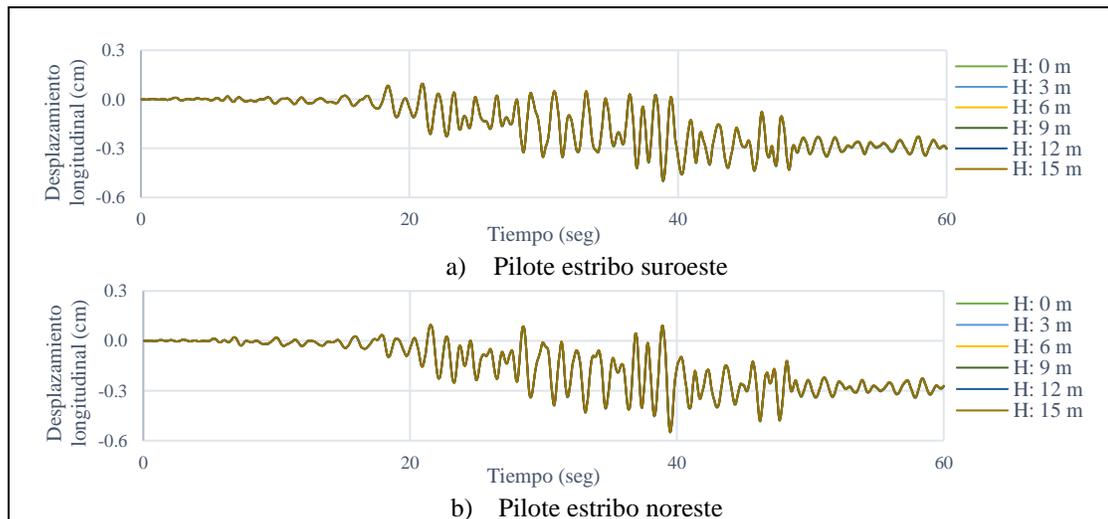


**Ilustración 114:** Desplazamientos longitudinales máximos de la fundación del puente. Modelo 3

**Fuente:** Elaboración propia

Como se observa en el gráfico, se identifican valores máximos iguales a 0,50 cm y 0,55 cm para los pilotes de cada estribo.

En adición, se cuenta con el registro indicado en la Ilustración 115 donde se puede conocer el comportamiento a través del tiempo de cada elemento de fundación.

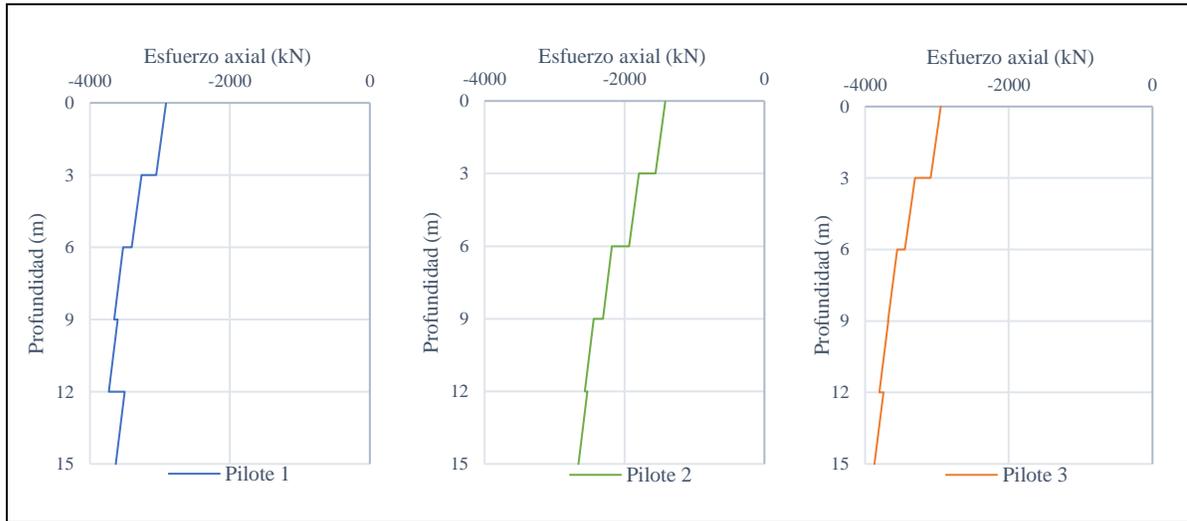


**Ilustración 115:** Desplazamientos longitudinales en el tiempo de la fundación del puente. Modelo 3

**Fuente:** Elaboración propia

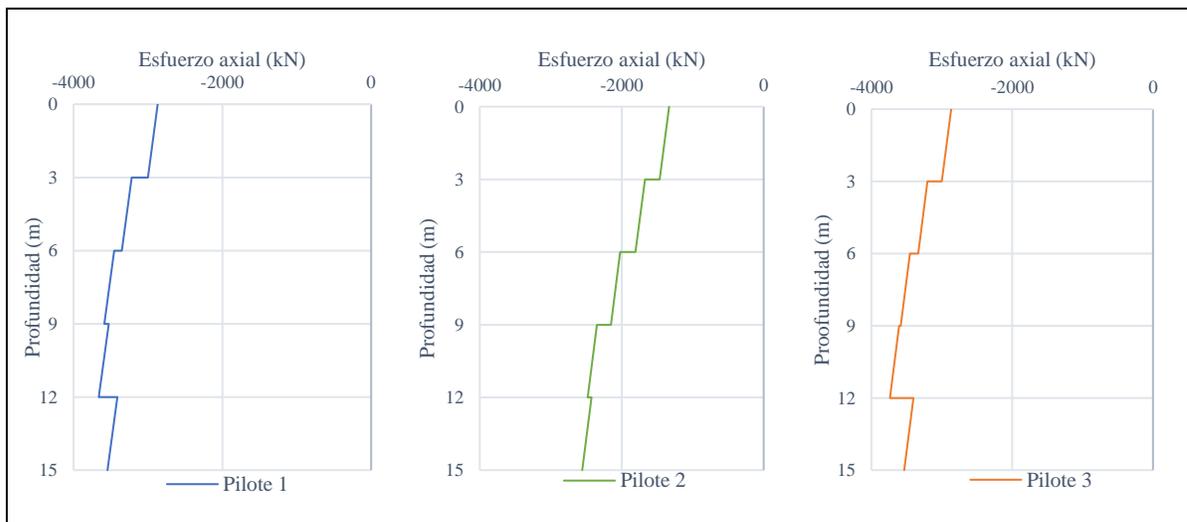
❖ **Esfuerzo axial**

Por otra parte, el análisis propiciado por el software permite obtener detalles del comportamiento de la fundación compuesta por pilotes, tales como los esfuerzos que sufre cada uno. En base a esto, en la Ilustración 116 e Ilustración 117 se presentan los esfuerzos axiales para los elementos de la fundación obtenidos mediante el análisis de la sección transversal de cada estribo.



**Ilustración 116:** Esfuerzo axial por pilote de la sección transversal del estribo suroeste

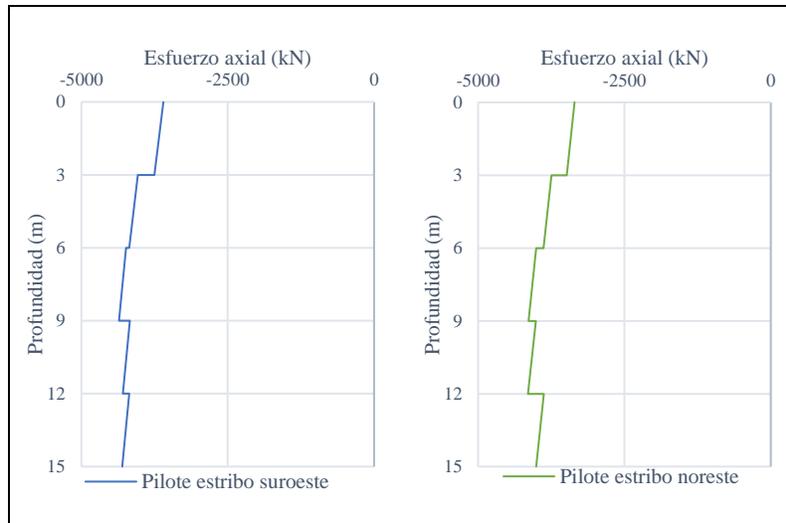
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 117:** Esfuerzo axial por pilote de la sección transversal del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

Así mismo, en la Ilustración 118 se presentan los esfuerzos axiales de cada pilote obtenidos mediante el análisis de la sección longitudinal del puente.



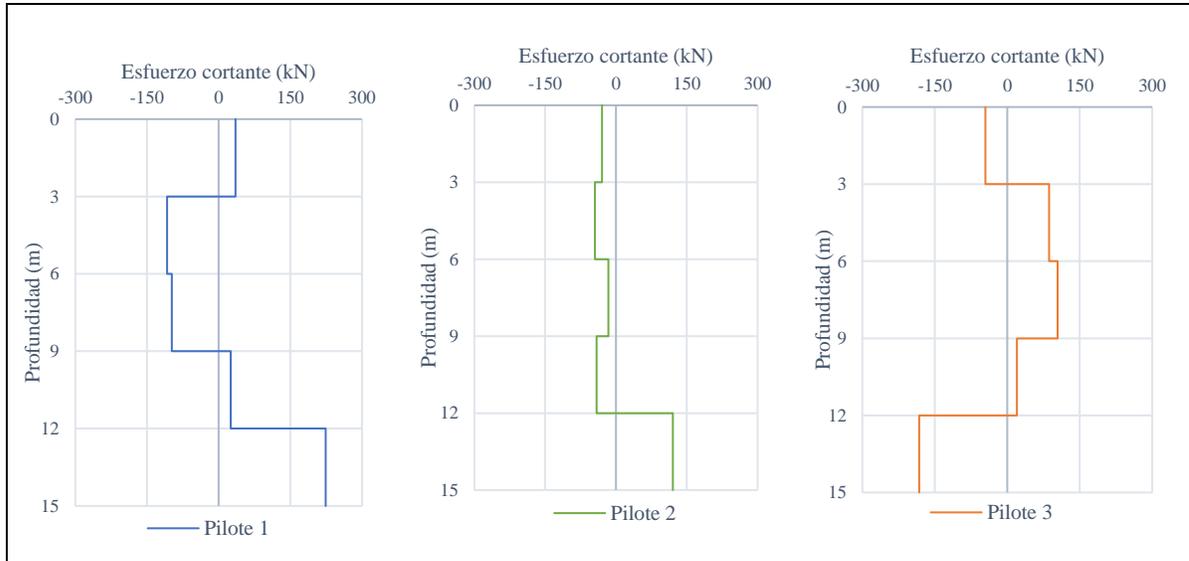
**Ilustración 118:** Esfuerzo axial por pilotes de la sección longitudinal del puente  
**Fuente:** Elaboración propia

En base a los resultados obtenidos, se puede observar un aumento del valor del esfuerzo en función de la profundidad, se presentan los valores máximos en todos los casos dentro de los últimos 3 m de longitud de cada pilote. Además, se pueden observar esfuerzos mayores en el análisis de la modelación de la sección longitudinal del puente observada en la Ilustración 118.

#### ❖ Esfuerzo cortante

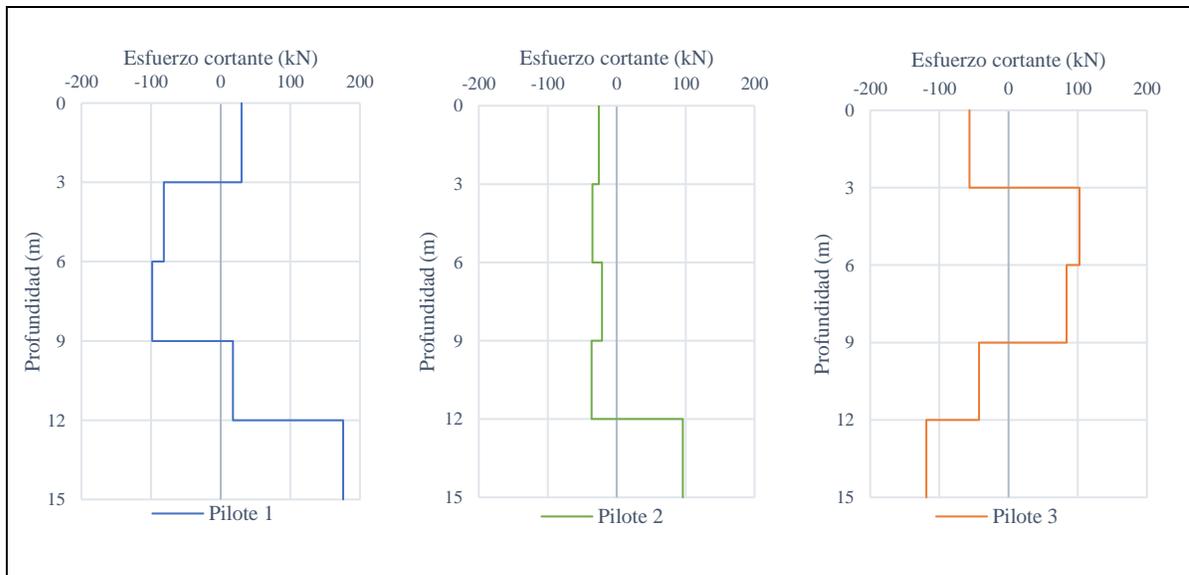
De igual manera que en el apartado anterior, el análisis brinda los esfuerzos cortantes que afectan a cada pilote y se pueden observar en la Ilustración 119, Ilustración 120 e Ilustración 121. Donde las dos primeras se obtienen del análisis de la sección transversal de cada estribo y la tercera es entregado por el análisis de la sección longitudinal del puente donde se puede observar el comportamiento en conjunto de la estructura.

En el caso de los resultados de esfuerzos cortantes de las secciones transversales de ambos estribos, se observa un valor menor en la parte superior de cada pilote aumentando el cortante hasta obtener un valor máximo en la parte inferior. Cabe destacar que los valores mínimos para los pilotes 2 y 3 de ambos estribos son negativos y el pilote 1 presenta un valor positivo. Por el contrario, los valores máximos para los pilotes 1 y 2 son positivos y el pilote 3 registra un valor negativo.



**Ilustración 119:** Esfuerzo cortante por pilote de la sección transversal del estribo suroeste

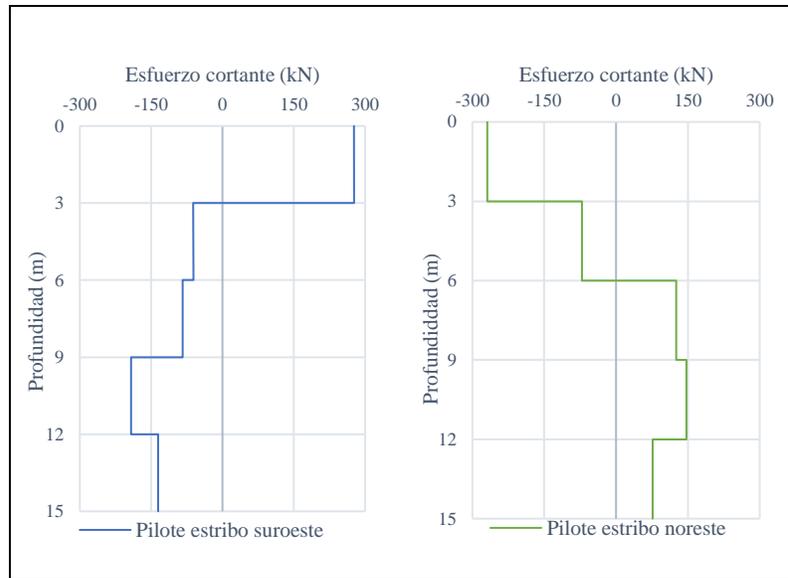
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 120:** Esfuerzo cortante por pilote de la sección transversal del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

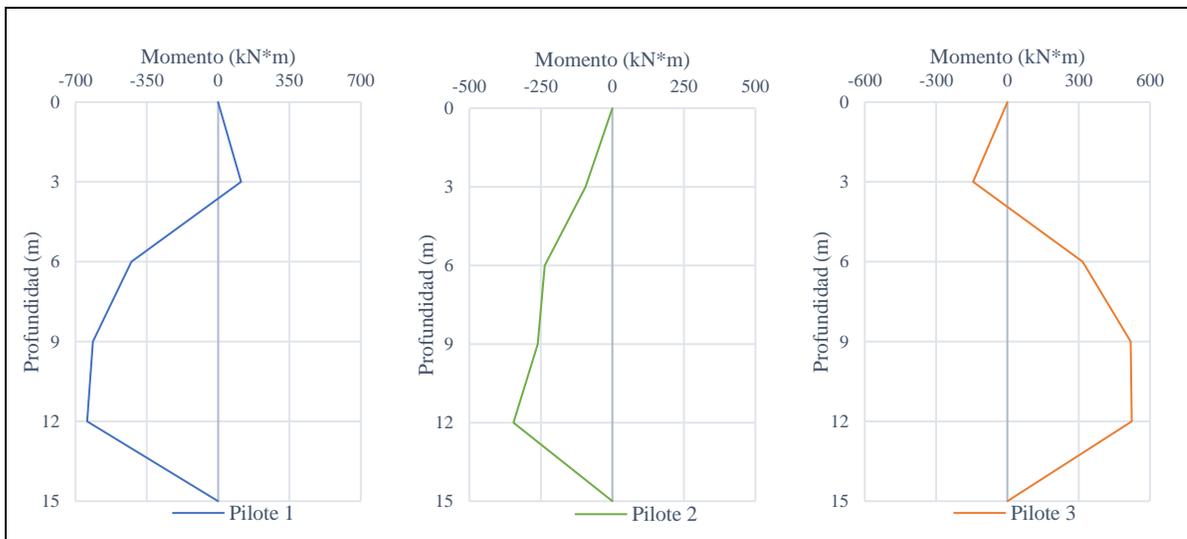
En lo que respecta a los resultados obtenidos en el análisis de la sección longitudinal (modelo 3) presentados en la Ilustración 121, se puede observar que el esfuerzo cortante máximo se registra en la parte superior de cada elemento, para luego disminuir y cambiar signo del esfuerzo.



**Ilustración 121:** Esfuerzo cortante por pilote de la sección longitudinal del puente  
**Fuente:** Elaboración propia

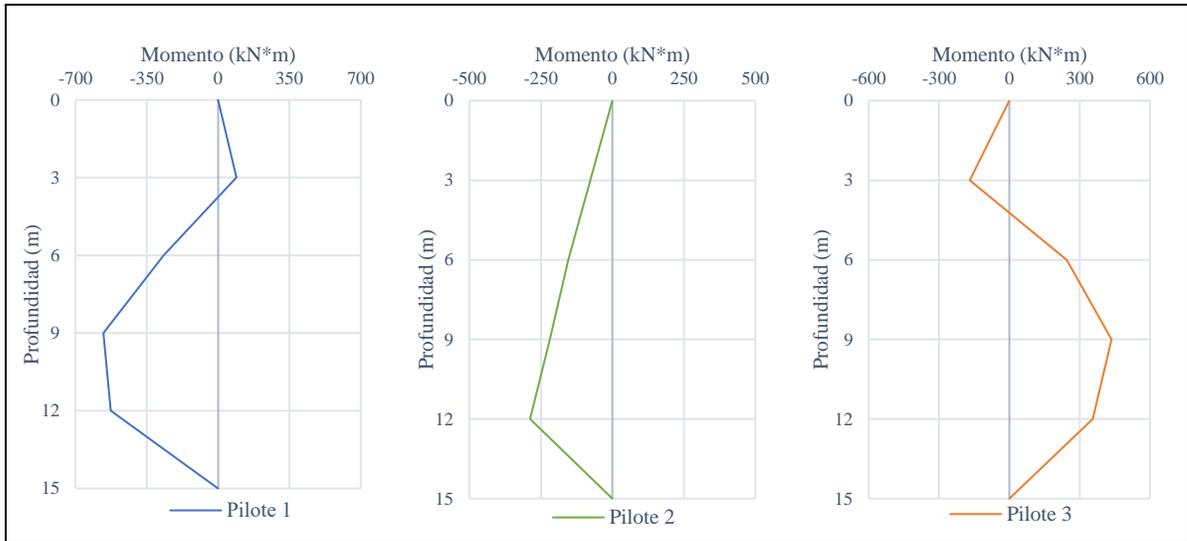
❖ **Momento flector**

Otro resultado de relevancia para el análisis del comportamiento de la estructura de cada estribo es el momento flector producido en los pilotes que componen la fundación, ya que dichos elementos pueden influir en las deformaciones originadas en la parte superior, es decir cada estribo. Es por esto, que en la Ilustración 122, Ilustración 123 e Ilustración 124 se presentan los gráficos de los momentos de cada pilote en función de la profundidad obtenidos mediante cada modelación.



**Ilustración 122:** Momento flector por pilote de la sección transversal del estribo suroeste  
**Fuente:** Elaboración propia

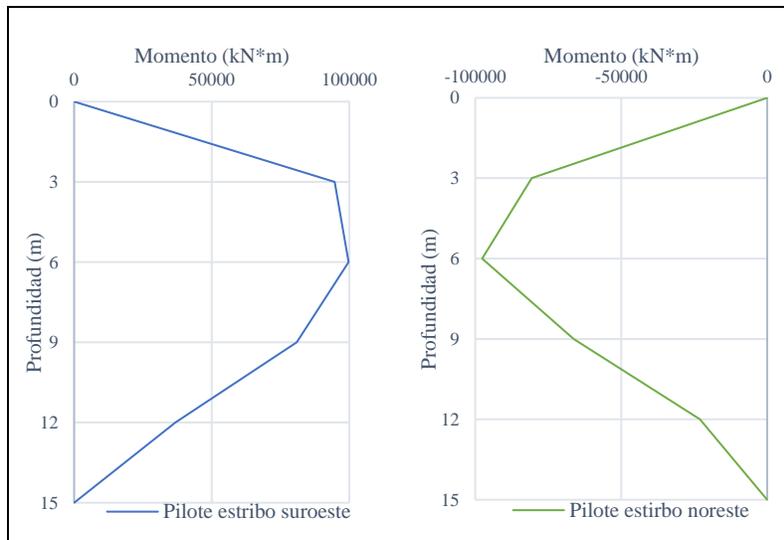
En base a los registros obtenidos de las secciones transversales de cada fundación, se puede observar que el momento máximo se encuentra en la parte inferior de cada pilote, entre los 9 y 12 m de profundidad. Además, en el pilote 1 y 2 se registra un momento máximo negativo y en pilote 3 uno positivo, siendo esto representativo de ambos casos.



**Ilustración 123:** Momento flector por pilote de la sección transversal del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

En el caso de la sección longitudinal, los momentos máximos se registran a una profundidad de 6 m aproximadamente, presentando un valor positivo en la fundación del estribo suroeste y un valor negativo en el estribo noreste



**Ilustración 124:** Momento flector por pilote de la sección longitudinal del puente

**Fuente:** Elaboración propia

## CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

### ❖ Vulnerabilidad al fenómeno de licuación

Es sumamente importante poder conocer el comportamiento del material de la masa de suelo que constituye la zona donde se emplaza una estructura, que en este caso es un puente. Sin embargo, no es posible predecirlo cuando se desarrolla un movimiento sísmico, por lo que es relevante poder realizar un análisis de ocurrencia que permita generar una idea de lo que puede ocurrir durante un sismo por medio de registros anteriores o modelaciones existentes. En base a esto, es que existen análisis teóricos y mediante softwares que permiten establecer la vulnerabilidad del fenómeno de licuación durante cargas cíclicas, como lo es un terremoto.

Según los resultados obtenidos durante el desarrollo de la presente memoria, se obtuvieron aceleraciones máximas en la capa superficial de la modelación bidimensional iguales a los datos presentados en la Tabla 10.

		Aceleración transversal		Aceleración longitudinal	
		(m/s <sup>2</sup> )	(g)	(m/s <sup>2</sup> )	(g)
Modelo 1		2,54	0,26	1,27	0,13
Modelo 2		2,54	0,26	1,39	0,14
Modelo 3	Extremo suroeste	2.56	0,26	1,25	0,13
	Extremo noreste	2.54	0,26	1,34	0,14

**Tabla 10:** Aceleraciones máximas obtenidas del análisis bidimensional Tiempo-Historia no lineal

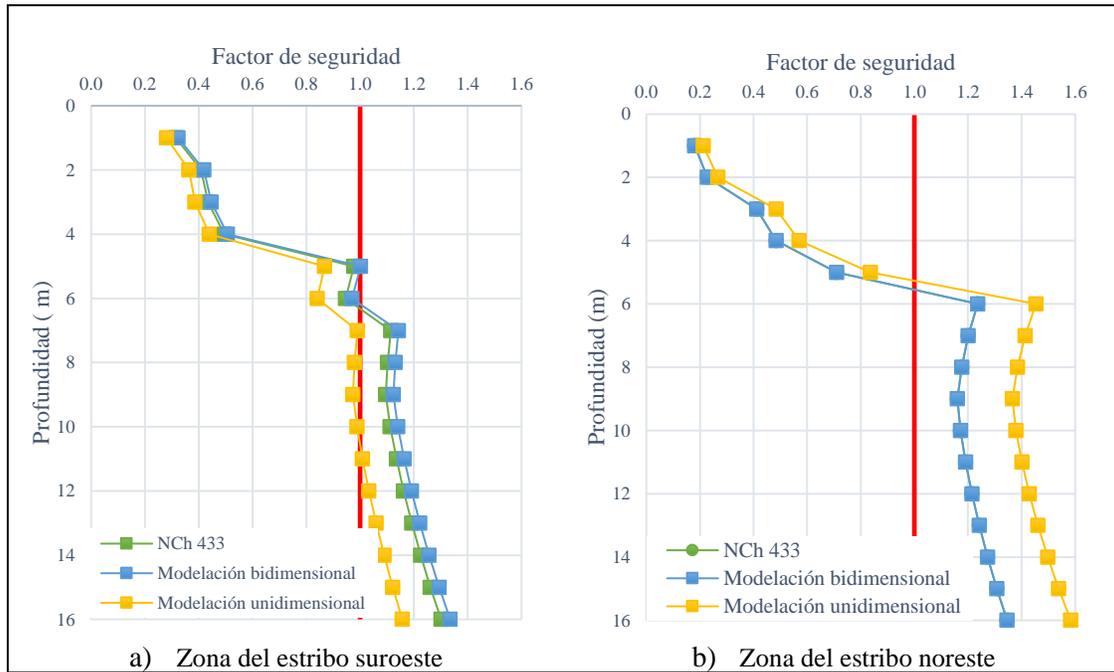
**Fuente:** Elaboración propia

Así mismo, en el análisis unidimensional se obtuvo una aceleración máxima igual a 0,45 g (4,41 m/s<sup>2</sup>) para la columna 1 (sector izquierdo del puente) y 0,34 g (3,33 m/s<sup>2</sup>) para la columna 2 (sector derecho del puente).

En función de las aceleraciones obtenidas se realizó una comparación del análisis de la vulnerabilidad a licuación en base a la propuesta indicada en el apartado 2.9. Cabe mencionar que en el caso de la modelación bidimensional se utilizó un valor igual a 0,39 g para el análisis de la zona del estribo suroeste y 0,40 g para la zona del estribo noreste, dichos valores se obtuvieron mediante la combinación de las aceleraciones máximas en las dos direcciones indicadas en la tabla 10, ya que una partícula de suelo en la situación más desfavorable se verá afectada en un mismo instante por ambas aceleraciones (longitudinal y transversal). Para mayor detalle del cálculo revisar el anexo 12.

En el Gráfico 20 se puede observar los resultados obtenidos para las zonas de ambos estribos, se presentan los registros para los siguientes casos: aceleración recomendada por la NCh 433 (0,4 g -

zona III), aceleración de la modelación unidimensional (0,45 g y 0,34 g) y aceleración de la modelación bidimensional (0,39 g y 0,40 g).



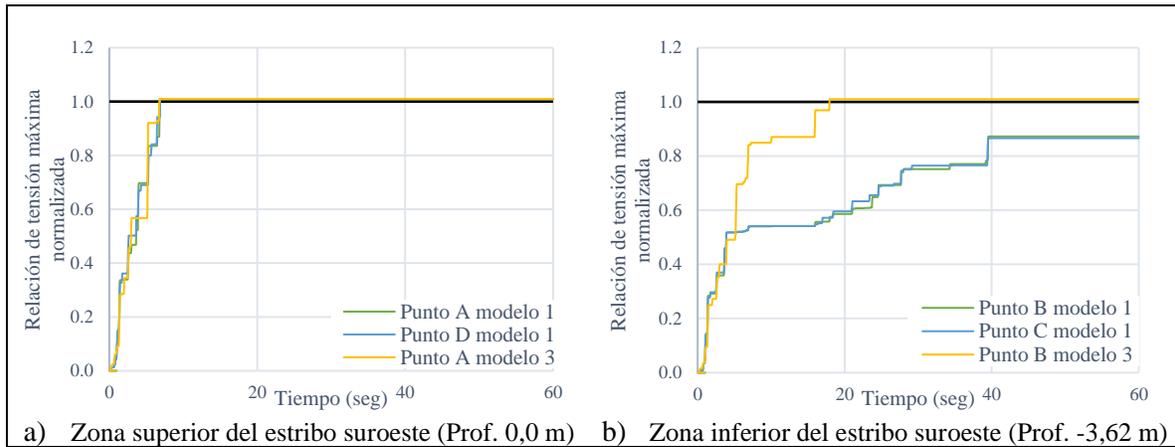
**Gráfico 20:** Vulnerabilidad de licuación en función de las aceleraciones obtenidas de las modelaciones  
**Fuente:** Elaboración propia

Según la información entregada por el Gráfico 20.a se puede establecer según esta metodología de análisis de vulnerabilidad que el material del suelo de la zona suroeste del puente licua hasta una profundidad igual a 7 m aproximadamente respecto a las aceleraciones obtenidas de los análisis. Luego de los 7 m se puede observar que los 3 casos se encuentran muy cercanos al límite, por lo que se puede considerar como una zona de interés. Respecto a la zona noreste del puente se establece vulnerabilidad hasta una profundidad de 6 m, según lo presentado en el Gráfico 20.b.

Por otra parte, existen las herramientas que permiten realizar una simulación mediante la inducción de un registro sísmico, como lo realizado en el análisis Tiempo-Historia no lineal donde se obtuvieron diagramas que permiten conocer por zonas el comportamiento del material y la ocurrencia de licuación a través del tiempo del sismo. De este modo, en la Ilustración 125 e Ilustración 126 se presenta la correlación entre los modelos mediante los registros obtenidos.

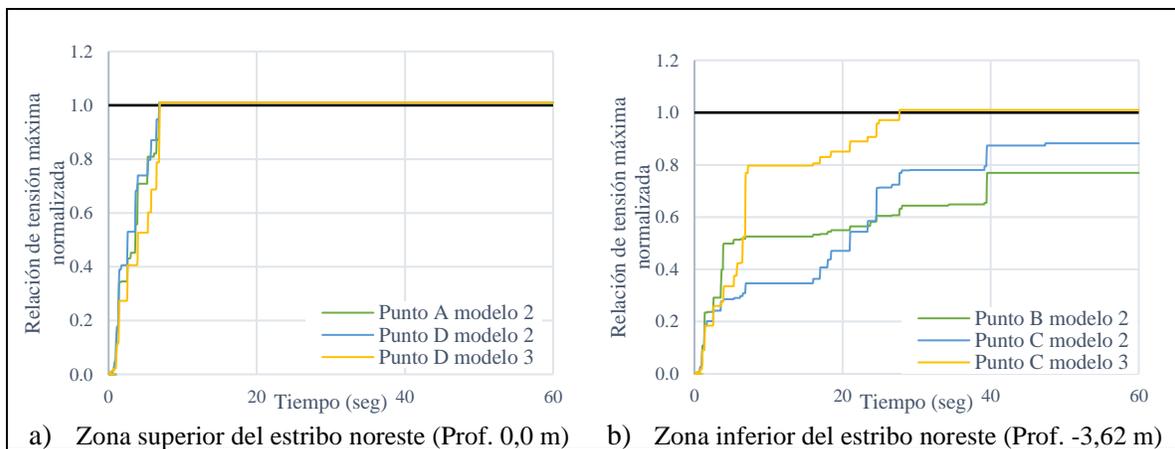
Se puede observar en los gráficos presentados en la Ilustración 125.a e Ilustración 126.a semejanza en los resultados de los 3 modelos para la parte superior de ambos estribos (prof. 0,0 m), registrándose el desarrollo de licuación aproximadamente a los 8 seg en adelante. Por el contrario, los resultados presentados en la Ilustración 125.b e Ilustración 126.b indican una variación en los registros de cada

modelo, se observa que en ambos casos el análisis de la modelación 3 desarrolla licuación en la zona inferior de los estribos (Prof. -3,62 m), caso diferente es lo que ocurre en la modelación 1 y 2 donde se registran valores inferiores a 1 por lo que se establece que el suelo de contención no desarrolla licuación. Esta variación se estima que ocurre producto de la densificación que desarrolla la masa de suelo en función del peso generado por la estructura en estudio, es decir, el estribo.



**Ilustración 125:** Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensional 1 y 3 para el estribo suroeste

**Fuente:** Elaboración propia



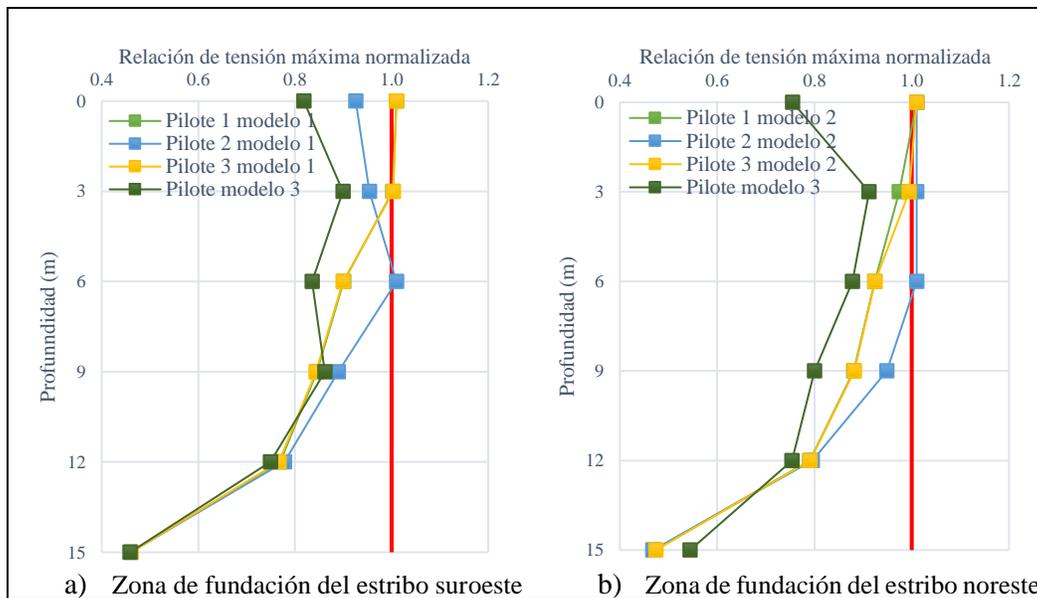
**Ilustración 126:** Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensional 2 y 3 para el estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

Del mismo modo en que se realizó el análisis para la zona de contención de los estribos, se realizó la correlación de los resultados de cada modelación para la zona de fundación compuesta por pilotes. En la Ilustración 127, se presentan los resultados para el análisis de vulnerabilidad proporcionado por MIDAS GTS NX para la zona en que se funda cada pilote según el modelo respectivo. De este modo se puede observar en la fundación del estribo suroeste la presencia de licuación en los primeros 6 m

de profundidad según el análisis de la modelación 1, presentándose en el material de suelo de los pilotes 1 y 3 hasta una profundidad de 3 m y en el pilote 2 la desarrolla a los 6 m. En lo que respecta a la zona de fundación del estribo noreste según la modelación 2, se indica licuación para la zona de los pilotes 1 y 3 en los primeros 3 m de profundidad y hasta los 6 m en la zona del pilote 2.

Así como los resultados indicados anteriores, la modelación 3 arroja registros para ambas zonas de fundación donde no presentan licuación a ninguna altura del elemento, sin embargo se infiere que dichos resultados se derivan de la dirección que se encuentra analizando, ya que al contar con un solo elemento de pilote el movimiento de este genera menor interacción en el material que en el caso de las secciones transversales (modelo 1 y 2) que cuentan con 3 elementos que interactúan con el material de la zona.



**Ilustración 127:** Comparación de los resultados de vulnerabilidad del fenómeno de licuación de los modelos bidimensionales para la zona de fundación

**Fuente:** Elaboración propia

En base a los registros anteriores del análisis bidimensional de los tres modelos considerados, se determina que la masa de suelo licua en la zona de contención de los estribos de ambos extremos y en el sector de fundación se genera una zona licuable desde la unión estribo – pilotes hasta los 6 m. Cabe destacar, que dicho análisis se determina mediante correlaciones entre los puntos determinados y considerando la situación más desfavorable.

Así mismo, en los diagramas obtenidos en los análisis bidimensional y teórico se puede observar que el desarrollo de licuación y su respectiva vulnerabilidad disminuye de forma proporcional a la profundidad, se concluye que los últimos 2 m de profundidad de la fundación pilotada tiene un menor

grado de probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación, ya que el resultado del análisis disminuye entre un 20 y 60 % entre los últimos 3 m de longitud del elemento. Revisar anexo 10.

#### ❖ Aceleración

Como se pudo observar en los apartados 5.7 y 5.8, se obtuvo los espectros de pseudo aceleración para ambas direcciones en base a las aceleraciones entregadas por los análisis de columnas de suelos (unidimensional) y la modelación bidimensional. Gracias a dichos registros se puede determinar la relevancia que tienen las características de las propiedades de los materiales que componen la masa de suelo frente al comportamiento y efectos de la onda sísmica en la superficie.

De este modo, se confecciona la Tabla 11 y Tabla 12 que presentan los valores máximos del PSA transversal por cada estrato y respecto a cada modelación. Cabe destacar que se consideraron para el análisis los modelos que son representativos de cada zona, por ejemplo, para la zona del estribo suroeste se utilizó la modelación bidimensional 1 (sección transversal del estribo suroeste),<sup>3</sup> (sección longitudinal del puente) y la unidimensional (columna de suelo del sector suroeste), así mismo, para la zona del estribo noreste se consideró el modelo 2 (sección transversal del estribo noreste), 3 y el unidimensional (columna de suelo del sector noreste).

	Capa 1: Arena	Capa 2: Limo	Capa 3: Arcilla	Capa 4: Granulometría media	Capa 5: Intercalaciones de material
PSA modelación bidimensional 1 (g)	1,01	0,99	0,95	0,95	0,76
PSA modelación bidimensional 3 (g)	1,01	0,99	0,95	0,95	0,76
PSA modelación unidimensional (g)	1,25	1,06	0,91	0,83	0,57

**Tabla 11:** Espectro de pseudo aceleración transversal máximo por estrato de la zona del estribo suroeste

*Fuente:* Elaboración propia

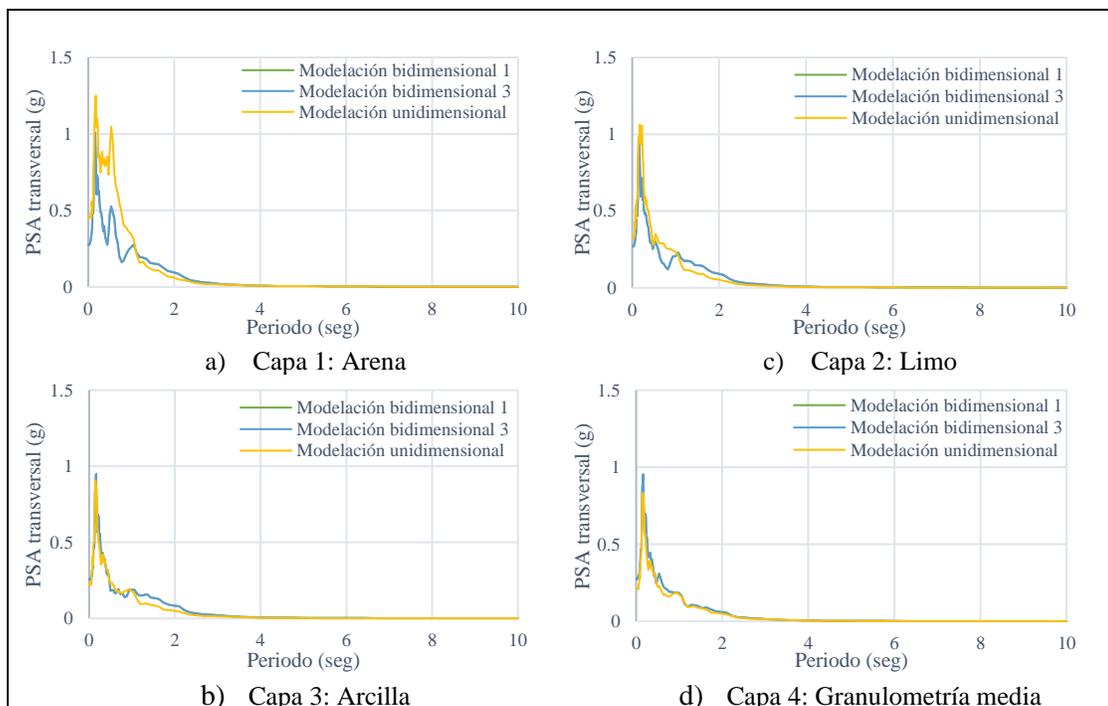
	Capa 1: Limo	Capa 2: Arcilla	Capa 3: Granulometría media	Capa 4: Intercalaciones de material
PSA modelación bidimensional 2 (g)	0,99	0,95	0,95	0,76
PSA modelación bidimensional 3 (g)	0,99	0,95	0,95	0,76
PSA modelación unidimensional (g)	1,08	0,92	0,80	0,60

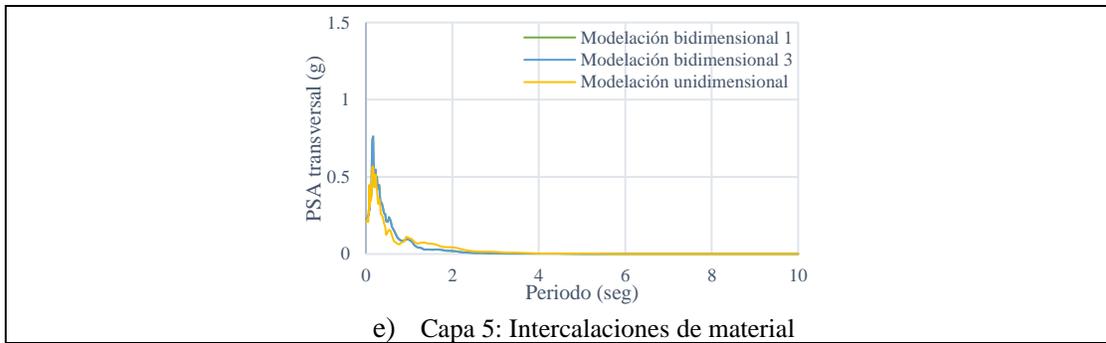
**Tabla 12:** Espectro de pseudo aceleración transversal máximo por estrato de la zona del estribo noreste

*Fuente:* Elaboración propia

Como se observa, en ambas tablas se presentan resultados similares para los valores máximos de cada estrato. Se registran pequeñas variaciones en lo que respecta al análisis unidimensional con los análisis bidimensionales, presentando un mayor valor en las capas superiores del orden de un 24 % y 7 % respectivamente en el estrato 1 y 2 del estribo suroeste, como también un 9 % en el estrato 1 del estribo noreste. Así mismo se registran valores menores en las capas inferiores del orden de 4 % a 25 % en los estratos del 3 al 5 del estribo suroeste y del orden de 3 % a 21 % para los estratos del 2 al 4 del estribo noreste.

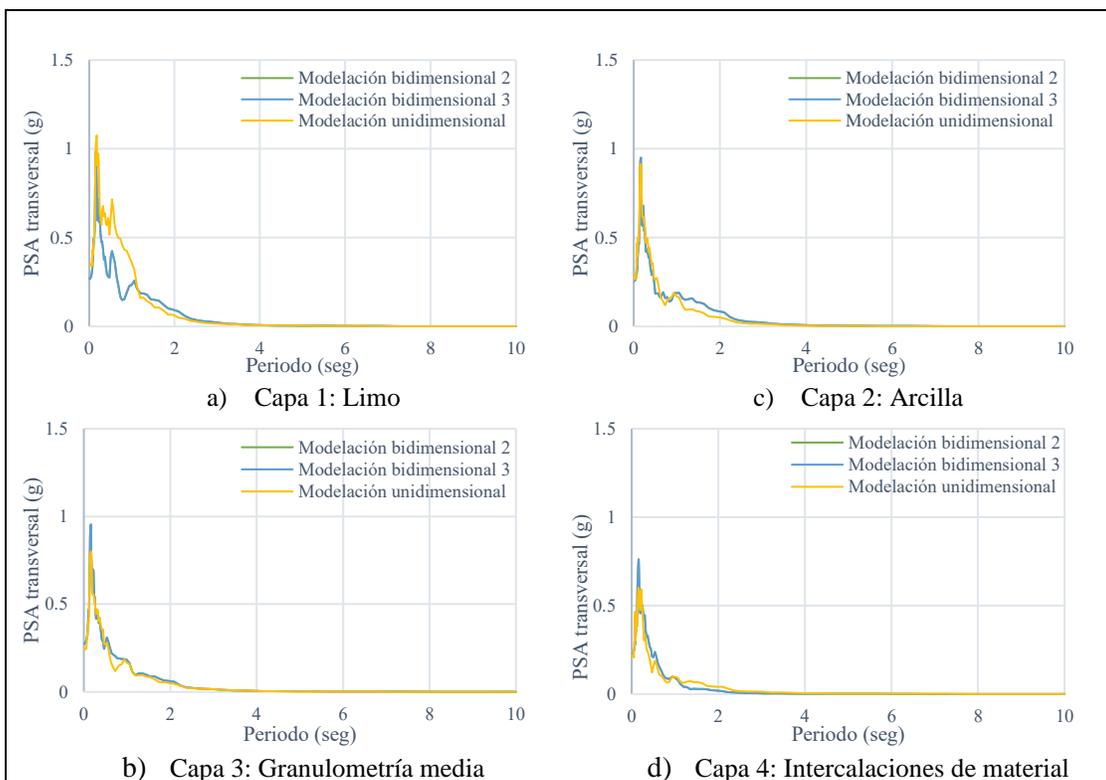
Para un mayor detalle de la comparación entre los resultados obtenidos en los análisis se presenta la Ilustración 128 e Ilustración 129, donde se grafican los registros obtenidos para el PSA transversal respecto al periodo. De este modo, se puede observar una pequeña variación en lo que respecta al PSA obtenido para la capa 1 de ambas zonas de los estribos mediante la modelación unidimensional con el software DEEPSOIL, el registro presenta una amplificación entre el periodo 0 y 0,5 seg. Además, cabe destacar que en todos los casos los resultados obtenidos por la modelación bidimensional con MIDAS GTS NX presentan registros similares al momento de correlacionarlos.





**Ilustración 128:** Espectro de pseudo aceleración transversal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo suroeste

**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 129:** Espectro de pseudo aceleración transversal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

Por otra parte, como se mencionó anteriormente la modelación bidimensional permite entregar también el registro de aceleraciones producidas en la dirección del eje Y pudiendo obtener los espectros de pseudo aceleración longitudinal para cada estrato de ambas zonas de estudio. Es por esto, que en la Tabla 13 y Tabla 14 se presentan los valores máximos del PSA longitudinal para las capas que componen la zona del estribo suroeste y noreste respectivamente. Se puede evidenciar que en general los registros en la dirección longitudinal presentan valores mucho menores a los obtenidos en

la dirección transversal, la diferencia mínima entre los registros es de un 86 % aproximadamente en lo que respecta a la comparación para la capa 1 y aumenta dicha diferencia en los estratos inferiores.

	Capa 1: Arena	Capa 2: Limo	Capa 3: Arcilla	Capa 4: Granulometría media	Capa 5: Intercalaciones de material
PSA modelación bidimensional 1 (g)	0,006	0,006	0,006	0,001	0,003
PSA modelación bidimensional 3 (g)	0,139	0,111	0,006	0,006	0,001

**Tabla 13:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal máxima por estrato de la zona del estribo suroeste según cada modelo

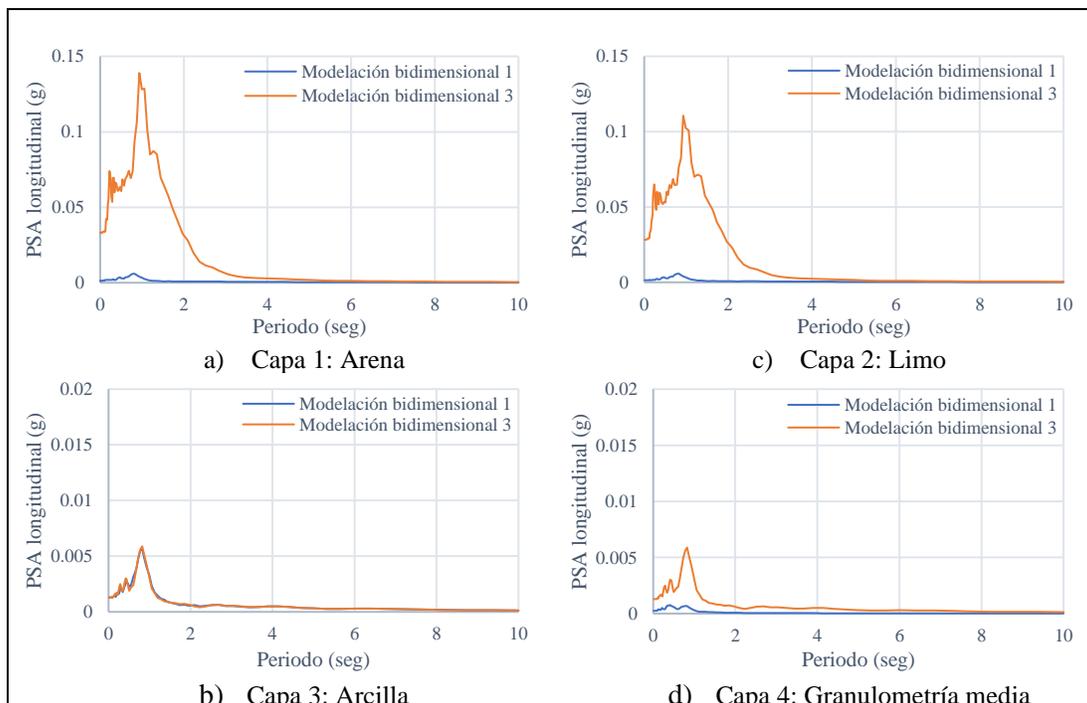
*Fuente:* Elaboración propia

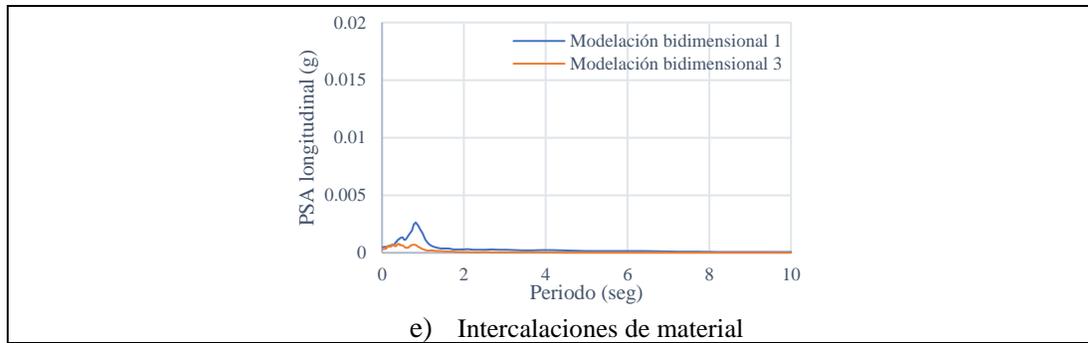
	Capa 2: Limo	Capa 3: Arcilla	Capa 4: Granulometría media	Capa 5: Intercalaciones de material
PSA modelación bidimensional 2 (g)	0,005	0,006	0,003	0,001
PSA modelación bidimensional 3 (g)	0,130	0,006	0,006	0,001

**Tabla 14:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal máxima por estrato de la zona del estribo noreste según cada modelo

*Fuente:* Elaboración propia

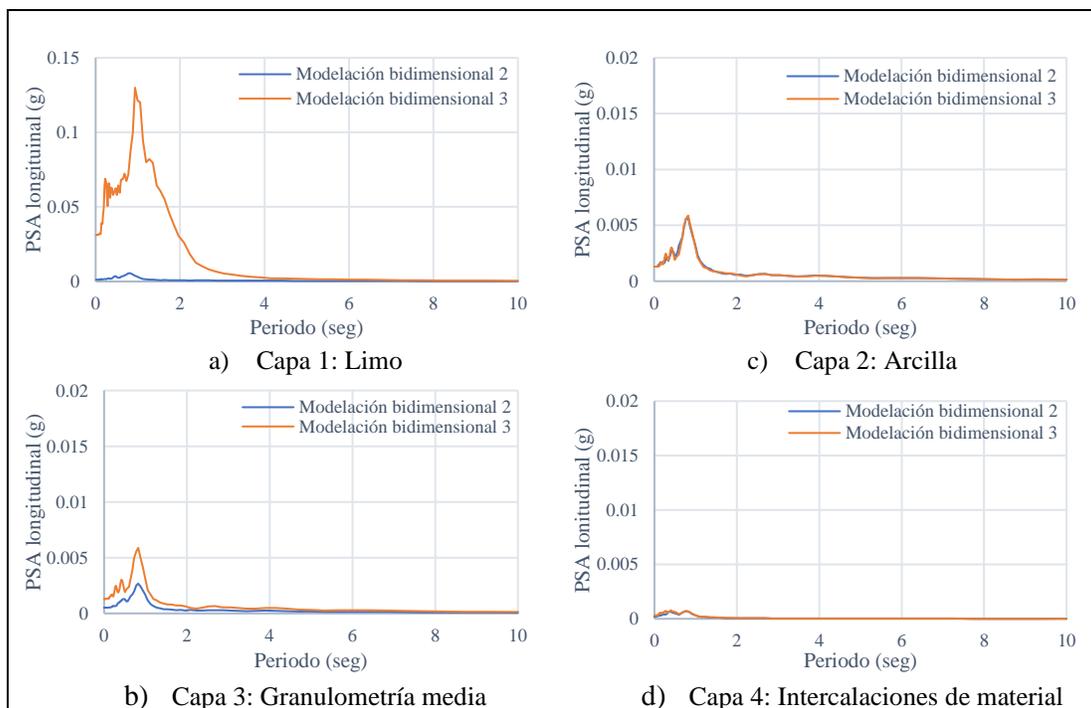
Adicionalmente, en la Ilustración 130 e Ilustración 131 se presentan los registros en función del periodo para cada estrato de las zonas de análisis.





**Ilustración 130:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo suroeste

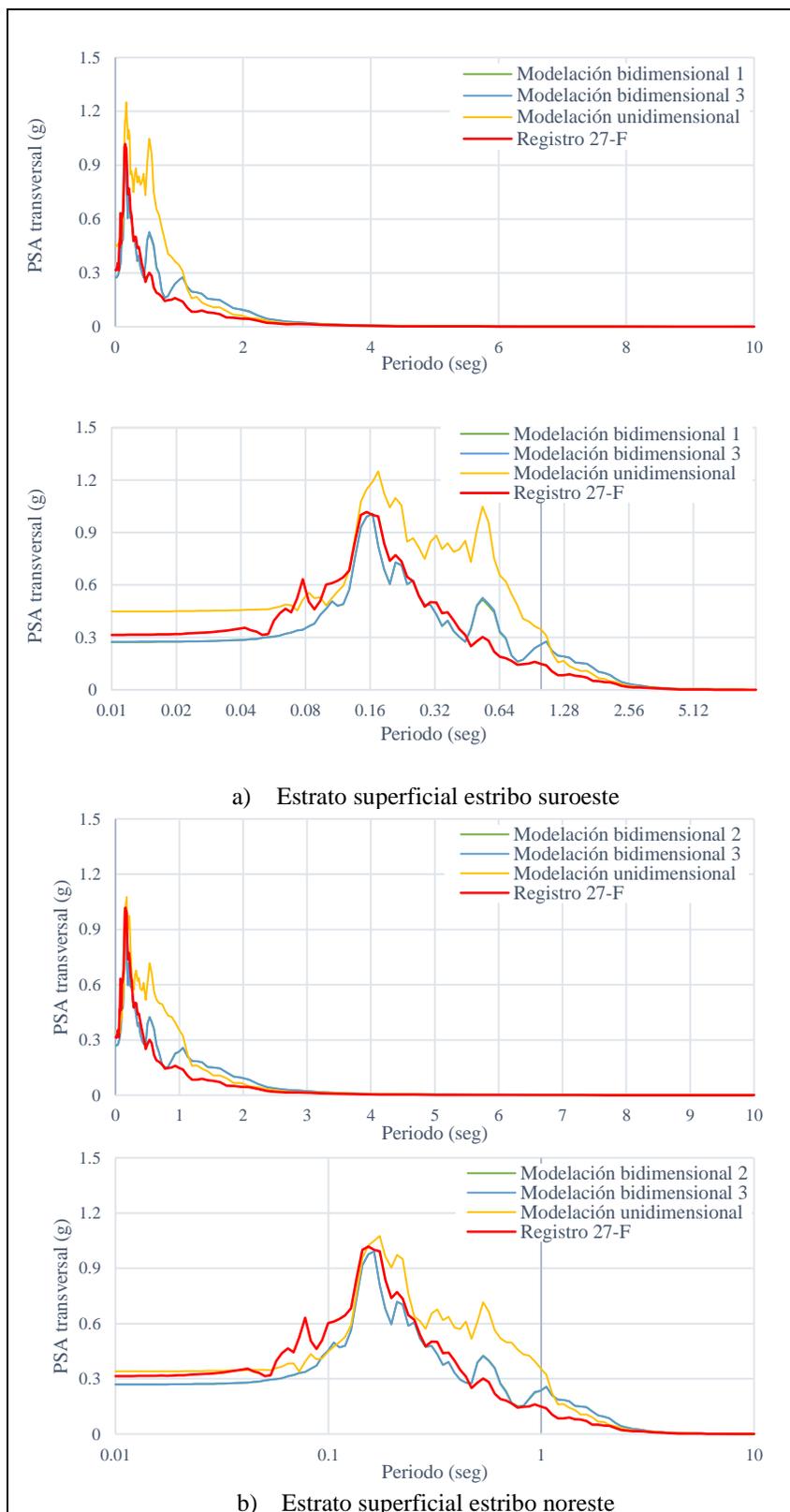
**Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 131:** Espectro de pseudo aceleración longitudinal respecto al periodo para los estratos de la zona del estribo noreste

**Fuente:** Elaboración propia

Por último, se realizó el análisis de los registros obtenidos para la capa superficial con la finalidad de determinar la influencia de la amplificación sísmica en comparación con el registro del PSA transversal proveniente del terremoto del 27 de febrero del año 2010 a causa de las condiciones estratigráficas. De este modo, en la Ilustración 132 se realizan dos gráficas con los registros provenientes de las diferentes modelaciones para ambos estribos y comparándolos con el registro de entrada.



**Ilustración 132:** Análisis de la amplificación sísmica en base a los registros del PSA

**Fuente:** Elaboración propia

En general, se puede observar que el valor máximo del PSA obtenido de las modelaciones es similar en la superficie al del terremoto utilizado para el análisis (1,01 g), presentando una pequeña diferencia en lo que respecta a la modelación unidimensional en el caso de la zona del estribo suroeste. Cabe destacar, que a pesar de que el valor máximo de los espectros es similar al registro inicial, se puede identificar el desarrollo de amplificación sísmica luego del peak de la curva. Además, se debe tener en consideración el PSA obtenido para la dirección longitudinal, el cual a pesar de registrar aceleraciones menores igual va a generar algún efecto de menor envergadura en la superficie. De igual manera, también se evidencia la relevancia de las propiedades estratigráficas presentadas en la superficie al efecto de sitio que producen en la onda sísmica, en este caso, las propiedades estratigráficas de los estratos generan un aumento del PSA.

#### ❖ Desplazamientos

Las características del lugar de emplazamiento del puente y el efecto de sitio que provocan en el desarrollo de un terremoto afectan al comportamiento de los elementos que componen la estructura, generando desplazamientos en diferentes direcciones que muchas veces desencadenan fallas e inhabilitación de la estructura en general. En base a esto, en el presente apartado se realiza un análisis de los resultados obtenidos para los desplazamientos en la dirección del eje X (transversal) y en el eje Y (longitudinales o asentamientos). En la Tabla 15 y Tabla 16 se presentan los valores máximos obtenidos para el estribo suroeste y noreste respectivamente.

De este modo, en la Tabla 15 se presentan los desplazamientos máximos obtenidos en el análisis, donde se puede observar primeramente los resultados de la modelación bidimensional 1 la cual indica las deformaciones máximas en la dirección del eje X de la sección transversal del estribo suroeste. Se presentan mayores desplazamientos en la zona inferior del estribo (punto B y C). En segundo lugar, se encuentran los resultados de la modelación 3 que corresponde a los desplazamientos en la dirección X de la sección longitudinal y de igual manera se presentan mayores valores en la zona inferior.

	<b>Desp. Punto A (cm)</b>	<b>Desp. Punto B (cm)</b>	<b>Desp. Punto C (cm)</b>	<b>Desp. Punto D (cm)</b>	<b>Desp. Punto E (cm)</b>
Modelación bidimensional 1	-3,31	-3,40	-3,40	-3,31	-3,30
Modelación bidimensional 3	-3,04	-3,09	-3,09	-3,06	

**Tabla 15:** Desplazamientos transversales máximos del estribo suroeste

*Fuente:* Elaboración propia

Por otro lado, en la Tabla 16 se indican en primera instancia los desplazamientos en la dirección del eje X para la sección transversal del estribo noreste respecto a los resultados obtenidos en la modelación bidimensional 2. En segunda instancia, se presentan los resultados de la modelación 3

correspondiente a los desplazamientos de la sección longitudinal. En ambos casos se obtienen mayores valores para la zona inferior del estribo.

	<b>Desp. Punto A (cm)</b>	<b>Desp. Punto B (cm)</b>	<b>Desp. Punto C (cm)</b>	<b>Desp. Punto D (cm)</b>	<b>Desp. Punto E (cm)</b>
Modelación bidimensional 2	-3,08	-3,17	-3,17	-3,07	-3,07
Modelación bidimensional 3	-2,95	-3,05	-3,05	-3,04	

**Tabla 16:** Desplazamientos transversales máximos del estribo noreste

*Fuente:* Elaboración propia

De forma general los resultados obtenidos para ambos estribos presentan desplazamientos similares, se registran pequeñas diferencias. Además, los valores máximos coinciden en la parte inferior tanto en la sección transversal como longitudinal de cada estribo.

Otro factor relevante de estudio es la fundación compuesta por pilotes, ya que los desplazamientos originados en estos elementos pueden producir fallas en la zona superior de la estructura. Producto de esto, en la Tabla 17 y Tabla 18 se presentan los desplazamientos máximos en la dirección del eje X, respecto de la sección transversal y longitudinal del estribo suroeste y noreste respectivamente.

De forma más específica, en la Tabla 17 se encuentran los desplazamientos de la modelación bidimensional 1 que corresponden a la sección transversal del estribo suroeste, igualmente se presenta la modelación 2 que corresponde a la sección transversal del estribo noreste. En base a esto, se registran valores máximos en la zona superior de cada pilote en ambos casos (el signo indica la dirección del desplazamiento). Por otro lado, en la Tabla 18 se indican los desplazamientos de la fundación respecto la sección longitudinal del puente y también se obtienen valores máximos en la parte superior para ambas fundaciones.

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Desplazamientos modelación bidimensional 1 (cm)</b>			<b>Desplazamientos modelación bidimensional 2 (cm)</b>		
	<b>Pilote 1</b>	<b>Pilote 2</b>	<b>Pilote 3</b>	<b>Pilote 1</b>	<b>Pilote 2</b>	<b>Pilote 3</b>
0	-3,40	-3,40	-3,40	-3,17	-3,17	-3,17
3	-3,09	-3,09	-3,08	-2,91	-2,91	-2,90
6	-2,78	-2,78	-2,77	-2,65	-2,65	-2,64
9	-2,54	-2,54	-2,53	-2,54	2,53	2,54
12	2,55	2,56	2,56	2,58	2,59	2,60
15	2,58	2,59	2,60	2,61	2,62	2,63

**Tabla 17:** Desplazamientos transversales máximos de los pilotes de la fundación de cada estribo

*Fuente:* Elaboración propia

Profundidad (m)	Desplazamientos modelación bidimensional 3 (cm)	
	Pilote suroeste	Pilote noreste
0	-3,09	-3,05
3	-2,95	-2,74
6	-2,77	2,61
9	-2,67	2,69
12	-2,60	2,74
15	-2,60	2,77

**Tabla 18:** Desplazamientos transversales máximos de los pilotes para la sección longitudinal del puente  
**Fuente:** Elaboración propia

Los resultados obtenidos para los pilotes de la fundación respecto a los desplazamientos laterales presentan similitudes con los obtenidos en el análisis teórico realizado previo a la modelación (apartado 5.6.3). En ambos casos, el desplazamiento máximo se presenta en la parte superior del elemento donde se encuentra la unión pilote-estribo.

Como se mencionó anteriormente, en un análisis bidimensional se pueden obtener resultados en dos direcciones y en base a esto en la Tabla 19 y Tabla 20 se presentan los desplazamientos en la dirección Y para la sección transversal y longitudinal del estribo suroeste y noreste respectivamente (el signo indica que los resultados obtenidos corresponden a asentamientos). Cabe destacar, que los resultados en las tablas son entregados de la misma forma que se indicó para la Tabla 15 y Tabla 16.

	Desp. Punto A (cm)	Desp. Punto B (cm)	Desp. Punto C (cm)	Desp. Punto D (cm)	Desp. Punto E (cm)
Modelación bidimensional 1	-0,26	-0,26	-0,33	-0,33	-0,19
Modelación bidimensional 3	-0,52	-0,52	-0,49	-0,49	

**Tabla 19:** Asentamientos máximos del estribo suroeste  
**Fuente:** Elaboración propia

	Desp. Punto A (cm)	Desp. Punto B (cm)	Desp. Punto C (cm)	Desp. Punto D (cm)	Desp. Punto E (cm)
Modelación bidimensional 2	-0,26	-0,27	-0,35	-0,34	-0,20
Modelación bidimensional 3	-0,50	-0,55	-0,56	-0,56	

**Tabla 20:** Asentamientos máximos del estribo noreste  
**Fuente:** Elaboración propia

Los asentamientos obtenidos para los estribos en general son pequeños, se encuentran del orden de milímetros por lo que la diferencia entre los resultados de cada punto son pocos incidentes. De igual forma, hay que destacar que los valores máximos obtenidos para la sección transversal de cada estribo

se observan en un extremo (punto C y D) y para la sección longitudinal se observan en los extremos exteriores de cada estribo (punto A-B y punto C-D respectivamente).

Del mismo modo, en la Tabla 21 y Tabla 22 se presentan los asentamientos obtenidos para la fundación compuesta por pilotes de la misma forma que fueron indicados los desplazamientos transversales de dichos elementos. Se registran valores pequeños del orden de milímetros y los valores máximos se encuentran en el pilote 3 de cada estribo. En lo que respecta a los asentamientos del análisis de la sección longitudinal, se obtienen valores mayores a los registrados en la sección transversal, sin embargo, se atribuyen al modelo que se encuentra analizando ya que el peso de la estructura en ese análisis se encuentra soportado solamente por un pilote en cada extremo.

Profundidad (m)	Desplazamientos modelación bidimensional 1 (cm)			Desplazamientos modelación bidimensional 2 (cm)		
	Pilote 1	Pilote 2	Pilote 3	Pilote 1	Pilote 2	Pilote 3
0	-0,24	-0,19	-0,30	-0,25	-0,20	-0,31
3	-0,24	-0,19	-0,30	-0,25	-0,20	-0,31
6	-0,24	-0,19	-0,29	-0,25	-0,20	-0,31
9	-0,24	-0,19	-0,29	-0,24	-0,20	-0,31
12	-0,24	-0,19	-0,29	-0,24	-0,20	-0,31
15	-0,23	-0,19	-0,29	-0,24	-0,20	-0,30

**Tabla 21:** Asentamientos máximos de los pilotes de la fundación de cada estribo

*Fuente:* Elaboración propia

Profundidad (m)	Desplazamientos modelación bidimensional 3 (cm)	
	Pilote suroeste	Pilote noreste
0	-0,50	-0,55
3	-0,50	-0,55
6	-0,50	-0,55
9	-0,50	-0,55
12	-0,50	-0,55
15	-0,49	-0,55

**Tabla 22:** Asentamientos máximos de los pilotes para la sección longitudinal del puente

*Fuente:* Elaboración propia

Los asentamientos máximos obtenidos presentan valores cercanos al rango establecido en el cálculo realizado previamente (apartado 5.6.4), dichos resultados de la modelación bidimensional se encuentran cercanos al valor límite mínimo obtenido en lo que respecta a la sección longitudinal y en el caso de las secciones transversales presentan valores menores al límite calculado teóricamente, sin embargo, a modo general se puede establecer concordancia en ambos cálculos.

### ❖ Esfuerzos

La modelación bidimensional realizada permitió determinar los esfuerzos axiales y cortantes, además, del momento flector que afecta a los pilotes que componen la fundación del puente analizado. En base a los resultados obtenidos, se puede determinar lo siguiente:

- El máximo esfuerzo axial de la sección transversal se presenta en el pilote 3 de la fundación de ambos estribos (suroeste: -3.870 kN y noreste: -3.737 kN) y se desarrolla en la parte inferior a una profundidad aproximada entre los 12 y 15 m.
- El máximo esfuerzo cortante de la sección transversal se presenta en el pilote 1 de la fundación de cada estribo (suroeste: 224 kN y noreste: 176 kN) y se desarrolla a una profundidad igual a 15 m.
- El máximo momento flector de la sección transversal de cada estribo se presenta en el pilote 1 a una profundidad aproximada de 9 a 12 m, se registran valores máximos iguales a -643 kN\*m y -563 kN\*m en el elemento de la fundación del estribo suroeste y noreste respectivamente.
- El pilote que sufre menores esfuerzos y momento en la dirección transversal de cada estribo es el elemento 2.
- En el caso de la sección longitudinal del puente, la fundación que recibe mayores esfuerzos es la que se encuentra sosteniendo al estribo suroeste. Presenta esfuerzos máximos iguales a -4.358 kN a los 9 m y 277 kN a los 3 m para el axial y cortante respectivamente.
- El momento flector máximo observado en la sección longitudinal del puente es igual a 99.734 kN\*m y se registra en la fundación del estribo suroeste a una profundidad igual a 6 m.

Adicionalmente, al comparar dichos resultados con los obtenidos mediante el análisis previo presentando en el apartado 5.6.3 se observan esfuerzos cortantes menores. Se estima que la variación en los resultados se encuentra basada en la tipología de análisis, ya que la modelación bidimensional considera mayor cantidad de parámetros de las condiciones estratigráficas, además, considera el trabajo en conjunto de los elementos y se obtienen resultados respecto a la sección transversal y longitudinal de cada fundación. Caso contrario del análisis teórico realizado, donde solo se puede apreciar el comportamiento general del pilote sin grandes detalles del trabajo de la fundación como conjunto. Así mismo, en el caso de los momentos obtenidos también se presentan diferencias en los resultados que son atribuibles a los factores antes mencionados.

## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

A modo de conclusión, se establece susceptibilidad al fenómeno de licuación en la zona de fundación del puente analizado debido a las modelaciones realizadas, las cuales indicaron desarrollo de licuación durante el transcurso del terremoto del 27-F inducido. Según el análisis, la zona donde se emplaza la fundación de la estructura presenta suelos licuables hasta una profundidad aproximada igual a 10,6 m, sin embargo, no se desarrolla en toda la sección de la masa de suelo considerada en el modelo, sino que se concentra en el material colindante al estribo y la zona de fundación donde se encuentran los pilotes. Además, se evidencia un alto grado de vulnerabilidad debido a que se registra el comienzo del fenómeno en los segundos iniciales del terremoto en la parte superficial, para continuar hacia abajo en el tiempo siguiente. No obstante, a pesar de la presencia de suelos licuables en la parte superficial de los elementos que componen la fundación, se establece un menor riesgo de desarrollar licuación desde los últimos 2 m de longitud en el pilote más desfavorable, ya que la susceptibilidad al fenómeno disminuye aproximadamente entre un 20 % y 60 % en los últimos 3 m profundidad.

En consecuencia, las características estratigráficas de cada estrato que compone la masa de suelo generan un efecto de sitio que impulsan el aumento de la susceptibilidad de los suelos potencialmente licuables, debido a que las propiedades de cada estrato influyen en el comportamiento de la onda sísmica en su trayectoria desde el hipocentro hasta la superficie. En base a los registros obtenidos en el estudio, se establece una mayor incidencia en la onda a las aceleraciones obtenidas para la dirección transversal, a causa de esto, se produce una pequeña amplificación sísmica en la superficie respecto del registro del terremoto en el basamento rocoso de aproximadamente un 10 %. Cabe destacar, la influencia de los estratos inferiores en la respuesta sísmica del depósito, ya que en primera instancia el estrato continuo al basamento induce una disminución del registro que se ve anulado producto del efecto del material de las capas posteriores que conllevan a la amplificación de la respuesta. Así mismo, se establece que la mayor amplificación se presenta a continuación del peak de la respuesta por lo que el rango de exposición a mayores aceleraciones aumenta.

Ambos factores expuestos anteriormente, impulsan el desarrollo de mayores desplazamientos en la estructura del puente construido en el depósito. Según el análisis desarrollado por medio del modelamiento numérico se obtuvieron desplazamientos laterales del orden de 3 cm tanto en la sección transversal como longitudinal de cada estribo. Se presentó una pequeña diferencia entre la deformación del extremo superior e inferior (entre 0,5 y 1 mm). Análogamente, se establecieron asentamientos milimétricos en ambos elementos (entre 3 a 5 mm) con una variación pequeña entre los resultados de cada punto estudiado.

En el caso de la fundación pilotada, se producen desplazamientos laterales mayores en la zona superior de cada elemento, tanto en la sección transversal como longitudinal, se obtiene una deformación máxima entre el desplazamiento superior e inferior igual a 1,4 y 1,5 cm y se registra a los 39 seg transcurrido el sismo. Así mismo, se establece un mayor asentamiento en el pilote 3 (numeración considerada en la interpretación de resultados) del orden de 3 a 5 mm y se registra igualmente a los 39 seg del movimiento sísmico.

Adicionalmente, se sugiere la realización de un mejoramiento de suelo para disminuir la susceptibilidad al fenómeno de licuación registrada y el efecto de sitio que desarrolla el depósito. Dicho mejoramiento debe ser realizado considerando las características del estrato superficial y seleccionando el método y/o sistema que mejor se adapta a los requerimientos del lugar. A modo personal y bajo las condicionantes observadas en el desarrollo del estudio, se estima que un mejoramiento de suelo por medio de una sustitución dinámica podría favorecer positivamente a disminuir la vulnerabilidad del material potencialmente licuable, sin embargo, el material que compone el estrato superficial (arena y limo) es compatible con varias técnicas de mejoramiento de suelo.

Finalmente, la presente memoria cumplió con todos los objetivos establecidos inicialmente, tanto el general como los específicos, se logró realizar el levantamiento de la información geotécnica y estructural requerida para el análisis, a pesar, de la dificultad de no contar con mayores antecedentes de ensayos de suelos. Del mismo modo, gracias a la modelación numérica bidimensional se obtuvo la información esperada, como la susceptibilidad a licuación del depósito, la respuesta de sitio y la ocurrencia de amplificación sísmica, para finalmente obtener las deformaciones que dichos factores produjeron en los elementos de la estructura del puente (estribo y pilotes).

A modo de recomendación y proyección de la presente memoria, se considera que el estudio puede ser la base para continuar con otra línea investigativa que permita establecer por ejemplo la eficiencia de la fundación pilotada y si su longitud de empotramiento es realmente segura y eficiente en base a la vulnerabilidad del suelo al fenómeno de licuación. De igual forma, se podría determinar por medio de un modelamiento numérico la efectividad de los sistemas de mejoramientos de suelo y por consiguiente establecer el óptimo. También, se podría estudiar el comportamiento estructural de los pilotes en base a los esfuerzos y momento obtenido en análisis, permitiendo comprobar la efectividad de la estructura del pilote frente a los desplazamientos laterales desarrollados durante el movimiento sísmico.

Personalmente, la investigación realizada para el proyecto de tesis fue realmente positiva para el aprendizaje de la estudiante, permitió desarrollar mayor conocimiento en el área de la geotecnia,

aprendiendo de mejor manera la realización de modelaciones mediante software y su posterior obtención e interpretación de resultados. De igual forma, la realización de este tipo de estudios es relevante a nivel nacional debido a las características del territorio que produce un alto grado de amenaza sísmica, siendo necesario poder estimar el comportamiento de estructuras tan importantes para la conectividad como lo son los puentes frente a eventos sísmicos de mayor magnitud.

## REFERENCIAS

- ❖ 24 Horas TVN . (2020). Obtenido de <https://www.24horas.cl/nacional/fuerte-sismo-en-region-de-los-lagos-provoca-serios-danos-en-carreteras-2229481>
- ❖ A. Nieto, J. Camacho, E. Ruiz. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Medellín.
- ❖ Albuja, J. (2018). Determinación de la resistencia no drenada al corte de suelos orgánicos, mediante el uso del cono de penetración estático y el dilatómetro plano de Marchetti.
- ❖ Bozorgnia, Y., & Bertero, V. (2006). Earthquake Engineering.
- ❖ Cooperativa. (Agosto de 2019). Cooperativa. Obtenido de <https://www.cooperativa.cl/noticias/pais/region-de-ohiggins/inician-obras-de-construccion-de-nuevo-puente-la-llaveria-en-las-cabras/2019-08-29/153327.html>
- ❖ Das, B. M. (1999). Principios de ingeniería de cimentaciones (Vol. Cuarta edición). International Thomson Editores.
- ❖ Diario Concepción. (15 de Noviembre de 2016). Diario Concepción. Obtenido de <https://www.diarioconcepcion.cl/sin-categoria/2016/11/15/mop-evalua-reemplazo-de-puente-juan-pablo-ii-en-2025.html>
- ❖ Diario La Tercera. (22 de Mayo de 2019). Obtenido de <https://www.latercera.com/que-pasa/noticia/terremoto-de-valdivia-en-1960/665563/>
- ❖ DPRO´Higgins. (Diciembre de 2020). DPRO´Higgins . Obtenido de <https://web.facebook.com/DPROHiggins/videos/425014305546784/>
- ❖ Fallas de Chile Geociencias UC. (2021). Obtenido de <https://fallasdechile.sitios.ing.uc.cl/fallas-por-zona/>
- ❖ González Fuentealba, J., & Verdugo Alvarado, R. (2014). Sitios afectados por licuación a causa del terremoto 27-F.
- ❖ Guzmán et al. (2020). Fallas de licuación de suelos inducidas por el sismo de Tehuantepec del 7 de septiembre de 2017 (Mw8,2) en la Ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, México.
- ❖ INN . (2014). NCh 1508 "Geotecnia-Estudio de Mecánica de Suelos.
- ❖ INN. (2014). NCh 3364 "Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar.
- ❖ Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. (W. J. Hall, Ed.)

- ❖ Mercado Público . (Diciembre de 2018). MercadoPúblico. Obtenido de <https://www.mercadopublico.cl/Procurement/Modules/RFB/DetailsAcquisition.aspx?qs=goYGQHNIMBunQ7ZSwenkYg==>
- ❖ Midas. (2021). Obtenido de <https://www.midasoft.com/es/latinoamerica/productos/ingenieriageotecnica/midasgtsnx>
- ❖ Ministerio de obras públicas. (21 de Diciembre de 2010). Cuenta pública MOP . Obtenido de <https://www.mop.cl/CentrodeDocumentacion/Documents/Otros/cuenta-publica-mop-2010.pdf>
- ❖ Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas. (2011). Diagnóstico de la red de aguas subterráneas región del Libertador Bernardo O'Higgins. Santiago.
- ❖ Moehle, J.P., Eberhard, M.O. (2000). Bridge Engineering Handbook. Wai-Fah Chen and Lian Duan.
- ❖ NOAA. (2020). Obtenido de <https://www.ngdc.noaa.gov/hazardimages/#/earthquake/3/image/25>
- ❖ NOAA. (2020). Obtenido de <https://www.ngdc.noaa.gov/hazardimages/#/earthquake/8/image/404>
- ❖ Nobakht, K., Alimardani, A., & Universitat, R. (2013). A practical approach to constitutive models for the analysis of geotechnical problems.
- ❖ Ortiz, M. J. (2014). Análisis numérico del comportamiento sísmico de excavaciones profundas en arenas Bío-Bío.
- ❖ Pando, M. A. (17 de Enero de 2020). Introducción al fenómeno de licuación sísmica. Obtenido de <https://www.uprm.edu/riseup/wp-content/uploads/sites/223/2020/02/Introducci%C3%B3n-a-la-licuaci%C3%B3n.pdf>
- ❖ Pianc (2001), "Seismic Design Guidelines for Port Structures", Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission International Navigation Association, The Netherlands
- ❖ Prontubeam. (22 de Agosto de 2019). Obtenido de <https://www.prontubeam.com/articulos/2019-08-22-Aspectos-sismo-geotecnicos-considerados-en-el-diseno-de-cimentaciones>
- ❖ Reddy, J. (1993). An introduction to the finite element method.

- ❖ Rodríguez, D. S. (2006). Determinación del potencial de licuefacción de suelo no cohesivos saturados bajo cargas sísmicas usando el ensayo de penetración estándar. Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmfci235d/doc/bmfci235d.pdf>
- ❖ Ruz, F. (Diciembre de 2014). Estudio de respuesta de estratos de suelo con propiedades inciertas sometido a terremotos Chilenos. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/342923343>
- ❖ Sernageomin. (2003). Mapa Geológico de Chile.
- ❖ Sismología Chile. (2020). Obtenido de <https://www.facebook.com/sismologia/photos/a.802904923085428/1727692230606688/?type=3&theater>
- ❖ Universidad de Chile. (Abril de 2016). Centro sismológico nacional. Obtenido de <https://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/>
- ❖ Youd, T. Leslie. (1995). Liquefaction-Induced Lateral Ground Displacement. Obtenido de International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.3.: <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/03icrageesd/session16/3>

## **ANEXOS**

**Anexo 1: Datos del ensayo de penetración estándar (SPT)**

## a) Ensayo de penetración estándar 1

Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub>	Material	Color	Consistencia o compacidad	Humedad	Plasticidad
0,00	0,45	5	Limo arenoso	Café	Blanda	Húmeda	Baja
1,00	1,45	7					
2,00	2,45	10					
3,00	3,45	11	Limo arcilloso	Plomo	Mediana	Húmeda a mojada	Mediana alta
4,00	4,45	14					
5,00	5,45	22					
6,00	6,45	21					
7,00	7,45	31					
8,00	8,45	40	Limo arcilloso arenoso	Café claro	Mediana a firme		
9,00	9,42	Rechazo					
10,00	10,28	Rechazo					
12,98	13,11	Rechazo					
15,61	15,73	Rechazo					

## b) Ensayo de penetración estándar 2

Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub>	Material	Color	Consistencia o compacidad	Humedad	Plasticidad
0,00	0,65	6	Arena Fina a mediana	Café	Suelta a mediana	Húmeda	Baja
1,00	1,45	7					
2,00	2,45	10					
3,00	3,45	17					
4,00	4,45	16	Arena limosa		Mediana		Mediana a baja
5,00	5,45	26					
6,00	6,25	Rechazo	Limo arenoso	Café claro	Firme a muy firme		
8,00	8,45	23	Limo arcilloso arenoso	Gris	Mediana	Húmeda a mojada	Sin dato
9,00	9,45	28					
10,00	10,33	Rechazo	Limo arenoso	Café	Mediana a firme		Baja
16,33	16,61	Rechazo	Limo arcilloso arenoso	Café amarillento	Firme a muy firme	Húmeda	Mediana a baja
17,00	17,35	Rechazo					
18,00	18,33	Rechazo					

## Anexo 2: Cálculo de propiedades del suelo

### a) Densidad relativa (DR)

DENSIDAD RELATIVA SONDAJE 1							
Profundidad (m)		Número de Golpes (N1) <sub>60</sub>	Densidad Seca (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Efectivo (kN/m <sup>2</sup> )	DR Yoshida (1988) (%)	DR Boulanger y Idriss (2003) (%)	Promedio (%)
0,00	0,45	5	17,80	8,01	41	33	37
1,00	1,45	7	17,80	25,81	41	39	40
2,00	2,45	10	13,70	41,77	46	47	46
3,00	3,45	11	13,70	55,47	47	49	48
4,00	4,45	14	13,90	69,26	51	55	53
5,00	5,45	22	14,30	83,34	61	69	65
6,00	6,45	21	14,20	97,59	59	68	63
7,00	7,45	31	14,70	112,02	69	82	75
8,00	8,45	40	14,90	126,81	76	93	85
9,00	9,42	Rechazo	14,90	141,26			
10,00	10,28	Rechazo	14,90	154,07			
12,98	13,11	Rechazo	14,90	196,24			
15,61	15,73	Rechazo	14,90	235,28			

DENSIDAD RELATIVA SONDAJE 2							
Profundidad (m)		Número de Golpes (N1) <sub>60</sub>	Densidad Seca (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Efectivo (kN/m <sup>2</sup> )	DR Yoshida (1988) (%)	DR Boulanger y Idriss (2003) (%)	Promedio (%)
0,00	0,65	6	17,80	11,57	42	36	39
1,00	1,45	7	17,80	25,81	41	39	40
2,00	2,45	10	17,80	43,61	46	47	46
3,00	3,45	17	17,80	61,41	56	61	58
4,00	4,45	16	15,50	78,18	53	59	56
5,00	5,45	26	15,50	93,68	65	75	70
6,00	6,25	Rechazo	14,90	10,93			
8,00	8,45	23	14,30	13,91	59	71	65
9,00	9,45	28	14,50	152,59	63	78	71
10,00	10,33	Rechazo	14,90	165,70			
16,33	16,61	Rechazo	14,900	259,27			
17,00	17,35	Rechazo	14,90	270,30			
18,00	18,33	Rechazo	14,90	284,90			

b) Ángulo de fricción ( $\phi$ )

ÁNGULO DE FRICCIÓN SONDAJE 1						
Profundidad (m)		Número de Golpes (N1) <sub>60</sub>	Ángulo de fricción (°)			Promedio
			Muromachi (1974)	Hatanaka y Uchida (1996)	Montenegro y González (2014)	
0,00	0,45	5	28		24	27
1,00	1,45	7	29	32	26	29
2,00	2,45	10	31	34	29	31
3,00	3,45	11	32	35	30	32
4,00	4,45	14	33	37	32	34
5,00	5,45	22	36	41	37	38
6,00	6,45	21	36	40	36	38
7,00	7,45	31	39	45	41	42
8,00	8,45	40	42	48	45	45
9,00	9,42	Rechazo				
10,00	10,28	Rechazo				
12,98	13,11	Rechazo				
15,61	15,73	Rechazo				

ÁNGULO DE FRICCIÓN SONDAJE 2						
Profundidad (m)		Número de Golpes (N1) <sub>60</sub>	Ángulo de fricción (°)			Promedio
			Muromachi (1974)	Hatanaka y Uchida (1996)	Montenegro y González (2014)	
0,00	0,65	6	29	31	25	28
1,00	1,45	7	29	32	26	29
2,00	2,45	10	31	34	29	31
3,00	3,45	17	34	38	34	36
4,00	4,45	16	34	38	33	35
5,00	5,45	26	38	43	39	40
6,00	6,25					
8,00	8,45	23	37	41	37	38
9,00	9,45	28	39	44	40	41
10,00	10,33	Rechazo				
16,33	16,61	Rechazo				
17,00	17,35	Rechazo				
18,00	18,33	Rechazo				

## c) Resistencia no drenada

<b>RESISTENCIA NO DRENADA SONDAJE 1</b>					
<b>Profundidad (m)</b>		<b>(N1)<sub>60</sub></b>	<b>Resistencia No-Drenada (kPa)</b>		
			<b>Sivrikaya &amp; Toğrol (2002)</b>	<b>Hettiarachchi &amp; Brown (2009)</b>	<b>Promedio</b>
0,00	0,45	5	30,90	20,50	25,70
1,00	1,45	7	43,26	28,70	35,98
2,00	2,45	10	61,80	41,00	51,40
3,00	3,45	11	67,98	45,10	56,54
4,00	4,45	14	86,52	57,40	71,96
5,00	5,45	22	135,96	90,20	113,08
6,00	6,45	21	129,78	86,10	107,94
7,00	7,45	31	191,58	127,10	159,34
8,00	8,45	40	247,20	164,00	205,60
9,00	9,42	Rechazo			
10,00	10,28	Rechazo			
12,98	13,11	Rechazo			
15,61	15,73	Rechazo			

<b>RESISTENCIA NO DRENADA SONDAJE 2</b>					
<b>Profundidad (m)</b>		<b>(N1)<sub>60</sub></b>	<b>Resistencia No-Drenada (kPa)</b>		
			<b>Sivrikaya &amp; Toğrol (2002)</b>	<b>Hettiarachchi &amp; Brown (2009)</b>	<b>Promedio</b>
0,00	0,65	6	37,08	24,60	30,84
1,00	1,45	7	43,26	28,70	35,98
2,00	2,45	10	61,80	41,00	51,40
3,00	3,45	17	105,06	69,70	87,38
4,00	4,45	16	98,88	65,60	82,24
5,00	5,45	26	160,68	106,60	133,64
6,00	6,25	Rechazo			
8,00	8,45	23	142,14	94,30	118,22
9,00	9,45	28	173,04	114,80	143,92
10,00	10,33	Rechazo			
16,33	16,61	Rechazo			
17,00	17,35	Rechazo			
18,00	18,33	Rechazo			

## d) Cohesión

COHESIÓN SONDAJE 1								
Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub>	Resistencia No-Drenada (kPa)	Densidad natural (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción (°)	tan (φ)	Cohesión (kPa)
0,00	0,45	5	25,70	20,30	9,14	27	0,52	20,98
1,00	1,45	7	35,98	20,30	29,44	29	0,56	19,59
2,00	2,45	10	51,40	15,60	47,62	31	0,61	22,38
3,00	3,45	11	56,54	15,60	63,22	32	0,63	16,99
4,00	4,45	14	71,96	23,90	82,56	34	0,67	16,52
5,00	5,45	22	113,08	24,30	106,64	38	0,78	29,73
6,00	6,45	21	107,94	24,20	130,89	38	0,77	7,35
7,00	7,45	31	159,34	24,70	155,32	42	0,90	20,33
8,00	8,45	40	205,60	24,90	180,11	45	1,00	24,71
9,00	9,42	Rechazo						
10,00	10,28	Rechazo						
12,98	13,11	Rechazo						
15,61	15,73	Rechazo						

COHESIÓN SONDAJE 2								
Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub>	Resistencia No-Drenada (kPa)	Densidad natural (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción (°)	tan (φ)	Cohesión (kPa)
0,00	0,65	6	30,84	20,30	13,20	28	0,54	23,70
1,00	1,45	7	35,98	20,30	29,44	29	0,56	19,60
2,00	2,45	10	51,40	20,30	49,74	31	0,61	21,10
3,00	3,45	17	87,38	20,30	70,04	36	0,71	37,30
4,00	4,45	16	82,24	17,70	89,17	35	0,70	19,80
5,00	5,45	26	133,64	25,50	110,38	40	0,83	41,70
6,00	6,25	Rechazo						
8,00	8,45	23	118,22	24,30	184,61	38	0,79	0,00
9,00	9,45	28	143,92	24,50	209,00	41	0,86	0,00
10,00	10,33	Rechazo						
16,33	16,61	Rechazo						
17,00	17,35	Rechazo						
18,00	18,33	Rechazo						

e) Velocidad de onda de corte

VELOCIDAD ONDA DE CORTE SONDAJE 1							
Profundidad (m)		$(N1)_{60}$	Esfuerzo efectivo (kN/m <sup>2</sup> )	Densidad seca (kN/m <sup>3</sup> )	Velocidad onda de corte (m/s)		
					Yoshida (1988)	Ohta y Goto (1978)	Promedio
0,00	0,45	5	8,01	17,80	110	149	130
1,00	1,45	7	25,81	17,80	141	168	154
2,00	2,45	10	41,77	13,70	165	190	178
3,00	3,45	11	55,47	13,70	176	197	186
4,00	4,45	14	69,26	13,90	193	214	203
5,00	5,45	22	83,34	14,30	221	250	236
6,00	6,45	21	97,59	14,20	224	246	235
7,00	7,45	31	112,02	14,70	251	282	267
8,00	8,45	40	126,81	14,90	272	308	290
9,00	9,42	Rechazo	141,26	14,90			
10,00	10,28	Rechazo	154,07	14,90			
12,98	13,11	Rechazo	196,24	14,90			
15,61	15,73	Rechazo	235,28	14,90			

VELOCIDAD ONDA DE CORTE SONDAJE 2							
Profundidad (m)		$(N1)_{60}$	Esfuerzo efectivo (kN/m <sup>2</sup> )	Densidad seca (kN/m <sup>3</sup> )	Velocidad onda de corte (m/s)		
					Yoshida (1988)	Ohta y Goto (1978)	Promedio
0,00	0,65	6	11,57	17,8	121	159	140
1,00	1,45	7	25,81	17,8	141	168	154
2,00	2,45	10	43,61	17,8	166	190	178
3,00	3,45	17	61,41	17,8	199	229	214
4,00	4,45	16	78,18	15,5	202	224	213
5,00	5,45	26	93,68	15,5	234	265	250
6,00	6,25	Rechazo	105,93	14,9			
8,00	8,45	23	137,91	14,3	240	254	247
9,00	9,45	28	152,30	14,5	256	272	264
10,00	10,33	Rechazo	165,19	14,9			
16,33	16,61	Rechazo	258,76	14,9			
17,00	17,35	Rechazo	269,79	14,9			
18,00	18,33	Rechazo	284,39	14,9			

f) Módulo de elasticidad

<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD SONDAJE 1</b>					
<b>Profundidad (m)</b>		<b>(N1)<sub>60</sub></b>	<b>Módulo de elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
			<b>Bowles (1996)</b>	<b>Denver (1982)</b>	<b>Promedio</b>
0,00	0,45	5	100	157	128
1,00	1,45	7	110	185	148
2,00	2,45	10	125	221	173
3,00	3,45	11	130	232	181
4,00	4,45	14	145	262	203
5,00	5,45	22	185	328	257
6,00	6,45	21	180	321	250
7,00	7,45	31	230	390	310
8,00	8,45	40	275	443	359
9,00	9,42	Rechazo			
10,00	10,28	Rechazo			
12,98	13,11	Rechazo			
15,61	15,73	Rechazo			

<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD SONDAJE 2</b>					
<b>Profundidad (m)</b>		<b>(N1)<sub>60</sub></b>	<b>Módulo de elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
			<b>Bowles (1996)</b>	<b>Denver (1982)</b>	<b>Promedio</b>
0,00	0,65	6	105	171	138
1,00	1,45	7	110	185	148
2,00	2,45	10	125	221	173
3,00	3,45	17	160	289	224
4,00	4,45	16	155	280	218
5,00	5,45	26	205	357	281
6,00	6,25	Rechazo			
8,00	8,45	23	190	336	263
9,00	9,45	28	215	370	293
10,00	10,33	Rechazo			
16,33	16,61	Rechazo			
17,00	17,35	Rechazo			
18,00	18,33	Rechazo			

**Anexo 3: Cálculo de vulnerabilidad del suelo al fenómeno de licuación**

a) Solicitud cíclica (CSR) (Aceleración igual a 0,4 g)

<b>SOLICITUD CÍCLICA ESTRIBO SUR</b>				
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Esfuerzo efectivo (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Esfuerzo (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>r_d</math> (*)</b>	<b>CSR</b>
0	0,00	0,00	1,00	-
1	20,33	17,80	0,99	0,295
2	35,97	31,50	0,98	0,292
3	51,62	45,20	0,98	0,290
4	75,52	59,10	0,97	0,322
5	99,82	73,40	0,96	0,340
6	124,02	87,60	0,95	0,351
7	148,72	102,30	0,95	0,358
8	173,62	117,20	0,94	0,362
9	198,52	132,10	0,93	0,364
10	223,42	147,00	0,91	0,358
11	248,32	161,90	0,88	0,351
12	273,22	176,80	0,85	0,343
13	298,12	191,70	0,83	0,334
14	323,02	206,60	0,80	0,325
15	347,92	221,50	0,77	0,316
16	372,82	236,40	0,75	0,306

(\*) Se considera un coeficiente de reducción de tensión en base a la propuesta de Liao y Whitman

<b>SOLICITUD CÍCLICA ESTRIBO NORTE</b>				
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Esfuerzo efectivo (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Esfuerzo (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>r_d</math> (*)</b>	<b>CSR</b>
0	0,00	0,00	1,00	-
1	20,33	17,80	0,99	0,295
2	40,66	35,60	0,98	0,292
3	60,98	53,40	0,98	0,290
4	78,68	68,90	0,97	0,288
5	104,18	84,40	0,96	0,309
6	129,08	99,30	0,95	0,322
7	153,98	114,20	0,95	0,332
8	178,28	128,50	0,94	0,339
9	202,78	143,00	0,93	0,343
10	227,68	157,90	0,91	0,340
11	252,58	172,80	0,88	0,335

12	277,48	187,70	0,85	0,328
13	302,38	202,60	0,83	0,321
14	327,28	217,50	0,80	0,313
15	352,18	232,40	0,77	0,305
16	377,08	247,30	0,75	0,296

(\*) Se considera un coeficiente de reducción de tensión en base a la propuesta de Liao y Whitman

## b) Resistencia cíclica (CRR)

RESISTENCIA CÍCLICA							
Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub> Sondaje 1	CRR Estribo Sur	Profundidad (m)		(N1) <sub>60</sub> Sondaje 2	CRR Estribo Norte
0,00	0,45	5	0,10	0,00	0,65	6	0,07
1,00	1,45	7	0,14	1,00	1,45	7	0,08
2,00	2,45	10	0,18	2,00	2,45	10	0,10
3,00	3,45	11	0,19	3,00	3,45	17	0,18
4,00	4,45	14	0,24	4,00	4,45	16	0,21
5,00	5,45	22	0,50	5,00	5,45	26	0,33
6,00	6,45	21	0,50	6,00	6,25	Rechazo	0,60
7,00	7,45	31	0,60	8,00	8,45	23	0,60
8,00	8,45	40	0,60	9,00	9,45	28	0,60
9,00	9,42	Rechazo	0,60	10,00	10,33	Rechazo	0,60
10,00	10,28	Rechazo	0,60	16,33	16,61	Rechazo	0,60
12,98	13,11	Rechazo	0,60	17,00	17,35	Rechazo	0,60
15,61	15,73	Rechazo	0,60	18,00	18,33	Rechazo	0,60

## c) Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF)

Profundidad (m)	n	MSF	Profundidad (m)	n	MSF
0	2,56	0,664	9	2,56	0,664
1	2,56	0,664	10	2,56	0,664
2	2,56	0,664	11	2,56	0,664
3	2,56	0,664	12	2,56	0,664
4	2,56	0,664	13	2,56	0,664
5	2,56	0,664	14	2,56	0,664
6	2,56	0,664	15	2,56	0,664
7	2,56	0,664	16	2,56	0,664
8	2,56	0,664			

## d) Factor de seguridad de la vulnerabilidad

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO SUR</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,100	0,664	0,000	
1	0,295	0,140	0,664	0,320	Licua
2	0,292	0,180	0,664	0,410	Licua
3	0,290	0,190	0,664	0,430	Licua
4	0,322	0,240	0,664	0,490	Licua
5	0,340	0,500	0,664	0,98	Licua
6	0,351	0,500	0,664	0,950	Licua
7	0,358	0,600	0,664	1,110	No licua
8	0,362	0,600	0,664	1,100	No licua
9	0,364	0,600	0,664	1,100	No licua
10	0,358	0,600	0,664	1,110	No licua
11	0,351	0,600	0,664	1,140	No licua
12	0,343	0,600	0,664	1,160	No licua
13	0,334	0,600	0,664	1,190	No licua
14	0,325	0,600	0,664	1,230	No licua
15	0,316	0,600	0,664	1,260	No licua
16	0,306	0,600	0,664	1,300	No licua

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO NORTE</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,070	0,664	0,000	
1	0,295	0,080	0,664	0,180	Licua
2	0,292	0,100	0,664	0,230	Licua
3	0,290	0,180	0,664	0,410	Licua
4	0,288	0,210	0,664	0,480	Licua
5	0,309	0,330	0,664	0,710	Licua
6	0,322	0,600	0,664	1,240	No licua
7	0,332	0,600	0,664	1,200	No licua
8	0,339	0,600	0,664	1,180	No licua
9	0,343	0,600	0,664	1,160	No licua
10	0,340	0,600	0,664	1,170	No licua
11	0,335	0,600	0,664	1,190	No licua
12	0,328	0,600	0,664	1,210	No licua
13	0,321	0,600	0,664	1,240	No licua
14	0,313	0,600	0,664	1,270	No licua
15	0,305	0,600	0,664	1,310	No licua
16	0,296	0,600	0,664	1,350	No licua

**Anexo 4: Capacidad de soporte de los pilotes**

a) Capacidad de soporte por punta

<b>CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA (MEYERHOF, 1976)</b>			
<b>ESTRIBO SUROESTE</b>		<b>ESTRIBO NORESTE</b>	
f=	45	f=	41
Lb=	7 m	Lb=	7 m
D=	1,5 m	D=	1,5 m
Lb/D=	4,67	Lb/D=	4,67
0,5Lb/D=	2,33	0,5Lb/D=	2,33
$N^*_q$ =	900	$N^*_q$ =	390
$N^*_c$ =	900		

Resistencia de punta límite:

$$ql = 50 * (N^*_q) * \tan(\phi)$$

$$ql = 45.195,36 \text{ (KN)}$$

Capacidad de carga punta

$$Q_p = A_p * q' * (N^*_q)$$

$$A_p = 1,77 \text{ m}^2$$

$$q' = 224,40 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q_p = 356892,78 \text{ KN}$$

Valor mayor al límite

ENTONCES:

$$Q_p = 45195,36 \text{ (KN)}$$

Resistencia de punta límite:

$$ql = 50 * (N^*_q) * \tan(\phi)$$

$$ql = 16.729,92 \text{ (KN)}$$

Capacidad de carga punta

$$Q_p = A_p * q' * (N^*_q)$$

$$A_p = 1,77 \text{ m}^2$$

$$q' = 235,29 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q_p = 162155,34 \text{ KN}$$

Valor mayor al límite

ENTONCES:

$$Q_p = 16729,92 \text{ (KN)}$$

**CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA ESTRIBO SUROESTE (JANBU, 1976)**

$$Q_p = A_p(c N^*_c + q' N^*_{q'})$$

Diámetro	: 1,5 m
Área punta pilote	: 1,77 m <sup>2</sup>
Cohesión	: 0 (KN/m <sup>2</sup> )
Ángulo de fricción	: 45 (°)
Esfuerzo efectivo	: 224,4 (KN/m <sup>2</sup> )

Cálculo de  $Q_p$ 

$$N^*_c : 175$$

$$N^*_{q'} : 180$$

$$Q_p : 71.378,56 \text{ (KN)}$$

**CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA ESTRIBO NORESTE (JANBU, 1976)**

$$Q_p = A_p(c N_c^* + q' N_{q'}^*)$$

Diámetro	: 1,5 m
Área punta pilote	: 1,77 m <sup>2</sup>
Cohesión	: 0 (KN/m <sup>2</sup> )
Ángulo de fricción	: 41 (°)
Esfuerzo efectivo	: 223,29 (KN/m <sup>2</sup> )

Cálculo de  $Q_p$ 

$$N_c^* : 80$$

$$N_{q'}^* : 80$$

$$Q_p : 33.262,63 \text{ (KN)}$$

b) Capacidad de soporte por fricción

**CAPACIDAD DE SOPORTE POR FRICCIÓN ESTRIBO SUROESTE**

Diámetro	: 1,5 m
Ángulo de fricción	: 45°
$\delta$	: 32,8°
$\kappa$	: 0,34

$$Q_s = \int p (C_a + \sigma'_v * K_s * \tan(\delta)) * dZ$$

$$Q_s = \sum p * \Delta l * f$$

Cálculo  $L'$  = profundidad crítica

$$L' : 22,5 \quad (15 D)$$

Cálculo  $f$  = Resistencia unitaria por fricción del pilotePara  $z = 0$  a  $L'$ Para  $z = L'$  a  $L$ 

$$f = K * \sigma'_v * \tan(\delta)$$

$$Q_s = \frac{f_{(z=0)} + f_{(z=L')}}{2} * p * L'$$

$$f = F_{z=L'}$$

$$Q_s = f_{L'} * p * (L - L')$$

$\sigma'_v$ $z = 0$ m	0 (KN/m <sup>2</sup> )
$\sigma'_v$ $z = 15$ m	221,50 (KN/m <sup>2</sup> )

$f_{z=0}$	0
$f_{z=15}$	47,14

$$Q_s : 1.666 \text{ (KN)}$$

### CAPACIDAD DE SOPORTE POR FRICCIÓN ESTRIBO NORESTE

Diámetro : 1,5 m

Ángulo de fricción : 41°

$\delta$  : 32,8°

$\kappa$  : 0,34

$$Q_s = \int p (C_a + \sigma'_v * K_s * \tan(\delta)) * dZ$$

$$Q_s = \sum p * \Delta l * f$$

Cálculo L' = profundidad crítica

$$L' : 22,5 \quad (15 D)$$

Cálculo f = Resistencia unitaria por fricción del pilote

Para z = 0 a L'

Para z = L' a L

$$f = K * \sigma'_v * \tan(\delta)$$

$$Q_s = \frac{f_{(z=0)} + f_{(z=L')}}{2} * p * L'$$

$$f = F_{z=L'}$$

$$Q_s = f_{L'} * p * (L - L')$$

$\sigma'_v$ z = 0 m	0 (KN/m <sup>2</sup> )
$\sigma'_v$ z = 15 m	221,50 (KN/m <sup>2</sup> )

$f_{z=0}$	0
$f_{z=15}$	49,10

$$Q_s : 1.735 \text{ (KN)}$$

### Anexo 5: Cálculo de la respuesta lateral de pilotes

a) Respuesta lateral pilotes del estribo suroeste

Datos					
Diámetro	d	150 (cm)	Inercia pilote	$I_p$	24.850.489 (cm <sup>4</sup> )
Carga axial	$Q_a$	208.893 (Kg)	Módulo de elasticidad pilote	$E_p$	257.400 (Kg/cm <sup>2</sup> )
Fuerza Lateral (*)	$Q_g$	94.002 (kg)	Longitud característica	T	502,32 (cm)
Momento	$M_g$	0 (Kg*cm)			437,30 (cm)

(\*) Se considera una aceleración igual a 0,45 g. Obtenido mediante Deepsoil

Profundidad (cm)	Coefficiente (z/T)	Ax	Aq	Am	Av	Ap'	Bx	Bq	Bm	Bv	Bp'
100	0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
200	0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
300	0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
400	0,9	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,035	-0,364
500	1,1	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
600	1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
700	1,6	0,314	-0,669	0,721	-0,246	-0,527	-0,001	-0,300	0,546	-0,476	0,004
800	1,8	0,195	-0,530	0,662	-0,335	-0,364	-0,050	-0,200	0,451	-0,466	0,097
900	2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
1000	2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
1100	3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1200	3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1300	3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1400	3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1500	3,0	0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112

Z (cm)	Xz (cm)	$\theta_z$	Mz (KN*m)	Vz (Kn)	P' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	Xz (cm)	$\theta_z$	Mz (KN*m)	Vz (Kn)	p'(z) (Kg/cm <sup>2</sup> )
100	3,93	-0,0059	935	899	-79	900	0,17	-0,0013	2582	-349	-61
200	3,35	-0,0057	1790	790	-134	1000	0,17	-0,0013	2582	-349	-61
300	2,79	-0,0054	2512	636	-168	1100	-0,09	-0,0001	925	-328	49
400	1,18	-0,0034	2988	277	-207	1200	-0,09	-0,0001	925	-328	49
500	0,91	-0,0029	3153	102	-190	1300	-0,09	-0,0001	925	-328	49
600	0,67	-0,0025	3173	-53	-164	1400	-0,09	-0,0001	925	-328	49
700	0,39	-0,0019	2964	-231	-113	1500	0,06	0,0001	0	-100	43
800	0,24	-0,0015	2721	-314	-78						

## b) Respuesta lateral pilotes del estribo noreste

Datos					
Diámetro	d	150 (cm)	Inercia pilote	$I_p$	24.850.489 (cm <sup>4</sup> )
Carga axial	$Q_a$	208.893 (Kg)	Módulo de elasticidad pilote	$E_p$	257.400 (Kg/cm <sup>2</sup> )
Fuerza Lateral	$Q_g$	71.024 (kg)	Longitud característica	T	502,32 (cm)
Momento	$M_g$	0 (Kg*cm)			360,54 (cm)

(\*) Se considera una aceleración igual a 0,34 g. Obtenido mediante Deepsoil

Profundidad (cm)	Coefficiente (z/T)	Ax	Aq	Am	Av	Ap'	Bx	Bq	Bm	Bv	Bp'
100	0.2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
200	0.4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
300	0.6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
400	0.8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
500	1.4	0,463	-0,817	0,759	-0,125	-0,685	0,071	-0,418	0,641	-0,467	-0,102
600	1.7	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
700	2	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
800	2	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
900	2	-0,075	0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1000	3	-0,075	0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1100	3	-0,075	0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
1200	3	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
1300	4	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
1400	4	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
1500	4	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112

Z (cm)	Xz (cm)	$\theta_z$	Mz (KN*m)	Vz (Kn)	P' (Kg/cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	Xz (cm)	$\theta_z$	Mz (KN*m)	Vz (Kn)	p'(z) (Kg/cm <sup>2</sup> )
100	2,97	-0,0045	706	679	-60	900	-0,04	0,0001	576	-248	45
200	2,53	-0,0043	1352	597	-102	1000	-0,04	0,0001	576	-248	45
300	2,11	-0,0041	1898	481	-127	1100	-0,04	0,0001	576	-248	45
400	1,71	-0,0037	2315	347	-138	1200	-0,03	0,0001	0	-75	40
500	0,24	-0,0012	1944	-88	-135	1300	-0,03	0,0001	0	-75	40
600	0,13	-0,0009	1782	-212	-88	1400	-0,03	0,0001	0	-75	40
700	0,07	-0,0007	1608	-263	-56	1500	-0,03	0,0001	0	-75	40
800	0,07	-0,0007	1608	-263	-56						

### Anexo 6: Cálculo de asentamientos de la fundación

a) Asentamientos en la fundación del estribo suroeste

$S_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{us})L}{A_p E_p}$	$S_2 = \frac{q_{up} D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{up}$ $S_2 = \frac{Q_{up} C_p}{D q_p}$	$S_3 = \left(\frac{Q_{up}}{pL}\right) \frac{D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{us}$ $S_3 = \frac{Q_{us} C_s}{L q_p}$
--	--	--

Asentamiento 1	
Q <sub>up</sub>	200537 (Kg)
Q <sub>us</sub>	8356 (Kg)
A <sub>p</sub>	1,77 (m <sup>2</sup> )
L	15 (m)
E <sub>p</sub>	2574000000 (Kg/m <sup>2</sup> )
ξ	0,65

**S1: 0,00068 (m)**

Asentamiento 2	
D	1,50 m
Q <sub>up</sub>	200537 (kg)
A <sub>p</sub>	1,77 (m <sup>2</sup> )
q(up)	113481 ((Kg/m <sup>2</sup> ))
E <sub>s</sub>	1884000 (Kg/m <sup>2</sup> )
u <sub>s</sub>	0,15
I <sub>up</sub>	0,85

**S2= 0,06528 (m)**

Asentamiento 3	
Q <sub>us</sub>	8356 (Kg)
P	4,71 (m)
L	7,00 (m)
D	1,50 (m)
E <sub>s</sub>	1884000 (Kg/m <sup>2</sup> )
u <sub>s</sub>	0,15
I <sub>us</sub>	2,76

**S3= 0,00047 (m)**

Asentamiento 2	
Q <sub>up</sub>	200537 (Kg)
C <sub>p</sub>	0,09
D	1,5 (m)
q <sub>p</sub>	4519536 (Kg)

**S2= 0,00266 (m)**

Asentamiento 3	
Q <sub>us</sub>	8356 (Kg)
C <sub>s</sub>	0,33
L	7,00 m)
q <sub>p</sub>	4519536 (Kg)

**S3= 0,00009 (m)**

## b) Asentamientos en la fundación del estribo noreste

$S_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{us})L}{A_p E_p}$	$S_2 = \frac{q_{up} D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{up}$ $S_2 = \frac{Q_{up} C_p}{D q_p}$	$S_3 = \left(\frac{Q_{up}}{pL}\right) \frac{D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{us}$ $S_3 = \frac{Q_{us} C_s}{L q_p}$
--	---	---

Asentamiento 1	
$Q_{up}$	190093 (Kg)
$Q_{us}$	18800 (Kg)
$A_p$	1,77 (m <sup>2</sup> )
L	15 (m)
$E_p$	2574000000 (Kg/m <sup>2</sup> )
$\xi$	0,65

**S1: 0,00067 (m)**

Asentamiento 2	
D	1,50 m
$Q_{up}$	190093 (kg)
$A_p$	1,77 (m <sup>2</sup> )
$q_{(up)}$	107571 ((Kg/m <sup>2</sup> ))
$E_s$	3068000 (Kg/m <sup>2</sup> )
$u_s$	0,14
$I_{up}$	0,85

**S2= 0,04383 (m)**

Asentamiento 3	
$Q_{us}$	18800 (Kg)
P	4,71 (m)
L	7,00 (m)
D	1,50 (m)
$E_s$	3068000 (Kg/m <sup>2</sup> )
$u_s$	0,14
$I_{us}$	2,76

**S3= 0,00075 (m)**

Asentamiento 2	
$Q_{up}$	190093 (Kg)
$C_p$	0,09
D	1,5 (m)
$q_p$	1672992 (Kg)

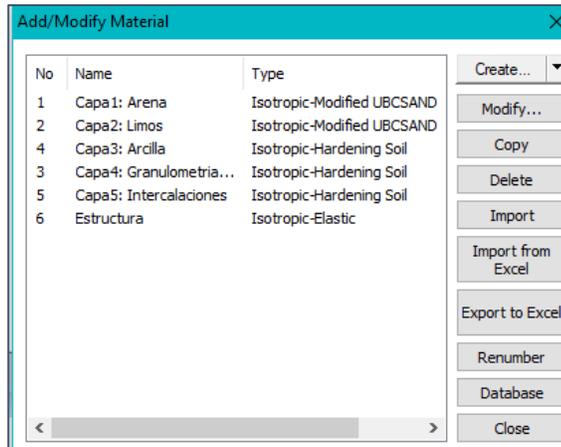
**S2= 0,00682 (m)**

Asentamiento 3	
$Q_{us}$	18800 (Kg)
$C_s$	0,33
L	7,00 m)
$q_p$	1672992 (Kg)

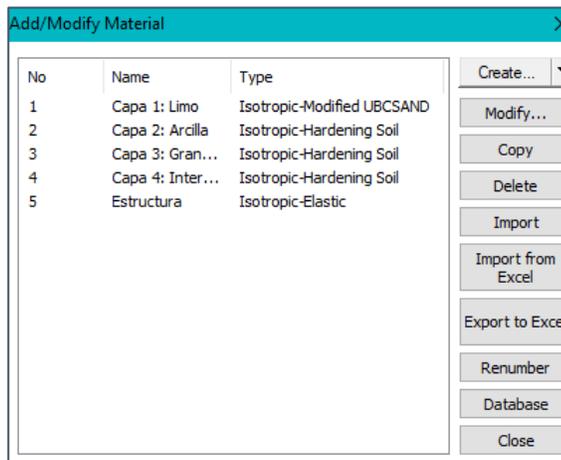
**S3= 0,00053 (m)**

## Anexo 7: Tipología de materiales para la modelación

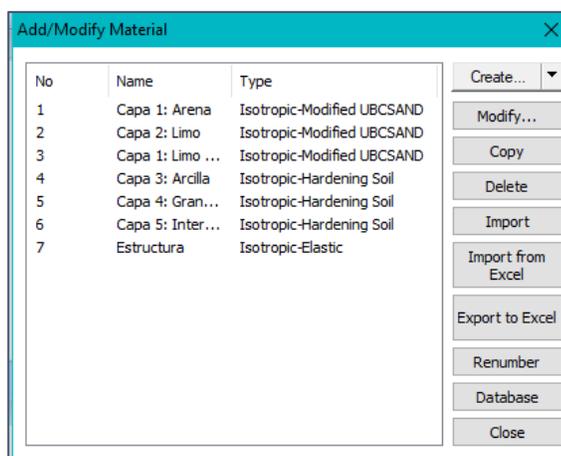
### a) Tipología de materiales modelación estribo suroeste



### b) Tipología de materiales modelación estribo noreste

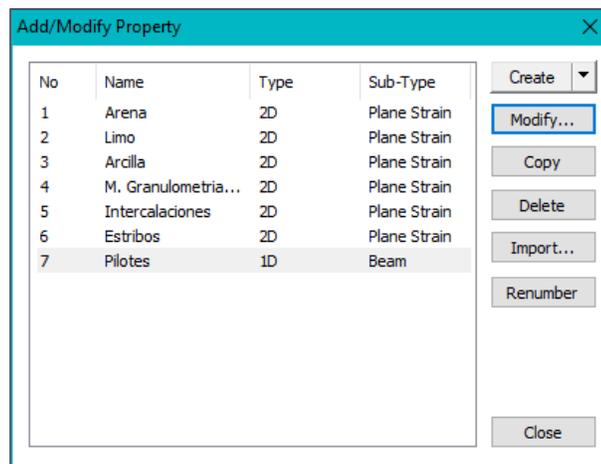


### c) Tipología de materiales modelación sección longitudinal

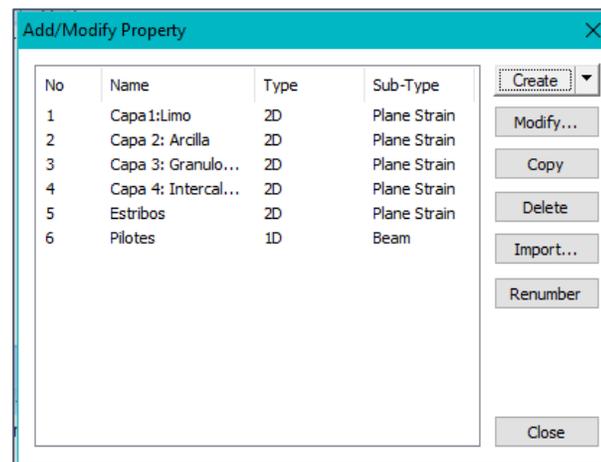


## Anexo 8: Propiedades de las capas de la modelación

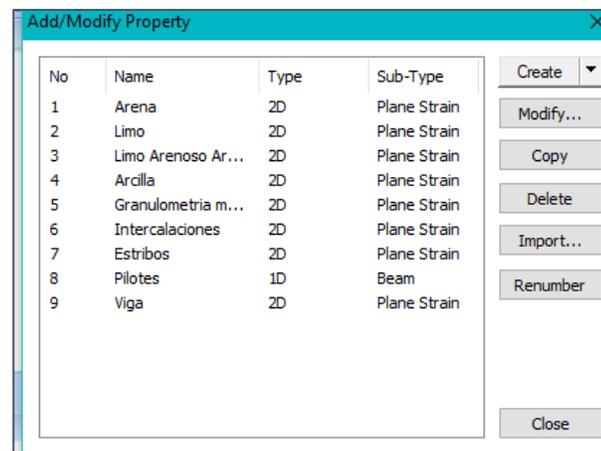
### a) Propiedades de la modelación estribo suroeste



### b) Propiedades de la modelación estribo noreste



### c) Propiedades de la modelación sección longitudinal



## d) Propiedades de los pilotes

Create/Modify 1D Property

Beam

ID: 7 Name: Pilotes Color: 

Material: 6: Estructura 

Hinge Property 

Taper

	Section-i	Section-j
Cross Sectional Area(A)	1.76714587	1.76714587 m <sup>2</sup>
Torsional Constant(Ix)	0.497009775	0.497009775 m <sup>4</sup>
Torsional Stress Coeff.	0.75	0.75 m
Area Moment of Inertia(Iy)	0.248504888	0.248504888 m <sup>4</sup>
Area Moment of Inertia(Iz)	0.248504888	0.248504888 m <sup>4</sup>
Effective Shear Area(Ay)	1.59043128	1.59043128 m <sup>2</sup>
Effective Shear Area(Az)	1.59043128	1.59043128 m <sup>2</sup>
Shear Stress Coefficient(Gy)	0.754512323	0.754512323 1/m <sup>2</sup>
Shear Stress Coefficient(Gz)	0.754512323	0.754512323 1/m <sup>2</sup>

y Axis Variable: Constant

z Axis Variable: Constant

Spacing: 1 m

Section...: Solid Round

**Anexo 9: Resultados análisis Eigenvalue (Periodo predominante)**

a) Análisis Eigenvalue estribo suroeste (modelo 1)

<b>PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA EFECTIVA</b>													
<b>MODO</b>	<b>T1 (%)</b>	<b>T2 (%)</b>	<b>T3 (%)</b>	<b>R1 (%)</b>	<b>R2 (%)</b>	<b>R3 (%)</b>	<b>MODO</b>	<b>T1 (%)</b>	<b>T2 (%)</b>	<b>T3 (%)</b>	<b>R1 (%)</b>	<b>R2 (%)</b>	<b>R3 (%)</b>
<b>1</b>	50,07	0,00	0,00	0,00	0,00	7,43	<b>16</b>	0,00	2,30	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>2</b>	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>17</b>	0,00	5,44	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>3</b>	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	36,26	<b>18</b>	23,94	0,00	0,00	0,00	0,00	8,62
<b>4</b>	0,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37	<b>19</b>	3,13	0,01	0,00	0,00	0,00	0,74
<b>5</b>	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>20</b>	0,01	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>6</b>	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>21</b>	0,48	0,42	0,00	0,00	0,00	0,27
<b>7</b>	0,65	0,00	0,00	0,00	0,00	4,18	<b>22</b>	0,09	1,85	0,00	0,00	0,00	0,06
<b>8</b>	2,03	0,10	0,00	0,00	0,00	3,01	<b>23</b>	0,02	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>9</b>	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>24</b>	2,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
<b>10</b>	0,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	<b>25</b>	2,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21
<b>11</b>	0,00	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>26</b>	0,06	0,06	0,00	0,00	0,00	0,01
<b>12</b>	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	<b>27</b>	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,04
<b>13</b>	0,47	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>28</b>	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,12
<b>14</b>	0,01	43,00	0,00	0,00	0,00	0,04	<b>29</b>	0,08	0,03	0,00	0,00	0,00	0,14
<b>15</b>	3,41	0,20	0,00	0,00	0,00	11,71	<b>30</b>	0,00	0,37	0,00	0,00	0,00	0,02

<b>PERIODO PREDOMINANTE</b>					
<b>Modo</b>	<b>Frecuencia</b>	<b>Periodo</b>	<b>Modo</b>	<b>Frecuencia</b>	<b>Periodo</b>
<b>1</b>	0,47	2,14	<b>16</b>	1,64	0,61
<b>2</b>	0,63	1,60	<b>17</b>	1,66	0,60
<b>3</b>	0,70	1,42	<b>18</b>	1,75	0,57
<b>4</b>	0,79	1,27	<b>19</b>	1,77	0,57
<b>5</b>	0,92	1,09	<b>20</b>	1,78	0,56
<b>6</b>	1,02	0,98	<b>21</b>	1,84	0,54
<b>7</b>	1,11	0,90	<b>22</b>	1,85	0,54
<b>8</b>	1,17	0,85	<b>23</b>	1,98	0,51
<b>9</b>	1,30	0,77	<b>24</b>	2,03	0,49
<b>10</b>	1,33	0,75	<b>25</b>	2,05	0,49
<b>11</b>	1,39	0,72	<b>26</b>	2,08	0,48
<b>12</b>	1,45	0,69	<b>27</b>	2,12	0,47
<b>13</b>	1,53	0,65	<b>28</b>	2,17	0,46
<b>14</b>	1,56	0,64	<b>29</b>	2,23	0,45
<b>15</b>	1,56	0,64	<b>30</b>	2,25	0,45

## b) Análisis Eigenvalue estribo noreste (Modelo2)

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA EFECTIVA													
MODO	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)	R1 (%)	R2 (%)	R3 (%)	MODO	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)	R1 (%)	R2 (%)	R3 (%)
1	50,22	0,00	0,00	0,00	0,00	7,48	16	0,00	7,02	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	17	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,36	0,00	0,00	0,00	0,00	36,10	18	27,60	0,00	0,00	0,00	0,00	8,79
4	0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,32	19	0,01	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	20	0,22	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11
6	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	21	0,00	2,17	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	5,99	22	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,13
8	2,48	0,00	0,00	0,00	0,00	1,29	23	0,06	0,15	0,00	0,00	0,00	0,01
9	0,05	0,09	0,00	0,00	0,00	0,01	24	3,21	0,01	0,00	0,00	0,00	0,12
10	0,30	0,01	0,00	0,00	0,00	0,04	25	1,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,32
11	0,00	0,31	0,00	0,00	0,00	0,00	26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
13	0,24	0,029	0,00	0,00	0,00	0,07	28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16
14	0,00	43,52	0,00	0,00	0,00	0,01	29	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
15	4,17	0,04	0,00	0,00	0,00	12,26	30	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00

PERIODO PREDOMINANTE					
Modo	Frecuencia	Periodo	Modo	Frecuencia	Periodo
1	0,47	2,13	16	1,66	0,60
2	0,63	1,59	17	1,72	0,58
3	0,71	1,42	18	1,76	0,57
4	0,79	1,26	19	1,82	0,55
5	0,94	1,06	20	1,86	0,54
6	1,03	0,97	21	1,88	0,53
7	1,13	0,89	22	1,90	0,53
8	1,18	0,85	23	2,04	0,49
9	1,33	0,75	24	2,08	0,48
10	1,34	0,75	25	2,09	0,48
11	1,41	0,71	26	2,19	0,46
12	1,51	0,66	27	2,22	0,45
13	1,55	0,65	28	2,24	0,45
14	1,56	0,64	29	2,29	0,44
15	1,58	0,63	30	2,32	0,43

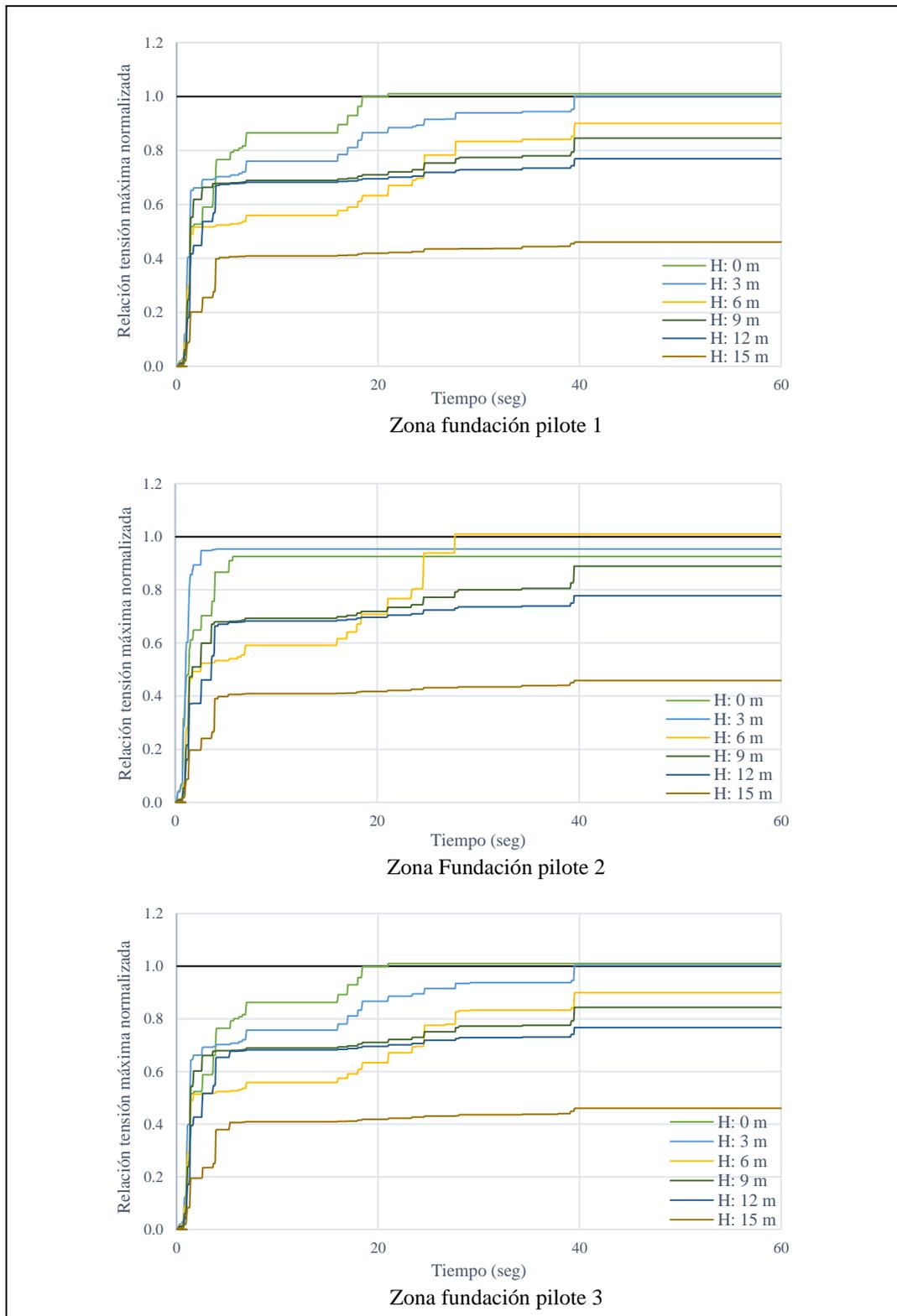
## c) Análisis Eigenvalue sección longitudinal (Modelo3)

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA EFECTIVA													
MODO	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)	R1 (%)	R2 (%)	R3 (%)	MODO	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)	R1 (%)	R2 (%)	R3 (%)
1	49,95	0,00	0,00	0,00	0,00	7,57	16	0,01	7,74	0,00	0,00	0,00	0,02
2	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,02	17	0,06	0,53	0,00	0,00	0,00	0,02
3	0,36	0,00	0,00	0,00	0,00	36,17	18	24,98	0,03	0,00	0,00	0,00	8,21
4	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	19	1,61	0,09	0,00	0,00	0,00	0,43
5	0,02	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00	20	1,41	0,01	0,00	0,00	0,00	0,63
6	0,00	0,22	0,00	0,00	0,00	0,01	21	0,00	2,24	0,00	0,00	0,00	0,03
7	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	5,72	22	0,19	0,13	0,00	0,00	0,00	0,48
8	2,31	0,00	0,00	0,00	0,00	1,62	23	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,01
9	0,36	0,02	0,00	0,00	0,00	0,07	24	2,92	0,01	0,00	0,00	0,00	0,07
10	0,13	0,03	0,00	0,00	0,00	0,02	25	1,61	0,04	0,00	0,00	0,00	0,08
11	0,02	0,49	0,00	0,00	0,00	0,00	26	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,07
12	0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,08	27	0,15	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,56	4,71	0,00	0,00	0,00	0,52	28	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,27
14	2,17	19,24	0,00	0,00	0,00	6,73	29	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,91	18,66	0,00	0,00	0,00	4,51	30	0,01	0,06	0,00	0,00	0,00	0,01

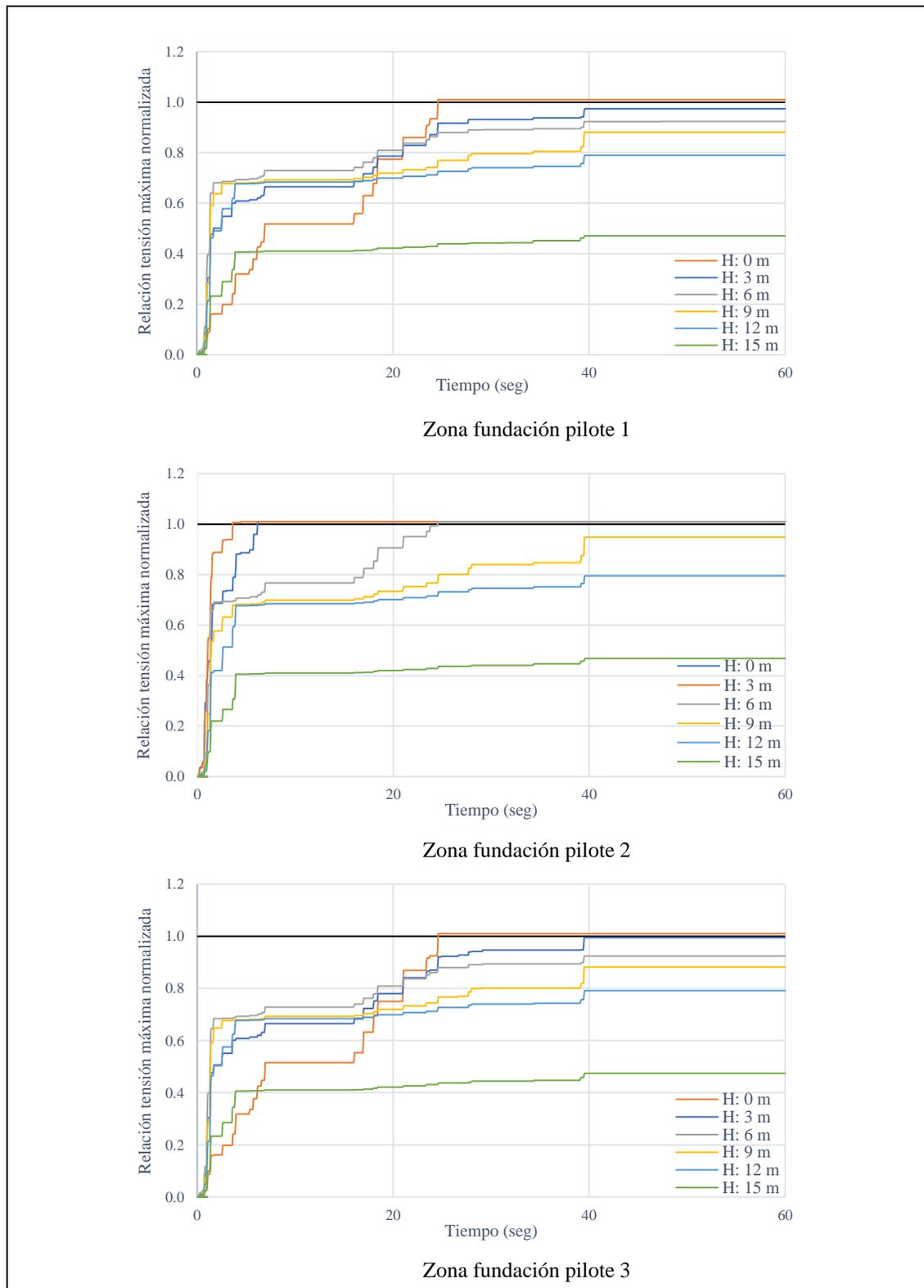
PERIODO PREDOMINANTE					
Modo	Frecuencia	Periodo	Modo	Frecuencia	Periodo
1	0,47	2,13	16	1,65	0,61
2	0,63	1,59	17	1,69	0,59
3	0,71	1,41	18	1,75	0,57
4	0,79	1,26	19	1,81	0,55
5	0,95	1,05	20	1,82	0,55
6	1,03	0,97	21	1,85	0,54
7	1,14	0,88	22	1,89	0,53
8	1,17	0,85	23	1,99	0,50
9	1,32	0,76	24	2,06	0,49
10	1,32	0,75	25	2,07	0,48
11	1,40	0,71	26	2,09	0,48
12	1,49	0,67	27	2,15	0,47
13	1,55	0,64	28	2,19	0,46
14	1,56	0,64	29	2,25	0,44
15	1,57	0,64	30	2,28	0,44

**Anexo 10: Vulnerabilidad al fenómeno de licuación de la zona de fundación en el tiempo**

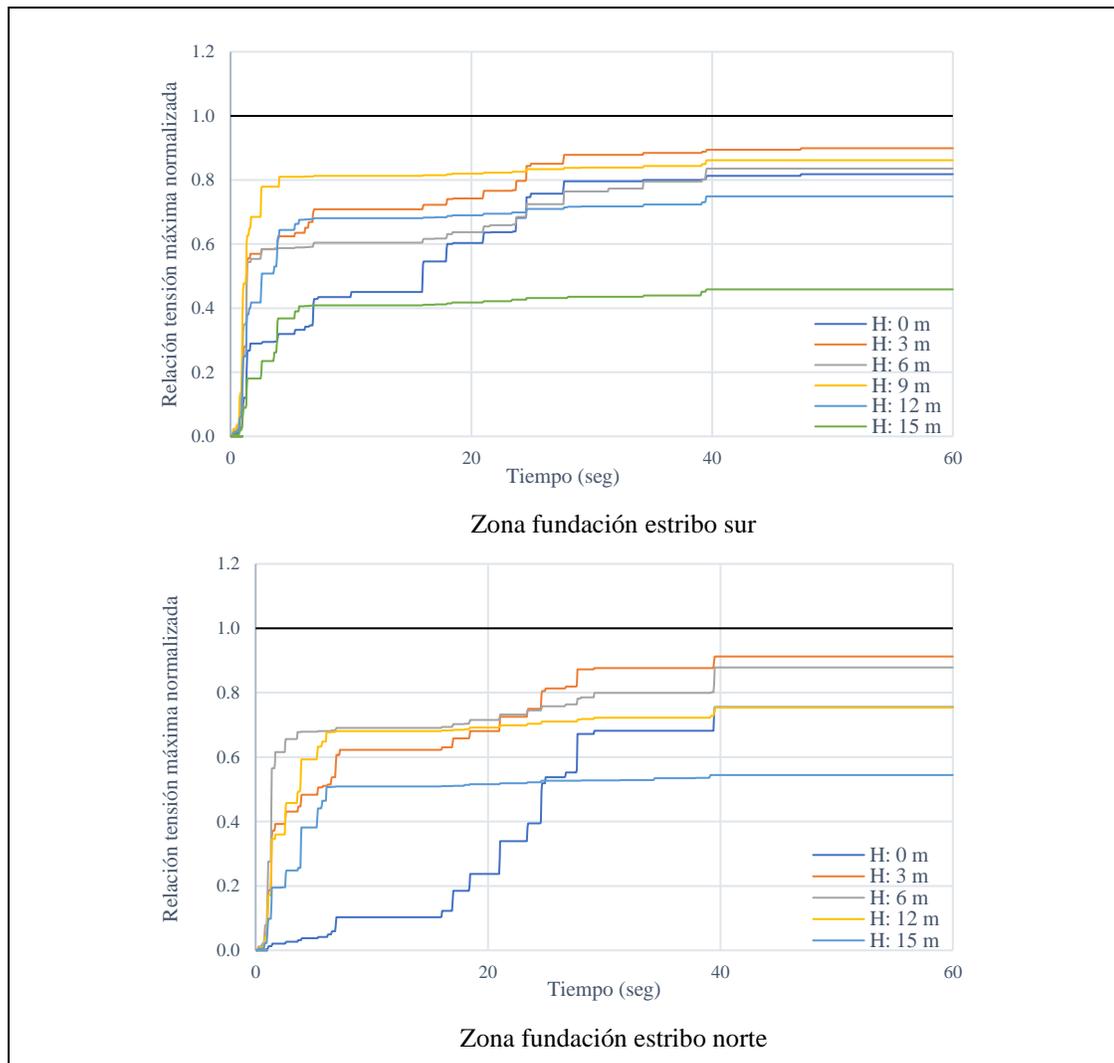
a) Modelo 1: Zona de fundación sección transversal del estribo suroeste



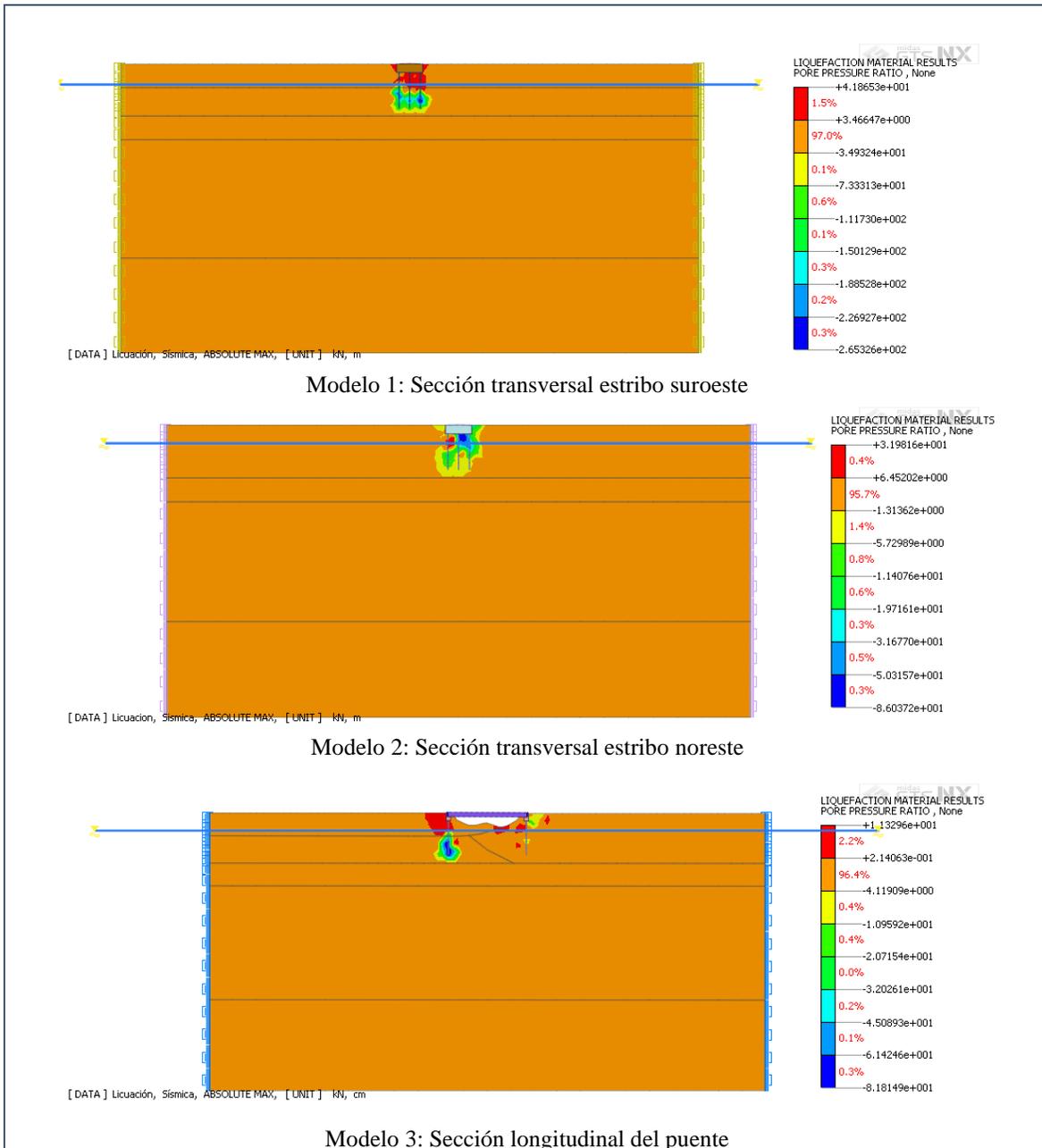
## b) Modelo 2: Zona de fundación sección transversal del estribo noreste



## c) Modelo 3: Zona de fundación sección longitudinal del puente



**Anexo 11: Presión de poros (Modelación bidimensional)**



### Anexo 12: Análisis de la vulnerabilidad al fenómeno de licuación según las diferentes aceleraciones de cada modelación

a) Aceleración: 0,39 g (Modelación bidimensional estribo suroeste)

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO SUR</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,10	0,664	0,00	
1	0,287	0,14	0,664	0,32	Licua
2	0,285	0,18	0,664	0,42	Licua
3	0,283	0,19	0,664	0,45	Licua
4	0,314	0,24	0,664	0,51	Licua
5	0,332	0,50	0,664	1,00	No licua
6	0,342	0,50	0,664	0,97	Licua
7	0,349	0,60	0,664	1,14	No licua
8	0,353	0,60	0,664	1,13	No licua
9	0,355	0,60	0,664	1,12	No licua
10	0,349	0,60	0,664	1,14	No licua
11	0,342	0,60	0,664	1,16	No licua
12	0,334	0,60	0,664	1,19	No licua
13	0,326	0,60	0,664	1,22	No licua
14	0,317	0,60	0,664	1,26	No licua
15	0,308	0,60	0,664	1,29	No licua
16	0,299	0,60	0,664	1,33	No licua

b) Aceleración: 0,40 g (Modelación bidimensional estribo noreste)

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO NORTE</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,07	0,664	0,00	
1	0,295	0,08	0,664	0,18	Licua
2	0,292	0,10	0,664	0,23	Licua
3	0,290	0,18	0,664	0,41	Licua
4	0,288	0,21	0,664	0,48	Licua
5	0,309	0,33	0,664	0,71	Licua
6	0,322	0,60	0,664	1,24	No licua
7	0,332	0,60	0,664	1,20	No licua
8	0,339	0,60	0,664	1,18	No licua
9	0,343	0,60	0,664	1,16	No licua
10	0,340	0,60	0,664	1,17	No licua
11	0,335	0,60	0,664	1,19	No licua
12	0,328	0,60	0,664	1,21	No licua
13	0,321	0,60	0,664	1,24	No licua
14	0,313	0,60	0,664	1,27	No licua
15	0,305	0,60	0,664	1,31	No licua
16	0,296	0,60	0,664	1,35	No licua

c) Aceleración: 0,45 g (Modelación unidimensional estribo suroeste)

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO SUR</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,10	0,664	0,00	
1	0,331	0,14	0,664	0,28	Licua
2	0,329	0,18	0,664	0,36	Licua
3	0,326	0,19	0,664	0,39	Licua
4	0,362	0,24	0,664	0,44	Licua
5	0,383	0,50	0,664	0,87	Licua
6	0,395	0,50	0,664	0,84	Licua
7	0,402	0,60	0,664	0,99	Licua
8	0,407	0,60	0,664	0,98	Licua
9	0,409	0,60	0,664	0,97	Licua
10	0,403	0,60	0,664	0,99	Licua
11	0,395	0,60	0,664	1,01	No licua
12	0,386	0,60	0,664	1,03	No licua
13	0,376	0,60	0,664	1,06	No licua
14	0,366	0,60	0,664	1,09	No licua
15	0,355	0,60	0,664	1,12	No licua
16	0,344	0,60	0,664	1,16	No licua

d) Aceleración: 0,34 g (Modelación unidimensional estribo noreste)

<b>VULNERABILIDAD A LICUACIÓN ESTRIBO NORTE</b>					
<b>Profundidad (m)</b>	<b>CSR</b>	<b>CRR</b>	<b>MSF</b>	<b>F. S</b>	
0	-	0,07	0,664	0,00	
1	0,250	0,08	0,664	0,21	Licua
2	0,249	0,10	0,664	0,27	Licua
3	0,247	0,18	0,664	0,48	Licua
4	0,245	0,21	0,664	0,57	Licua
5	0,262	0,33	0,664	0,84	Licua
6	0,274	0,60	0,664	1,45	No licua
7	0,282	0,60	0,664	1,41	No licua
8	0,288	0,60	0,664	1,38	No licua
9	0,292	0,60	0,664	1,37	No licua
10	0,289	0,60	0,664	1,38	No licua
11	0,284	0,60	0,664	1,40	No licua
12	0,279	0,60	0,664	1,43	No licua
13	0,273	0,60	0,664	1,46	No licua
14	0,266	0,60	0,664	1,50	No licua
15	0,259	0,60	0,664	1,54	No licua
16	0,252	0,60	0,664	1,58	No licua