



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES EN SUELOS LICUABLES

JORGE ERNESTO QUINTANILLA URZÚA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

Santiago de Chile, Marzo 2022.

A mi adorada familia,
por su comprensión infinita.

AGRADECIMIENTOS

Debo hacer una especial mención a mi amigo y colega Daniel Correa, con quien he contado desde siempre como mi mentor en el área de la ingeniería estructural, ayuda que ha sido muy valiosa y fundamental en esta última parte de mis estudios de magister.

Una muy especial mención hago a mi profesor supervisor, quien ha sido además un gran pilar en mi vida profesional y un excelente guía en la conducción de este trabajo, agradecer además su infinita paciencia para corregir y llevar esta investigación a buen puerto.

A mis colegas estructurales, Carlos Castro y Jorge Rojas, con quienes pude contar cada vez que necesité resolver dudas de modelación en SAP2000, a Eduardo Barrios mi jefe en Sacyr por todo su apoyo.

A todos ellos, mis sinceros agradecimientos.

INDICE GENERAL

	Pág.
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	v
INDICE DE FIGURAS.....	vi
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT	x
1.- POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	1
1.1.- Licuación.....	2
1.2.- Casos Históricos Analizados.....	5
1.2.1.- Caleta Lo Rojas	5
1.2.2.- Puerto Coronel.....	10
2.- PREDICCIÓN DE CORRIMIENTO LATERAL INDUCIDO POR LICUACIÓN EN CAMPO LIBRE	14
2.1.- Modelos de Predicción de Corrimiento Lateral	14
2.1.1.- Método de Youd et al. (2002).....	14
2.1.2.- Modelo de Araujo et al. (2021)	16
2.2.- Casos Históricos Analizados.....	21
2.2.1.- Caleta Lo Rojas	22
2.2.2.- Muelle Norte, Puerto Coronel	28
2.2.3.- Muelle Sur, Puerto Coronel	33
3.- MODELACIÓN DE EFECTOS DEL CORRIMIENTO LATERAL.....	38
3.1.- Corrimiento Lateral como Presiones de Flujo	39
3.1.1.- Modelo propuesto por JRA.....	39
3.1.2.- Modelamiento en SAP 2000.....	44

3.2.- Corrimiento Lateral como Desplazamientos de Flujo	52
3.2.1.- Modelo de Tokimatsu y Asaka (1998)	52
3.2.2.- Modelamiento en SAP 2000.....	56
4.- VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL PILOTE CEPA N°8 MUELLE NORTE	64
4.1.- Verificación Estructural Pilote	65
4.2.- Verificación Soldadura Capitel	67
5.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES	68
6.- RECOMENDACIONES	70
BIBLIOGRAFÍA.....	71
ANEXOS.....	74
Anexo A: Corrección SPT y MCA Licuación (SM-1).....	74
Anexo B: Corrección SPT y MCA Licuación (SPT-4).....	76
Anexo C: Corrección SPT y MCA licuación (SPT-2).....	78
Anexo D: Corrección SPT y MCA licuación (ST-1)	80
Anexo E: Corrección SPT y MCA licuación (ST-2)	82
Anexo F: Corrección SPT y MCA licuación (SST-1).....	84
Anexo G: Evaluación Corrimiento Lateral (cepa N°8/ST-2).....	86
Anexo H: Calculos Estructurales Pilote y Soldadura.....	90

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Ensayos SPT sondaje marítimo SM-1, caleta Lo Rojas (JQ-2010).....	7
Tabla 1-2: Ensayos SPT sondaje marítimo SPT-4, muelle norte puerto Coronel (JQ-2014)	8
Tabla 2-1: Coeficientes obtenidos del paso 5 – Cambio de forma de $\log(R)$ a $\log(R^*)$	16
Tabla 2-2: Coeficientes utilizados en ecuación MLR Araujo et al. (2021).....	19
Tabla 2-3: Ensayos SPT sondaje terrestre ST-1, caleta Lo Rojas	26
Tabla 2-4: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, caleta Lo Rojas.	27
Tabla 2-5: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, caleta Lo Rojas.....	27
Tabla 2-6: Ensayos SPT sondaje terrestre ST-2, muelle norte, puerto Coronel.....	31
Tabla 2-7: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, muelle norte, puerto Coronel. Ecuación de Youd et al (2002).....	32
Tabla 2-8: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, muelle norte, puerto Coronel. MLR Araujo et al (2021).....	32
Tabla 2-9: Ensayos SPT sondaje terrestre SST-1, muelle sur, puerto Coronel.....	35
Tabla 2-10: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, muelle sur, puerto Coronel. Ecuación de Youd et al (2002).....	36
Tabla 2-11: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, muelle sur, puerto Coronel. MLR Araujo et al (2021).....	36
Tabla 3-1: Evaluación presiones de flujo por corrimiento lateral, cepa N°8, muelle norte, puerto Coronel.....	43
Tabla 3-2: Evaluación de desplazamiento de flujo cepa N°8, muelle norte, puerto Coronel	55
Tabla 4-1: Esfuerzos máximos en pilote analizado previo a la falla, modelo SAP 2000 ...	65
Tabla 4-2: Esfuerzos máximos en pilote analizado después de la falla, modelo SAP 2000	65
Tabla 4-3: Verificación pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000.....	65
Tabla 4-4: Verificación pilote analizado después de la falla, modelo SAP 2000	66
Tabla 4-5: Esfuerzos máximos en pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000 ...	67
Tabla 4-6: Verificación pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000.....	67

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: rd versus curvas de profundidad, desarrolladas por Seed and Idriss (1971) con la línea valor promedio de la ecuación (1-3) y (1-4).....	4
Figura 1-2: Planta general muelle caleta Lo Rojas (junio 2010, Google Earth Pro).....	5
Figura 1-3: Ensayos SPT sondajes marítimos: (a) SM-1 caleta Lo Rojas (JQ-2010), (b) SPT-4 muelle norte puerto Coronel (JQ-2014)	6
Figura 1-4: Desplazamiento horizontal acumulado (De la Maza et al., 2015).....	9
Figura 1-5: Planta muelle norte y sur, puerto Coronel (junio 2010, Google Earth Pro).....	11
Figura 1-6: Daños observados en muelle norte puerto Coronel, (a) Grietas y asentamientos en pavimentos, (b) Rotación de pilotes de fundación (Ledezma y Tiznado, 2017)	11
Figura 1-7: Modelo de estabilidad de taludes post-licuefacción muelle norte. (Ledezma y Tiznado, 2017)	12
Figura 2-1: Perfil de suelo sintético usado en el análisis de respuesta de sitio	17
Figura 2-2: Influencia de los parámetros de suelo en el desplazamiento lateral (LD), a) Densidad relativa (D_r) vs desplazamiento lateral, b) Espesor de corteza (H_{crust}) vs desplazamiento lateral, c) Espesor del suelo licuable (H_{liq}) vs desplazamiento lateral, d) Inclinación (i) vs desplazamiento lateral.....	18
Figura 2-3: Residuales del modelo de Araujo et al (2021) versus, a) i , D_r , b) CAV, H_{liq} , ..	20
Figura 2-4: Ubicación muelles analizados, casos históricos (junio 2020, Google Earth)...	22
Figura 2-5: Planta general muelle caleta Lo Rojas (julio 2009, Google Earth Pro)	23
Figura 2-6: Sondaje ST-1, (a) Ensayos SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación (FS_L) v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)	24
Figura 2-7: Índice SBT de los sondajes SCPT, caleta Lo Rojas	25
Figura 2-8: Planta muelle norte, puerto Coronel (junio 2020, Google Earth Pro).....	28
Figura 2-9: (a) Plano general muelle norte, puerto Coronel SPT, (b) Falla por cortante del pilote desplazado, (c) Vista en planta de la zona de aproximación, (d) Elevación de la zona de aproximación, (e) Daño del refuerzo: (1) Daño en atiesador y (2) Deformación del atiesador, (f) Inclinación del eje del pilote (Brunet et al.,2012).....	29
Figura 2-10: Sondaje ST-2, (a) Ensayo SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación (FS_L) v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)	30

Figura 2-11: Planta muelle sur, puerto Coronel (junio 2020, Google Earth Pro)	33
Figura 2-12: Sondaje SST-1, (a) Ensayo SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)	34
Figura 3-1: Modelos de corrimiento lateral sobre un pilote, (a) Condición típica, (b) Modelado como desplazamiento de flujo, (c) Modelado como presión de flujo	38
Figura 3-2: Modelo para calcular el corrimiento lateral como presiones de flujo	41
Figura 3-3: Ubicación de sondajes geotécnicos disponibles en el sector del muelle norte (Ledezma y Tiznado, 2017)	42
Figura 3-4: Sección pilote 22” y 9,5 mm de espesor. SAP 2000	44
Figura 3-5: Modelo presiones de flujo sobre pilote. SAP 2000	46
Figura 3-6: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de cada elemento de suelo. SAP 2000.....	47
Figura 3-7: Diagramas de esfuerzos modelo SAP 2000, a) Diagrama de momento, b) Diagrama de corte	48
Figura 3-8: Esfuerzos en elemento superior pilote, unión con tablero.....	49
Figura 3-9: Esfuerzos máximos en pilote, zona inferior capa licuada	50
Figura 3-10: Diagramas de deformación SAP 2000 (desplazamientos en metros), a) Pilote unido al tablero del muelle (antes de la falla), b) Pilote desoldado (después de la falla) ...	51
Figura 3-11: Esquema con perfil de desplazamiento lateral	52
Figura 3-12: Relación entre desplazamiento horizontal del frente de agua y longitud del área del corrimiento lateral. Tokimatsu y Asaka (1998).....	53
Figura 3-13: Relación del desplazamiento horizontal del terreno con la distancia al frente de agua. Tokimatsu y Asaka (1998).....	53
Figura 3-14: Modelo desplazamientos de flujo sobre pilote, SAP 2000.....	56
Figura 3-15: Ecuación bilineal elasto-plástica p-y.....	57
Figura 3-16: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de un elemento de suelo en zona alterada.....	58
Figura 3-17: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de un elemento de suelo en zona sana	59
Figura 3-18: Diagramas de esfuerzos modelo SAP 2000, a) Diagrama de momento, b) Diagrama de corte	60

Figura 3-19: Esfuerzos en elemento superior pilote, unión con tablero.....	61
Figura 3-20: Esfuerzos máximos en pilote, zona inferior capa licuada	62
Figura 3-21: Diagramas de deformación SAP 2000 (desplazamientos en metros), a) Pilote unido al tablero del muelle (antes de la falla), b) Pilote desoldado (después de la falla) ...	63

RESUMEN

El procedimiento para estimar el potencial de licuefacción de suelos que ha tenido mayor aceptación a nivel mundial es el propuesto por Seed (Seed & Idriss, 1971), el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT). Desde el año 1977, este procedimiento ha sido revisado y actualizado con el fin de mejorar el nivel predictivo del mismo (Varela & Donovan, 1977). Entre las muchas consecuencias de la licuefacción, el corrimiento lateral (lateral spreading) es uno de las más peligrosos (Youd et al., 2002). Youd et al. (2018) definieron el corrimiento lateral como el desplazamiento horizontal de una capa de suelo rígido (no licuado) sobre un suelo licuado, ya sea por una pendiente suave o hacia una cara libre, hasta que alcanza una nueva posición de equilibrio.

La base de datos históricos que conforman los estudios existentes de licuación y corrimiento lateral, incorporan pocos datos de sismos de subducción y de gran magnitud, por lo mismo las fórmulas de uso ingenieril, como la propuesta por Youd et al. (2002), al ser utilizadas para estimar el corrimiento lateral en sismos de Chile (e.g., Puerto Coronel, Maule 2010) predicen valores muy excesivos, cuando por lo general los desplazamientos no superan unos cuantos metros (Youd et al., 2018).

Araujo et al. (2017) hace un valioso aporte al proponer una ecuación que evalúa el corrimiento lateral en casos de terremotos de subducción de gran magnitud. Con la ayuda de este estudio, más la especificación de diseño para puentes carreteros de la Asociación de Carreteras de Japón (JRA) y el estudio de Tokimatsu y Asaka (1998), en esta tesis se realizó una evaluación del corrimiento lateral de un pilote en la cepa N°8 del Muelle Norte (Puerto Coronel), que falló debido al corrimiento lateral gatillado por la licuación durante el terremoto del Maule 2010.

ABSTRACT

The procedure for estimating the liquefaction potential of soils that has been most widely accepted worldwide is the one proposed by Seed (Seed & Idriss, 1971), which is based on the standard penetration test (SPT). Since 1977, this procedure has been reviewed and updated in order to improve its predictive level (Varela & Donovan, 1977). Among the many consequences of liquefaction, lateral spreading is one of the most dangerous (Youd et al., 2002). Youd et al. (2018) defined lateral spreading as the horizontal displacement of a rigid (unliquefied) soil layer on a liquefied soil, either down a gentle slope or towards a free face, until it reaches a new equilibrium position.

The historical database that makes up the existing liquefaction and lateral spreading studies do not incorporate many data on subduction earthquakes and great magnitude, for the same reason the formulas for engineering use, such as the one proposed by Youd et al. (2002), when used to estimate lateral displacement in earthquakes in Chile (e.g., Puerto Coronel, Maule 2010), predict very excessive values, when displacements generally do not exceed a few meters (Youd et al., 2018).

Araujo et al., 2017, makes a valuable contribution by proposing an equation that evaluates the lateral spreading in the cases indicated above, with the help of this study, more the design specification for highway bridges of the Japan Road Association (JRA) and the study by Tokimatsu K. and Asaka Y. (1998), this thesis carried out an evaluation of the lateral displacement of a pile in portal N°8 of the North Pier (Puerto Coronel), which failed due to lateral displacement, triggered by liquefaction during the 2010 Maule earthquake.

1.- POTENCIAL DE LICUACIÓN

Se han desarrollado distintos documentos de orientación para el diseño que describen las mejores prácticas para la evaluación de la licuefacción (o licuación) en algunos proyectos (presas de terraplén, grandes presas, puentes, instalaciones de gas, puertos, facilidades portuarias y centrales nucleares).

El nivel de exigencia de cada uno de los documentos es muy dispar, ya que en algunos casos se trata solo de una guía de diseño, donde se puede establecer que se debe realizar una evaluación de licuefacción (OSBGE, 2014), mientras que en otros casos se pueden proporcionar requisitos detallados para la investigación del sitio y un procedimiento específico de análisis paso a paso para la evaluación de la licuefacción (Kavazanjian et al., 2011).

Otra dificultad para la definición de una práctica de evaluación de licuefacción es la rapidez con que se desarrollan y modifican los enfoques recomendados. Esto sucedió con Youd et al. (2001), ya que para 2004 como resultado de investigaciones continuas sobre el tema, grupos acreditados sugirieron conjuntos alternativos de cambios a los procedimientos de consenso, con mucho énfasis por parte de la comunidad técnica en dos enfoques alternativos (Boulangier e Idriss, 2004a; Cetin et al., 2004). Es importante señalar que esos talleres e informes abordaron únicamente la evaluación de la activación de la licuefacción; y no abordaron cuestiones asociadas con las consecuencias de la licuefacción.

Existen también trabajos que describen las consecuencias de la licuefacción, los que se refieren a: desplazamiento vertical y lateral del suelo, hundimiento y rotura de terraplenes, pérdida de capacidad de soporte, aumento de cargas laterales y menor resistencia lateral de estructuras, levantamiento (flotabilidad) y variación de los movimientos del terreno en campo libre. Se han desarrollado varios procedimientos para examinar los sitios en busca de posibles daños asociados a licuación: (1) establecer un umbral de movimiento del suelo por debajo del cual se espera que el daño por licuación sea intrascendente (FHWA, 2006; AASHTO, 2014), (2) detectar sitios con daño potencial basado en la aparición de manifestaciones superficiales (Ishihara, 1985), (3) determinación de un índice numérico de la gravedad de la activación, asociado al daño por licuación (LPI: Iwasaki et al., 1978; LPI_{ISH}: Maurer et al., 2015c; LSN: van Ballegooy et al., 2012).

1.1.- Licuación

Comprender como se activa la licuefacción y sus consecuencias requieren una comprensión de la mecánica del suelo y de los fluidos. Los suelos licuables son materiales granulares (no cohesivos); su resistencia a la deformación está influenciada por la fuerza con la que se presionan las partículas individuales. El término "tensión efectiva" se utiliza para describir la tensión asociada con estas fuerzas de contacto entre partículas.

Cuando los suelos saturados sujetos a un esfuerzo cortante que se invierte repetidamente (cíclico), no pueden contraerse debido a la presencia de agua en los poros del suelo, la presión del agua aumenta. Si esta presión alcanza el nivel de estrés efectivo inicial, se puede desencadenar la licuefacción (tensión efectiva nula). La medida en que un suelo tiende a contraerse o dilatarse durante el cizallamiento domina el comportamiento de licuefacción.

Varios factores afectan el potencial de licuación, por ejemplo: amplitud de la carga, el tipo de suelo, esfuerzo cortante inicial, amplitud de la deformación cortante, edad del depósito, y condiciones hidráulicas, entre otros.

La carga sísmica se puede caracterizar por esfuerzos cortantes repetidos de intensidad fluctuante, con la característica adicional de que la dirección del esfuerzo cortante aplicado se invierte.

La inversión del esfuerzo cortante es una característica importante de la carga sísmica, ya que tanto los suelos sueltos como los densos tienden a contraerse a pequeñas deformaciones cortantes inducidas y, por lo tanto, generan presiones intersticiales en exceso positivas cuando se someten a una inversión del esfuerzo cortante (Martin et al., 1975).

Whitman (1971) y Seed & Idriss (1971) propusieron un enfoque basado en la tensión para evaluar si se provoca licuación en un sitio. Desde esa fecha el método ha sufrido modificaciones, pero sigue manteniendo el mismo marco básico de evaluación. Tal método define el factor de seguridad frente a la ocurrencia de licuefacción como:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (1-1)$$

donde:

CSR: Razón de tensión cíclica, medida de la carga sísmica inducida al suelo

CRR: Razón de resistencia cíclica, medida de la resistencia del suelo frente a la licuación

El valor de CSR se puede determinar como:

$$CSR = 0,65 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot r_d \quad (1-2)$$

donde la variable “ PGA ” corresponde a la componente horizontal de la aceleración máxima del suelo, “ g ” es la aceleración de gravedad, “ r_d ” es un factor que explica la respuesta no-rígida de la columna de suelo, “ σ_{v0} ” es el esfuerzo vertical total inicial en el suelo y “ σ'_{v0} ” es el esfuerzo vertical efectivo inicial en el suelo.

El coeficiente de reducción de estrés que modifica la razón de estrés cíclico (CSR), propuesto por Liao and Whitman (1986b) es, para $z \leq 9,15$ m:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \quad (1-3)$$

y para $9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$:

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \quad (1-4)$$

En la Figura 1-1 se puede ver la incertidumbre en (1-3) y (1-4), la cual aumenta significativamente a partir de los 15 m de profundidad. Pasado este rango de profundidades, el método simplificado propuesto por Youd et al. (2001) no ha sido verificado.

Distintos códigos de diseño limitan el fenómeno de la licuación a distintas profundidades, pasada la cual podría omitirse su evaluación:

- La norma Española UNE-EN 1998-5 (2018), indica que puede omitirse la evaluación de susceptibilidad a la licuefacción cuando el suelo arenoso saturado se encuentra a una profundidad mayor a 15 m medida desde la superficie.
- La Japan Road Association (2002), indica que la evaluación debe realizarse si se cumplen tres condiciones, una de ellas relacionada con la profundidad de la napa freática, la cual podría ser superior a los 10 m por debajo de la superficie, pero situada a una profundidad menor a 20 m por debajo de la superficie del suelo actual.

En cualquier caso, y desde el punto de vista físico, no existen razones para definir que no existe licuefacción a partir de una determinada profundidad.

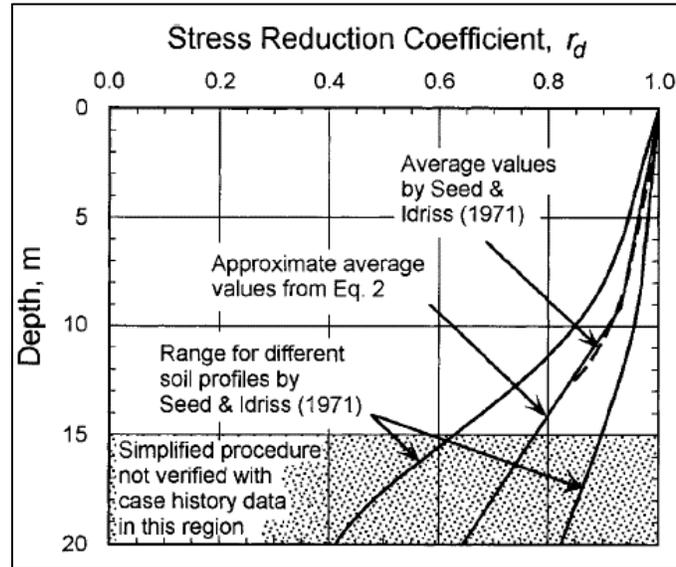


Figura 1-1: r_d versus curvas de profundidad, desarrolladas por Seed and Idriss (1971) con la línea valor promedio de la ecuación (1-3) y (1-4)

El valor CRR (razón de resistencia cíclica) en el método simplificado original, fue evaluado a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT). Existen variantes posteriores que utilizan otros índices de la resistencia del suelo in situ, como son la prueba de penetración de cono (CPT) y velocidad de onda de corte (V_s).

La resistencia del suelo (CRR) fue correlacionada a casos históricos de terremotos de magnitud 7,5.

La ecuación que describe el factor de seguridad relaciona los valores CRR y CSR asociados a la magnitud del sismo medido, razón por lo cual el valor de $CRR_{7,5}$ debe ser ajustado por el MSF (Magnitude Scaling Factor). Con ello, el Factor de Seguridad (FS) queda:

$$FS = \frac{(CRR_{7,5} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \cdot MSF)}{\left(0,65 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot r_d\right)} \quad (1-5)$$

Los factores de corrección K_σ y K_α fueron desarrollados por Seed (1983) para extrapolar el procedimiento simplificado a condiciones de presión de sobrecarga y esfuerzo de corte estático mayores que las incorporadas en el conjunto de datos históricos de donde se derivó el procedimiento simplificado.

Se asume que la duración del movimiento del terremoto se incorpora en forma indirecta mediante el *MSF*, con el cual se ajustan las curvas de arenas limpias de *CRR* a magnitudes mayores o menores que 7,5.

1.2.- Casos Históricos Analizados

1.2.1.- Caleta Lo Rojas

El terremoto del Maule (2010) gatilló la licuación de suelos en varios puntos a lo largo de Chile. Uno de ellos fue caleta Lo Rojas, comuna de Coronel, lugar donde el muelle pesquero artesanal existente (estructura transparente conformada por pilotes tubulares de acero) colapsó debido a la falla de corrimiento lateral gatillada por la licuación generada en el fondo marino (De la Maza et al., 2015). El corrimiento lateral es el movimiento lateral finito de depósitos de suelo saturados de pendiente suave a pronunciada causados por la licuación de los suelos.



Figura 1-2: Planta general muelle caleta Lo Rojas (junio 2010, Google Earth Pro)

El sector costero de Coronel, donde se desarrolló la licuación, corresponde a una zona industrial que concentra actividad pesquera, portuaria y energética. Por esta razón, los daños

en la infraestructura generaron gran impacto, siendo estudiado profusamente por distintas instituciones. En este estudio se utilizan los trabajos realizados en la caleta Lo Rojas (Informe Técnico 10010-01-ITE-002, JQ Ingeniería 2010) y en el puerto Coronel (Informe de Campo, JQ Ingeniería 2014). Los ensayos SPT analizados corresponden al sondaje SM-1 (caleta Lo Rojas) y al sondaje SPT-4 (muelle norte puerto Coronel). Los resultados del sondaje SM-1 se muestran en la Figura 1-3 y Tabla 1-1, mientras que los resultados del sondaje SPT-4 se muestran en la Figura 1-3 y Tabla 1-2.

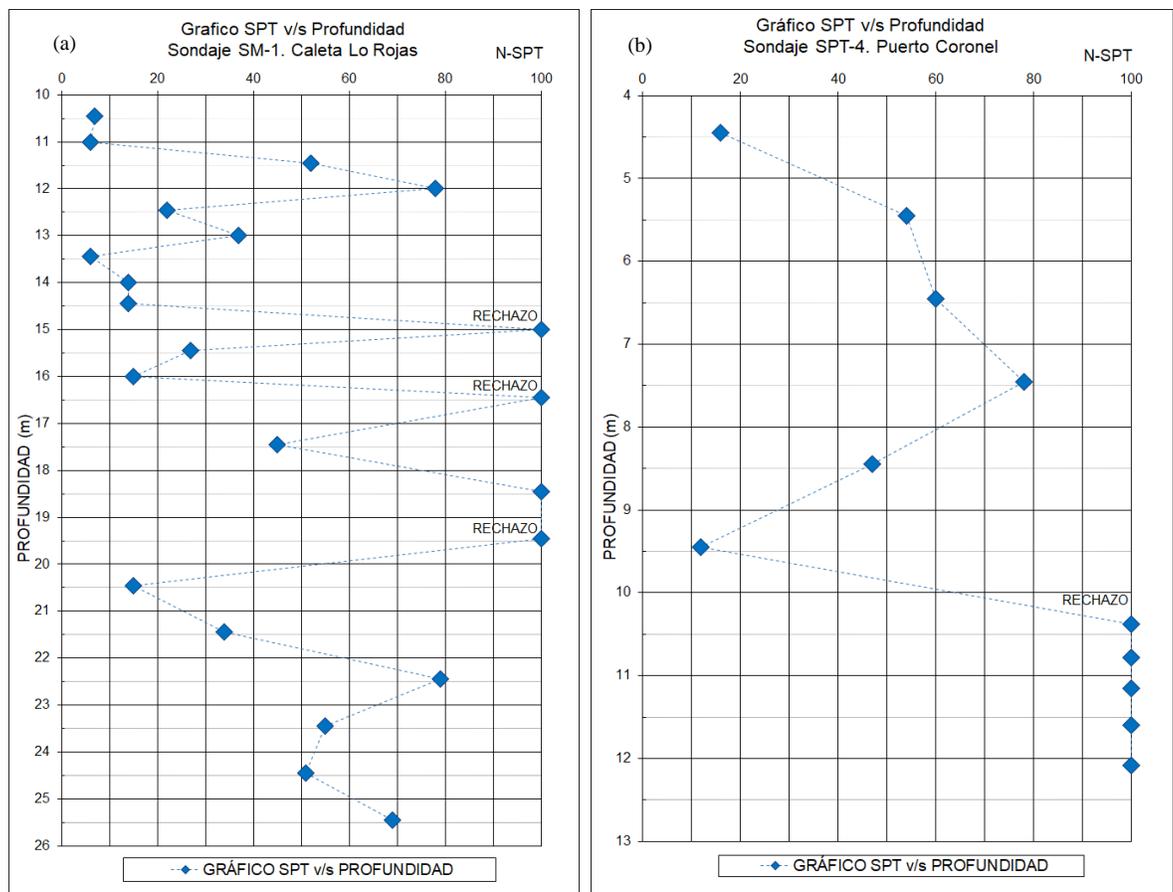


Figura 1-3: Ensayos SPT sondajes marítimos: (a) SM-1 caleta Lo Rojas (JQ-2010), (b) SPT-4 muelle norte puerto Coronel (JQ-2014)

Tabla 1-1: Ensayos SPT sondaje marítimo SM-1, caleta Lo Rojas (JQ-2010)

PENETRACIÓN - SPT					
Tramo (m)		N1	N2	N3	NF
Inicio	final				
10.00	10.45	4	5	2	7
10.55	11.00	2	4	2	6
11.00	11.45	14	25	27	52
11.55	12.00	18	33	45	78
12.00	12.45	9	12	10	22
12.55	13.00	9	16	21	37
13.00	13.45	2	3	3	6
13.55	14.00	2	6	8	14
14.00	14.45	2	2	4	6
14.45	15.00	6	31	R	100
15.00	15.45	11	12	15	27
15.55	16.00	3	4	11	15
16.00	16.45	9	27	R	100
17.00	17.45	14	22	23	45
18.00	18.45	15	50	R	100
19.00	19.45	24	50	R	100
20.00	20.45	5	5	10	15
21.00	21.45	10	14	20	34
22.00	22.45	10	35	44	79
23.00	23.45	11	22	33	55
24.00	24.45	14	24	27	51
25.00	25.45	14	31	38	69

Tabla 1-2: Ensayos SPT sondaje marítimo SPT-4, muelle norte puerto Coronel (JQ-2014)

PENETRACIÓN - SPT					
Tramo (m)		N1	N2	N3	NF
Inicio	final				
0.00	4.00	-	-	-	-
4.00	4.45	2	4	12	16
5.00	5.45	13	20	34	54
6.00	6.45	13	25	35	60
7.00	7.45	18	36	42	78
8.00	8.45	17	23	24	47
9.00	9.45	4	6	6	12
10.00	10.38	18	40	R/8cm	100
10.50	10.78	40	R/13cm	-	100
11.00	11.15	R/15cm	-	-	100
11.50	11.60	R/10cm	-	-	100
12.00	12.08	R/8cm	-	-	100

El análisis de potencial de licuación en el sondaje SM-1 se realizó siguiendo los procedimientos de análisis propuestos por Boulanger e Idriss (2004 y 2014). Los ensayos de laboratorio (clasificación USCS, granulometría, IP) fueron desarrollados por DICTUC.

Los resultados de los análisis de licuación se adjuntan a este informe (Anexo A). El muelle de Lo Rojas (Proyecto Muelle Pesquero Artesanal Lo Rojas, 2003) fue desarrollada con pilotes de 12 ³/₄" de diámetro, de 16 y 17 m de ficha (longitud total 26 m), tablero de hormigón armado de 20 cm de espesor, con una longitud total de 100 m (86 m de puente de acceso y 14 m de cabezo). En la Figura 1-2 se puede apreciar una imagen satelital del muelle caleta Lo Rojas posterior al terremoto del 2010.

Durante el estudio de terreno posterior al terremoto (Bray et al., 2012), los desplazamientos horizontales acumulados fueron medidos sumando el ancho de las grietas a lo largo de la línea roja indicada en la Figura 1-2. El movimiento lateral máximo fue alrededor de 2,9 m en una distancia medida de aproximadamente 85 m (Figura 1-4).

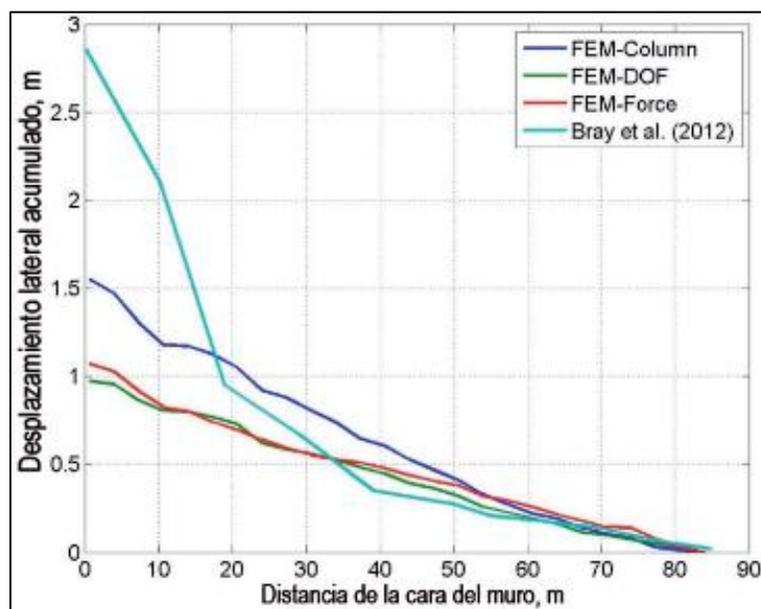


Figura 1-4: Desplazamiento horizontal acumulado (De la Maza et al., 2015)

Para entregar comparaciones más cuantitativas, la Figura 1-4 muestra los desplazamientos horizontales acumulados medidos en la proyección de la línea medida por Bray et al. (2012), línea roja sobre Figura 1-2, para lo cual De la Maza et al. (2015) desarrollaron un modelo de elementos finitos hidro-mecánico acoplado e inelástico para reproducir las observaciones de terreno. En este modelo la mezcla sólido-fluido fue tratada de acuerdo a la formulación u-p (Zienkiewicz y Shiomi, 1984). Para imponer condiciones de campo libre en los bordes verticales se investigaron tres aproximaciones: FEM-DOF para imponer desplazamientos y presiones provenientes de una simulación de propagación unidimensional, FEM-FORCE para imponer fuerzas laterales equivalentes de los cálculos de las columnas 1D de campo libre (Bielak et al., 2003) y FEM-Column para incluir en el modelo 2D columnas de campo libre y bordes laterales (Mc Gann y Arduino, 2011).

De acuerdo a De la Maza et al. (2015), el modelo FEM-Column tiene la ventaja de requerir un único cálculo, en términos de valores máximos entregó el valor más cercano a las mediciones de terreno, desplazamiento acumulado igual al 57% del medido (Figura 1-4).

Los modelos FEM-DOF/Force, requieren dos fases de cálculo: primero debe resolverse la columna de campo libre 1D, luego se imponen al modelo 2D en sus bordes verticales los desplazamientos equivalentes o fuerzas. Los resultados de los modelos FEM-DOF/Force son prácticamente idénticos (Figura 1-4).

Al igual que De la Maza et al., (2015) es muy interesante notar que el desplazamiento acumulado entre los 20 y los 80 m desde la cara del muro considerado como referencia durante las mediciones post-sísmicas es muy similar a la obtenida por el modelo FEM-Column, pero el gran incremento en los primeros 20 m no es reproducido con precisión. Probablemente, grietas muy anchas fueron observadas en este sector, las que no pudieron ser reproducidas por la estrategia de modelación continua (método de elementos finitos).

1.2.2.- Puerto Coronel

El muelle norte del Puerto Coronel (Figura 1-5) fue construido entre 1995 y 1996, con dos sitios de amarre de 170 m de largo. Posteriormente, para aumentar la capacidad de la terminal se agregaron dos tramos de amarre adicionales, alcanzando el muelle norte una longitud total de 541 m. La estructura de soporte del muelle consiste en un tablero de hormigón armado, apoyado sobre vigas de acero longitudinales y transversales, sostenidas por pilotes de tubería de acero convencional hincados (verticales e inclinados en cuplas).

El muelle sur (Figura 1-5), por su parte, tiene 645 m de largo y se utiliza para carga de contenedores. Fue construido entre 2006 y 2007 utilizando un sistema de aislamiento de base que combina pilotes verticales en paralelo con aisladores elastoméricos colocados sobre grupos de cuatro pilotes inclinados interconectados (Brunet et al., 2012).

El muelle sur (SPT-2_2014) no sufrió daños visibles atribuibles a licuación, mientras que el muelle norte (SPT-4_2014), sufrió daños muy severos cerca de la plataforma de acceso, atribuibles al fenómeno de licuación y corrimiento lateral, incluyendo grietas y asentamientos del suelo, formación de cráteres y también rotaciones y desplazamientos de los cimientos de pilotes (Ledezma y Tiznado, 2017).

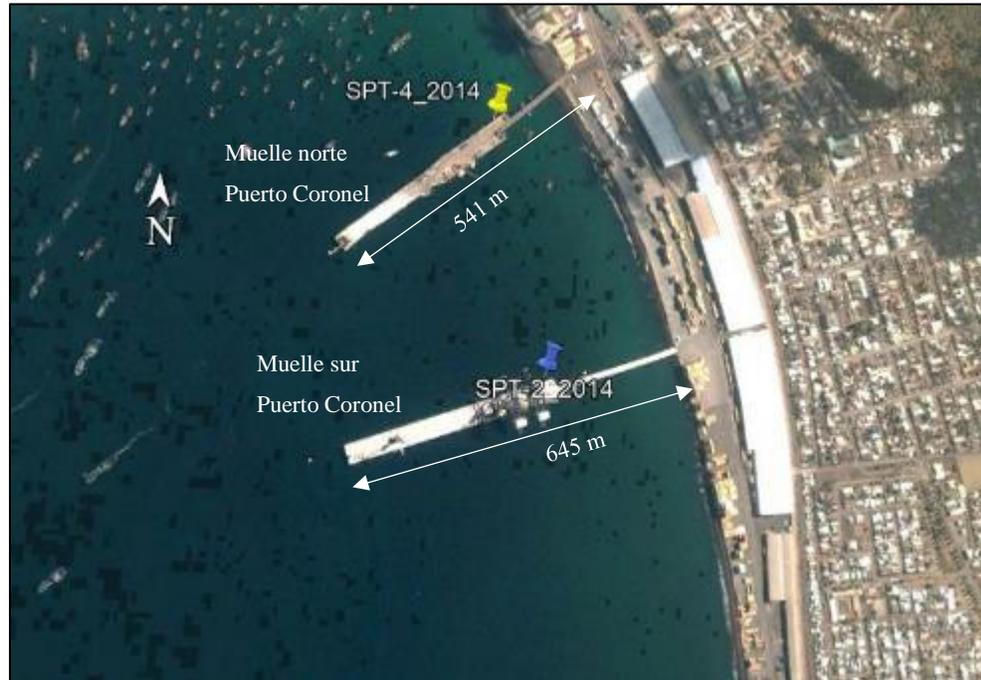


Figura 1-5: Planta muelle norte y sur, puerto Coronel (junio 2010, Google Earth Pro)



Figura 1-6: Daños observados en muelle norte puerto Coronel, (a) Grietas y asentamientos en pavimentos, (b) Rotación de pilotes de fundación (Ledezma y Tiznado, 2017)

Cerca de la plataforma de acceso al muelle norte, donde el daño inducido por la licuefacción fue más extenso, los pilotes tienen aproximadamente 50 cm de diámetro y 20 m de profundidad en promedio. Por tanto, estos pilotes no alcanzaron el nivel del lecho rocoso (González & Verdugo, 2012). Se cree que este hecho, además de las condiciones de fijación entre las cabezas de los pilotes y la superestructura, puede haber jugado un papel clave en el modo de falla observado de los cimientos de pilotes. En este sentido, uno de los efectos más importantes sobre la estructura del muelle debido al corrimiento lateral inducido por el

terremoto fue la rotación de los pilotes, lo que provocó el pandeo de los refuerzos en el lado de compresión y la deformación de los refuerzos en el lado de tracción de las vigas de soporte (Arduino et al., 2010).

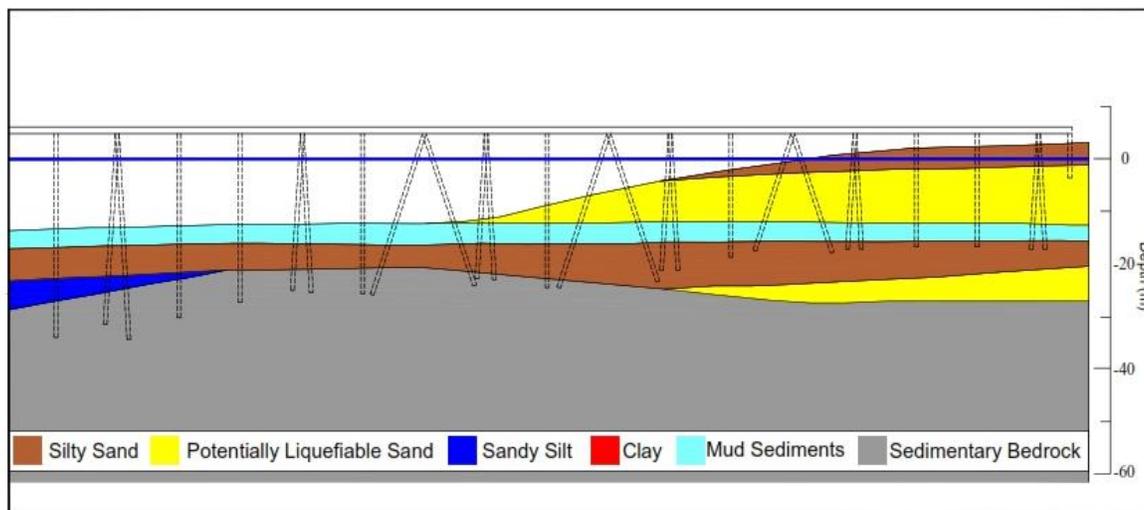


Figura 1-7: Modelo de estabilidad de taludes post-licuefacción muelle norte. (Ledezma y Tiznado, 2017)

Basado en los datos geotécnicos disponibles, Ledezma y Tiznado (2017) desarrollaron un modelo de estabilidad de taludes del muelle norte del Puerto de Coronel (Figura 1-7). La evaluación de licuefacción en la zona de la plataforma de acceso al muelle muestra la presencia de dos capas potencialmente licuables: (i) una poco profunda, ubicada cerca de la superficie del suelo y que se extiende a una profundidad de unos 15 m por debajo del nivel del mar, y (ii) una más profunda, de 3 m de espesor en promedio, que recubre el lecho de roca. Se estimaron valores promedio $(N1)_{60cs}$ de ≈ 16 (golpes/pie) y ≈ 5 (golpes/pie), respectivamente, para estas dos capas de arena. Se estimaron las razones S_{ur}/σ'_v para el modelo de estabilidad de taludes, utilizando Ledezma & Bray (2010), como 0,25 y 0,06, respectivamente.

El análisis de estabilidad se desarrolló para diferentes aceleraciones horizontales, tal de obtener una fuerza horizontal “F” que permitiese obtener un factor de seguridad (FS) de 1,0. Utilizando las relaciones de Bray and Travararou (2007), se pudo obtener las fuerzas laterales versus las curvas de desplazamientos, el modelo 1 que corresponde a la estimación existente del pilote en cuanto a fijación de su cabeza y a la condición de empotramiento, proporcionó desplazamientos laterales permanentes en el rango de 50 a 100 cm, lo cual es

consistente con los desplazamientos medidos por el equipo de la asociación GEER en terreno (Arduino et al., 2010).

El sondaje SPT-4 se ubicó en el arranque del cabezo del muelle norte del puerto Coronel, en los primeros 4,5 m existe un fango, subyace a este una arena limosa hasta los 10 m de profundidad, cota donde los ensayos SPT comienzan a dar rechazo, con presencia de arenas cementadas y arcillas duras (cementación fuerte).

2.- PREDICCIÓN DE CORRIMIENTO LATERAL INDUCIDO POR LICUACIÓN EN CAMPO LIBRE

Entre las muchas consecuencias de la licuación, el corrimiento lateral es una de las más peligrosas (Youd et al., 2002). Los modelos de corrimiento lateral establecidos por Youd et al. (2018) y la JRA, definen como corrimiento lateral al desplazamiento lateral de una capa de suelo no licuable (costra) que se desplaza sobre el suelo licuado hasta encontrar el equilibrio, tal como se aprecia en la Figura 2-1. El suelo licuado a su vez se apoya sobre un suelo sano no licuado de pendiente suave o fuerte. Estos modelos simplificados no siempre se encuentran en la naturaleza, ya que suelen coexistir de manera entremezcladas distintas depositaciones geológicas, con capas de suelos licuables entre capas de suelos no licuables.

2.1.- Modelos de Predicción de Corrimiento Lateral

2.1.1.- Método de Youd et al. (2002)

La ecuación propuesta por Bartlett and Youd (1992, 1995), fue modificada en la investigación de Youd et al. (2002), cuyas mejoras y correcciones se resumen en los siguientes pasos:

Paso 1: Corrección de los desplazamientos mal calculados del terremoto de Japón (Nihonkai-Chubu, 1983). Esta corrección se realizó dividiendo la magnitud por un factor 1,9 para obtener valores correctos.

Paso 2: Eliminación de ocho vectores de desplazamiento para sitios donde los desplazamientos del corrimiento lateral estaban claramente impedidos por fuerzas de corte o compresión a lo largo de los márgenes o en la punta de la extensión lateral.

Paso 3: Se agregaron tres sitios con graves daños de corrimiento lateral debido a los terremotos, 1983 Borah Peak, Idaho; 1989 Loma Prieta, California; y 1995 en Kobe Japón.

Paso 4: Cambio de forma del $D_{50_{15}}$ a $\log(D_{50_{15}} + 0,1 \text{ mm})$, para mejorar el rendimiento predictivo del modelo y reducir la sensibilidad al tamaño de grano medio, la incorporación de la constante 0,1 mm se hizo para evitar la obtención de valores irrealmente grandes al evaluar valores muy próximos a cero.

Paso 5: Cambio de función de $\log(R)$ a $\log(R^*)$. El término $b_2 \cdot \log R$ en el modelo de Bartlett y Youd (1992, 1995) conduce a grandes desplazamientos cuando R tiende a cero. Para eliminar la necesidad de restringir los valores de R mínimos, se agregó un factor al término $\log(R)$ quedando $\log(R^*)$, donde $R^*=R+R_0$, donde $R_0 = 10^{(0,89 \cdot M - 5,64)}$. Con estas modificaciones al modelo de Bartlett and Youd (1992, 1995) y al usar los coeficientes enumerados en la Tabla 2-1, las ecuaciones de predicción cambiaron a:

Modelo para cara libre:

$$\log D_H = - 16,713 + 1,532 \cdot M - 1,406 \cdot \log R^* - 0,012 \cdot R + 0,592 \cdot \log W + 0,540 \cdot \log T_{15} + 3,413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0,795 \cdot \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \quad (2-1)$$

Modelo para pendiente suave:

$$\log D_H = - 16,213 + 1,532 \cdot M - 1,406 \cdot \log R^* - 0,012 \cdot R + 0,338 \cdot \log S + 0,540 \cdot \log T_{15} + 3,413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0,795 \cdot \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \quad (2-2)$$

Donde:

D_H : Desplazamiento lateral del terreno (m)

M : Magnitud de momento del sismo

R : Distancia horizontal o cartográfica más cercana desde el sitio a la fuente de energía sísmica (km)

T_{15} : Espesor acumulado de capas de suelos granulares saturados con conteo de golpes corregidos, $(N_1)_{60}$, menores que 15 (m)

F_{15} : Contenido de finos promedio para material granular incluidos dentro del T_{15} , (%)

$D50_{15}$: Tamaño promedio del grano medio del material granular dentro del T_{15} (mm)

S : Pendiente del terreno (%)

W : Razón de la cara libre, definida como la altura H de la cara libre dividida por la distancia L de la base de la cara libre al punto en cuestión (%)

Tabla 2-1: Coeficientes obtenidos del paso 5 – Cambio de forma de $\log(R)$ a $\log(R^*)$

Parámetros	Constantes		M	Log R*	R	Log W	Log S	Log T ₁₅	Log (100-F ₁₅)	D50 ₁₅	Coeficientes de Regresión
	b ₀	b _{off}	b ₁	b ₂	b ₃	b ₄	b ₅	b ₆	b ₇	b ₈	R ² _c
Valores	-16.213	-0.500	1.532	-1.406	-0.012	0.592	0.338	0.540	3.413	-0.795	83.6

2.1.2.- Modelo de Araujo et al. (2021)

Existen varios modelos empíricos que predicen la distancia que se moverá el suelo en un sector donde se produzca corrimiento lateral. Las regresiones multilineales utilizan una colección de datos históricos de corrimiento lateral para desarrollar ecuaciones que correlacionen las variables de entrada con los desplazamientos medidos.

La mayoría de los modelos empíricos utilizan las mismas variables de entrada usadas por Youd et al. (2002), como son la magnitud de momento (M_w), la distancia fuente-sitio (R o R_{rup}), el contenido de finos (F), la pendiente del terreno (S), y el espesor de las capas de suelo licuables con cantidad de golpes por pie menor a 15 (T_{15}). Otros modelos empíricos comúnmente utilizados en la práctica ingenieril son: Bardet et al. (2002), Faris et al. (2006), Rauch y Martin II (2000), Zhang et al. (2004) y Zhang et al. (2012), los cuales correlacionan algunas de las variables usadas por Youd et al. (2002).

Tyron, G.E. (2014) evaluó varios modelos empíricos predictivos utilizando el terremoto de subducción de gran magnitud sucedido en Chile, Maule $M_w=8,8$ de 2010, descubriendo que esos modelos sobrestimaban los desplazamientos laterales inducidos por la licuefacción en un factor mayor que dos. Además, el uso de distancia entre la fuente y el sitio de análisis, según se define en cada modelo, conduce a desplazamientos irrealmente grandes.

El corrimiento lateral puede tener consecuencias muy devastadoras para estructuras enterradas, por lo que es relevante poder determinar su magnitud. En la actualidad, para terremotos de subducción de gran magnitud ($M_w > 7,5$) y en sitios ubicados en el área horizontal proyectada de la superficie de ruptura, existe el inconveniente de tener que definir adecuadamente el parámetro asociado a la distancia de la fuente distinto de cero, si se desea utilizar algunos de los modelos indicados anteriormente, tienden a predecir en exceso por un

factor de al menos dos los desplazamientos laterales en sitios cercanos a la fuente de gran magnitud (i.e., gran área de dislocación entre placas tectónicas).

El estudio paramétrico de Araujo et al. (2021) fue desarrollado usando modelos numéricos 1-D, perfiles simplificados de suelo, y registros de sismos de subducción de gran magnitud. Araujo et al. (2021) crearon 27 perfiles de suelo, variando el espesor de la capa licuable, la densidad relativa y la inclinación de la pendiente del terreno. El perfil constaba de tres capas de suelo (Figura 2-1): la capa superior e inferior son capas no licuables, con una densidad relativa $DR=90\%$ y la capa intermedia licuable. La profundidad total del perfil fue de 30 m en todos los análisis y se asumió el nivel del agua subterránea en la superficie.

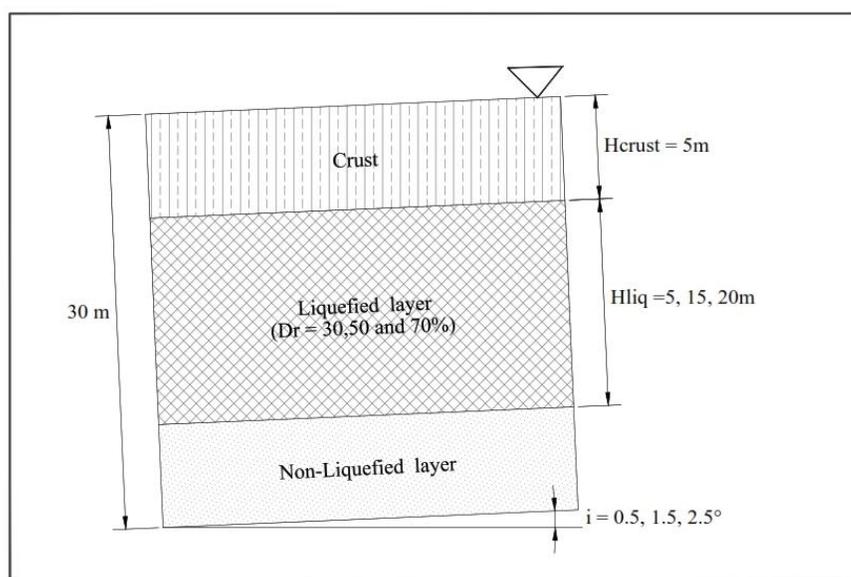


Figura 2-1: Perfil de suelo sintético usado en el análisis de respuesta de sitio

La Figura 2-2 muestra la tendencia representativa de los desplazamientos laterales inducidos por la licuefacción versus los parámetros del suelo (20 sismos). La Figura 2-2a muestra que el desplazamiento lateral inducido por la licuefacción disminuye a medida que aumenta la DR en la capa de suelo licuable. La Figura 2-2b muestra que el espesor de la corteza no licuable no influye en la cantidad de desplazamiento lateral residual inducido por la licuación. La Figura 2-2c muestra que el desplazamiento aumenta significativamente a medida que aumenta el espesor de la capa licuable. La Figura 2-2d muestra que el desplazamiento lateral aumenta a medida que aumenta la pendiente del terreno.

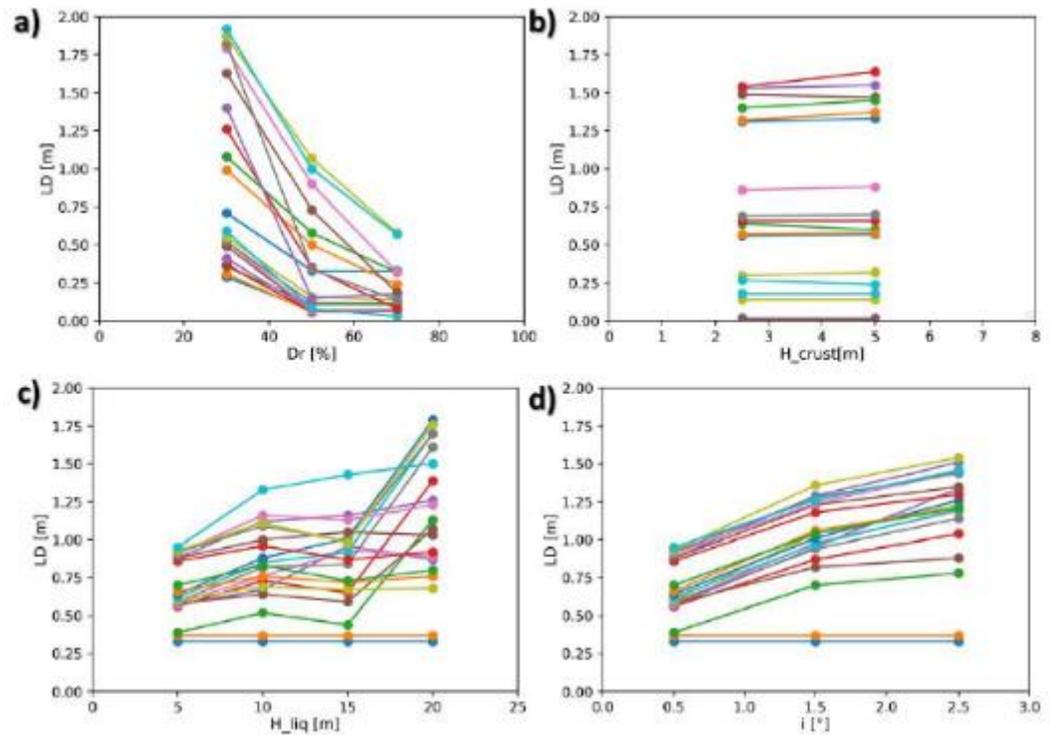


Figura 2-2: Influencia de los parámetros de suelo en el desplazamiento lateral (LD), a) Densidad relativa (D_r) vs desplazamiento lateral, b) Espesor de corteza (H_{crust}) vs desplazamiento lateral, c) Espesor del suelo licuable (H_{liq}) vs desplazamiento lateral, d) Inclinación (i) vs desplazamiento lateral

Después de un extensivo análisis de las diferentes combinaciones de características, se identificaron que CAV, $S_a(1s)$, H_{liq} , D_r e i (cuyos significados se entregan más adelante) son las características que entregan la mejor predicción. Como resultado, Araujo et al. (2021), proponen modelo presentado en la ecuación (2-3) para predecir la cantidad de corrimiento lateral.

$$\ln D_H = a_0 + a_1 \cdot \ln CAV + a_2 \cdot \ln Sa(1s) + a_3 \cdot H_{liq} + a_4 \cdot D_r + a_5 \cdot i + a_6 \cdot \ln Sa(1s) \cdot \ln CAV \quad (2-3)$$

donde:

D_H : Desplazamiento lateral del terreno (m)

CAV: Velocidad absoluta acumulada (cm/s)

Sa(1s): Pseudoaceleración en un período de 1 s (g)

H_{liq} : Espesor de las capas licuables (m)

D_r : Densidad relativa (%)

i: Pendiente del terreno (%)

Tabla 2-2: Coeficientes utilizados en ecuación MLR Araujo et al. (2021)

coeficientes/valores	
a0=	-5.14
a1=	0.94
a2=	2.17
a3=	0.02
a4=	-0.03
a5=	0.19
a6=	-0.27

La Figura 2-3 muestra los residuales del modelo predictivo contra los parámetros usados en la ecuación (2-3).

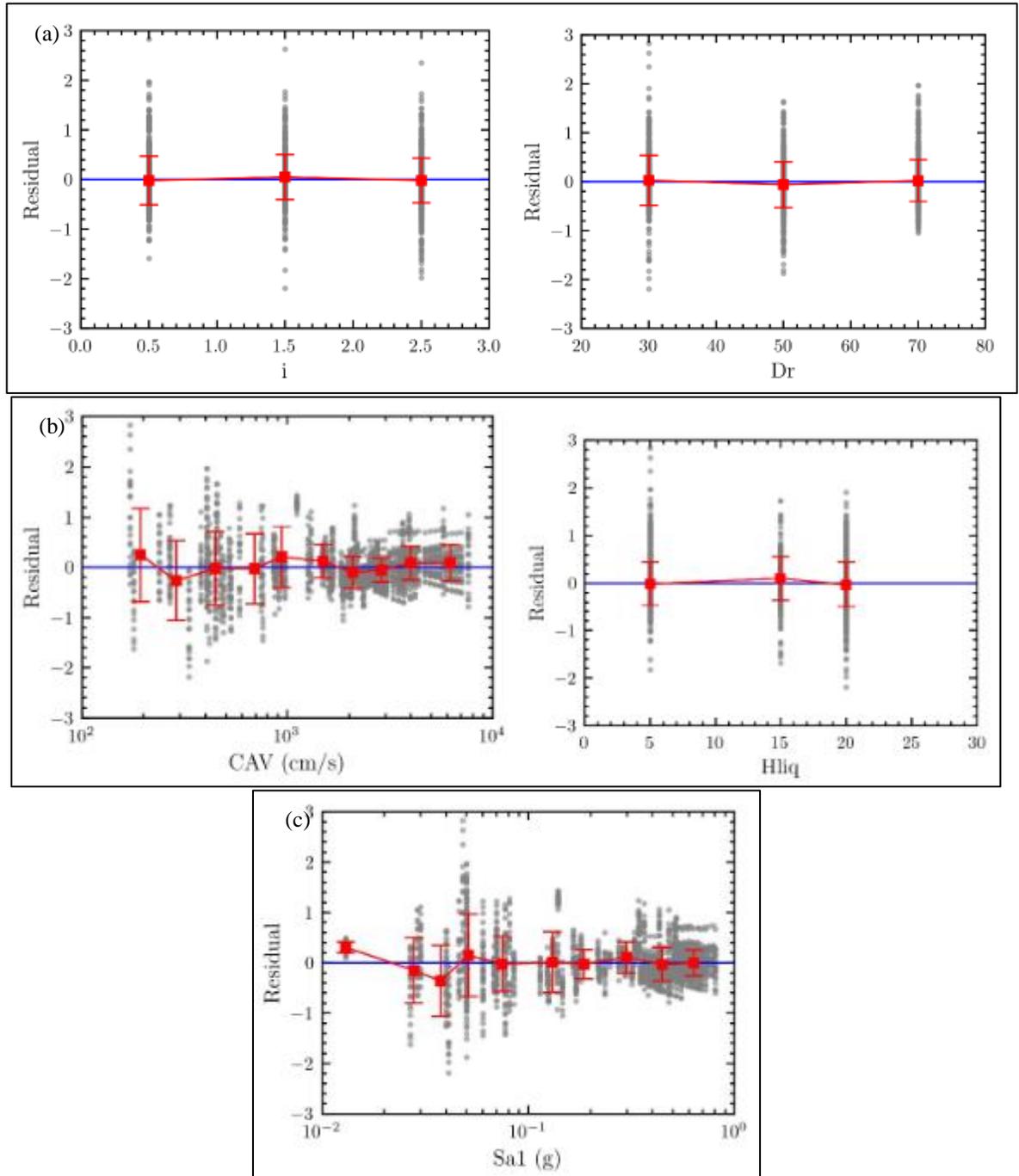


Figura 2-3: Residuales del modelo de Araujo et al (2021) versus, a) i , Dr , b) CAV , H_{liq} ,

c) Sa (1s)

2.2.- Casos Históricos Analizados

Tras el sismo del Maule 2010, se levantó información respecto a los daños provocados en la infraestructura marítima del sur del país, resultando muchas obras marítimas dañadas. En el estudio de Brunet et al. (2012) se observó que todos los puertos que sufrieron corrimiento lateral también sufrieron licuefacción, pero no se cumplió siempre lo contrario.

Los muelles analizados en la bahía de Coronel, tienen la particularidad de ser estructuras abiertas, su eje principal se dispone perpendicular a la línea de la costa, con una losa de hormigón armado que une las cabezas de los pilotes. Producto de la pendiente del fondo marino, los pilotes de la zona de aproximación (puente de acceso) son más cortos que los pilotes de la zona de atraque (cabezo), siendo por esto la zona de aproximación la zona más rígida del muelle. Por estas razones los pilotes del puente de acceso experimentan mayores demandas, mientras que la zona de atraque experimenta mayores desplazamientos. Cabe hacer presente que los pilotes inclinados orientados transversalmente respecto al eje principal del muelle son significativamente más rígidos que los pilotes verticales y, por ende, atraen fuerzas sísmicas más grandes.

Los muelles analizados (Figura 2-4) se encuentran ubicados en la bahía de Coronel y fueron afectados por licuación y corrimiento lateral durante el terremoto del Maule 2010. El muelle sur no presentó signos de daños producto de estos fenómenos, el cual está influenciado por su configuración estructural y aislación sísmica. Los desplazamientos obtenidos por los modelos de Brunet et al. (2012) fueron de 14,8 cm, lo que representa un 61% del desplazamiento de diseño ($D_D = 24$ cm), manteniéndose dentro del rango elástico.



Figura 2-4: Ubicación muelles analizados, casos históricos (junio 2020, Google Earth)

2.2.1.- Caleta Lo Rojas

El muelle pesquero artesanal existente en la comuna de Coronel (estructura transparente conformada por pilotes tubulares de acero) colapsó debido a la falla de corrimiento lateral gatillada justamente por la licuación del fondo marino.



Figura 2-5: Planta general muelle caleta Lo Rojas (julio 2009, Google Earth Pro)

Las mediciones realizadas in situ posterior al terremoto del 2010, fueron registradas en el documento de Bray et al. (2012), donde el desplazamiento horizontal acumulado fue medido sumando el ancho de las grietas a lo largo de la línea roja indicada en la Figura 1-2 y Figura 2-5. El movimiento lateral máximo medido fue de 2,9 m en una distancia de aproximadamente 85 m.

Los desplazamientos laterales inducidos fueron estimados usando las ecuaciones propuestas por Youd et al. (2002) y Araujo et al. (2021). Para el caso de la caleta de pescadores de Lo Rojas, se utilizaron los ensayos SPT desarrollados en el sondaje ST-1 perforado el año 2014, con el cual se determinó que la capa licuable alcanzó los 7,45 m de profundidad. Los valores de los SPT se muestran en la Tabla 2-3. Los resultados del análisis de licuación se adjuntan en el Anexo D. En las capas de suelos finos se aplica criterio de Bray y Sancio (2006) para declararlos como zonas “no licuables”, en la misma dirección apunta el criterio de Boulanger e Idriss (2006).

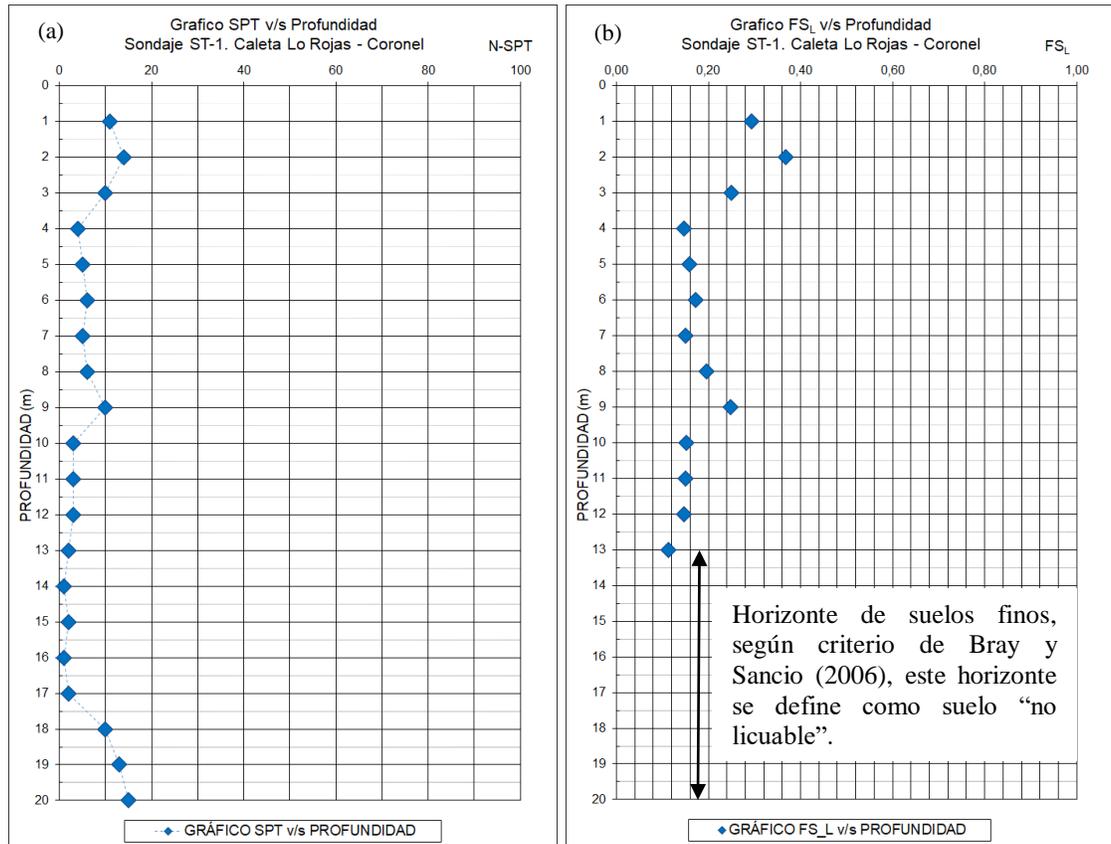


Figura 2-6: Sondaje ST-1, (a) Ensayos SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación (FS_L) v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)

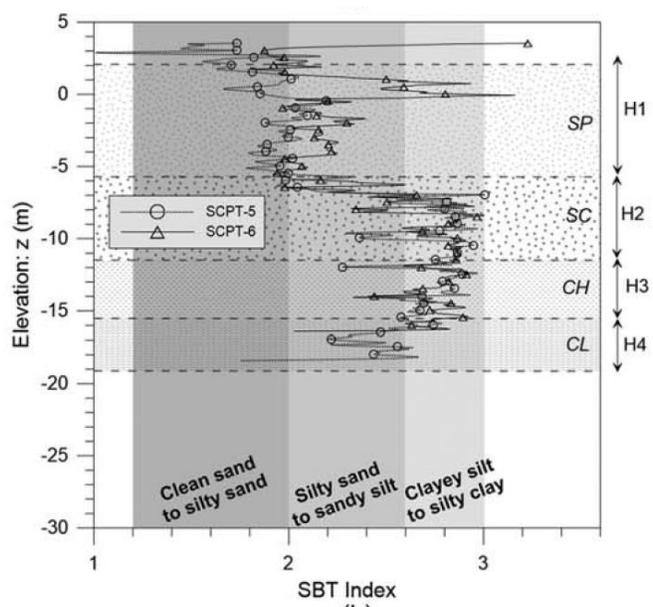


Figura 2-7: Índice SBT de los sondajes SCPT, caleta Lo Rojas

Tabla 2-3: Ensayos SPT sondaje terrestre ST-1, caleta Lo Rojas

Tramo (m)		N
Inicio	final	
1.00	1.45	11
2.00	2.45	14
3.00	3.45	10
4.00	4.45	4
5.00	5.45	5
6.55	6.45	6
7.00	7.45	5
8.55	8.45	6
9.00	9.45	10
10.45	10.45	3
11.00	11.45	3
12.55	12.45	3
13.00	13.45	2
14.00	14.45	1
15.00	15.45	2
16.00	16.45	1
17.00	17.45	2
18.00	18.45	10
19.00	19.45	13
20.00	20.45	15

El resto de los parámetros utilizados en las ecuaciones 2-1 y 2-2 se obtuvieron del documento De la Maza et al. (2015), mientras que para la ecuación 2-3 los parámetros se obtuvieron de los antecedentes proporcionados por el estudio de Araujo et al. (2021) que se presentan a continuación. Con los datos obtenidos de los sondajes CPT (Figura 2-7) se determinó que el estrato licuable eran las arenas limpias, las cuales De la Maza et al. (2017) estimaron eran $T_{15}=6,5$ m.

Tabla 2-4: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, caleta Lo Rojas.
Ecuación de Youd et al. (2002)

Cara libre/R_modificado			Pendiente suave/R_modificado		
$D_H =$	3,5	(m)	$D_H =$	4,5	(m)
$\text{Log}(D_H) =$	0,5	ad	$\text{Log}(D_H) =$	0,7	ad
$M =$	8,8		$M =$	8,8	
$R^* =$	235,59	(km)	$R^* =$	235,59	(km)
$R_o =$	155,59	(km)	$R_o =$	155,59	(km)
$R =$	80	(km)	$R =$	80	(km)
$S =$	-	(%)	$S =$	5,45	(%)
$W =$	12	(%)	$W =$	-	(%)
$T_{15} =$	6,5	(m)	$T_{15} =$	6,5	(m)
$F_{15} =$	3	(%)	$F_{15} =$	3	(%)
$D_{50_{15}} =$	0,44	(mm)	$D_{50_{15}} =$	0,44	(mm)

Tabla 2-5: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, caleta Lo Rojas.
MLR Araujo et al. (2021)

Araujo et al. (2021)			Araujo et al. (2021) evaluación JQ		
$D_h =$	2.31	(m)	$D_h =$	2.85	(m)
$\text{Ln}(D_h) =$	0.8	ad	$\text{Ln}(D_h) =$	1.0	ad
$CAV =$	1451	(cm/s)	$CAV =$	1451	(cm/s)
$S_a(1s) =$	0.25	(g)	$S_a(1s) =$	0.25	(g)
$H_{liq} =$	10	(m)	$H_{liq} =$	7.45	(m)
$D_r =$	66.00	(%)	$D_r =$	49.00	(%)
$i =$	6.3	(%)	$i =$	5	(%)

Los cálculos que más se ajustan a las mediciones de campo, son los realizados utilizando la ecuación de Araujo et al. (2021). La principal diferencia entre los cálculos del presente estudio con los de Araujo et al. (2021) radica en el uso de un espesor de licuación menor y una densidad relativa menor, parámetros sensibles dentro de la ecuación propuesta. Los valores fueron obtenidos del análisis de licuación presentado en el Anexo D.

2.2.2.- Muelle Norte, Puerto Coronel

El muelle norte sufrió daños muy severos cerca de la plataforma de acceso, atribuibles al fenómeno de licuación y extensión lateral, incluyendo grietas, asentamientos del suelo, formación de cráteres, también rotaciones y desplazamientos de los cimientos de pilotes (Ledezma y Tiznado, 2017).



Figura 2-8: Planta muelle norte, puerto Coronel (junio 2020, Google Earth Pro)

Si bien en esta zona se generó licuación y posteriormente corrimiento lateral, los registros medidos por el equipo de la asociación GEER (Arduino et al., 2010), fueron de 1,0 a 1,2 m, mientras que los corrimientos de la unión pilote/losa fueron de 1,5 a 3,0 m.

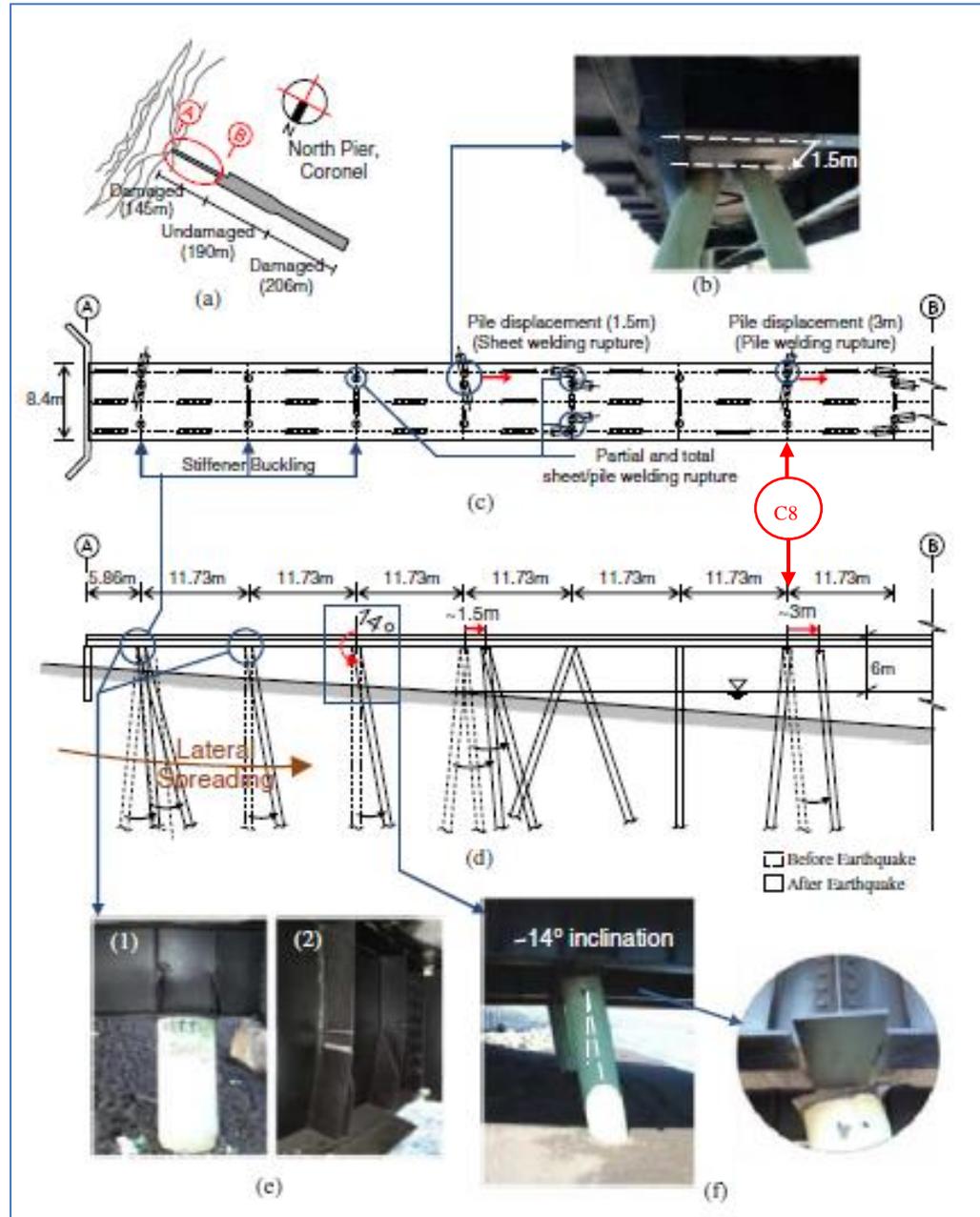


Figura 2-9: (a) Plano general muelle norte, puerto Coronel SPT, (b) Falla por cortante del pilote desplazado, (c) Vista en planta de la zona de aproximación, (d) Elevación de la zona de aproximación, (e) Daño del refuerzo: (1) Daño en atiesador y (2) Deformación del atiesador, (f) Inclinación del eje del pilote (Brunet et al.,2012)

La evaluación de licuación realizada sobre los ensayos SPT desarrollados en el sondaje ST-2 perforado antes de 1998 por la empresa Petrus, determinó que las capas licuables alcanzaron un espesor acumulado de 11,25 m. Los ensayos SPT se muestran en la Figura 2-10 y Tabla 2-6. Los resultados del análisis de licuación se adjuntan en el Anexo E.

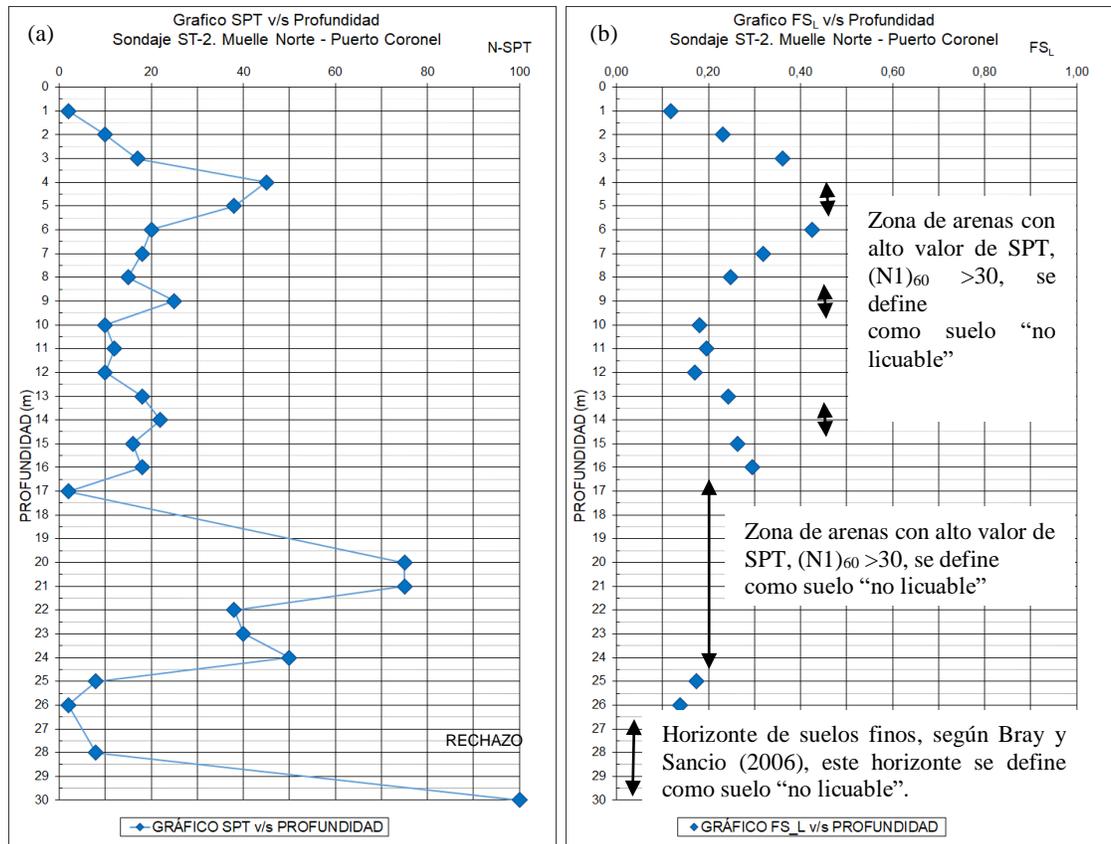


Figura 2-10: Sondaje ST-2, (a) Ensayo SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación (FS_L) v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)

Tabla 2-6: Ensayos SPT sondaje terrestre ST-2, muelle norte, puerto Coronel

Tramo (m)		N
Inicio	final	
1.00	1.45	2
2.00	2.45	10
3.00	3.45	17
4.00	4.45	45
5.00	5.45	38
6.00	6.45	20
7.00	7.45	18
8.00	8.45	15
9.00	9.45	25
10.00	10.45	10
11.00	11.45	12
12.00	12.45	10
13.00	13.45	18
14.00	14.45	22
15.00	15.45	16
16.00	16.45	18
17.00	17.45	2
20.00	20.45	75
21.00	21.45	75
22.00	22.45	38
23.00	23.45	40
24.00	24.45	50
25.00	25.45	8
26.00	26.45	2
28.00	28.45	8
30.00	30.45	100

El cálculo del corrimiento lateral se realizó sobre los datos recopilados en el sondaje ST-2, la batimetría del puerto, los datos de Ledezma y Tiznado (2017), y los antecedentes proporcionados por el estudio de Araujo et al (2021), que se presentan a continuación.

Tabla 2-7: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, muelle norte, puerto Coronel. Ecuación de Youd et al (2002)

Cara libre sin fango/R_modificado			Pendiente suave sin fango/R_modificado		
D _H =	4.8	(m)	D _H =	3.5	(m)
Log(D _H)=	0.7	ad	Log(D _H)=	0.5	ad
M=	8.8		M=	8.8	
R*= ₁	235.59	(km)	R*= ₂	235.59	(km)
R ₀ =	155.59	(km)	R ₀ =	155.59	(km)
R=	80	(km)	R=	80	(km)
S=	-	(%)	S=	4.9	(%)
W=	30	(%)	W=	-	(%)
T ₁₅ =	4.45	(m)	T ₁₅ =	4.45	(m)
F ₁₅ =	3.4	(%)	F ₁₅ =	3.4	(%)
D50 ₁₅ =	0.44	(mm)	D50 ₁₅ =	0.44	(mm)

Tabla 2-8: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, muelle norte, puerto Coronel. MLR Araujo et al (2021)

Araujo et al. (2021)_evaluación JQ		
D _h =	2,69	(m)
Ln (D _h)=	1,0	ad
CAV=	1451	(cm/seg)
Sa(1s)=	0,25	(g)
H _{liq} =	11,25	(m)
D _r =	52,60	(%)
i=	4,9	(%)

Los cálculos que más se ajustan a las mediciones registradas directamente en terreno y del orden a las medidas en la Caleta Lo Rojas, fue la realizada utilizando la ecuación de Araujo et al. (2021). Los cálculos y valores utilizados en la ecuación de Araujo se entregan en el Anexo G. Cabe hacer presente que, al utilizar solo los estratos licuables hasta los 16 m de profundidad (D_r=59.3%, H_{liq}=9,8 m), con la fórmula de Araujo et al. (2021) se obtiene un D_h=2,14 m.

2.2.3.- Muelle Sur, Puerto Coronel

El muelle sur (SST-1) no sufrió daños visibles atribuibles a licuación, sin embargo se registraron desplazamientos relativos entre la zona de atraque aislada y la zona no aislada en el muelle, desplazamiento que fue de al menos 24 cm. Los análisis de licuación arrojan FS menores a 1 y los cálculos de corrimiento lateral entregan valores del mismo orden a los medidos y registrados en el muelle norte.



Figura 2-11: Planta muelle sur, puerto Coronel (junio 2020, Google Earth Pro)

La evaluación de licuación realizada con los ensayos SPT medidos en el sondaje SST-1, determinó que las capas licuables tienen un espesor acumulado de 5,66 m, los ensayos SPT se muestran en la Figura 2-12 y Tabla 2-9.

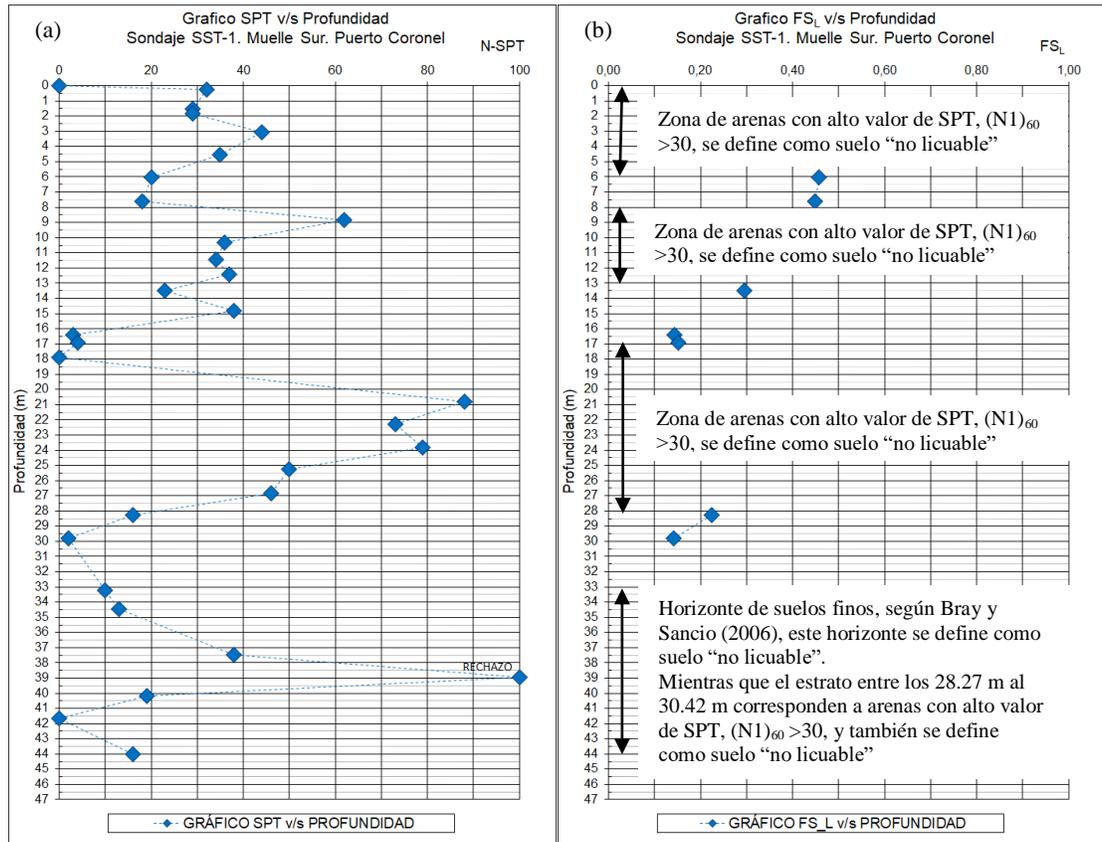


Figura 2-12: Sondaje SST-1, (a) Ensayo SPT v/s profundidad, (b) Factor de seguridad de licuación v/s profundidad (Boulanger and Idriss, 2014)

Tabla 2-9: Ensayos SPT sondaje terrestre SST-1, muelle sur, puerto Coronel

Tramo (m)		N
Inicio	final	
0.24	0.7	32
1.55	1.95	29
1.84	2.29	29
3.05	3.55	44
4.55	5	35
6.03	6.48	20
7.59	8.04	18
8.85	9.3	62
10.32	10.77	36
11.44	12.44	34
12.44	12.89	37
13.49	13.94	23
14.84	15.34	38
16.4	16.85	3
16.9	17.45	4
17.91	18.36	0
20.80	21.25	88
22.3	22.75	73
23.81	24.26	79
25.27	25.62	50
26.81	27.26	46
28.27	28.72	16
29.78	30.42	2
33.23	33.68	10
34.46	34.91	13
37.49	37.94	38
38.93	39.21	100
40.19	40.64	19
41.67	42.18	0
44.02	44.47	16

El cálculo del corrimiento lateral se realizó sobre los datos recopilados en el sondaje SST-1, la batimetría del puerto, los datos Ledezma y Tizado (2017), y los antecedentes proporcionados por el estudio de Araujo et al. (2021) que se presentan a continuación.

Tabla 2-10: Evaluación desplazamiento horizontal por corrimiento lateral, muelle sur, puerto Coronel. Ecuación de Youd et al (2002)

Cara libre/R_modificado			Pendiente suave/R_modificado		
D _H =	4.9	(m)	D _H =	5.1	(m)
Log (D _H)=	0.7	ad	Log (D _H)=	0.7	ad
M=	8.8		M=	8.8	
R*= ₁	202.59	(km)	R*= ₂	202.59	(km)
R _o =	155.59	(km)	R _o =	155.59	(km)
R=	47	4(km)	R=	47	(km)
W=	30	(%)	S=	14	(%)
T ₁₅ =	3.2	(m)	T ₁₅ =	3.2	(m)
F ₁₅ =	38	(%)	F ₁₅ =	38	(%)
D ₅₀ ₁₅ =	0.16	(mm)	D ₅₀ ₁₅ =	0.16	(mm)

Tabla 2-11: Evaluación desplazamiento lateral por corrimiento lateral, muelle sur, puerto Coronel. MLR Araujo et al (2021)

Araujo et al. (2021)		
D _h =	4.8	(m)
Ln (D _h)=	1.6	
CAV=	1451	(cm/s)
Sa(1s)=	0.25	(g)
H _{liq} =	5.66	(m)
Dr=	42.98	(%)
i=	7	(%)

En este sector no existen mediciones de campo, sin embargo sí existen registros de desplazamientos de la estructura en el rango elástico. Se espera que la zona de la bahía de Coronel donde se emplazan las obras analizadas haya presentado comportamientos similares en cuanto al desarrollo y magnitud del corrimiento lateral, ya que al menos los modelos predictivos indican la susceptibilidad de licuación en los tres sectores. Además en el trabajo de Brunet et al. (2012) se pudo establecer una relación que vincula la generación del corrimiento lateral y licuación, no así al revés. Los valores obtenidos en la Tabla 2-11, deben ser analizados con cautela, dado que la fórmula de Araujo et al. (2021) es muy sensible a la densidad relativa de los materiales licuados, espesor de la capa licuable y a la pendiente del sector.

La Asociación de Carreteras de Japón (JRA) indica que el movimiento lateral del suelo es posible si se cumplen dos condiciones:

1. El terreno debe estar a una distancia menor a 100 m de un frente de agua en un área costera, formado por un revestimiento con una diferencia de elevación de 5m o más entre el fondo del agua y el suelo detrás del revestimiento.
2. Además, el terreno debe poseer una capa de arena de espesor superior a 5 m que sea evaluado como una capa licuable de acuerdo con el método de análisis de la JRA (capítulo 8.2.3) y se distribuya ampliamente en el área del frente de agua.

Estas condiciones deben ser tomadas en cuenta en todos los análisis de corrimiento lateral que se realicen. En particular, en el Puerto Coronel donde no existe un frente de agua tal como lo define la JRA, además, el espesor de suelo licuado en los primeros 20 m de profundidad según el método de cálculo especificado por la JRA es de solo 3,5 m de espesor. Por lo tanto, este sector, según los criterios de la JRA, podría no desarrollar corrimiento lateral.

3.- MODELACIÓN DE EFECTOS DEL CORRIMIENTO LATERAL

El corrimiento lateral del suelo debido a la licuación puede dañar considerablemente los pilotes embebidos en el terreno, situación que debe ser considerado en el diseño sísmico de fundaciones piloteadas.

La Figura 3-1 muestra un pilote sometido al corrimiento lateral inducido por licuación. La masa de suelo desplazada aplica carga lateral sobre el pilote, mientras que el pilote en la parte “sana” del suelo, la que no está afecta a corrimiento lateral, se opone proporcionando resistencia lateral al pilote.

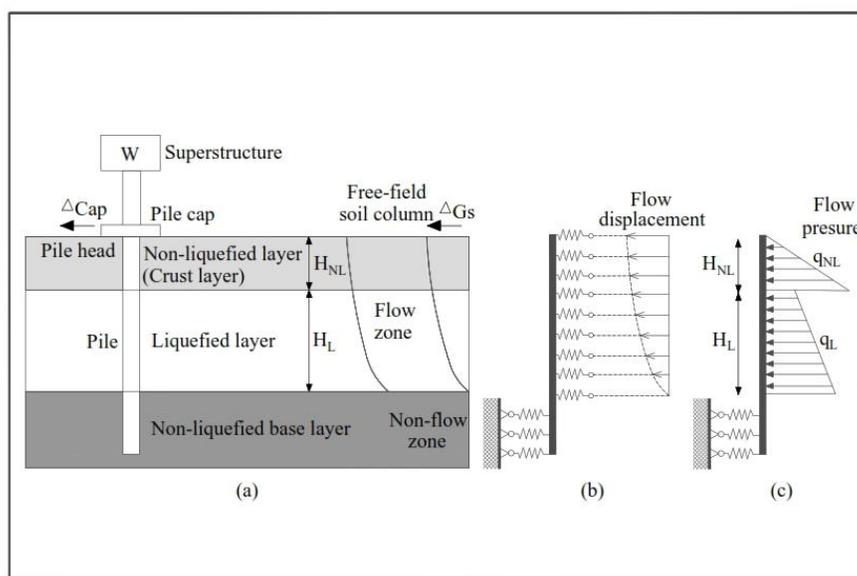


Figura 3-1: Modelos de corrimiento lateral sobre un pilote, (a) Condición típica, (b) Modelado como desplazamiento de flujo, (c) Modelado como presión de flujo

El corrimiento lateral es incluso más dañino si existe una capa superficial no licuada, que también se le conoce como “costra” (crust), cuya interacción con el pilote es más significativa en esta zona, situación que se observa en los diagramas de desplazamientos y de presiones, esquemas (b) y (c) de la Figura 3-1 respectivamente. La zona donde se desarrollan los diagramas de presiones y desplazamientos se le denomina zona alterada.

3.1.- Corrimiento Lateral como Presiones de Flujo

3.1.1.- Modelo propuesto por JRA

La Asociación de Carreteras de Japón (JRA), en la especificación de diseño de puentes carreteros, propone un método de evaluación del suelo licuado, el cual a su vez podría gatillar el desarrollo de corrimiento lateral.

En este contexto, los terrenos con posibles corrimientos laterales deben cumplir con dos condiciones:

- 1) Terreno a una distancia menor a 100 m del frente de agua en un área costera formada por una pared con una diferencia de elevación de 5 m o más entre el fondo del agua y la superficie del suelo detrás.
- 2) Terreno con una capa arenosa de espesor superior a 5 m que licue, según lo establecido en la misma especificación (Parte 5 Diseño Sísmico) y que se distribuya ampliamente en el sector.

No es necesario considerar la fuerza de inercia con la fuerza de corrimiento lateral simultáneamente. En este sentido Tokimatsu (1997) examinó la diferencia de fase entre fuerza de inercia y cinemática basadas en análisis de respuesta de un sistema de un grado de libertad y concluyó que cuando $T_b > T_g$, en donde T_b y T_g son los períodos de la estructura y el terreno respectivamente, la fuerza de inercia disminuye y, por lo tanto, solo es necesario considerar el efecto cinemático. Según De la Maza et al. (2015) la frecuencia fundamental para el sitio donde se emplaza la Caleta Lo Rojas es $f_0 = 1,66 \text{ Hz}$, luego el período fundamental es $T_0 = T_g = 0,64 \text{ s}$ y para una muelle con pilotes y losa de hormigón armado, el período fundamental esta entorno a $T_b \approx 1 \text{ s}$, por lo que se cumple la relación $T_b > T_g$, entonces analizaremos solo el efecto del corrimiento lateral.

El modelo propuesto se puede apreciar en la Figura 3-2. Las presiones de flujos para las capas no licuadas y licuadas se determinan con las ecuaciones (3-1) y (3-2) respectivamente:

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (3-1)$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot [\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L \cdot (x - H_{NL})] \quad (3-2)$$

donde:

q_{NL} : Presión del corrimiento lateral (kN/m^2), actuando sobre la estructura en la capa No Licuada a una profundidad $x(m)$

q_L : Presión del corrimiento lateral (kN/m^2), actuando sobre la estructura en la capa Licuada a una profundidad $x(m)$

c_s : Factor de modificación en distancia desde el frente de agua. c_s toma los valores mostrados en la Japan Road Association (2002)

c_{NL} : Factor de modificación de la presión del corrimiento lateral en capas no licuadas. c_{NL} se evalúa según se indica en la Japan Road Association (2002), de acuerdo al índice de licuación $PL (m^2)$, obtenido de la siguiente ecuación:

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot (10 - 0,5 \cdot x) \cdot dx \quad (3-3)$$

c_L : Factor de modificación de la presión del corrimiento lateral en capas licuadas (se toma 0,3)

K_p : Coeficiente de presión pasiva del suelo (en condición normal)

γ_L : Peso unitario promedio de la capa licuada (kN/m^3)

γ_{NL} : Peso unitario promedio de la capa no licuada (kN/m^3)

x : Profundidad desde la superficie del terreno (m)

H_{NL} : Espesor de capa no licuada (m)

H_L : Espesor de capa licuada (m)

F_L : Factor de resistencia a la licuación calculada por método de la JRA.

Si $F_L \geq 1$, $F_L = 1$

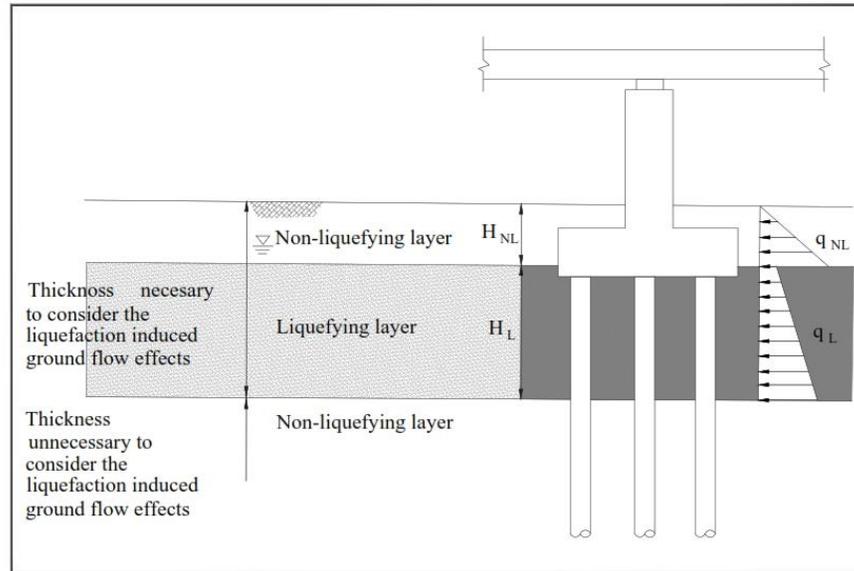


Figura 3-2: Modelo para calcular el corrimiento lateral como presiones de flujo

El modelo simplificado para evaluar corrimiento considera una costra o capa superior no licuada y subyacente a ésta la capa licuada, la cual termina siendo la que se deforma en corte y se lleva consigo a la costra. El perfil con el tipo de desplazamiento que se desarrolla se muestra en la Figura 3-11. La capa que no licua (costra) es la capa que en su eje vertical casi no se deforma, siendo la capa que más empuje desarrolla sobre la estructura, siendo del orden de 10 veces más grande que el empuje aplicado por el suelo licuado.

En el Anexo G se encuentran los cálculos realizados para el corrimiento lateral. Como el análisis se centra en la Cepa N°8 del muelle norte, se utiliza el sondaje más próximo y representativo (ST-2), realizado en tierra el año 1989 por Petrus Ingenieros.

En la Figura 3-3 se puede apreciar la ubicación de los sondajes disponibles en el sector. De todos los sondajes se optó por el ST-2 dado que alcanza 38 m de profundidad, con lo cual se podría analizar de buena forma la profundidad de interés: 20 m, dado que esa fue la longitud de los pilotes y la profundidad establecida por la JRA como susceptible de desarrollar licuación.



Figura 3-3: Ubicación de sondajes geotécnicos disponibles en el sector del muelle norte (Ledezma y Tiznado, 2017)

En la Figura 2-9 se aprecia la ubicación de la cepa N°8, la cual sufrió una falla estructural de un pilote. La falla fue clara en la zona de unión con la viga transversal, lo que hace suponer una falla en la soldadura. Esto será analizado en el capítulo 4.

En la Figura 1-7 se muestra un perfil geológico del sector donde se emplaza el muelle norte. En este perfil se pueden apreciar los materiales susceptibles de licuar y gatillar el corrimiento lateral. La pendiente del sector (fondo marino) es muy gravitante en la evaluación del corrimiento lateral. Cuando el ángulo del talud sobre la horizontal es mayor que el ángulo de fricción interna del material, se sugiere también evaluar la estabilidad global.

A continuación, se muestran los valores de los empujes obtenidos en el suelo alterado, antes de que se produjese la falla del pilote. Los suelos corresponden a la capa no licuada (costra) y a la capa licuada (subyacente), que solicitan los pilotes de la cepa N°8, cortándose uno de ellos a nivel de la plancha capitel.

Tabla 3-1: Evaluación presiones de flujo por corrimiento lateral, cepa N°8, muelle norte, puerto Coronel

Prof. r/fondo (m)	Cota modelo (m NRS)	Constitutiva Carga máx. (kN)	Constitutiva Def. máx. (m)	q_{NL} (kN/m)	q_L (kN/m)
0	-11	-	-	0.00	0.00
1	-12	-	-	0.00	0.00
2	-13	-	-	0.00	0.00
3	-14	-	-	0.00	0.00
4	-15	-	-	105.70	0.00
5	-16	-	-	120.85	0.00
6	-17	-	-	0.00	7.61
7	-18	-	-	0.00	10.72
8	-19	-	-	0.00	13.83
9	-20	-	-	0.00	16.94
10	-21	-	-	0.00	20.05
11	-22	-	-	0.00	23.15
12	-23	-	-	0.00	26.26
13	-24	352	0.0383	0.00	29.37
14	-25	791	0.0157	0.00	0.00
15	-26	692	0.0565	0.00	0.00
16	-27	811	0.0294	0.00	0.00
17	-28	636	0.083	0.00	0.00
18	-29	662	0.0865	0.00	0.00
19	-30	689	0.09	0.00	0.00
20	-31	1028	0.0088	0.00	0.00

3.1.2.- Modelamiento en SAP 2000

Se realiza un modelo simplificado del pilote que falló, incorporando la interacción suelo-pilote a través de los elementos “link” de SAP2000 (<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>).

El modelo requiere eliminar los resortes en la zona alterada, vale decir donde se desarrollan los empujes (costra y capa licuada), dejando solo elementos link en la zona de suelo “sano”, correspondiente a la capa de suelo inferior que no licua.

El pilote analizado pertenece a la cepa N°8, el cual forma una cupla y está orientado hacia el sur (Figura 2-9).

Las características del pilote se obtuvieron de la investigación de Brunet et al. (2012) y registros fotográficos que existen de los planos originales del proyecto. A continuación, se presentan las principales propiedades estructurales y geométricas del pilote, identificado en el modelo como “Pipe 22”.

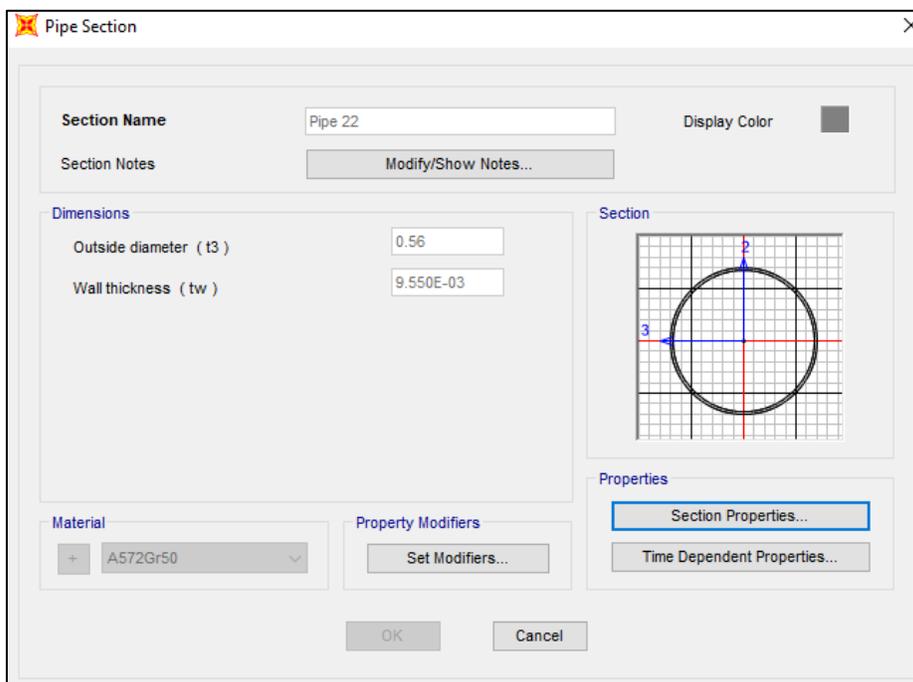


Figura 3-4: Sección pilote 22” y 9,5 mm de espesor. SAP 2000

El modelo completo se muestra en la Figura 3-5, la que incluye además los elementos link. La constitutiva de cada elemento link es independiente para cada elemento de suelo. Sus propiedades elásticas son obtenidas a través del valor N_{SPT} . La constitutiva del material queda representada por una ecuación bilineal elasto-plástica p-y, definida con la rigidez (3-4) y plastificación del suelo (3-5).

$$k_h = 56000 \cdot N \cdot (B \cdot 100)^{(-3/4)} \quad (3-4)$$

$$P_{m\acute{a}x} = 3 \cdot K_p \cdot \sigma'_{v0} \quad (3-5)$$

donde:

k_h : rigidez del suelo (kN/m)

$P_{m\acute{a}x}$: Plastificación del suelo (kN/m²)

N: Valor ensayo SPT

B: Diámetro del pilote (m)

σ'_{v0} : Presión de confinamiento efectiva inicial del suelo (kN/m²)

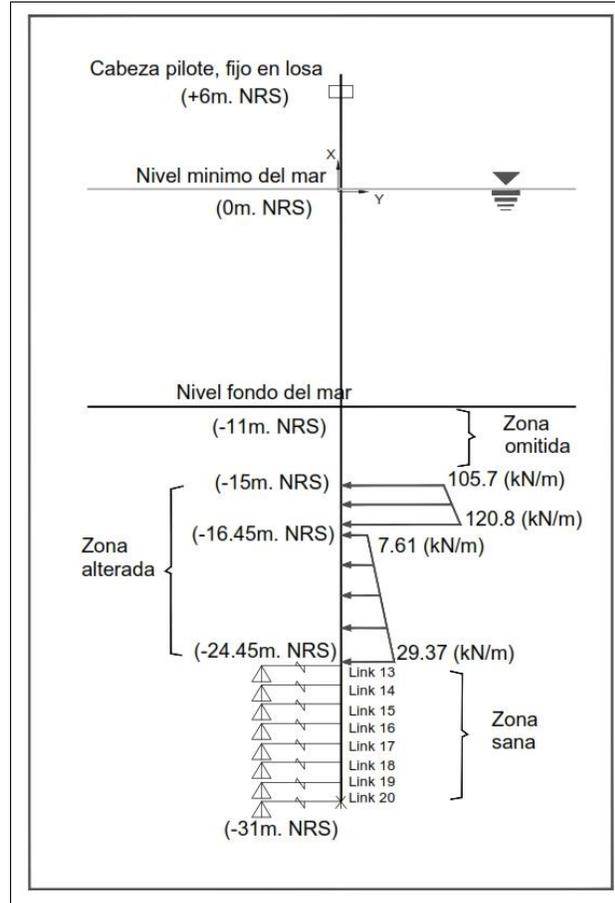


Figura 3-5: Modelo presiones de flujo sobre pilote. SAP 2000

Todos los elementos link son definidos en el programa SAP2000, indicando la fuerza máxima alcanzada en la plastificación, y la deformación que obtendría el elemento al moverse a través de la recta de su rigidez (balastos “sanos”), tal como se aprecia en la Figura 3-6.

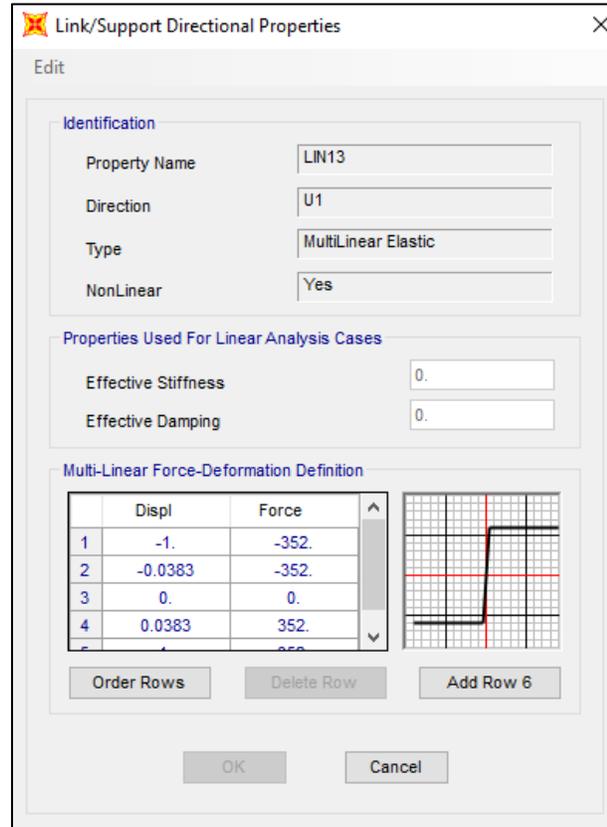


Figura 3-6: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de cada elemento de suelo.
SAP 2000

Los datos de ingreso “input” para el programa SAP2000, son obtenidos con el análisis de corrimiento lateral como presiones de flujo y sus cálculos son presentados en el Anexo G. A continuación, se muestran gráficamente los esfuerzos de momento flector y corte que afectan la cabeza del pilote, instantes previos a su falla, cuando aún se encontraba unido a la viga travesaño de la super estructura. Se realiza el análisis en esta zona del pilote, ya que existe evidencia visual de la falla.

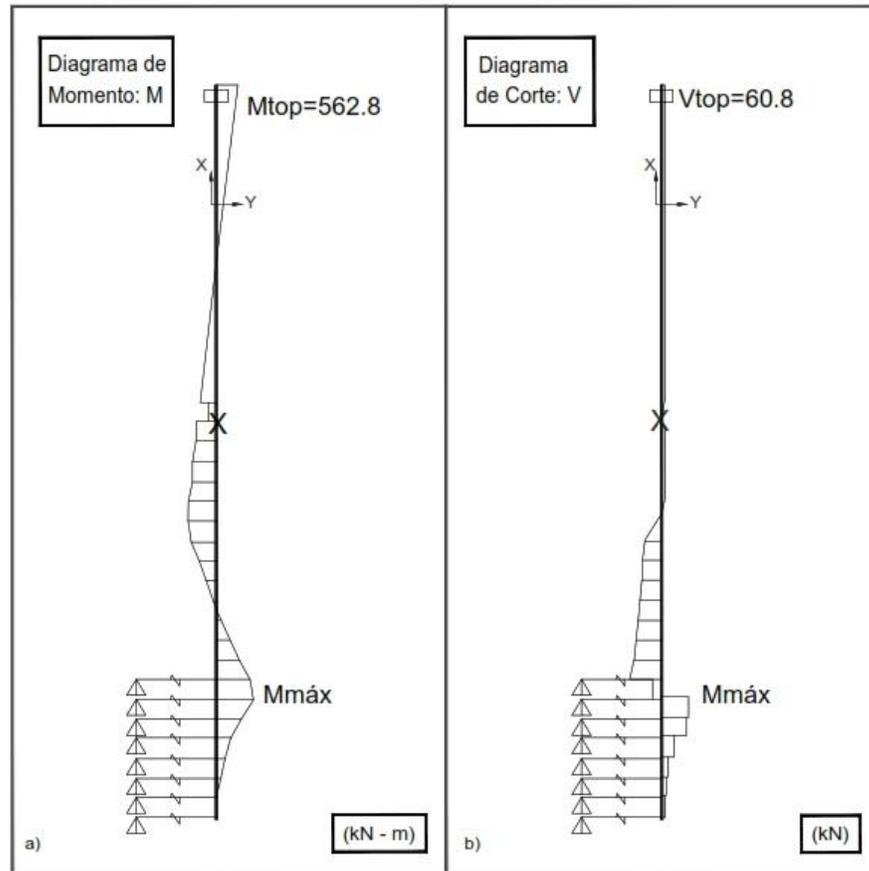


Figura 3-7: Diagramas de esfuerzos modelo SAP 2000, a) Diagrama de momento, b) Diagrama de corte

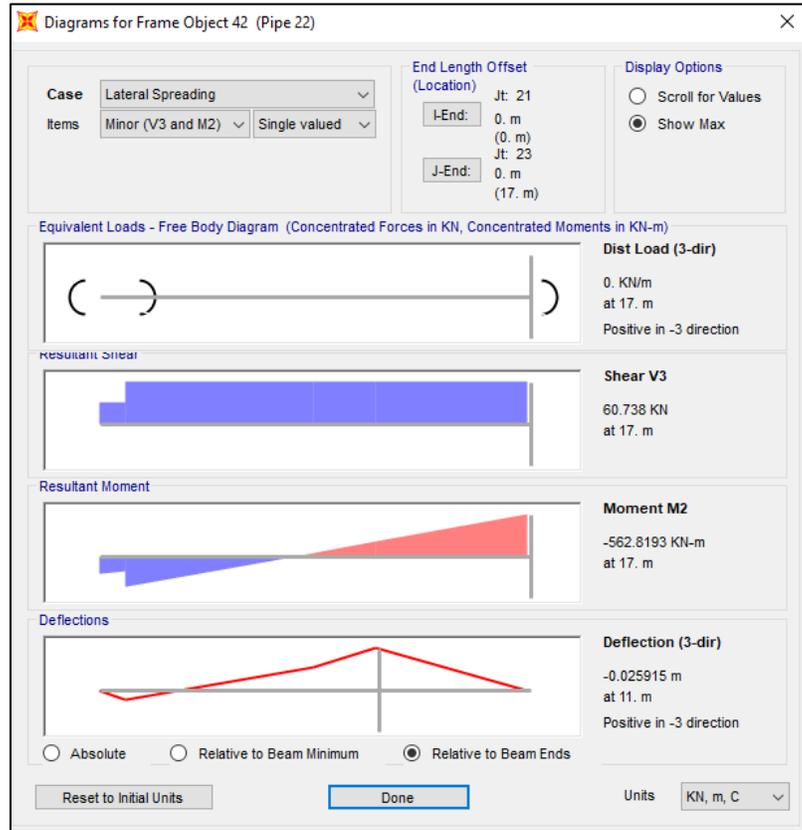


Figura 3-8: Esfuerzos en elemento superior pilote, unión con tablero

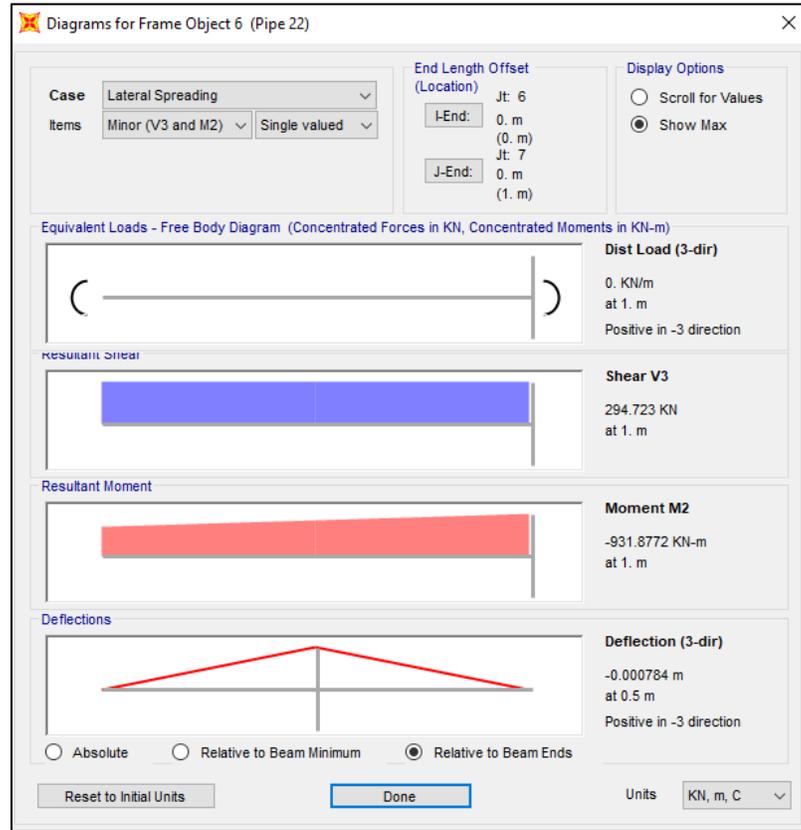


Figura 3-9: Esfuerzos máximos en pilote, zona inferior capa licuada

Al momento de desconectar el pilote con el tablero, se genera una redistribución de esfuerzos sobre el pilote, luego la deformación máxima se desarrolla en la cabeza de este, la cual podemos ver en el modelo que se presenta a continuación (Figura 3-10), deformación que es del orden a la medición realizada en terreno al pilote de la cepa N°8 e informada por Brunet et al. (2012).

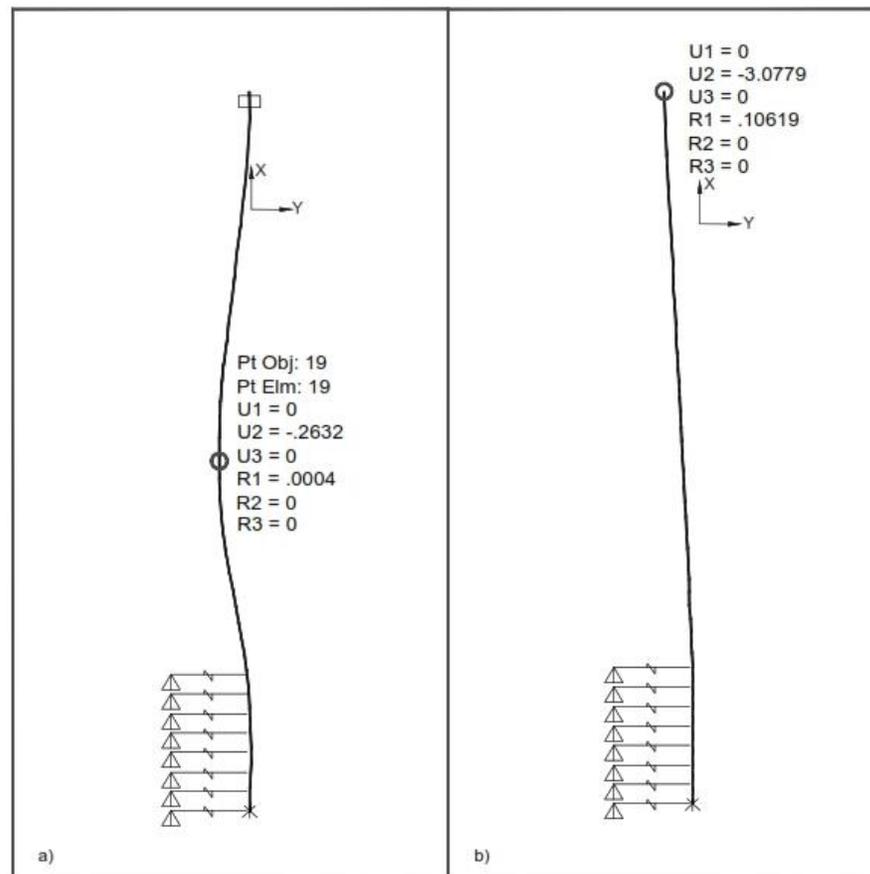


Figura 3-10: Diagramas de deformación SAP 2000 (desplazamientos en metros), a) Pilote unido al tablero del muelle (antes de la falla), b) Pilote desoldado (después de la falla)

3.2.- Corrimiento Lateral como Desplazamientos de Flujo

El modelo de corrimiento lateral como resultado de un desplazamiento de flujo, corresponde a un enfoque basado en aplicar un perfil de desplazamiento del suelo en campo libre a los extremos libres de los resortes del suelo alterado (extremos no unidos al pilote). Se entiende por suelo alterado al suelo licuado y a la costra de suelo sobre él. Los resortes del suelo son curvas p-y y elasto-plásticas que se usan para describir la relación de la reacción del suelo frente a los desplazamientos laterales alrededor del pilote.

El perfil de deformaciones del suelo en el eje vertical se modela según se aprecia en la Figura 3-11, donde se aprecia la relevancia que tiene la deformación generada en la capa no licuada (costra).

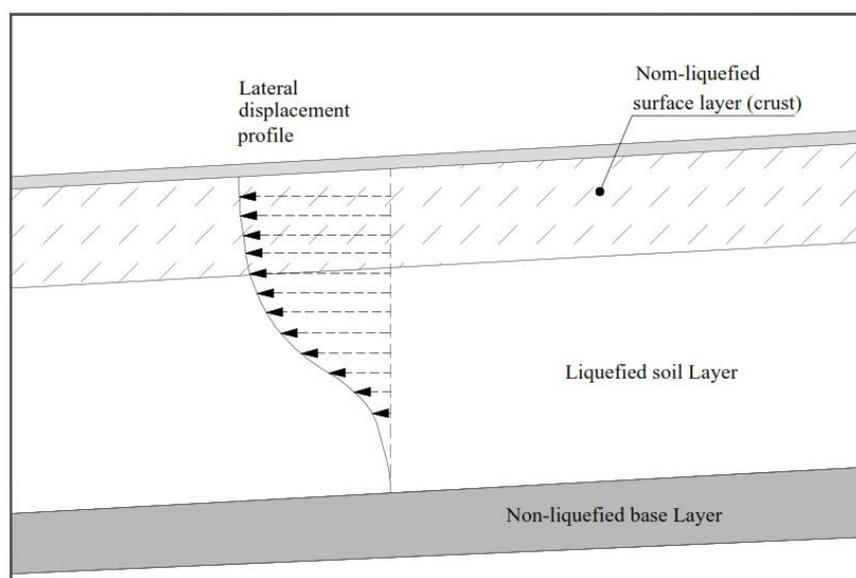


Figura 3-11: Esquema con perfil de desplazamiento lateral

3.2.1.- Modelo de Tokimatsu y Asaka (1998)

Cuando ocurre el corrimiento lateral, el desplazamiento horizontal permanente de la superficie del suelo toma un valor máximo en el frente de agua y decrece con la distancia hasta esa línea. Shamoto y Hotta (1996), Yasuda et al. (1997), e Ishihara et al. (1997) investigaron los desplazamientos horizontales y verticales cerca de la frente de agua después del terremoto de Hyogoken-Nambu ($M=7,2$, 1995). La Figura 3-12 y Figura 3-13 resumen

las relaciones entre los desplazamientos horizontales de la superficie del suelo en el frente de agua, D_0 , y la longitud del área de corrimiento lateral, $L=L_{ls}$. Ambas normalizadas por el espesor de la capa licuada, H .

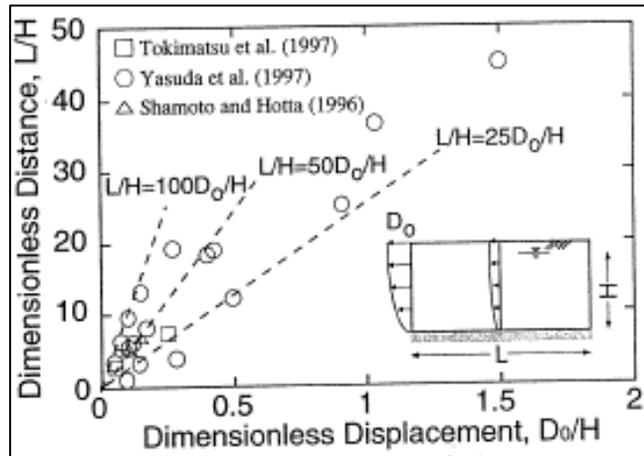


Figura 3-12: Relación entre desplazamiento horizontal del frente de agua y longitud del área del corrimiento lateral. Tokimatsu y Asaka (1998)

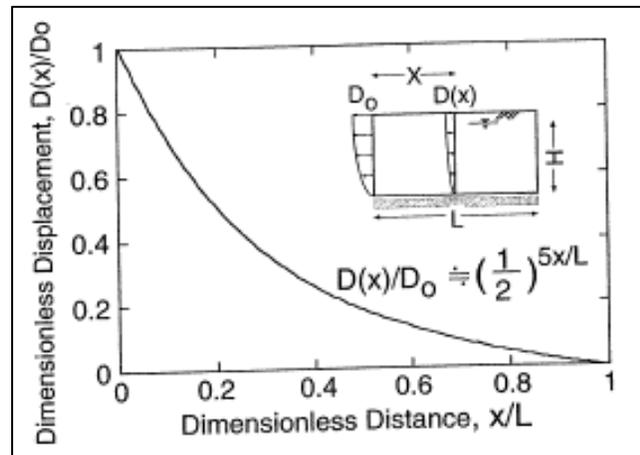


Figura 3-13: Relación del desplazamiento horizontal del terreno con la distancia al frente de agua. Tokimatsu y Asaka (1998)

La relación entre ambas expresiones queda expresada de la siguiente manera:

$$L/H = (25 \sim 100) \cdot D_0/H \quad (3-6)$$

El modelo utilizado con la aproximación simplificada del desplazamiento del suelo inducida por la licuación corresponde al propuesto por Tokimatsu y Asaka (1998), donde el

desplazamiento horizontal de la superficie del suelo, $D(x)$, a una distancia “ x ” del frente de agua, se puede expresar como:

$$D(x) = D_0 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^{(5x/L_{ls})} \quad (3-7)$$

donde $D_0 = D(x=0)$, denota el desplazamiento horizontal de la superficie del suelo en la línea de costa, y L_{ls} es la longitud del área de corrimiento lateral. Con base en los datos de campo del desplazamiento inducido por el corrimiento lateral en el terremoto de Kobe de 1995, $L_{ls} = (25 \sim 100) \cdot D_0$ y $L_{ls} = 50 \cdot D_0$ puede ser considerado representativo.

Luego, el perfil de desplazamiento del suelo de un depósito que se extiende lateralmente, $d_{ls}(z, x)$, a una distancia de la línea de costa de “ x ” se puede aproximar como:

$$d_{ls}(z, x) = D_0 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^{(x/(10 \cdot D_0))} \quad (0 \leq z < z_w)$$

$$d_{ls}(z, x) = D_0 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^{(x/(10 \cdot D_0))} \cdot \cos \left[\frac{\pi \cdot (z - z_w)}{2 \cdot H_L} \right] \quad (z \geq z_w) \quad (3-8)$$

donde:

z : profundidad por debajo de la superficie del suelo (m)

z_w : profundidad hasta la parte superior de la capa licuada (m)

H_L : Espesor de la capa licuada (m)

A continuación, en Tabla 3-2, se muestran los desplazamientos aplicados sobre el pilote en el suelo alterado y la constitutiva, mediante el modelo de desplazamientos de flujo, antes de que se produjese la falla del pilote.

Tabla 3-2: Evaluación de desplazamiento de flujo cepa N°8, muelle norte, puerto Coronel

Prof. r/fondo (m)	Cota modelo (m NRS)	Deformación Inducida $d_{1s}(z, x)$(m)	Constitutiva Carga máx. (kN)	Constitutiva Def. máx. (m)
0	-11	2.93	-	-
1	-12	2.93	-	-
2	-13	2.93	-	-
3	-14	2.93	-	-
4	-15	2.93	106	0.0014
5	-16	2.93	121	0.0021
6	-17	2.92	8	0.0004
7	-18	2.79	11	0.0022
8	-19	2.55	14	0.0004
9	-20	2.19	17	0.0007
10	-21	1.73	20	0.0033
11	-22	1.2	23	0.0030
12	-23	0.61	26	0.0043
13	-24	0	352	0.0383
14	-25	0	791	0.0157
15	-26	0	692	0.0565
16	-27	0	811	0.0294
17	-28	0	636	0.083
18	-29	0	662	0.0865
19	-30	0	689	0.09
20	-31	0	1028	0.0088

3.2.2.- Modelamiento en SAP 2000

El modelo completo se muestra en la Figura 3-14. En este modelo se usa la definición de suelo alterado y sano, para diferenciar la masa de suelo que fluye por el corrimiento lateral respecto a la que se mantiene intacta. Dado este flujo de masa se debe reducir el límite de plastificación del suelo en la zona alterada de forma adecuada. La costra o suelo no licuado se reduce por un factor de 1/3 ya que se eliminan los aportes de las paredes utilizadas en el cálculo de la expresión del empuje pasivo, mientras que en los suelos licuados la plastificación se reduce por un factor 1/20 (Ashford et al. 2011).

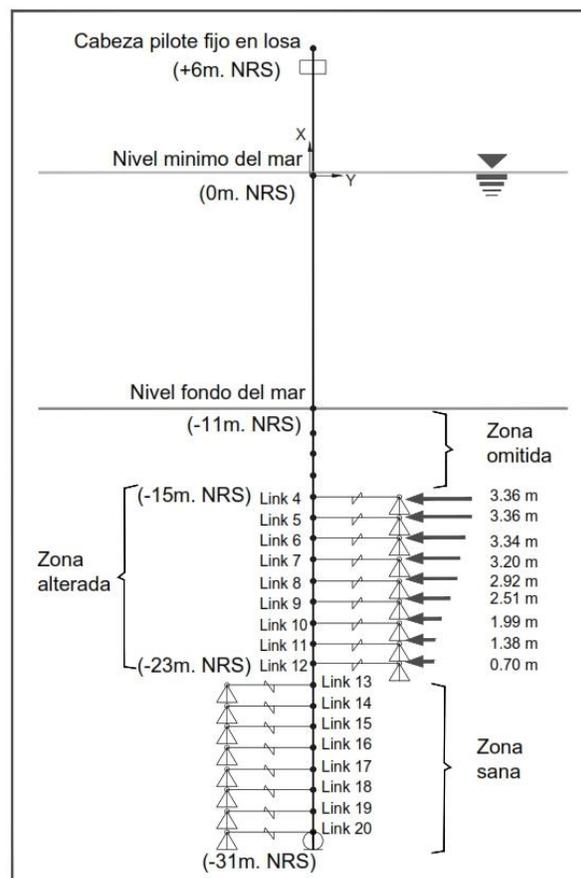


Figura 3-14: Modelo desplazamientos de flujo sobre pilote, SAP 2000

Los elementos link son definidos en el programa SAP2000 para representar la interacción entre el suelo y los pilotes. Las ecuaciones constitutivas que definen el comportamiento de las capas de suelos dependen del valor SPT. Tal como se indicó anteriormente, los suelos “sanos” mantienen el valor máximo de plastificación definido como el empuje pasivo. Los suelos en la zona alterada serán reducidos, dicha reducción en nuestro modelo se hace utilizando los valores de q_{NL} y q_L como valores de plastificación reducidos para las capas que no licuan y licuan respectivamente.

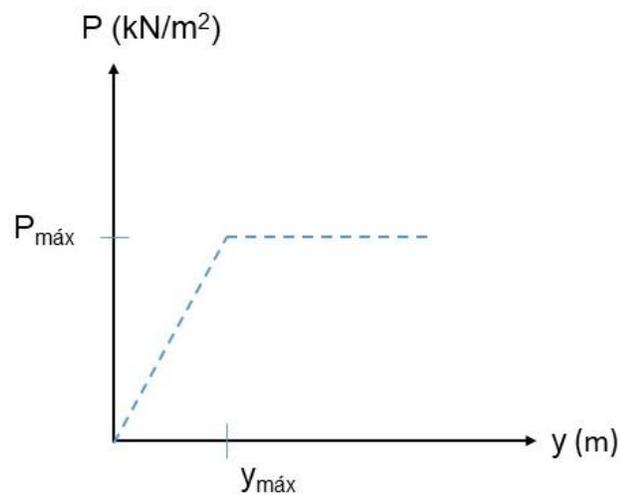


Figura 3-15: Ecuación bilineal elasto-plástica p-y

Link/Support Directional Properties

Edit

Identification

Property Name: LIN12

Direction: U1

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-1.	-26.
2	-4.300E-03	-26.
3	0.	0.
4	4.300E-03	-26.

Order Rows Delete Row Add Row 6

OK Cancel

Figura 3-16: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de un elemento de suelo en zona alterada

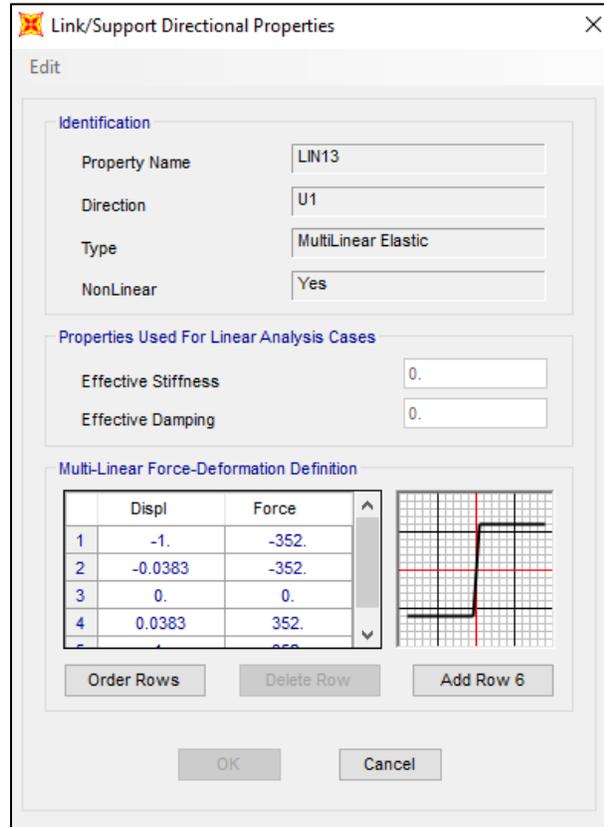


Figura 3-17: Definición de elementos link, ecuación constitutiva de un elemento de suelo en zona sana

Los datos de ingreso “input” para el programa SAP2000, son obtenidos con el análisis de corrimiento lateral como desplazamiento de flujos y sus cálculos son presentados en el Anexo G. A continuación, se muestran gráficamente los esfuerzos internos de momento flector y de corte que afectan la cabeza del pilote, previo a su falla cuando aún se encontraba unido a la viga travesaño de la superestructura. Tal como en el modelo anterior, se realiza el análisis en esta zona del pilote ya que existe evidencia física de la falla en esa unión.

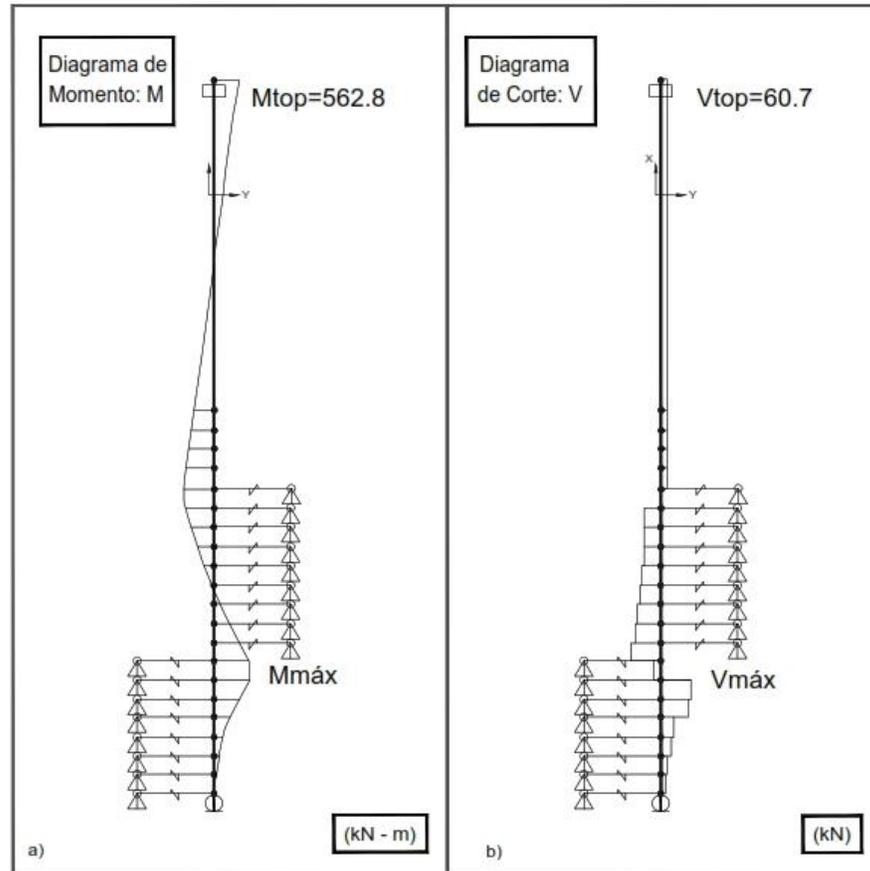


Figura 3-18: Diagramas de esfuerzos modelo SAP 2000, a) Diagrama de momento, b) Diagrama de corte

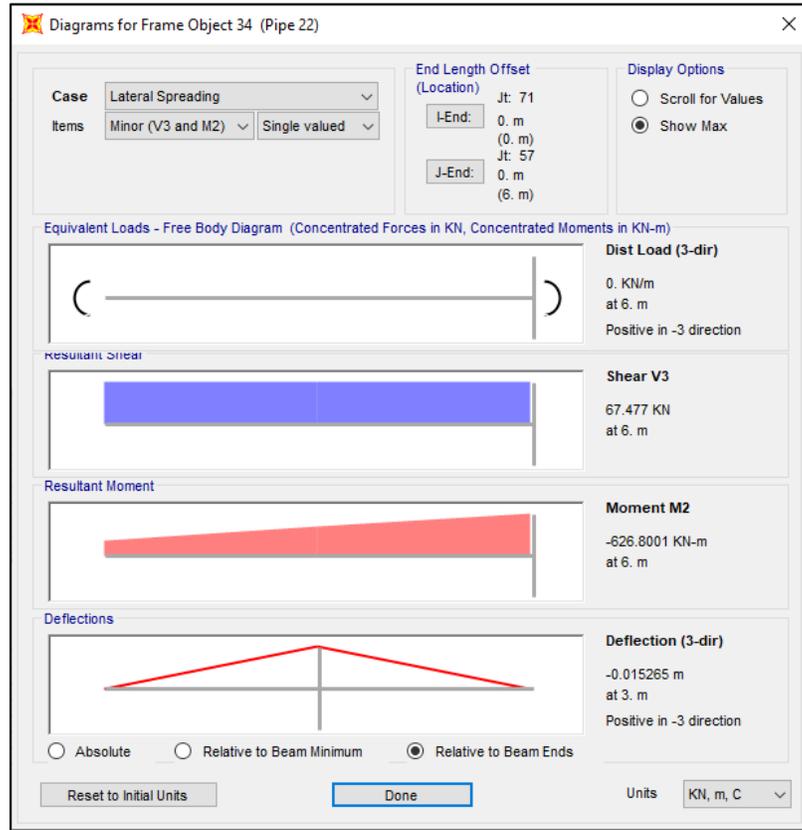


Figura 3-19: Esfuerzos en elemento superior pilote, unión con tablero

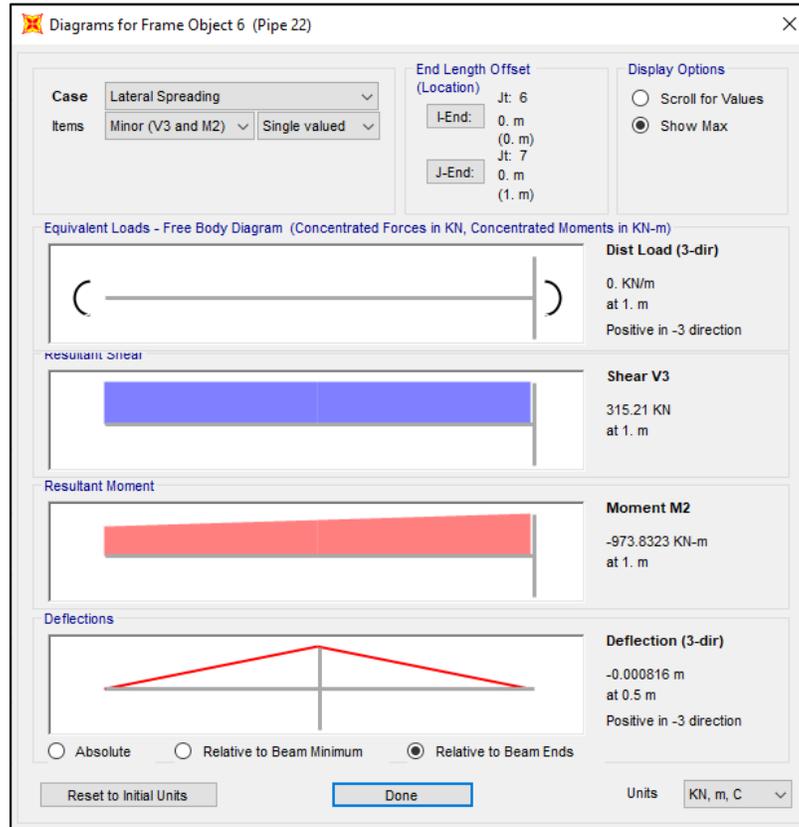


Figura 3-20: Esfuerzos máximos en pilote, zona inferior capa licuada

A continuación, se muestran las deformaciones que se logran con este modelo, tanto cuando el pilote se encuentra conectado a la viga travesaño de la superestructura, y después de la desconexión (falla).

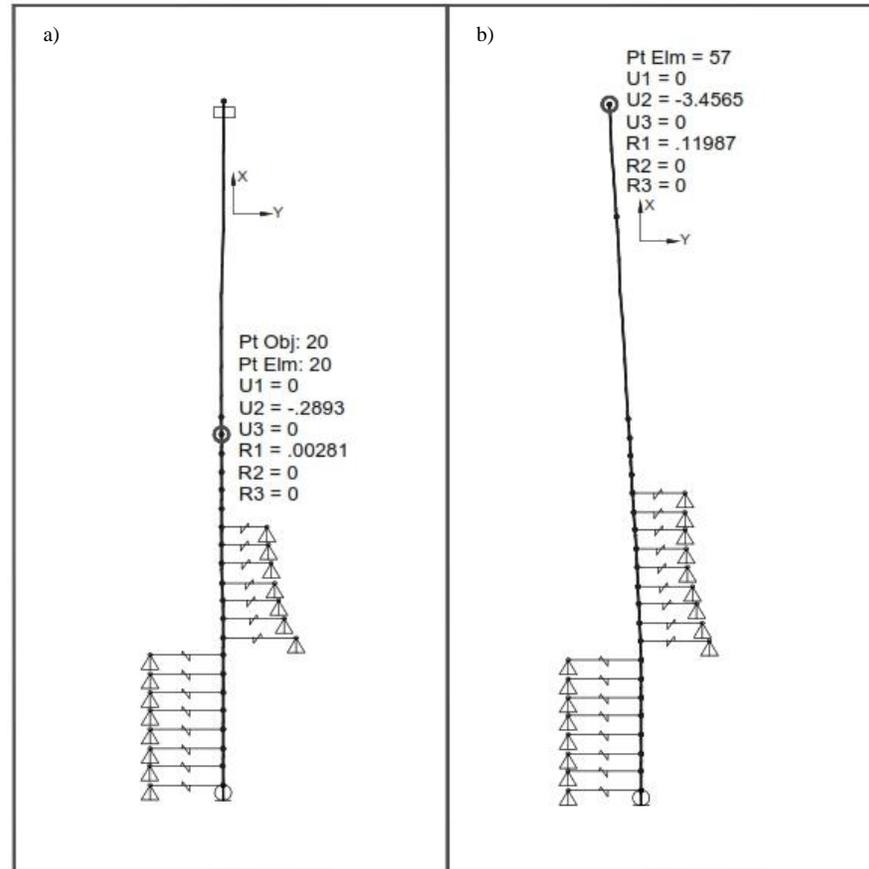


Figura 3-21: Diagramas de deformación SAP 2000 (desplazamientos en metros), a) Pilote unido al tablero del muelle (antes de la falla), b) Pilote desoldado (después de la falla)

4.- VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL PILOTE CEPA N°8 MUELLE NORTE

La Norma utilizada para las verificaciones es la AISC.

El Pilote analizado corresponde a la cepa N°8 del Muelle Norte en el Puerto Coronel, el pilote se encuentra en cupla, orientado hacia el sur.

El acero utilizado es calidad A252 Gr. 3, mientras que la soldadura es E70XX (Fmw = 393 MPa).

Las principales características geométricas y de resistencia del pilote son las siguientes:

F_y : Tensión de fluencia (ksi)

E: Módulo de elasticidad (MPa)

\emptyset : diametro del pilote (mm)

e: espesor del pilote (mm)

A: Sección transversal (mm²)

I: Inercia pilote (mm⁴) = 618×10^6 (mm⁴)

S: Modulo de la sección (mm³) = 2213700 (mm³)

Z: Modulo Plastico (mm³) = 2866700 (mm³)

r: Radio de giro (mm) = 194,3 (mm)

$F_y = 60 \text{ ksi} = 413 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

4.1.- Verificación Estructural Pilote

Las cargas solicitantes se resumen en la Tabla 4-1 y Tabla 4-2, provenientes del análisis de presiones de flujo sobre un pilote inclinado de la cepa N°8 previo a la falla, vale decir cuando se encuentra la cabeza del pilote unida a la super estructura. El detalle de los cálculos se presenta en el Anexo H.

Tabla 4-1: Esfuerzos máximos en pilote analizado previo a la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote unida a la superestructura				
Momento Cabeza (kN-m)	Corte cabeza (kN)	Carga axial (kN)	Momento zona licuada (kN-m)	Corte zona licuada (kN)
562.82	60.74	117	931.88	294.72

Tabla 4-2: Esfuerzos máximos en pilote analizado después de la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote desunida a la superestructura (condición de falla)				
Momento Cabeza (kN-m)	Corte cabeza (kN)	Carga axial (kN)	Momento zona licuada (kN-m)	Corte zona licuada (kN)
-	-	117	2118.5	3051

La verificación se realiza a una condición pseudo estática, cuando solo se genera la carga lateral por concepto de corrimiento lateral del suelo, para la verificación del pilote se consideró además el peso propio de la estructura. El resumen de las verificaciones a flexión, compresión y corte se presenta en la Tabla 4-3 y Tabla 4-4.

Tabla 4-3: Verificación pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote unida a la superestructura			
Verificación	Esfuerzos en cabeza	Resistencia	Condición
Flexión (kN-m)	562.82	972	Verifica
Compresión (kN)	117	738	Verifica
Corte (kN)	61	1829	Verifica

Tabla 4-4: Verificación pilote analizado después de la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote desunida a la superestructura			
Verificación	Esfuerzos en zona licuada)	Resistencia	Condición
Flexión (kN/m)	2118.5	972	No verifica
Compresión (kN)	117	738	Verifica
Corte (kN)	3051	1829	No Verifica

El pilote de 22” no falla a la flexión, compresión ni corte mientras se encuentra unida al tablero. Sin embargo, tras la falla y posterior desunión con el tablero, se genera una redistribución de tensiones dado que el pilote queda actuando en cantiléver. Dada esta nueva configuración, el momento máximo se mantiene en la zona inferior del suelo licuado, pero su valor aumenta más de 2 veces en flexión y 10 veces en corte, lo que hace pensar en una probable falla en esa zona también. Esto no se pudo verificar en terreno.

4.2.- Verificación Soldadura Capitel

Las cargas solicitantes se resumen en la Tabla 4-5, provenientes del análisis de presiones de flujo sobre un pilote inclinado de la cepa N°8 previo a la falla, con las cuales se analizará y verificará la soldadura que se utilizó para unir la cabeza del pilote con la plancha capitel, que tiene 16 mm de espesor, el análisis se realiza para la condición previa a la falla. El detalle de los cálculos se presenta en el Anexo H.

Tabla 4-5: Esfuerzos máximos en pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote unida a superestructura	
Momento Cabeza (kN-m)	Corte Cabeza (kN)
562.82	60.74

La verificación se realiza en una condición pseudo estática, cuando solo se genera la carga lateral por concepto de corrimiento lateral del suelo, para la verificación de la soldadura se consideró además el efecto del peso propio de la estructura. El resumen de las verificaciones de la soldadura a flexión y compresión se presenta en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6: Verificación pilote analizado antes de la falla, modelo SAP 2000

Cabeza pilote unida a superestructura			
Verificación	Esfuerzo	Resistencia	Condición
Corte (kN)	61	34.7	No verifica
Flexión (kN-m)	562.82	783	Verifica

La unión entre el pilote de 22" y la plancha capitel de 16 mm fallan al corte que se genera en la plancha capitel. Dicha situación se genera con el empuje debido al corrimiento lateral.

5.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES

El modelo simplificado de corrimiento lateral establecido por Youd et al. (2018) y la JRA, no siempre se encuentra en la naturaleza, ya que suelen estar entremezclados distintos tipos de depositaciones geológicas, con capas de suelos licuables entre capas de suelos no licuables. Es por esto último que debe prevalecer el criterio del Ingeniero Geotécnico, para establecer un modelo simplificado. Lo que en general se observa es que el suelo alterado está conformado por una costra superficial sobre el suelo licuado, tal como lo establece la literatura técnica. Las capas de suelos licuables que están sobre la costra no ayudan a desplazar el suelo no licuable, este último material genera proporcionalmente un mayor porcentaje de presión sobre los pilotes, en este estudio los empujes que traspasan los suelos no licuados (costra) al pilote corresponden a un 53% del total de los empujes

La pendiente del terreno natural no necesita ser fuerte para generar corrimiento lateral, pero para pendientes importantes (taludes que superen al ángulo de fricción interno) se deben hacer análisis de estabilidad, ya que los desplazamientos podrían ser más importantes debido a ese tipo de falla, o bien podrían generarse fenómenos como la falla de flujo, donde el corte permanente estático es superior a la resistencia residual no-drenada post-licuación. Según Youd et al. (2018) los desplazamientos del terreno por corrimiento lateral generalmente no superan unos pocos metros, excepto en suelos muy vulnerables solicitados por sismos de gran magnitud.

De los modelos utilizados en esta tesis, el modelo más sencillo y confiable resulta ser el de presiones laterales equivalentes (método japonés), ya que se ajusta correctamente a las deformaciones medidas en la cabeza del pilote que se cortó en la cepa N°8 del caso de estudio, donde se registró un desplazamiento hacia el mar de 3 m, y el modelo implementado en esta tesis determinó un desplazamiento de 3,1 m. El modelo de desplazamiento de flujos debe ser ajustado para que entregue resultados razonables. La literatura técnica permite disminuir la plastificación del suelo no licuado en un factor de 1/3, y la plastificación del suelo licuado en un factor de al menos 1/10.

Respecto a los ajustes indicados anteriormente, podemos decir que el ajuste de la costra es razonable, pues si lo comparamos con el empuje del diagrama de presiones, ajusta en un factor que corresponde a $1/3$.

Hay otros efectos que no fueron considerados en esta tesis, pero que sí deben ser tomados en cuenta al momento de desarrollar los diseños de un muelle sobre pilotes hincados en la costa, donde exista material susceptible de licuar y gatillar corrimiento lateral. Uno de estos efectos tiene que ver con la distribución de rigideces, ya que en planta se puede producir torsión debido a una mala distribución de rigideces. Además, la zona de atraque (cabezo), sector con menor pendiente que no sufre los efectos del corrimiento lateral, actúa como un sistema de puntal que restringe el movimiento del muelle hacia el mar. Esto hace que las vigas y el tablero estén sometidos a esfuerzos de compresión no contemplados en el diseño. Los cálculos estructurales de los elementos de unión entre pilote y tablero evidenciaron una falla en la soldadura de la plancha capitel, debido al corte. Una vez producida la falla, existe una redistribución de esfuerzos debido al trabajo en cantiléver que desarrolla posteriormente el pilote, desapareciendo el corte y momento en la cabeza, aumentando los esfuerzos en la zona inferior del suelo licuado: El momento flector en al menos 2 veces y el corte 10 veces. Sin embargo, no existe evidencia física de la rotura del pilote en la zona licuada, pero claramente existe una posibilidad muy cierta de que haya sido sometido a grandes esfuerzos.

6.- RECOMENDACIONES

Del análisis bibliográfico realizado se pudo evidenciar que las bases de datos en general están desequilibradas, y están más pobladas de casos en los que se ha observado licuefacción que en los que no se ha producido.

Las historias de casos donde los suelos potencialmente licuables no se han licuado pueden ser tan importantes como las historias de casos donde se ha producido la licuefacción, y son particularmente importantes para establecer límites para la activación de la licuefacción y sus consecuencias con respecto a la magnitud, profundidad, esfuerzo cortante estático inicial, tamaño de grano, y plasticidad.

Como recomendación general se puede indicar que los estudios de campo futuros deberían prestar especial atención a estas lagunas de datos y esforzarse por llenarlas con historias de casos que influirían en el límite entre licuación y no licuación.

En particular, se pudo establecer que el muelle sur del puerto Coronel no tuvo daños producto de la licuación, a pesar de ser susceptibles a licuar, además no existe evidencia de haber desarrollado corrimiento lateral, situación que puede tener varias explicaciones:

- Estructuras asiladas sísmicamente.
- Pilotes fundados en suelo firme, la licuación se produjo en capas superiores.
- Tipo de fijación entre las cabezas de los pilotes con la superestructura.
- Espesor de suelo licuable menor a 5 m, condición indicada por la JRA necesaria para desarrollar corrimiento lateral, por lo que podría tratarse de una zona no susceptible de generar grandes corrimientos laterales.

Al diseñar fundaciones profundas en zonas susceptibles a licuar y gatillar corrimiento lateral, se deben tomar en cuenta todas las situaciones identificadas anteriormente para evitar se produzcan daños severos en pilotes y/o estructuras enterradas.

BIBLIOGRAFÍA

- Araujo W., Ledezma C., Macedo J. y Liu C. (2021). On the Prediction of Liquefaction-induced lateral spreading in large-magnitude subduction earthquakes, (paper).
- Ashford SA, Boulanger RW, Brandenberg SJ (2011). Recommended design practice for pile foundations in laterally spreading ground. Technical Report PEER 2011/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA.
- Brandenberg S. (2005), Behavior of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, Tesis Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering in the Office of Graduate Studies of the University of California Davis.
- Bray, J., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., Assimaki, D., Montalva, G., Arduino, P., Olson, M., Kayen, R., Hashash, Y.M.A. and Candia, G. (2012). Effects of ground failure on buildings, ports, and industrial facilities. *Earthquake Spectra* 28, No. S1, 97–118.
- Brunet S, de la Llera JC, Jacobsen A, Miranda E, Meza C (2012). Performance of port facilities in southern Chile during the 27 February Maule Earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S553–S579.
- De la Maza G., Williams N., Sáez E., Rollins K. y Ledezma C. (2015), Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. *Obras y Proyectos* 17, 106-115.
- Departamento de Ingeniería Civil Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile (2012), Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010.
- Dirección de Obras Portuarias – MOP (2003), Proyecto Muelle Pesquero Artesanal Lo Rojas.
- Japan Road Association (2002). Design Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design, Capítulo 8.
- JQ Ingeniería (2010), Informe Técnico 10010-01-ITE-002, Reconocimiento Suelo de Fundación Construcción Muelles Artesanales Caletas Lo Rojas y Lota Bajo.
- JQ Ingeniería (2014), Informe de campo, Sondajes Geotécnicos con medición de SPT, Puerto Coronel.

- Kavazanjian E., Andrade J., Arulmoli K.; Atwater B., Christian J., Green R., Kramer S., Aecom L., Mitchell J., Rathje E., Rice J. y Wang Y. (2016), State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences, a report of the National Academy of Sciences Engineering Medicine.
- Kawata Y, Nagamatsu S, Koshiyama K, Nishimura H, Abe S, Takatorige T, et al. Chapter 8 - Liquefaction With the Great East Japan Earthquake. The Fukushima and Tohoku Disaster, Suita, Japan: Elsevier Inc.; 2018, p. 147–59.
- Ko Y. y Lin Y. (2020), A Comparison of Simplified Modelling Approaches for Performance Assessment of Piles Subjected to Lateral Spreading of Liquefied Ground. Hindawi Geofluids, volumen 2020. Article ID 8812564, 16 pages.
- Ledezma C. y Tiznado J.C. (2017) Liquefactions effects on the northern Coronel pier during the 2010 Maule Chile earthquake. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th 2017.
- Norma Española UNE-EN 1998-5 (2018), Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos.
- The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (2002), Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, Capítulo 4.1.8
- Tokimatsu K. y Asaka Y. (1998), Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 163-177.
- Youd L. Application of MLR Procedure for Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement. J Geotech Geoenvironmental Eng 2018;6:144.
- Youd T.L, Hansen C.M, Bartlett SF. Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. J Geotech Geoenvironmental Eng 2002;128:1007–17.

- Tyron, G.E. (2014) Evaluation of Current Empirical Methods for Predicting Lateral Spread-Induced Ground Deformations for Large Magnitude Earthquakes Using Maule Chile 2010 Case Histories. Master thesis, Department of Civil Environmental Engineering, Brigham Young University, USA.

ANEXOS

ANEXO A: CORRECCIÓN SPT Y MCA LICUACIÓN (SM-1)

INFORME DE GABINETE																
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																
Proyecto:	Caleta Lo Rojas															
Localidad:	Coronel			$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$							$(N_1)_{60} = C_{Nv} \cdot N_{60}$					
Sondaje N°:	SM1	Marítimo		Factores de correcciones del valor SPT medido (N)												
N. Agua:	0	m.N.R.S dato obtenido del Informe		N:	Índice de penetración estándar medido											
Cota boca:	-10	m.N.R.S		C_{Nv} :	Corrección por confinamiento efectivo				$C_{Nv} =$			variable (0.4 < C_{Nv} < 1.7)				
				C_E :	Corrección por energía del martinete				$C_E =$			0.75				
				C_B :	Corrección por diámetro del sondaje				$C_B =$			1				
				C_R :	Corrección por longitud de las barras				$C_R =$			variable				
				C_S :	Corrección muestreadores c/sin revestimiento				$C_S =$			1.2				
m: coef. inicial que debe converger para determinar la corrección por confinamiento																
Nº de intervalos	Profundidad (m)		Clasificación U.S.C.S.	Peso unitario saturado estimado γ_t (tonf/m³)	Presión vertical efectiva σ'_v (tonf/m²)	Presión vertical total σ_v (tonf/m²)	Análisis de licuación Nspt	Índice de penetración estándar medido N	(3) Índice penetración N_{60} (corregido)	(3) m inicial hasta la convergencia	(3) Factores de corrección C_{Nv} con m inicial	(3) Determinación de $\Delta(N1)_{60}$	(3) Determinación de (N1)60cs	(3) Iteración hasta convergencia con m inicial	(3) Factores de corrección C_R (Tabla 2 (1))	(3) Índice penetración $(N_1)_{60}$ (corregido)
	desde	hasta														
0	0.00	10.00	ML-MH	1.91	9.10	29.10	0									
1	10.00	10.45	MH	1.91	9.51	29.96	7	7	6	0.52	1.03	5.56	12.02	0.52	1.00	6
2	10.55	11.00	MH	1.91	10.01	31.01	6	6	5	0.53	1.00	5.56	10.95	0.53	1.00	5
3	11.00	11.45	SM	2.10	12.60	34.05	52	52	47	0.24	0.95	4.30	48.58	0.25	1.00	44
4	11.55	12.00	SM	2.10	13.20	35.20	78	78	70	0.12	0.97	4.30	72.20	0.13	1.00	68
5	12.00	12.45	SM	2.10	13.70	36.15	22	22	20	0.41	0.88	4.30	21.70	0.43	1.00	17
6	12.55	13.00	SM	2.10	14.30	37.30	37	37	33	0.32	0.89	4.30	34.00	0.34	1.00	30
7	13.00	13.45	SM	2.10	14.80	38.25	6	6	5	0.55	0.81	4.30	8.65	0.56	1.00	4
8	13.55	14.00	SM	2.10	15.40	39.40	14	14	13	0.47	0.82	5.61	15.90	0.48	1.00	10
9	14.00	14.45	SM	2.10	15.90	40.35	6	14	5	1.47	0.51	5.61	8.35	0.56	1.00	3
10	14.45	15.00	SM	2.10	16.50	41.50	100	100	90	0.05	0.98	2.51	90.28	0.05	1.00	88
11	15.00	15.45	SM	2.10	17.00	42.45	27	27	24	0.41	0.80	2.51	22.06	0.42	1.00	20
12	15.55	16.00	SM	2.10	17.60	43.60	15	15	14	0.50	0.75	2.51	12.68	0.51	1.00	10
13	16.00	16.45	SM	2.10	18.10	44.55	100	100	90	0.05	0.97	2.51	89.88	0.06	1.00	87
14	17.00	17.45	SM	2.10	19.20	46.65	45	45	41	0.31	0.82	2.51	35.60	0.33	1.00	33
15	18.00	18.45	SM	2.10	20.30	48.75	100	100	90	0.05	0.97	2.51	89.38	0.06	1.00	87
16	19.00	19.45	SM	2.10	21.40	50.85	100	100	90	0.06	0.96	2.51	88.49	0.06	1.00	86
17	20.00	20.45	SM	2.10	22.50	52.95	15	15	14	0.53	0.65	2.51	11.29	0.53	1.00	9
18	21.00	21.45	SM	2.10	23.60	55.05	34	34	31	0.41	0.70	2.51	24.03	0.41	1.00	22
19	22.00	22.45	SP-SM	2.10	24.70	57.15	79	79	71	0.17	0.86	2.07	63.04	0.17	1.00	61
20	23.00	23.45	SP-SM	2.10	25.80	59.25	55	55	50	0.30	0.75	2.07	39.32	0.30	1.00	37
21	24.00	24.45	CH	2.10	26.90	61.35	51	51	46	0.29	0.75	5.51	39.96	0.30	1.00	34
22	25.00	25.45	CH	2.10	28.00	63.45	69	69	62	0.20	0.81	5.51	56.05	0.21	1.00	51
23	26.00	27.00														
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																
: Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																
: Zona con $IP \geq 7$, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona ($IP \geq 7$) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																
NOTA:																
(a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 1.7 m de ficha, los que se miden pasado el Fango																
(b) El suelo firme aparece a los 10 m de profundidad y como la ficha ha de considerarse a partir de esa profundidad, los pilotes debieron alcanzar los 26 y 27 m de profundidad total.																
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme																
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																
REFERENCIAS:																
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01																
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01																
Nomenclatura (3):																
(N1)60cs:	N1 al 60% energía corregido por % de finos															
CRR M, sv':	Razón de resistencia cíclica															
ko:	Corrección por confinamiento															
CSR M, sv':	Razón de estrés cíclico															
FS:	Factor de Seguridad FS = CRR M, sv' / CSR M, sv'															
rd:	Coeficiente de reducción de stress (0.4 < rd < 1)															
											Tabla 2 (1)					
											longitud de la barra de sondaje (m)	C_R				
											<3	0.75				
											3 a 4	0.8				
											4 a 6	0.85				
											6 a 10	0.95				
											10 a 30	1				

INFORME DE GABINETE																			
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																			
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																			
Proyecto:	Caleta Lo Rojas																		
Localidad:	Coronel																		
Sondaje N°:	SM1	Marítimo	CRR _{M,sv} = CRR _{M=7.5,sv=1} MSF·Kσ												Razón de resistencia cíclica corregida				
Clas. Sismica del Suelo			Factores de corrección que se aplican al CRR _{M=7.5,sv=1} calculado:																
zona sismica 3			MSF: Factor de escala de la magnitud real MSF:= variable																
amax (ao)= 0.5 g			Kσ: Corrección por no linealidad entre presiones de Kσ:= variable																
1 atm= 1.033 kg/cm²			CSR _{M,sv} = 0,65 · (σv/σ'v) · (a _{máx} /g) · rd																
M= 8.8			Razón de de estrés cíclico																
MSF= variable																			
: Ingresar dato																			
Nº de intervalos	Profundidad (m)		(4) Contenido de finos	IP	Comportamiento Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) CRR _{M=7.5,sv=1}	(3) MSF max	(3) MSF	(3) Cσ=	(3) kσ (formula)=	(3) kσ (mínimo)=	(3) CRR _{M,sv} (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR _{M,sv} (solicitante)	(3) FS = CRR _{M,sv} / CSR _{M,sv}
	desde	hasta																	
0	0.00	10.00																	
1	10.00	10.45	76	21	Como Arcillas														
2	10.55	11.00	76	21	Como Arcillas														
3	11.00	11.45	19	NP	Como Arenas	48.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.817	0.091	0.99	0.87	no licuable
4	11.55	12.00	19	NP	Como Arenas	72.2	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.869	0.097	0.98	0.85	no licuable
5	12.00	12.45	19	NP	Como Arenas	21.7	21.7	0.229	1.56	0.79	0.14	0.96	0.96	0.173	-0.912	0.102	0.98	0.84	0.21
6	12.55	13.00	19	NP	Como Arenas	34.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.25	0.91	0.91	no licuable	-0.965	0.107	0.98	0.83	no licuable
7	13.00	13.45	19	NP	Como Arenas	8.7	8.7	0.109	1.17	0.94	0.09	0.97	0.97	0.099	-1.008	0.112	0.98	0.82	0.12
8	13.55	14.00	49	8	Como Arcillas														
9	14.00	14.45	49	8	Como Arcillas														
10	14.45	15.00	13	NP	Como Arenas	90.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.156	0.128	0.97	0.79	no licuable
11	15.00	15.45	13	NP	Como Arenas	22.1	22.1	0.234	1.58	0.79	0.14	0.92	0.92	0.170	-1.199	0.133	0.97	0.79	0.22
12	15.55	16.00	13	NP	Como Arenas	12.7	12.7	0.138	1.25	0.91	0.10	0.94	0.94	0.118	-1.251	0.138	0.97	0.78	0.15
13	16.00	16.45	13	NP	Como Arenas	89.9	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.293	0.143	0.96	0.77	no licuable
14	17.00	17.45	13	NP	Como Arenas	35.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.27	0.82	0.82	no licuable	-1.385	0.153	0.96	0.76	no licuable
15	18.00	18.45	13	NP	Como Arenas	89.4	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.474	0.162	0.95	0.74	no licuable
16	19.00	19.45	13	NP	Como Arenas	88.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.560	0.171	0.95	0.73	no licuable
17	20.00	20.45	13	NP	Como Arenas	11.3	11.3	0.127	1.22	0.92	0.10	0.92	0.92	0.108	-1.641	0.179	0.94	0.72	0.15
18	21.00	21.45	13	NP	Como Arenas	24.0	24.0	0.269	1.67	0.75	0.16	0.87	0.87	0.175	-1.719	0.187	0.93	0.71	0.25
19	22.00	22.45	12	NP	Como Arenas	63.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.791	0.195	0.92	0.70	no licuable
20	23.00	23.45	12	NP	Como Arenas	39.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.857	0.201	0.92	0.68	no licuable
21	24.00	24.45	93	43	Como Arcillas														
22	25.00	25.45	93	43	Como Arcillas														
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + marinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																			
: Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																			
: Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																			
NOTA:	(a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 16 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango																		
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embudidos en suelo firme																			
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																			
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																			
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																			
REFERENCIAS:																			
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																			
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																			
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-14/01																			
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-04/01																			
Nomenclatura (3):																			
(N1)60cs:	N1 al 60% de energía corregido por % de finos																		
CRR M, sv:	Razón de resistencia cíclica																		
kσ:	Corrección por confinamiento																		
CSR M, sv:	Razón de estrés cíclico																		
FS:	Factor de Seguridad FS = CRR M, sv / CSR M, sv																		
rd:	Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																		
												Tabla 2 (1)							
												longitud de la barra de sondaje (m)	C _R						
												<3	0.75						
												3 a 4	0.8						
												4 a 6	0.85						
												6 a 10	0.95						
												10 a 30	1						

ANEXO B: CORRECCIÓN SPT Y MCA LICUACIÓN (SPT-4)

INFORME DE GABINETE CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CÁLCULO LICUACIÓN ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																																														
Proyecto: Puerto Coronel																																														
Localidad: Coronel		$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$										$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$																																		
Sondaje N°: SPT-4 Marítimo		Factores de correcciones del valor SPT medido (N)																																												
N. Agua: 0 m.N.R. (dato obtenido del Infor)		N: Índice de penetración estándar medido																																												
Cota boca: -12.8 m.N.R.S		C_N : Corrección por confinamiento efectivo										$C_N =$ variable (0,4 < C_N < 1,7)																																		
		C_E : Corrección por energía del martinete										$C_E =$ 0.75																																		
		C_R : Corrección por diámetro del sondaje										$C_R =$ 1																																		
		C_R : Corrección por longitud de las barras										$C_R =$ variable																																		
		C_S : Corrección muestreadores c/sin revestimiento										$C_S =$ 1.2																																		
		m: coef. inicial que debe converger para determinar la corrección por confinamiento																																												
Nº de intervalos	Profundidad (m)		Clas. U.S.C.S	Peso unitario saturado estimado γ_t (tonf/m ³)	Presión vertical efectiva σ_v (tonf/m ²)	Presión vertical total σ_v (tonf/m ²)	Análisis de licuación N_{spt}	Índice de penetración estándar medido N	(3) Índice penetración N_{60} (corregido)	(3) m inicial hasta la convergencia	(3) Factores de corrección C_N con m inicial	(3) Determinación de $\Delta(N1)60$	(3) Determinación de (N1)60cs	(3) Iteración hasta convergencia con m inicial	(3) Factores de corrección C_R (Tabla 2 (1))	(3) Índice penetración $(N_1)_{60}$ (corregido)																														
	desde	hasta																																												
0	0.00	4.00	ML-MH	1.91	3.64	20.44	0	0																																						
1	4.00	4.45	SM	2.10	4.90	22.15	16	16	14	0.41	1.34	4.30	23.60	0.41	1.00	19																														
2	5.00	5.45	SP	2.10	6.00	24.25	54	54	49	0.22	1.12	0.00	54.39	0.22	1.00	54																														
3	6.00	6.45	SP	2.10	7.10	26.35	60	60	54	0.20	1.07	0.00	57.84	0.20	1.00	58																														
4	7.00	7.45	SM	2.10	8.20	28.45	78	78	70	0.11	1.02	4.30	76.05	0.11	1.00	72																														
6	8.00	8.45	SP	2.10	9.30	30.55	47	47	42	0.28	1.02	0.00	43.17	0.28	1.00	43																														
7	9.00	9.45	SM	2.10	10.40	32.65	12	12	11	0.49	0.98	4.30	14.90	0.49	1.00	11																														
8	10.00	10.38	CL	1.60	6.23	29.41	100	100	0																																					
9	10.50	10.78	CL	1.60	6.47	30.05	100	100	0																																					
10	11.00	11.15	CL	1.60	6.69	30.64	100	100	0																																					
11	11.50	11.60	CL	1.60	6.96	31.36	100	100	0																																					
12	12.00	12.08	CL	1.60	7.25	32.13	100	100	0																																					
13	13.00	14.00																																												
14	14.00	15.00																																												
15	15.00	16.00																																												
16	16.00	17.00																																												
17	17.00	18.00																																												
18	18.00	19.00																																												
19	19.00	20.00																																												
20	20.00	21.00																																												
21	21.00	22.00																																												
<p>: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio</p> <p>: Analogía con muelle Lo Rojas (pilotes con 16 y 17 m de ficha en suelo firme). Se determina que desde los 5.0 m el suelo es NO LICUABLE.</p> <p>: Zona con $IP \geq 7$, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona ($IP \geq 7$) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.</p> <p>NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 16 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el fango</p> <p>(b) En el Muelle Sur del Puerto Coronel el suelo firme aparece a los 4 m de profundidad, no se tiene información sobre la longitud de los pilotes.</p> <p>En el sondaje SPT-4, además del fango aparece solo una capa de suelo licuable a los 9 m de profundidad</p> <p>Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:</p> <p>(i) De la Maza, G. et al (2015). Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. Obras y Proyectos 17, 106-115</p> <p>(ii) C. Ledezma, J.C. Tiznado (paper N°2200) Liquefactions effects on the northern Coronel pier during the 2010 Maule Chile earthquake. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago Chile.</p> <p>REFERENCIAS:</p> <p>(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001</p> <p>(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.</p> <p>(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01</p> <p>(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01</p> <p>Nomenclatura (3):</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>(N1)60cs:</td> <td>N1 al 60% energía corregido por % de finos</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">Tabla 2 (1)</td> </tr> <tr> <td>CRR M, sv:</td> <td>Razón de resistencia cíclica</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">longitud de la barra de sondaje (m)</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">C_R</td> </tr> <tr> <td>ks:</td> <td>Corrección por confinamiento</td> </tr> <tr> <td>CSR M, sv:</td> <td>Razón de estrés cíclico</td> <td style="text-align: center;"><3</td> <td style="text-align: center;">0.75</td> </tr> <tr> <td>FS:</td> <td>Factor de Segl FS = CRR M, sv / CSR M, sv</td> <td style="text-align: center;">3 a 4</td> <td style="text-align: center;">0.8</td> </tr> <tr> <td>rd:</td> <td>Coefficiente de reducción de stress (0,4 < rd < 1)</td> <td style="text-align: center;">4 a 6</td> <td style="text-align: center;">0.85</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">6 a 10</td> <td style="text-align: center;">0.95</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">10 a 30</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> </table>																	(N1)60cs:	N1 al 60% energía corregido por % de finos	Tabla 2 (1)		CRR M, sv:	Razón de resistencia cíclica	longitud de la barra de sondaje (m)	C_R	ks:	Corrección por confinamiento	CSR M, sv:	Razón de estrés cíclico	<3	0.75	FS:	Factor de Segl FS = CRR M, sv / CSR M, sv	3 a 4	0.8	rd:	Coefficiente de reducción de stress (0,4 < rd < 1)	4 a 6	0.85			6 a 10	0.95			10 a 30	1
(N1)60cs:	N1 al 60% energía corregido por % de finos	Tabla 2 (1)																																												
CRR M, sv:	Razón de resistencia cíclica	longitud de la barra de sondaje (m)	C_R																																											
ks:	Corrección por confinamiento																																													
CSR M, sv:	Razón de estrés cíclico	<3	0.75																																											
FS:	Factor de Segl FS = CRR M, sv / CSR M, sv	3 a 4	0.8																																											
rd:	Coefficiente de reducción de stress (0,4 < rd < 1)	4 a 6	0.85																																											
		6 a 10	0.95																																											
		10 a 30	1																																											

INFORME DE GABINETE																		
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																		
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																		
Proyecto:	Puerto Coronel																	
Localidad:	Coronel																	
Sondaje N°:	SPT-4 Marítimo																	
CRR _{M,sv} = CRR _{M=7.5,σv'=1} · MSF · K _σ Razón de resistencia cíclica corregida																		
Factores de corrección que se aplican al CRR _{M=7.5,sv=1} , calculado:																		
Clasificación Sísmica del Suelo																		
zona sísmica 3																		
amax (ao) = 0.5 g																		
1 atm = 1.033 kg/cm ²																		
M = 8.8																		
MSF = variable																		
K _σ : Corrección por no linealidad entre presión K _σ = variable																		
CSR _{M,sv} = 0.65 · (σv/σv') · (a _{máx} /g) · rd Razón de de estrés cíclico																		
Ingresar dato																		
Nº de intervalos	Profundidad (m) desde hasta	(4) Contenido de finos	IP (*)	Comportamiento Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) CRR _{M=7.5,σv'=1}	(3) MSF max	(3) MSF	(3) C _σ	(3) k _σ (formula)	(3) k _σ (mínimo)	(3) CRR _{M,sv'} (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR _{M,sv'} (sol)	(3) FS = CRR _{M,sv'} / CSR _{M,sv'}
0	0.00	4.00																
1	4.00	4.45	19	NP	Como Arenas	23.6	23.6	0.260	1.65	0.76	0.15	1.11	1.11	0.220	-0.227	0.026	1.00	1.47
2	5.00	5.45	4	NP	Como Arenas	54.4	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.299	0.034	1.00	1.31
3	6.00	6.45	4	NP	Como Arenas	57.8	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.376	0.042	1.00	1.20
4	7.00	7.45	19	NP	Como Arenas	76.1	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.457	0.051	1.00	1.12
6	8.00	8.45	4	NP	Como Arenas	43.2	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.543	0.061	0.99	1.06
7	9.00	9.45	19	NP	Como Arenas	14.9	14.9	0.155	1.31	0.88	0.11	1.00	1.00	0.137	-0.632	0.071	0.99	1.01
8	10.00	10.38																sup no licuable
9	10.50	10.78																sup no licuable
10	11.00	11.15																sup no licuable
11	11.50	11.60																sup no licuable
12	12.00	12.08																sup no licuable
13	13.00	14.00																sup no licuable
14	14.00	15.00																sup no licuable
15	15.00	16.00																sup no licuable
16	16.00	17.00																sup no licuable
17	17.00	18.00																sup no licuable
18	18.00	19.00																sup no licuable
19	19.00	20.00																sup no licuable
20	20.00	21.00																sup no licuable
	21.00	22.00																sup no licuable
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																		
: Analogía con muelle Lo Rojas (pilotes con 16 y 17 m de ficha en suelo firme). Se determina que desde los 5.0 m el suelo es NO LICUABLE.																		
: Zona con IP7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																		
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 1.7 m de ficha, los que se miden pasado el fango																		
(b) En el Muelle Sur del Puerto Coronel el suelo firme aparece a los 4 m de profundidad, no se tiene información sobre la longitud de los pilotes.																		
En el sondaje SPT-4, además del fango aparece solo una capa de suelo licuable a los 9 m de profundidad																		
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																		
(i) De la Maza, G. et al (2015). Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. Obras y Proyectos 17, 106-115																		
(c) C. Ledezma, J.C. Tiznado (paper N°2200) Liquefactions effects on the northern Coronel pier during the 2010 Maule Chile earthquake. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago Chile.																		
REFERENCIAS:																		
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																		
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																		
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-14/01																		
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-04/01																		
Nomenclatura (3):																		
(N1)60cs: N1 al 60% de energía corregido por % de finos																		
CRR M, sv': Razón de resistencia cíclica																		
k _σ : Corrección por confinamiento																		
CSR M, sv': Razón de estrés cíclico																		
FS: Factor de Segi FS = CRR M, sv' / CSR M, sv'																		
rd: Coeficiente de reducción de stress (0,4<rd<1)																		
Tabla 2 (1)																		
longitud de la barra de sondaje (m)																		
C _R																		
<3																		
0.75																		
3 a 4																		
0.8																		
4 a 6																		
0.85																		
6 a 10																		
0.95																		
10 a 30																		
1																		

INFORME DE GABINETE																			
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																			
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																			
Proyecto:	Puerto Coronel																		
Localidad:	Coronel																		
Sondaje N°:	SPT-2 Marítimo																		
Clasificación Sísmica del Suelo																			
zona sísmica 3																			
amax (ao)=	0.5 g																		
1 atm=	1.033 kg/cm ²																		
M=	8.8																		
MSF=	variable																		
: Ingresar dato																			
$CRR_{M,sv} = CRR_{M=7.5, \sigma'v=1} \cdot MSF \cdot K\sigma$ Razón de resistencia cíclica corregida																			
Factores de corrección que se aplican al $CRR_{M=7.5, \sigma'v=1}$ calculado:																			
MSF:	Factor de escala de la magnitud real MSF:= variable																		
Kσ:	Corrección por no linealidad entre presión Kσ:= variable																		
$CSR_{M,sv} = 0,65 \cdot (\sigma'v/\sigma'v) \cdot (a_{max}/g) \cdot rd$ Razón de de estrés cíclico																			
Nº de intervalos	Profundidad (m) desde hasta	(4) Contenido de finos	IP (*)	Comportamiento Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) $CRR_{M=7.5, \sigma'v=1}$	(3) MSF max	(3) MSF	(3) Cσ	(3) Kσ (formula)=	(3) Kσ (mínimo)=	(3) $CRR_{M, \sigma'v}$ (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR $M, \sigma'v$ (sol)	(3) FS = $CRR_{M, \sigma'v} / CSR_{M, \sigma'v}$	
0	0.00	4.00																	
1	4.00	4.45	19	NP	Como Arenas	7.0	7.0	0.098	1.14	0.95	0.08	1.06	1.06	0.099	-0.227	0.026	1.00	1.48	0.07
2	5.00	5.45	4	NP	Como Arenas	33.2	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.24	1.12	1.12	no licuable	-0.299	0.034	1.00	1.32	no licuable
3	6.00	6.45	4	NP	Como Arenas	20.9	20.9	0.217	1.53	0.81	0.14	1.05	1.05	0.183	-0.376	0.042	1.00	1.21	0.15
4	7.00	7.45	19	NP	Como Arenas	7.3	7.3	0.100	1.14	0.95	0.08	1.02	1.02	0.097	-0.457	0.051	1.00	1.13	0.09
6	9.00	9.45	19	NP	Como Arenas	19.3	19.3	0.198	1.47	0.83	0.13	0.99	0.99	0.163	-0.632	0.071	0.99	1.01	0.16
7	10.00	10.45	19	NP	Como Arenas	17.8	17.8	0.182	1.41	0.85	0.12	0.98	0.98	0.152	-0.723	0.081	0.99	0.97	0.16
8	11.00	11.45	4	NP	Como Arenas	17.0	17.0	0.174	1.38	0.86	0.12	0.97	0.97	0.145	-0.817	0.091	0.99	0.94	0.15
9	12.00	12.45	19	NP	Como Arenas	30.8	no licuable	no licuable	2.05	0.61	0.21	0.93	0.93	no licuable	-0.912	0.102	0.98	0.91	no licuable
10	13.00	13.45	4	NP	Como Arenas	28.8	28.8	0.419	1.93	0.66	0.19	0.92	0.92	0.256	-1.008	0.112	0.98	0.88	0.29
11	14.00	14.45	4	NP	Como Arenas	36.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.29	0.87	0.87	no licuable	-1.104	0.122	0.97	0.86	no licuable
12	15.00	15.45	4	NP	Como Arenas	33.8	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.25	0.87	0.87	no licuable	-1.199	0.133	0.97	0.84	no licuable
13	16.00	16.45	4	NP	Como Arenas	43.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.293	0.143	0.96	0.82	no licuable
14	17.00	17.45	4	NP	Como Arenas	56.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.385	0.153	0.96	0.80	no licuable
15	18.00	18.45	4	NP	Como Arenas	85.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.474	0.162	0.95	0.79	no licuable
16	19.00	20.00																	sup no licuable
17	20.00	21.00																	sup no licuable
18	21.00	22.00																	sup no licuable
19	22.00	23.00																	sup no licuable
20	23.00	24.00																	sup no licuable
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																			
: Analogía con muelle Lo Rojas NOTA(a). Se determina que el suelo del Muelle Norte Coronel desde los 12 m de profundidad es firme y NO LICUABLE. Según documento (i) los pilotes tienen 20m																			
: Zona con IP?7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																			
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el fango																			
(b) En el Muelle Norte del Puerto Coronel el suelo firme aparece a los 4 m de profundidad, solo se sabe que los pilotes tienen 20 m de longitud, no se precisa si se contabiliza o no el fango (ficha).																			
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 12 m de profundidad, por lo tanto los pilotes del Muelle Norte de Coronel tendrían 8 m embebidos en suelo firme																			
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																			
(i) De la Maza, G. et al (2015). Lateral spreading inducido por licuación en Lo Rojas, Coronel, estudio de terreno y modelo numérico. Obras y Proyectos 17, 106-115																			
(ii) C. Ledezma, J.C. Tiznado (paper N°2200) Liquefactions effects on the northern Coronel pier during the 2010 Maule Chile earthquake. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago Chile.																			
REFERENCIAS:																			
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																			
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																			
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01																			
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01																			
Nomenclatura (3):																			
(N1)60cs:	N1 al 60% de energía corregido por % de finos																		
CRR M, sv':	Razón de resistencia cíclica																		
kσ:	Corrección por confinamiento																		
CSR M, sv':	Razón de estrés cíclico																		
FS:	Factor de Segi FS = CRR M, sv' / CSR M, sv'																		
rd:	Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																		
												Tabla 2 (1)							
												longitud de la barra de sondaje (m)	C _R						
												<3	0.75						
												3 a 4	0.8						
												4 a 6	0.85						
												6 a 10	0.95						
												10 a 30	1						

ANEXO D: CORRECCIÓN SPT Y MCA LICUACIÓN (ST-1)

INFORME DE GABINETE CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																
Proyecto: Caleta Lo Rojas																
Localidad: Coronel																
Sondaje N° ST-1 Terrestre																
N. Agua: 0 m.N.R.S dato obtenido del Informe		N: Índice de penetración estándar medido														
Cota boca: 0 m.N.R.S		C_N: Corrección por confinamiento efectivo														
Por ser un sondaje terrestre no hay columna de agua		C_E: Corrección por energía del martinete														
ejerciendo sobre carga hidrostática, por lo tanto no se suma a la columna de Presión vertical total sv (tonf/m ²)		C_a: Corrección por diámetro del sondaje														
		C_R: Corrección por longitud de las barras														
		C_S: Corrección muestreadores c/sin revestimiento														
		m: coef. inicial que debe converger para determinar la corrección por confinamiento														
N° de intervalos	Profundidad (m)		Clasificación U.S.C.S.	Peso unitario saturado estimado γt (tonf/m ³)	Presión vertical efectiva σ'v (tonf/m ²)	Presión vertical total σv (tonf/m ²)	Índice de penetración estándar medido N	(3) Índice penetración N ₆₀ (corregido)	(3) m inicial hasta la convergencia	(3) Factores de corrección C _N con m inicial	(3) Δ(N1)60	(3) (N1)60cs	(3) Iteración hasta convergencia con m inicial	(3) Factores de corrección C _R (Tabla 2 (1))	(3) Índice penetración (N ₁) ₆₀ (corregido)	(5) Densidad relativa (DR)
	desde	hasta														
1	1.00	1.45	SP	1.85	1.23	2.68	11	10	0.50	1.70	0.00	16.83	0.47	0.75	17	60.5
2	2.00	2.45	SP	1.85	2.08	4.53	14	13	0.48	1.70	0.00	21.42	0.43	0.75	21	68
3	3.00	3.45	SP	1.86	2.95	6.40	10	9	0.65	1.70	0.00	15.30	0.48	0.75	15	57.7
4	4.00	4.45	SP	1.85	3.78	8.23	4	4	0.62	1.70	1.15	7.68	0.57	0.80	7	37.7
5	5.00	5.45	SP	1.85	4.63	10.08	5	5	0.62	1.61	1.15	9.37	0.55	0.85	8	42.3
6	6.00	6.45	SP	1.85	5.48	11.93	6	7	0.59	1.43	0.00	9.75	0.54	0.95	10	46.0
7	7.00	7.45	SP	1.85	6.33	13.78	5	6	0.65	1.35	0.00	7.67	0.57	0.95	8	40.8
8	8.00	8.45	SC	1.85	7.18	15.63	6	7	0.53	1.19	5.36	13.51	0.50	0.95	8	42.1
9	9.00	9.45	SC	1.85	8.03	17.48	10	12	0.45	1.10	5.36	18.61	0.45	1.00	13	53.7
10	10.00	10.45	SC	1.85	8.88	19.33	3	4	0.51	1.06	5.36	9.19	0.55	1.00	4	28.8
11	11.00	11.45	SC	1.85	9.73	21.18	3	4	0.51	1.01	5.36	9.01	0.55	1.00	4	28.2
12	12.00	12.45	SC	1.85	10.58	23.03	3	4	0.51	0.97	5.36	8.86	0.56	1.00	3	27.6
13	13.00	13.45	CH	1.55	7.40	20.85	2	2	0.50	1.16	5.60	8.39	0.56	1.00	3	24.6
14	14.00	14.45	CH	1.55	7.95	22.40	1	1	0.50	1.12	5.60	6.95	0.58	1.00	1	17.1
15	15.00	15.45	CH	1.55	8.50	23.95	2	2	0.50	1.08	5.60	8.21	0.56	1.00	3	23.8
16	16.00	16.45	CH	1.55	9.05	25.50	1	1	0.50	1.05	5.60	6.86	0.58	1.00	1	16.6
17	17.00	17.45	CL	1.58	10.12	27.57	2	2	0.44	0.99	5.60	7.99	0.57	1.00	2	22.8
18	18.00	18.45	CL	1.58	10.70	29.15	10	12	0.39	0.97	5.60	17.29	0.46	1.00	12	50.4
19	19.00	19.45	CL	1.58	11.28	30.73	13	16	0.38	0.96	5.60	20.50	0.44	1.00	15	57
20	20.00	20.45	CL	1.58	11.86	32.31	15	18	0.38	0.94	5.60	22.47	0.42	1.00	17	60.6
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																
: Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																
: Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1 6 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango																
(b) El suelo firme aparece a los 10 m de profundidad y como la ficha ha de considerarse a partir de esa profundidad, los pilotes debieron alcanzar los 26 y 27 m de profundidad total.																
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme																
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																
REFERENCIAS:																
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01																
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01																
(5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss.																
Nomenclatura (3):																
(N1)60cs: N1 al 60% energía corregido por % de finos																
CRR M, sv': Razón de resistencia cíclica																
k _r : Corrección por confinamiento																
CSR M, sv': Razón de estrés cíclico																
FS: Factor de Seguridad FS = CRR M, sv' / CSR M, sv'																
rd: Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																
Tabla 2 (1)																
longitud de la barra de sondaje (m) C _R																
<3 0.75																
3 a 4 0.8																
4 a 6 0.85																
6 a 10 0.95																
10 a 30 1																

INFORME DE GABINETE																			
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																			
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																			
Proyecto:		Caleta Lo Rojas																	
Localidad:		Coronel		CRR _{M,sv} = CRR _{M=7.5,σv=1} · MSF · Kσ Razón de resistencia cíclica corregida															
Sondaje Nº:		ST-1 Terrestre		Factores de corrección que se aplican al CRR _{M=7.5,σv=1} calculado:															
Clas. Sísmica del Suelo				MSF: Factor de escala de la magnitud real MSF:= variable															
zona sísmica 3				Kσ: Corrección por no linealidad entre presión Kσ:= variable															
amax (ao)=		0.5 g		CSR _{M,sv} = 0.65 · (σv/σv') · (amax/g) · rd Razón de de estrés cíclico															
1 atm=		1.033 kg/cm ²																	
M=		8.8																	
MSF=		variable																	
: Ingresar dato																			
Nº de intervalos	Profundidad (m)		(4) % finos	IP	Comportamiento Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) CRR _{M=7.5,σv=1}	(3) MSF max	(3) MSF	(3) Cσ	(3) kσ (formula)	(3) kσ (mínimo)	(3) CRR _{M,sv'} (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR _{M,sv'} (solicitante)	(3) FS = CRR _{M,sv'} / CSR _{M,sv'}
	desde	hasta																	
1	1.00	1.45	5	NP	Como Arenas	16.8	16.8	0.172	1.38	0.86	0.12	1.25	1.25	0.185	-0.049	0.006	1.00	0.71	0.26
2	2.00	2.45	5	NP	Como Arenas	21.4	21.4	0.225	1.55	0.80	0.14	1.22	1.22	0.218	-0.102	0.012	1.00	0.71	0.31
3	3.00	3.45	5	NP	Como Arenas	15.3	15.3	0.159	1.33	0.88	0.11	1.14	1.14	0.159	-0.162	0.019	1.00	0.71	0.22
4	4.00	4.45	10	NP	Como Arenas	7.7	7.7	0.103	1.15	0.95	0.08	1.08	1.08	0.105	-0.227	0.026	1.00	0.71	0.15
5	5.00	5.45	10	NP	Como Arenas	9.4	9.4	0.114	1.18	0.93	0.09	1.07	1.07	0.114	-0.299	0.034	1.00	0.71	0.16
6	6.00	6.45	5	NP	Como Arenas	9.8	9.8	0.116	1.19	0.93	0.09	1.05	1.05	0.114	-0.376	0.042	1.00	0.71	0.16
7	7.00	7.45	5	NP	Como Arenas	7.7	7.7	0.102	1.15	0.95	0.08	1.04	1.04	0.101	-0.457	0.051	1.00	0.70	0.14
8	8.00	8.45	30	11	Como Arcillas	13.5	13.5	0.144	1.27	0.90	0.10	1.03	1.03	0.134	-0.543	0.061	0.99	0.70	0.19
9	9.00	9.45	30	11	Como Arcillas	18.6	18.6	0.190	1.44	0.84	0.13	1.03	1.03	0.164	-0.632	0.071	0.99	0.70	0.23
10	10.00	10.45	30	11	Como Arcillas	9.2	9.2	0.112	1.18	0.94	0.09	1.01	1.01	0.106	-0.723	0.081	0.99	0.70	0.15
11	11.00	11.45	30	11	Como Arcillas	9.0	9.0	0.111	1.17	0.94	0.09	1.00	1.00	0.105	-0.817	0.091	0.99	0.70	0.15
12	12.00	12.45	30	11	Como Arcillas	8.9	8.9	0.110	1.17	0.94	0.09	0.99	0.99	0.103	-0.912	0.102	0.98	0.69	0.15
13	13.00	13.45	60	20	Como Arcillas	8.4	8.4	0.107	1.16	0.94	0.09	1.03	1.03	0.103	-1.008	0.112	0.98	0.90	0.12
14	14.00	14.45	60	20	Como Arcillas	6.9	6.9	0.098	1.14	0.95	0.08	1.02	1.02	0.095	-1.104	0.122	0.97	0.89	0.11
15	15.00	15.45	60	20	Como Arcillas	8.2	8.2	0.106	1.16	0.94	0.09	1.01	1.01	0.101	-1.199	0.133	0.97	0.89	0.11
16	16.00	16.45	60	20	Como Arcillas	6.9	6.9	0.097	1.14	0.95	0.08	1.01	1.01	0.093	-1.293	0.143	0.96	0.88	0.11
18	17.00	17.45	60	20	Como Arcillas	8.0	8.0	0.105	1.15	0.94	0.09	1.00	1.00	0.098	-1.385	0.153	0.96	0.85	0.12
19	18.00	18.45	60	20	Como Arcillas	17.3	17.3	0.177	1.39	0.86	0.12	0.99	0.99	0.150	-1.474	0.162	0.95	0.84	0.18
20	19.00	19.45	60	20	Como Arcillas	20.5	20.5	0.212	1.51	0.81	0.14	0.98	0.98	0.169	-1.560	0.171	0.95	0.84	0.20
21	20.00	20.45	60	20	Como Arcillas	22.5	22.5	0.240	1.60	0.78	0.15	0.97	0.97	0.183	-1.641	0.179	0.94	0.83	0.22
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																			
: Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																			
: Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA . Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS .																			
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 16 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango																			
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme																			
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																			
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																			
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																			
REFERENCIAS:																			
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																			
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																			
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01																			
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01																			
(5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss.																			
Nomenclatura (3):																			
(N1)60cs: N1 al 60% de energía corregido por % de finos																			
CRR M, sv': Razón de resistencia cíclica																			
kσ: Corrección por confinamiento																			
CSR M, sv': Razón de estrés cíclico																			
FS: Factor de Segur FS = CRR M, sv' / CSR M, sv'																			
rd: Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																			
														Tabla 2 (1)					
														longitud de la barra de sondaje (m)		C _R			
														<3		0.75			
														3 a 4		0.8			
														4 a 6		0.85			
														6 a 10		0.95			
														10 a 30		1			

ANEXO E: CORRECCIÓN SPT Y MCA LICUACIÓN (ST-2)

INFORME DE GABINETE CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CÁLCULO LICUACIÓN ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																
Proyecto:		Muelle Norte, Puerto Coronel														
Localidad:		Coronel			$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$					$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$						
Sondaje N°:		ST-2 Terrestre			Factores de correcciones del valor SPT medido (N)											
N. Agua:		0 m N.R.S dato obtenido del Informe			N: Índice de penetración estándar medido											
Cota boca:		0 m N.R.S			C_N : Corrección por confinamiento efectivo					$C_N =$ variable ($0.4 < C_N < 1.7$)						
<p>Por ser un sondaje terrestre no hay columna de agua</p> <p>ejerciendo sobre carga hidrostática, por lo tanto no se suma a la columna de Presión vertical total sv (tonf/m²)</p>																
					C_E : Corrección por energía del martinete					$C_E =$ 1 60% ENERGIA						
					C_R : Corrección por diámetro del sondaje					$C_R =$ 1						
					C_S : Corrección por longitud de las barras					$C_S =$ variable						
ϕ : 0.56 m diámetro pilote					C_S : Corrección muestreadores c/sin revestimiento					$C_S =$ 1.2						
<p>m: coef. inicial que debe converger para determinar la corrección por confinamiento</p>																
Nº de intervalos	Profundidad (m)		Clasificación U.S.C.S.	Peso unitario saturado estimado γ_t (tonf/m ³)	Presión vertical efectiva σ'_v (tonf/m ²)	Presión vertical total σ_v (tonf/m ²)	Índice de penetración estándar medido N	(3) Índice penetración N_{60} (corregido)	(3) m inicial hasta la convergencia	(3) Factores de corrección C_N con m inicial	(3) $\Delta(N1)_{60}$	(3) $(N1)_{60cs}$	(3) Iteración hasta convergencia con m inicial	(3) Factores de corrección C_R (Tabla 2 (1))	(3) Índice penetración $(N_1)_{60}$ (corregido)	(5) Densidad relativa (DR)
	desde	hasta														
1	1.00	1.45	SP-SM	1.85	1.23	2.68	2	2	0.65	1.70	0.00	3.06	0.65	0.75	3	25.8
2	2.00	2.45	SP-SM	1.85	2.08	4.53	10	9	0.48	1.70	0.00	15.30	0.48	0.75	15	58
3	3.00	3.45	SP-SM	1.86	2.95	6.40	17	15	0.40	1.63	0.00	24.92	0.40	0.75	25	73.6
4	4.00	4.45	SP-SM	1.85	3.78	8.23	45	43	0.22	1.24	1.15	54.65	0.22	0.80	54	101.8
5	5.00	5.45	SP-SM	1.85	4.63	10.08	38	39	0.25	1.21	1.15	48.13	0.25	0.85	47	101.1
6	6.00	6.45	SP-SM	1.85	5.48	11.93	20	23	0.37	1.25	0.00	28.48	0.37	0.95	28	78.7
7	7.00	7.45	SP-SM	1.85	6.33	13.78	18	21	0.40	1.20	0.00	24.64	0.40	0.95	25	73.2
8	8.00	8.45	SP-SM	1.85	7.18	15.63	15	17	0.44	1.16	0.00	19.78	0.44	0.95	20	65.6
9	9.00	9.45	SP-SM	1.85	8.03	17.48	25	30	0.35	1.08	0.00	32.39	0.35	1.00	32	83.9
10	10.00	10.45	SP	1.85	8.88	19.33	10	12	0.51	1.06	0.00	12.75	0.51	1.00	13	52.6
11	11.00	11.45	SP	1.85	9.73	21.18	12	14	0.49	1.01	0.00	14.59	0.49	1.00	15	56.3
12	12.00	12.45	SP	1.85	10.58	23.03	10	12	0.52	0.97	0.00	11.65	0.52	1.00	12	50.3
13	13.00	13.45	SP	1.85	11.43	24.88	18	22	0.44	0.94	0.00	20.36	0.44	1.00	20	66.5
14	14.00	14.45	ML	1.58	8.38	22.83	22	26	0.34	1.06	5.61	33.64	0.34	1.00	28	78.1
15	15.00	15.45	ML	1.58	8.96	24.41	16	19	0.40	1.04	5.61	25.67	0.39	1.00	20	66.0
16	16.00	16.45	ML	1.58	9.54	25.99	18	22	0.38	1.02	5.54	27.53	0.38	1.00	22	69.1
17	17.00	17.45	SC	1.58	10.12	27.57	2	2	0.57	0.99	5.54	7.92	0.57	1.00	2	22.8
18	20.00	20.45	SM	1.85	17.38	37.83	75	90	0.12	0.94	4.77	88.99	0.06	1.00	84	135.3
19	21.00	21.45	SM	1.85	18.23	39.68	75	90	0.14	0.92	4.77	87.51	0.07	1.00	83	134
20	22.00	22.45	SM	1.85	19.08	41.53	38	46	0.33	0.81	4.77	41.61	0.29	1.00	37	89.5
21	23.00	23.45	SM	1.85	19.93	43.38	40	48	0.32	0.80	4.77	43.26	0.28	1.00	38	91.5
22	24.00	24.45	SM	1.85	20.78	45.23	50	60	0.26	0.83	5.36	54.97	0.21	1.00	50	103.8
23	25.00	25.45	SM	1.85	21.63	47.08	8	10	0.56	0.65	5.51	11.74	0.52	1.00	6	36.8
24	26.00	26.45	SM	1.85	22.48	48.93	2	2	0.58	0.63	5.51	7.01	0.58	1.00	2	18.1
25	28.00	28.45	CL	1.58	16.50	44.95	8	10	0.52	0.77	5.61	13.01	0.51	1.00	7	40.1
26	30.00	30.45	ML	1.58	17.66	48.11	100	120	0.01	0.99	5.61	124.93	-0.07	1.00	119	161.1
<p>Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio</p> <p>:Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.</p> <p>Zona con $IP > 7$, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona ($IP > 7$) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.</p> <p>NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango</p> <p>(b) El suelo firme aparece a los 10 m de profundidad y como la ficha ha de considerarse a partir de esa profundidad, los pilotes debieron alcanzar los 26 y 27 m de profundidad total.</p> <p>Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme</p> <p>Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:</p> <p>- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)</p> <p>- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364</p> <p>REFERENCIAS:</p> <p>(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001</p> <p>(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.</p> <p>(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-14/01</p> <p>(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCD/CGM-04/01</p> <p>(5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss.</p> <p>Nomenclatura (3):</p> <p>(N1)60cs: N1 al 60% energía corregido por % de finos</p> <p>CRR M, sv: Razón de resistencia cíclica</p> <p>ks: Corrección por confinamiento</p> <p>CSR M, sv: Razón de estrés cíclico</p> <p>FS: Factor de Seguridad FS = CRR M, sv / CSR M, sv</p> <p>rd: Coeficiente de reducción de stress ($0.4 < rd < 1$)</p>																
										Tabla 2 (1)						
										longitud de la barra de sondaje (m)						
										C_R						
										<3		0.75				
										3 a 4		0.8				
										4 a 6		0.85				
										6 a 10		0.95				
										10 a 30		1				
														Página 1 de 2		

INFORME DE GABINETE CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																			
Proyecto:	Muelle Norte, Puerto Coronel			CRR _{M,sv} = CRR _{M=7.5,σv=1} · MSF · Kσ										Razón de resistencia cíclica corregida					
Localidad:	Coronel																		
Sondaje N°:	ST-2	Terrestre		Factores de corrección que se aplican al CRR _{M=7.5,sv=1} calculado:															
Clas. Sísmica del Suelo zona sísmica 3				MSF: Factor de escala de la magnitud real										MSF:= variable					
amax (ao)= 0.5 g				Kσ: Corrección por no linealidad entre presiones de Kσ:=										variable					
1 atm= 1.033 kg/cm ²																			
M= 8.8																			
MSF= variable				CSR _{M,sv} = 0.65 · (σv/σv') · (amax/g) · rd										Razón de de estrés cíclico					
Ingresar dato																			
N° de intervalos	Profundidad (m)		(4) Contenido de finos	IP	Comportamiento o Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) CRR _{M=7.5,sv=1}	(3) MSF max	(3) MSF	(3) Cσ=	(3) kσ (formula)=	(3) kσ (mínimo)=	(3) CRR _{M,sv'} (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR _{M,sv'} (solicitante)	(3) FS = CRR _{M,sv'} / CSR _{M,sv'}
	desde	hasta																	
1	1.00	1.45	5	NP	Como Arenas	3.1	3.1	0.075	1.10	0.96	0.07	1.15	1.15	0.083	-0.049	0.006	1.00	0.71	0.12
2	2.00	2.45	5	NP	Como Arenas	15.3	15.3	0.159	1.33	0.88	0.11	1.18	1.18	0.164	-0.102	0.012	1.00	0.71	0.23
3	3.00	3.45	5	NP	Como Arenas	24.9	24.9	0.288	1.72	0.74	0.16	1.20	1.20	0.254	-0.162	0.019	1.00	0.71	0.36
4	4.00	4.45	10	NP	Como Arenas	54.7	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.227	0.026	1.00	0.71	no licuable
5	5.00	5.45	10	NP	Como Arenas	48.1	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.298	0.034	1.00	0.71	no licuable
6	6.00	6.45	5	NP	Como Arenas	28.5	28.5	0.404	1.91	0.67	0.19	1.11	1.11	0.300	-0.376	0.042	1.00	0.71	0.43
7	7.00	7.45	5	NP	Como Arenas	24.6	24.6	0.282	1.70	0.74	0.16	1.07	1.07	0.224	-0.457	0.051	1.00	0.70	0.32
8	8.00	8.45	5	NP	Como Arenas	19.8	19.8	0.203	1.48	0.82	0.13	1.04	1.04	0.174	-0.543	0.061	0.99	0.70	0.25
9	9.00	9.45	5	NP	Como Arenas	32.4	no licuable	no licuable	2.15	0.58	0.23	1.05	1.05	no licuable	-0.832	0.071	0.99	0.70	no licuable
10	10.00	10.45	3	NP	Como Arenas	12.7	12.7	0.138	1.25	0.91	0.10	1.01	1.01	0.127	-0.723	0.081	0.99	0.70	0.18
11	11.00	11.45	3	NP	Como Arenas	14.6	14.6	0.153	1.30	0.89	0.11	1.00	1.00	0.136	-0.817	0.091	0.99	0.70	0.20
12	12.00	12.45	3	NP	Como Arenas	11.7	11.7	0.130	1.23	0.92	0.10	0.99	0.99	0.118	-0.912	0.102	0.98	0.69	0.17
13	13.00	13.45	3	NP	Como Arenas	20.4	20.4	0.210	1.51	0.81	0.14	0.98	0.98	0.168	-1.008	0.112	0.98	0.69	0.24
14	14.00	14.45	58	NP	Como Arenas	33.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	0.24	1.04	1.04	no licuable	-1.104	0.122	0.97	0.86	no licuable
15	15.00	15.45	58	NP	Como Arenas	25.7	25.7	0.307	1.75	0.72	0.17	1.02	1.02	0.226	-1.199	0.133	0.97	0.86	0.26
16	16.00	16.45	37	NP	Como Arenas	27.5	27.5	0.365	1.85	0.69	0.18	1.01	1.01	0.253	-1.293	0.143	0.96	0.85	0.30
18	17.00	17.45	37	10	Como Arcillas	7.9	7.9	0.104	1.15	0.94	0.09	1.00	1.00	0.098	-1.385	0.153	0.96	0.85	Como Arcilla
19	20.00	20.45	22	NP	Como Arenas	89.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.641	0.179	0.94	0.66	no licuable
20	21.00	21.45	22	NP	Como Arenas	87.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.719	0.187	0.93	0.66	no licuable
21	22.00	22.45	22	NP	Como Arenas	41.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.791	0.195	0.92	0.65	no licuable
22	23.00	23.45	22	NP	Como Arenas	43.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.857	0.201	0.92	0.65	no licuable
23	24.00	24.45	30	NP	Como Arenas	55.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.917	0.207	0.91	0.64	no licuable
24	25.00	25.45	35	5	Como Arenas	11.7	11.7	0.131	1.23	0.92	0.10	0.92	0.92	0.110	-1.971	0.212	0.90	0.64	0.17
27	26.00	26.45	35	5	Como Arenas	7.0	7.0	0.098	1.14	0.95	0.08	0.93	0.93	0.087	-2.018	0.216	0.89	0.63	0.14
28	28.00	28.45	57	17	Como Arcillas	13.0	13.0	0.140	1.26	0.90	0.10	0.95	0.95	0.120	-2.089	0.222	0.87	0.77	Como Arcilla
31	30.00	30.45	55	7	Como Arcillas	124.9	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-2.129	0.224	0.85	0.76	Como Arcilla
Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																			
Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																			
Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA . Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS .																			
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 1.7 m de ficha, los que se miden pasado el Fangos																			
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme																			
Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos:																			
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																			
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																			
REFERENCIAS:																			
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																			
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																			
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDC/GM-14/01																			
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDC/GM-04/01																			
(5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss.																			
Nomenclatura (3):																			
(N1)60cs: N1 al 60% de energía corregido por % de finos																			
CRR _{M,sv'} : Razón de resistencia cíclica																			
kσ: Corrección por confinamiento																			
CSR _{M,sv'} : Razón de estrés cíclico																			
FS: Factor de Segur. FS = CRR _{M,sv'} / CSR _{M,sv'}																			
rd: Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																			
														Tabla 2 (1)					
														longitud de la barra de sondaje (m)		C _R			
														<3		0.75			
														3 a 4		0.8			
														4 a 6		0.85			
														6 a 10		0.95			
														10 a 30		1			
																		Página 2 de 2	

ANEXO F: CORRECCIÓN SPT Y MCA LICUACIÓN (SST-1)

INFORME DE GABINETE CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CÁLCULO LICUACIÓN ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																
Proyecto: Muelle Sur Puerto Coronel		Localidad: Coronel		$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$					$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$							
Sondaje N°: SST-1 Terrestre		Factores de correcciones del valor SPT medido (N)														
N. Agua: 0 m.N.R.S dato obtenido del Informe		Cota boca: 3.5 m.N.R.S		N: Índice de penetración estándar medido		C_N: Corrección por confinamiento efectivo		C_N= variable (0.4<C _N <1.7)								
Por ser un sondaje terrestre no hay columna de agua ejerciendo sobre carga hidrostática, por lo tanto no se suma a la columna de Presión vertical total sv (tonf/m ²)		C_E:		C_B:		C_R:		C_E= 1 60% de energía								
		C_B:		C_R:		C_R:		C_B= 1								
		C_R:		C_R:		C_R:		C_R= variable								
		C_S:		C_S:		C_S:		C_S= 1.2								
coef. inicial que debe converger para determinar la corrección por confinamiento																
Nº de intervalos	Profundidad (m)		Clasificación U.S.C.S.	Peso unitario saturado estimado γt (tonf/m ³)	Presión vertical efectiva σ'v (tonf/m ²)	Presión vertical total sv (tonf/m ²)	Índice de penetración estándar medido N	(3) Índice penetración N ₆₀ (correctido)	(3) m inicial hasta la convergencia	(3) Factores de corrección C _N con m inicial	(3) Determinación de Δ(N1)60	(3) Determinación de (N1)60cs	(3) Iteración hasta convergencia con m inicial	(3) Factores de corrección C _R (Tabla 2 (1))	(3) Índice penetración (N ₁) ₆₀ (correctido)	(5) Densidad relativa (DR)
	desde	hasta														
0	0.00	0.24	GP	2.20	0.29	0.53	0									
1	0.24	0.70	GP	2.20	0.84	1.54	32	29	0.25	1.70	0.00	48.96	0.25	0.75	49	103.2
2	1.55	1.95	SP	2.05	2.05	4.00	29	26	0.29	1.58	0.00	41.34	0.29	0.75	41	95
3	1.84	2.29	SP	2.05	2.40	4.69	29	26	0.30	1.53	0.00	40.03	0.30	0.75	40	93.3
4	3.05	3.55	SP	2.05	3.73	7.28	44	42	0.24	1.27	0.00	53.53	0.22	0.80	54	107.9
5	4.55	5.00	SM	1.85	4.25	9.25	35	36	0.27	1.26	5.32	50.30	0.24	0.85	45	98.9
6	6.03	6.48	SP-SM	1.85	5.51	11.99	20	23	0.42	1.28	0.03	29.32	0.37	0.95	29	79.8
7	7.59	8.04	SM	1.85	6.83	14.87	18	21	0.40	1.16	5.60	29.49	0.37	0.95	24	72.1
8	8.85	9.30	SM	1.85	7.91	17.21	62	71	0.17	1.04	5.54	79.10	0.10	0.95	74	126.5
9	10.32	10.77	SP	2.05	11.31	22.08	36	43	0.36	0.96	0.00	41.33	0.29	1.00	41	94.8
10	11.44	12.44	SP	2.05	13.06	25.50	34	41	0.36	0.91	0.00	37.06	0.32	1.00	37	89.8
11	12.44	12.89	SP	2.05	13.53	26.42	37	44	0.36	0.90	0.00	39.82	0.30	1.00	40	93.0
12	13.49	13.94	SP	2.05	14.64	28.58	23	28	0.46	0.84	0.00	23.16	0.41	1.00	23	71.0
13	14.84	15.34	SP	2.05	16.11	31.45	38	46	0.37	0.84	0.00	38.23	0.31	1.00	38	91.2
14	16.40	16.85	SM	1.85	14.32	31.17	3	4	0.57	0.81	5.36	8.30	0.56	1.00	3	25.3
15	16.90	17.45	SM	1.85	14.83	32.28	4	5	0.52	0.81	5.61	9.52	0.55	1.00	4	29.2
16	17.91	18.36	ML	1.58	10.65	29.01	0	0	0.60	0.96	5.61	5.61	0.60	1.00	0	0.0
17	20.80	21.25	SP-SM	1.85	18.06	39.31	88	106	0.13	0.93	0.00	97.79	0.02	1.00	98	145.8
18	22.30	22.75	SP-SM	1.85	19.34	42.09	73	88	0.19	0.88	1.15	78.43	0.10	1.00	77	129.6
19	23.81	24.26	SP-SM	1.85	20.62	44.88	79	95	0.20	0.87	0.03	82.05	0.09	1.00	82	134
20	25.27	25.62	SP-SM	1.85	21.78	47.40	50	60	0.32	0.78	0.72	47.49	0.25	1.00	47	100.8
21	26.81	27.26	SP-SM	1.85	23.17	50.43	46	55	0.35	0.75	1.15	42.28	0.28	1.00	41	94.6
22	28.27	28.72	SM	1.85	24.41	53.13	16	19	0.49	0.65	5.43	17.83	0.46	1.00	12	51.9
23	29.78	30.42	SM	1.85	25.86	56.28	2	2	0.59	0.57	5.61	6.98	0.58	1.00	1	17.3
24	33.23	33.68	MH	1.58	19.53	53.21	10	12	0.50	0.72	5.58	14.17	0.49	1.00	9	43.2
25	34.46	34.91	ML	1.58	20.25	55.16	13	16	0.50	0.70	5.61	16.58	0.47	1.00	11	48.8
26	37.49	37.94	SM	1.85	32.25	70.19	38	46	0.39	0.63	4.09	32.97	0.34	1.00	29	79.2
27	38.93	39.21	SM	1.85	33.33	72.54	100	120	0.05	0.94	5.60	118.59	-0.05	1.00	113	156.7
28	40.19	40.64	MH	1.58	23.57	64.21	19	23	0.47	0.67	5.61	20.85	0.43	1.00	15	57.6
29	41.67	42.18	MH	1.58	24.46	66.64	0	0	0.60	0.58	5.53	5.53	0.60	1.00	0	0.0
30	44.02	44.47	MH	1.58	25.79	70.26	16	19	0.49	0.63	5.58	17.65	0.46	1.00	12	51.2
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio : Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto. : Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS. NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 16 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango (b) El suelo firme aparece a los 10 m de profundidad y como la ficha ha de considerarse a partir de esa profundidad, los pilotes debieron alcanzar los 26 y 27 m de profundidad total. Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme Modelo construido con la información recopilada en los siguientes documentos: - 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010) - Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364 REFERENCIAS: (1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001 (2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan. (3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-14/01 (4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-04/01 (5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss. Nomenclatura (3): (N1)60cs: N1 al 60% energía corregido por % de finos CRR m, sv: Razón de resistencia cíclica ke: Corrección por confinamiento CSR m, sv: Razón de estrés cíclico FS: Factor de Seguridad FS = CRR m, sv / CSR m, sv rd: Coeficiente de reducción de stress (0,4<rd<1)																
										Tabla 2 (1)						
										longitud de la barra de sondaje (m)		C _R				
										-3		0.75				
										3 a 4		0.8				
										4 a 6		0.85				
										6 a 10		0.95				
										10 a 30		1				
Página 1 de 2																

INFORME DE GABINETE																			
CORRECCIÓN SPT Y MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN																			
ANÁLISIS BOULANGER-IDRISS (2014)																			
Proyecto:	Muelle Sur_Puerto Coronel																		
Localidad:	Coronel		CRR _{M,sv} = CRR _{M=7.5,sv=1} MSF-K _σ										Razón de resistencia cíclica corregida						
Sondaje N°:	SST-1	Terrestre	Factores de corrección que se aplican al CRR _{M=7.5,sv=1} calculado:																
Clas. Sísmica del Suelo			MSF: Factor de escala de la magnitud real MSF:= variable																
zona sísmica 3			K _σ : Corrección por no linealidad entre presiones de K _σ := variable																
amax (ao)=	0.5 g		CSR _{M,sv} = 0,65 · (σv/σ'v) · (a _{máx} d/g) · rd																
1 atm=	1.033 kg/cm ²		Razón de de estrés cíclico																
M=	8.8																		
MSF=	variable																		
: Ingresar dato																			
Nº de intervalos	Profundidad (m)		(4) Contenido de finos	IP	Comportamiento Suelos Finos	(3) (N1)60cs	(3) Condición licuación (N1)60cs	(3) CRR _{M=7.5,sv=1}	(3) MSF max	(3) MSF	(3) C _σ	(3) k _σ (formula)=	(3) k _σ (mínimo)=	(3) CRR _{M,sv} (corregido)	(3) α(z)	(3) β(z)	(3) rd	(3) CSR _{M,sv} (solicitante)	(3) FS = CRR _{M,sv} / CSR _{M,sv}
	desde	hasta																	
0	0.00	0.24																	
1	0.24	0.70	2	NP	Como Arenas	49.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.013	0.002	1.00	0.60	no licuable
2	1.55	1.95	2	NP	Como Arenas	41.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.074	0.009	1.00	0.64	no licuable
3	1.84	2.29	4	NP	Como Arenas	40.0	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.093	0.011	1.00	0.64	no licuable
4	3.05	3.55	3	NP	Como Arenas	53.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.168	0.019	1.00	0.64	no licuable
5	4.55	5.00	29	NP	Como Arenas	50.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.266	0.030	1.00	0.71	no licuable
6	6.03	6.48	6	NP	Como Arenas	29.3	29.3	0.445	1.96	0.65	0.20	1.12	1.12	0.323	-0.378	0.043	1.00	0.71	0.46
7	7.59	8.04	43	NP	Como Arenas	29.5	29.5	0.455	1.97	0.64	0.20	1.08	1.08	0.315	-0.507	0.057	0.99	0.70	0.45
8	8.85	9.30	37	NP	Como Arenas	79.1	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.618	0.069	0.99	0.70	no licuable
9	10.32	10.77	3	NP	Como Arenas	41.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.753	0.084	0.99	0.63	no licuable
10	11.44	12.44	3	NP	Como Arenas	37.1	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.911	0.101	0.98	0.62	no licuable
11	12.44	12.89	4	NP	Como Arenas	39.8	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-0.954	0.106	0.98	0.62	no licuable
12	13.49	13.94	2	NP	Como Arenas	23.2	23.2	0.252	1.63	0.77	0.15	0.94	0.94	0.183	-1.055	0.117	0.98	0.62	0.29
13	14.84	15.34	3	NP	Como Arenas	38.2	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.189	0.132	0.97	0.62	no licuable
14	16.40	16.85	30	1	Como Arenas	8.3	8.3	0.107	1.16	0.94	0.09	0.97	0.97	0.097	-1.330	0.147	0.96	0.68	0.14
15	16.90	17.45	45	4	Como Arenas	9.5	9.5	0.115	1.18	0.93	0.09	0.96	0.96	0.103	-1.385	0.153	0.96	0.68	0.15
16	17.91	18.36	52	13	Como Arcillas	5.6	5.6	0.090	1.12	0.96	0.08	1.00	1.00	0.085	-1.466	0.161	0.95	0.84	Como Arcillas
18	20.80	21.25	5	NP	Como Arenas	97.8	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.704	0.186	0.93	0.66	no licuable
19	22.30	22.75	10	NP	Como Arenas	78.4	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.811	0.197	0.92	0.65	no licuable
20	23.81	24.26	6	NP	Como Arenas	82.1	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.906	0.206	0.91	0.64	no licuable
21	25.27	25.62	9	NP	Como Arenas	47.5	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.980	0.213	0.90	0.64	no licuable
22	26.81	27.26	10	NP	Como Arenas	42.3	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-2.050	0.219	0.88	0.62	no licuable
23	28.27	28.72	32	3	Como Arenas	17.8	17.8	0.182	1.41	0.85	0.12	0.89	0.89	0.138	-2.096	0.222	0.87	0.62	0.22
24	29.78	30.42	45	3	Como Arenas	7.0	7.0	0.098	1.14	0.95	0.08	0.92	0.92	0.086	-2.129	0.224	0.85	0.60	0.14
27	33.23	33.68	68	30	Como Arcillas	14.2	14.2	0.149	1.29	0.89	0.11	0.93	0.93	0.124	-2.125	0.220	0.82	0.73	Como Arcillas
28	34.46	34.91	51	20	Como Arcillas	16.6	16.6	0.170	1.37	0.87	0.12	0.92	0.92	0.135	-2.102	0.215	0.81	0.72	Como Arcillas
31	37.49	37.94	18	NP	Como Arenas	33.0	no licuable	no licuable	2.19	0.56	0.23	0.72	0.72	no licuable	-1.993	0.200	0.79	0.56	no licuable
32	38.93	39.21	44	NP	Como Arenas	118.6	no licuable	no licuable	2.20	0.56	no aplica	no aplica	no aplica	no licuable	-1.927	0.191	0.78	0.55	no licuable
33	40.19	40.64	54	22	Como Arcillas	20.9	20.9	0.217	1.53	0.81	0.14	0.88	0.88	0.154	-1.841	0.180	0.77	0.69	Como Arcillas
34	41.67	42.18	83	37	Como Arcillas	5.5	5.5	0.089	1.12	0.96	0.08	0.93	0.93	0.079	-1.734	0.167	0.77	0.68	Como Arcillas
36	44.02	44.47	69	36	Como Arcillas	17.6	17.6	0.180	1.40	0.85	0.12	0.88	0.88	0.136	-1.552	0.145	0.76	0.67	Como Arcillas
: Fango, terreno sin capacidad de soporte, el sistema conformado por pilote + martinete, atraviesan esta zona solo por efecto del peso propio																			
: Cota ficha pilotes verticales e inclinados de proyecto.																			
: Zona con IP>7, tiene comportamiento COMO ARCILLA. Se debe realizar un análisis de degradación cíclica "Cyclic Softening" para verificar si existirán o no problemas durante un sismo. Para esta zona (IP>=7) No es válido el análisis de licuación COMO ARENAS.																			
NOTA: (a) Hay planos as built que indican que los pilotes de Caleta Lo Rojas tenían entre 1.6 y 17 m de ficha, los que se miden pasado el Fango																			
Con este análisis de licuación, se determina que el suelo firme y NO LICUABLE aparece a los 16 m de profundidad, por lo tanto los pilotes de Caleta Lo Rojas tendrían 10 a 11 m embebidos en suelo firme																			
Modelo construido con la infomación recopilada en los siguientes documentos:																			
- 10010-01-ITE-002-VB (Agosto 2010)																			
- Informe: 896947 (Dictuc UC) IG-2010-0364																			
REFERENCIAS:																			
(1) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/October 2001																			
(2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.																			
(3) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-14/01																			
(4) Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss, Report N° UCDCGM-04/01																			
(5) Soil Liquefaction during earthquakes. Oakland, CA:2008, by R.W. Boulanger and I.M. Idriss.																			
Nomenclatura (3):																			
(N1)60cs:	N1 al 60% de energía corregido por % de finos																		
CRR M, sv:	Razón de resistencia cíclica																		
k _σ :	Corrección por confinamiento																		
CSR M, sv:	Razón de estrés cíclico																		
FS:	Factor de Seguridad FS = CRR M, sv / CSR M, sv																		
rd:	Coeficiente de reducción de stress (0.4<rd<1)																		
												Tabla 2 (1)							
												longitud de la barra de sondaje (m)	C _R						
												<3	0.75						
												3 a 4	0.8						
												4 a 6	0.85						
												6 a 10	0.95						
												10 a 30	1						

ANEXO G: EVALUACIÓN CORRIMIENTO LATERAL (CEPA N°8/ST-2)

INFORME DE GABINETE														
MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL														
ANÁLISIS JRA- TOKIMATSU & ASAKA (1998)														
Proyecto: Muelle Norte_Puerto Coronel														
Localidad: Coronel														
Sondaje N°: ST-2 Terrestre														
N. Agua: 11 m.N.R.S Cepa N°8, Muelle Norte														
Cota boca: 0 m.N.R.S														
Se utilizan los valores del SPT de un sondaje terrestre, luego no hay														
sobre carga hidrostática. Sin embargo se usan estos datos para														
evaluar licuación y corrimiento lateral en la cepa N°8 del Muelle Norte														
φ pilote 0.56 m														
capas licuables bajo corteza: 7.45														
N° de intervalos	Cota modelo	Profundidad (m)		Clasificación U.S.C.S.	Peso unitario saturado estimado γt (tonf/m³)	Presion vertical efectiva σ'v (tonf/m²)	Presion vertical total σv (tonf/m²)	Indice de penetración estándar medido N	Vs vs N Aranzadi 2013	TG=4*sum(H i/Vsi)	Densidad relativa (DR) (Giuliani y Nicoll 1982)	Contenido de finos	IP	Comportamiento Suelos Finos
		desde	hasta											
0	-11	0.00	1.00											
1	-12	1.00	1.45	SP-SM	1.85	1.23	13.68	2	106.55	0.014	28	5	NP	Como Arenas
2	-13	2.00	2.45	SP-SM	1.85	2.08	15.53	10	179.12	0.006	39	5	NP	Como Arenas
3	-14	3.00	3.45	SP-SM	1.85	2.93	17.38	18	237.72	0.004	51	5	NP	Como Arenas
4	-15	4.00	4.45	SP-SM	1.85	3.78	19.23	48	313.35	0.003	84	10	NP	Como Arenas
5	-16	5.00	5.45	SP-SM	1.85	4.63	21.08	38	345.34	0.003	74	10	NP	Como Arenas
6	-17	6.00	6.45	SP-SM	1.85	5.48	22.93	20	354.65	0.003	53	8	NP	Como Arenas
7	-18	7.00	7.45	SP-SM	1.85	6.33	24.78	19	385.35	0.003	52	8	NP	Como Arenas
8	-19	8.00	8.45	SP-SM	1.85	7.18	26.63	25	430.66	0.002	59	5	NP	Como Arenas
9	-20	9.00	9.45	SP-SM	1.85	8.03	28.48	25	461.53	0.002	59	5	NP	Como Arenas
10	-21	10.00	10.45	SP-SM	1.85	8.88	30.33	12	449.44	0.002	40	5	NP	Como Arenas
11	-22	11.00	11.45	SP	1.85	9.73	32.18	15	488.61	0.002	45	3	NP	Como Arenas
12	-23	12.00	12.45	SP	1.85	10.58	34.03	12	500.90	0.002	40	3	NP	Como Arenas
13	-24	13.00	13.45	SP	1.85	11.43	35.88	18	551.86	0.002	49	3	NP	Como Arenas
14	-25	14.00	14.45	ML	1.58	12.01	37.46	22	591.09	0.002	53	55	NP	Como Arenas
15	-26	15.00	15.45	ML	1.58	12.59	39.04	12	572.51	0.002	39	55	NP	Como Arenas
16	-27	16.00	16.45	ML	1.58	13.17	40.62	18	625.11	0.002	48	55	NP	Como Arenas
17	-28	17.00	17.45	SC(CL)	1.58	13.75	42.20	5	555.27	0.002	25	38	20	Como Arcillas
18	-29	18.00	18.45	SC(CL)	1.58	14.33	43.78	5	328.25	0.003	25	38	20	Como Arcillas
19	-30	19.00	19.45	SC(CL)	1.58	14.91	45.36	5	334.94	0.003	25	38	20	Como Arcillas
20	-31	20.00	20.45	SM	1.85	15.76	47.21	76	690.84	0.001	97	12	NP	Como Arenas
Página 1 de 4														

INFORME DE GABINETE												
MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL												
ANÁLISIS JRA- TOKIMATSU & ASAKA (1998)												
1kgf/cm3=9806 kN/m3												
kN/m3=0,000102 kgf/cm3												
Manual de Carreteras: Tabla 3.1003.302(2).A						Norme Japonesa: Tabla T-4.3.3 Value of nh						
suelo				coeficiente f (kgf/cm3)			Condición				nh (kN/m ³)	
				DR=30 a 40%	DR=41 a 65	DR=66 a 90%	loose		medium	Dense		
arena bajo napa				0,19-0,38	0,4-0,85	0,87-1,45	DR (%)	0-35	35-65	65-100		
arena bajo napa				0.285	0.625	1.16	seco	2200	6600	17600		
							sum	1300	4400	10800		
n_h (kN/m ³)	k_{h_NJ} (kN/m3)	$k_{h_YYenYYin}$ (kN/m3)	f_{MCv03} (kN/m3)	k_{h_MCv03} (kN/m3)	ϕ (°)	$\phi_{-YenYYin}$ (°)	K_p	q_{NL} (kN/m2)	q_L (kN/m2)	q_{NL} (kN/m)	q_L (kN/m)	$P_e(z)$ (Yen Y. & Yin Y.) (kN/m ²)
1300	2321	5471	1863	4342	24.9	27.8	2.75	0.00	0.00	0.00	0.00	91
4400	15714	27356	2795	11004	31.1	35.1	3.70	0.00	0.00	0.00	0.00	196
4400	23571	49240	6129	33982	34.8	37.5	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	323
10800	77143	131307	11375	81351	44.2	41.8	4.99	188.74	0.00	105.70	0.00	637
10800	96429	103951	11375	99632	41.6	40.3	4.66	215.80	0.00	120.85	0.00	687
4400	47143	54711	6129	63531	35.7	36.9	4.00	0.00	13.60	0.00	7.61	624
4400	55000	51976	6129	73381	35.3	36.3	3.90	0.00	19.15	0.00	10.72	709
4400	62857	68389	6129	83231	37.5	37.3	4.08	0.00	24.70	0.00	13.83	886
4400	70714	68389	6129	93080	37.5	37.0	4.03	0.00	30.25	0.00	16.94	991
4400	78571	32827	6129	102930	32.1	33.3	3.43	0.00	35.80	0.00	20.05	872
4400	86429	41033	6129	112780	33.6	34.1	3.55	0.00	41.35	0.00	23.15	1014
4400	94286	32827	2795	55919	32.1	32.8	3.36	0.00	46.90	0.00	26.26	1039
4400	102143	49240	6129	132479	34.8	34.5	3.61	0.00	52.45	0.00	29.37	1258
4400	110000	60182	6129	142329	36.4	35.3	3.74	449.00	0.00	0.00	0.00	1413
4400	117857	32827	2795	69394	32.1	32.2	3.29	414.02	0.00	0.00	0.00	1236
4400	125714	49240	6129	162029	34.8	34.1	3.54	466.96	0.00	0.00	0.00	1449
1300	39464	13678	1863	52251	27.8	27.8	2.74	377.45	0.00	0.00	0.00	1135
1300	41786	13678	1863	55245	27.8	27.6	2.73	391.32	0.00	0.00	0.00	1183
1300	44107	13678	1863	58240	27.8	27.5	2.72	405.09	0.00	0.00	0.00	1231
10800	385714	207903	14219	467313	50.5	40.4	4.68	737.82	0.00	0.00	0.00	3671

INFORME DE GABINETE														
MEMORIA DE CALCULO LICUACIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL														
ANÁLISIS JRA- TOKIMATSU & ASAKA (1998)														
Proyecto: Muelle Norte_Puerto Coronel														
Localidad: Coronel														
Sondaje: ST-2 Terrestre														
N. Agua: 11 m.N.R.S Cepa N°8, Muelle Norte														
Cota boca: 0 m.N.R.S														
Se utilizan los valores del SPT de un sondaje terrestre, luego no hay														
sobre carga hidrostática. Sin embargo se usan estos datos para														
evaluar licuación y corrimiento lateral en la cepa N°8 del Muelle Norte														
φ pilote: 0.56 m														
capas licuables bajo corteza 7.45														
σ _{HP_MC} (kN/m ²)	F _{HP_Y.Yen} (kN)	F _{HP=qnl(resorte suelo sano)} (kN)	F _{HP=qnl(resorte alterado)} (kN)	Δ=F _{HP} /KH (m)	kH (kN/m)	d _{s_CapInfNL} (m)	D _E (Level 2)			D _E	k _v D _E (kN/m3)	k _h D _E (kN/m)	σ _{HZ} kN/m2	Ver. Plast.
							FL<=1/3	1/3<FL<=2/3	2/3<FL<=1					
						2.93								
102	76		0	0.0000	0	2.93	0.00	-	-	0.00	0	0	0	Verifica
231	110		0	0.0000	0	2.93	0.00	-	-	0.00	0	0	0	Verifica
361	181		0	0.0000	18383	2.93	-	0.67	-	0.67	32827	18383	96182	Plastifica
566	357		106	0.0014	73532	2.93	-	-	1.00	1.00	131307	73532	384730	Plastifica
647	385		121	0.0021	58213	2.93	-	-	1.00	1.00	103951	58213	304578	Plastifica
658	350		8	0.0004	20426	2.92	-	0.67	-	0.67	36474	20426	106389	Plastifica
741	397		11	0.0022	4851	2.79	0.17	-	-	0.17	8663	4851	24205	Plastifica
879	496		14	0.0004	38298	2.55	-	-	1.00	1.00	68389	38298	174234	Plastifica
971	555		17	0.0007	25532	2.19	-	0.67	-	0.67	45593	25532	99775	Plastifica
914	488		20	0.0033	6128	1.73	0.33	-	-	0.33	10942	6128	18954	Plastifica
1036	568		23	0.0030	7660	1.20	0.33	-	-	0.33	13678	7660	16403	Plastifica
1066	582		26	0.0043	6128	0.61	0.33	-	-	0.33	10942	6128	6710	Plastifica
1238	704	352	29	0.0383	9191	0.00	0.33	-	-	0.33	16413	9191	0	Verifica
1347	791	791	0	0.0157	50553	0.00	-	-	1.00	1.00	60182	50553	0	Verifica
1242	692	692	0	0.0565	12255	0.00	-	0.67	-	0.67	21885	12255	0	Verifica
1401	811	811	0	0.0294	27574	0.00	-	-	1.00	1.00	49240	27574	0	Verifica
1132	636	636	0	0.0830	7660	0.00	-	-	1.00	1.00	13678	7660	0	Verifica
1174	662	662	0	0.0865	7660	0.00	-	-	1.00	1.00	13678	7660	0	Verifica
1215	689	689	0	0.0900	7660	0.00	-	-	1.00	1.00	13678	7660	0	Verifica
2213	2056	1028	0	0.0088	116426	0.00	-	-	1.00	1.00	207903	116426	0	Verifica

ANEXO H: CALCULOS ESTRUCTURALES PILOTE Y SOLDADURA

Norma utilizada para las verificaciones, AISC

Pilote cepa N°8/Muelle Norte

Acero A252 Gr. 3, Soldadura E70XX ($F_{mw} = 393 \text{ MPa}$)

F_y : Tensión de fluencia (ksi)

E: Módulo de elasticidad (MPa)

\emptyset : diametro del pilote (mm)

e: espesor del pilote (mm)

A: Sección transversal (mm^2)

I: Inercia pilote (mm^4) = 618×10^6 (mm^4)

S: Modulo de la sección (mm^3) = 2213700 (mm^3)

Z: Modulo Plastico (mm^3) = 2866700 (mm^3)

r: radio de giro (mm) = 194,3 (mm)

$F_y = 60 \text{ ksi} = 413 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

Evaluación flexión:

Los esfuerzos fueron obtenidos del análisis del pilote de la cepa N°8 sometido a presiones de flujo antes de la falla, los cuales se resumen en la Tabla 4-1.

$$\frac{D}{t} = \frac{559}{9,5} = 58,8$$

$$\lambda_p = 0,07 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 0,07 \cdot \left(\frac{210000}{413} \right) = 35,5$$

$$\lambda_r = 0,31 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 0,31 \cdot \left(\frac{210000}{413} \right) = 157,6$$

Luego se cumple que:

$$\lambda_p < \frac{D}{t} < \lambda_r \quad \text{Implica Sección No Compacta.}$$

$$M_n = \left(\frac{0,021 \cdot E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) \cdot S = \left(\frac{0,021 \cdot 210000}{58,8} + F_y \right) \cdot 2213700 = 108 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 108 = 97,2 \text{ ton} - \text{m} = 972 \text{ kN} - \text{m} \cdot$$

(Verifica el momento solicitante, Mu=562,8 kN-m)

Evaluación Compresión:

Los esfuerzos fueron obtenidos del análisis del pilote de la cepa N°8 sometido a presiones de flujo antes de la falla, los cuales se resumen en la Tabla 4-1.

$$\lambda_l = 0,45 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 0,45 \cdot \left(\frac{210000}{413} \right) = 228,8$$

$$\lambda_r = 0,11 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 0,11 \cdot \left(\frac{210000}{413} \right) = 55,8$$

Luego se cumple que:

$$\lambda_r < \frac{D}{t} < \lambda_l \quad \text{Implica Sección Esbelta en Compresión.}$$

$$Q = \frac{0,038 \cdot E}{F_y \cdot \left(\frac{D}{t} \right)} + \frac{2}{3} = \frac{0,038 \cdot 210000}{413 \cdot (58,8)} + \frac{2}{3} = 0,99$$

$$\lambda = \left(\frac{k \cdot L}{r} \right) = \left(\frac{1 \cdot 37000}{194,3} \right) = 190,42$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000}{190,42^2} = 57,2 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot 57,2 = 50,12 \text{ MPa}$$

$$\emptyset P_n = 0,9 \cdot 50,12 \cdot 16400 = 73,8 \text{ ton} = 738 \text{ kN}$$

(Verifica la carga vertical, Pu=117 kN)

Evaluación Corte:

Los esfuerzos fueron obtenidos del análisis del pilote de la cepa N°8 sometido a presiones de flujo antes de la falla, los cuales se resumen en la Tabla 4-1.

$$F_{cr} = \max\{F_{cr1}|F_{cr2}\}$$

$$F_{cr} < 0,6 \cdot F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$F_{cr1} = \frac{1,6 \cdot E}{\sqrt{\frac{L_p}{D}} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} = \frac{1,6 \cdot 210000}{\sqrt{\frac{20000}{559}} \cdot \left(\frac{559}{9,5}\right)^{\frac{5}{4}}} = 344,7 \text{ MPa}$$

$$F_{cr2} = \frac{0,78 \cdot E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} = \frac{0,78 \cdot 210000}{\left(\frac{559}{9,5}\right)^{\frac{3}{2}}} = 362,9 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 248 \text{ MPa}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 248 \cdot \frac{16400}{2} = 182,9 \text{ ton} = 1829 \text{ kN}$$

Verifica el corte solicitante, $V_u=61 \text{ kN}$

Evaluación Soldadura Capitel

Los Esfuerzos fueron obtenidos del análisis del pilote de la cepa N°8 sometido a presiones de flujo antes de la falla, los cuales se resumen en la Tabla 4-1.

Soldadura: E70XX:

Fmw = 393 MPa, resistencia a la fluencia de electrodo

$$Fmw = 0,0393 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} = 39300 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Análisis por corte:

$$Area = \pi \cdot D \cdot tc = \pi \cdot 559 \cdot 0,7 \cdot 9,5 = 11792 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot Fmw \cdot Area$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,039300 \cdot 11792 = 347,6 \text{ ton} = 34,7 \text{ kN}$$

(No verifica el corte solicitante en la unión soldada, Vn=61 kN)

Análisis por flexión:

$$Sw = \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(D_e^2 - D_i^2)}{\frac{D_i}{2}} = 2215310 \text{ mm}^3$$

$$\phi R_n = \phi \cdot Fmw \cdot Sw$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot 0,039300 \cdot 2215310 = 78,6 \text{ ton} - \text{mm} = 783 \text{ kN} - \text{m}$$

(Verifica la flexión en la unión soldada, Vn=562,8 kN-m)