

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN LA INTERACCIÓN
VERTICAL SUELO – DUCTO SUBMARINO A PARTIR DE
UN MODELAMIENTO FÍSICO”**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR
PABLO CESAR TREJO NOREÑA**

**ASESOR
Dr. VICTOR SANCHEZ MOYA**

**Lima- Perú
2022**

© 2021, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados
“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Trejo Noreña, Pablo Cesar
pablotrejonor@gmail.com
946855913

Dedicatoria

**A mi amada madre Alejandrina, quien siempre me
brindó su comprensión y su apoyo incondicional.**

A mi hermana Sheylla por su apoyo y ánimo

**A mi hermano Paúl y mi Padre Pablo
quienes desde el cielo nos protegen.**

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por darme el apoyo incondicional y el ánimo para poder culminar satisfactoriamente la tesis.

A mi alma mater la Universidad Nacional de Ingeniería por abrirme las puertas y darme la capacidad para desarrollarme como profesional.

A mis Asesores de posgrado Dr. Marcio Almeida y Dra. Maria Cascao por haberme permitido participar y formar parte del equipo de Laboratorio Multiusuario en Modelagem centrifuga – COPPE – UFRJ. Asimismo, agradecer por haberme confiado la responsabilidad de las centrifugas geotécnicas durante los cinco años de mi estadía en Brasil, aprendiendo bastante con los proyectos geotécnicos con importantes empresas extranjeras y apoyarme durante mi estadía. También agradecer por permitirme utilizar la información de los ensayos y poder realizar visitas al laboratorio para complementar algunos ensayos centrífugos en el periodo de 2017-2018.

A mi asesor, el Dr. Victor Sánchez Moya, agradecerle por encaminarme en el mundo de la investigación, permitiéndome realizar mis prácticas años atrás en el Instituto de Investigación de la FIC-UNI. Asimismo agradecer por guiarme siempre con sus sabios consejos y recomendaciones para seguir un buen camino como persona y profesional.

A mis jurados, la Dra. Diana Calderón y el Dr. Zenón Aguilar por sus aportes para complementar la tesis.

Al Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería civil – UNI y al Laboratorio geotécnico del CISMID, donde nació mi interés por la geotecnia.

A la empresa PTN Consultores, que financió mis estadías verano 2017-2018 para complementar los ensayos centrífugos de esta tesis en Río de Janeiro - Brasil.

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	6
PRÓLOGO	7
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE CUADROS	18
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	19
1.1 GENERALIDADES	19
1.2 PROBLEMÁTICA	20
1.3 OBJETIVOS	22
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	24
2.1 DUCTOS SUBMARINOS, RISER Y STEEL CATENARY RISER	24
2.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA INTERACCIÓN EN DUCTOS SUBMARINOS	27
2.3 ZONA DE CONTACTO ENTRE SUELO - DUCTO	29
2.3.1 Touch Down zone - TDZ.....	29
2.3.2 Touch Down Point - TDP	30
2.4 ENTERRAMIENTO DEL DUCTO	31
2.4.1 Enterramiento estático.....	32
2.4.2 Enterramiento dinámico.....	37
2.5 INTERACCIÓN SUELO – RISER	39
2.6 INTERACCIÓN VERTICAL SUELO – RISER.....	42
2.6.1 Estudios experimentales.....	43
2.6.2 Modelos propuestos	48
2.7 MODELAMIENTO FÍSICO EN CENTRÍFUGA.....	55
2.7.1 Modelamiento físico en centrífuga	56

2.7.2	Ventajas del modelamiento centrífugo.....	59
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS		61
3.1	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....	61
3.2	CARACTERIZACIÓN DEL MODELO CENTRÍFUGO	62
3.2.1	Relación prototipo – modelo del riser.....	63
3.2.2	Centrífuga geotécnica UFRJ.....	64
3.2.3	Ensayo T-bar	68
3.2.4	Equipos de instrumentación geotécnica	69
3.3	CONCEPTUALIZACIÓN DEL MODELO.....	71
3.3.1	Evaluación de la Curva Backbone	71
3.3.2	Obtención Perfiles de Resistencia	72
3.4	MÉTODOS, PREPARACIÓN Y EJECUCIÓN DEL ENSAYO CENTRÍFUGO	75
3.4.1	Fase de consolidación	75
3.4.2	Fase de actuación del ensayo T-bar.....	80
3.4.3	Fase de actuación de interacción vertical	82
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		85
4.1	CONCEPCIÓN DEL ENSAYO.....	85
4.2	PROGRAMA DE ENSAYOS.....	87
4.3	RESULTADOS DE ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN.....	88
4.3.1	Asentamientos versus Tiempo.....	88
4.3.2	Grado de consolidación versus Tiempo.....	89
4.4	ENSAYOS T-BAR	91
4.5	VERIFICACIÓN DE LOS MODELOS	92
4.6	ENSAYOS DE INTERACCIÓN VERTICAL.....	93
4.6.1	Interpretación de la interacción vertical.....	93
4.6.2	Enterramiento inicial del riser.....	95
4.6.3	Fuerzas de interacción vertical en suelo intacto.....	97

4.6.4	Fuerzas de interacción vertical en suelo remoldeado	98
4.6.5	Fuerzas de interacción vertical cíclica	100
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS		102
5.1	ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN.....	102
5.1.1	Método Asaoka.....	104
5.2	ENTERRAMIENTO INICIAL ESTÁTICO	106
5.3	RIGIDEZ VERTICAL PARA DESPLAZAMIENTOS PEQUEÑOS.....	108
5.4	FUERZA DE COMPRESIÓN EN SUELO INTACTO.....	112
5.4.1	Fuerza intacta compresión versus desplazamiento	112
5.4.2	Fuerza Intacta normalizada versus desplazamiento	114
5.4.3	Método de evaluación propuesto.....	116
5.4.4	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y D = 0.297m	118
5.4.5	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y D = 0.495 m	121
5.4.6	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y D = 0.297m	123
5.4.7	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y D = 0.495m	126
5.4.8	Resumen	128
5.5	FUERZA DE COMPRESIÓN EN SUELO REMOLDEADO	130
5.5.1	Fuerza remoldeada versus desplazamiento	131
5.5.2	Fuerza remoldeada normalizada versus desplazamiento	132
5.5.3	Método de evaluación propuesto.....	134
5.5.4	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y D = 0.297m	136
5.5.5	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y D = 0.495 m	139
5.5.6	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y D = 0.297 m	141
5.5.7	Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y D = 0.495m	144
5.5.8	Resumen	147
5.6	EXTRACCIÓN EN SUELO INTACTO Y REMOLDEADO	147
5.6.1	Fuerza de extracción en suelo intacto	148
5.6.2	Fuerza de extracción en suelo remoldeado	149

5.6.3	Influencia del diámetro del ducto	151
5.6.4	Influencia del tipo de suelo	152
5.6.5	Resumen	154
5.7	COMPARACIÓN DE FUERZA DE COMPRESIÓN Y EXTRACCIÓN EN SUELO INTACTO Y REMOLDEADO	155
5.7.1	Fuerza compresión y extracción en perfil 1.....	155
5.7.2	Fuerza compresión y extracción en perfil 2.....	156
5.8	MÁXIMA FUERZA DE COMPRESIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA	156
5.8.1	Fuerza compresión vs número de ciclos para Perfil 1.....	156
5.8.2	Fuerza compresión vs número de ciclos para Perfil 2.....	159
5.8.3	Comparación entre perfil 1 y perfil 2	162
5.9	MÁXIMA FUERZA DE SUCCIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA.....	163
5.9.1	Fuerza máxima de succión vs número de ciclos para Perfil 1	163
5.9.2	Fuerza máxima de succión vs número de ciclos para Perfil 2.....	166
5.9.3	Comparación entre perfil 1 y perfil 2	168
5.10	COMPRESIÓN Y SUCCIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA	169
5.10.1	Perfil 1	170
5.10.2	Perfil 2	171
5.10.3	Influencia del diámetro y de tipo de suelo	172
5.11	RIGIDEZ CÍCLICA PARA GRANDES DESPLAZAMIENTOS	174
5.11.1	Rigidez vertical en suelo intacto y remoldeado	174
5.11.2	Rigidez vertical versus número de ciclos en Perfil 1	176
5.11.3	Rigidez vertical versus número de ciclos en Perfil 2	178
5.11.4	Influencia del diámetro y de tipo de suelo	181
	CONCLUSIONES.....	183
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	192
	ANEXOS	
	ANEXO A: ENSAYOS DE INTERACCIÓN VERTICAL SUELO – RISER	

RESUMEN

La intensificación en la exploración de gas y petróleo en aguas profundas impulsa avances de nuevas tecnologías para estimar el comportamiento de los ductos. Uno de los problemas complejos en la industria offshore es poder simular la interacción suelo – ducto que está asociada a grandes deformaciones del suelo. Técnicas de modelamiento centrífugo permiten una simulación apropiada del proceso de operación de los ductos utilizando modelos en escala reducida en laboratorio. Este trabajo presenta un análisis del problema de interacción suelo – ducto en el Touchdown point a partir de modelamiento en centrífuga de la actuación vertical de ductos asentados en el lecho marino para grandes amplitudes de movimientos cíclicos y a diferentes profundidades de enterramiento. Fueron procesados y evaluados 27 ensayos de actuación vertical para condiciones de desplazamiento controlado realizados en una mini centrífuga de brazo del laboratorio de geotecnia de la COPPE/UFRJ. Se utilizó un caolín previamente caracterizado en laboratorio para la elaboración de dos perfiles de resistencia de suelo que presentan valores coherentes con los obtenidos in situ. Los análisis comprenden tres fases: consolidación, penetración inicial del ducto y actuación vertical. Durante las fases de consolidación fueron monitoreados asentamientos y presión de poros y fueron comparados con el método Asaoka (1978). Los risers fueron simulados por dos ductos de diámetros de 0,3 y 0,5 m (prototipo). En la fase actuación, los registros de fuerza y desplazamiento fueron obtenidos a partir de la instrumentación en el ducto. La evaluación permitió conocer el comportamiento de interacción vertical a partir de las curvas de fuerza de compresión y extracción en una interacción cíclica. Los resultados obtenidos experimentalmente en las diferentes fases fueron consistentes con datos de la literatura. Además, fue desarrollado un modelo semiempírico basado en los estudios de Einav & Randolph (2005) y Yafrate & DeJong (2007) para evaluar de forma satisfactoria la fuerza vertical en relación al desplazamiento vertical en condiciones de suelo en estado intacto y remoldeado a partir del ensayo T-bar realizado in situ. Esta implementación es importante en la industria offshore para poder estimar los parámetros del suelo en la interacción vertical suelo - ducto que son útiles en el proyecto de ingeniería.

ABSTRACT

The intensification in the exploration of gas and oil in deep waters promotes advances in new technologies to estimate the behavior of pipelines. One of the complex problems in the offshore industry is being able to simulate the soil-pipeline interaction associated with large soil deformations. Centrifugal modeling techniques allow an appropriate simulation of the pipeline operation process using small-scale models in the laboratory. This work presents an analysis of the soil-pipeline interaction problem at the Touchdown point based on centrifugal modeling of the vertical performance of pipelines settled on the seabed for large amplitudes of cyclical movements and at different burial depths. Twenty-seven vertical performance tests were processed and evaluated for controlled displacement conditions, carried out in a mini-beam centrifuge of the geotechnical laboratory of the COPPE / UFRJ. A kaolin previously characterized in the laboratory was used for the elaboration of two soil resistance profiles that present values consistent with those obtained in situ. Analyzes comprise three phases: consolidation, initial penetration of the pipeline and vertical action. During the consolidation phases, settlement and pore pressure were monitored and compared with the Asaoka method (1978). The risers were simulated by two pipes with diameters of 0,3 and 0,5 m (prototype). In the actuation phase, the force and displacement records were obtained from the instrumentation in the pipeline. The evaluation allowed knowing the behavior of vertical interaction from the compression and extraction force curves in a cyclic interaction. The results obtained experimentally in the different phases were consistent with data from the literature. In addition, a semi-empirical model was developed based on the studies by Einav & Randolph (2005) and Yafate & DeJong (2007) to satisfactorily evaluate the vertical force in relation to vertical displacement in soil conditions in intact and remolded state from the T-bar test carried out in situ. This implementation is important in the offshore industry to be able to estimate the soil parameters in the vertical soil-pipeline interaction that are useful in the engineering project.

PRÓLOGO

En el presente trabajo, Tesis titulada *Aspectos geotécnicos en la interacción vertical suelo-ducto submarino a partir de un modelamiento físico*, estudio el comportamiento de la interacción vertical suelo-riser. Esta investigación está dividida en siete capítulos: El primero es una revisión crítica sobre las generalidades, problemática y los objetivos de la investigación, seis capítulos más que están relacionados al procesamiento e interpretación de los ensayos de interacción vertical.

El capítulo 2 realiza una revisión bibliográfica general de los riser submarinos y sistema SCR, mecanismos desencadenadores de ruptura de risers, interacción vertical entre suelo y riser y modelos existentes para cuantificarla. Finalmente se realiza una breve revisión sobre modelamiento físico con centrifuga geotécnica.

Con el capítulo 3 se explica la metodología de los ensayos centrífugos realizados por Trejo (2015) y ensayos de laboratorio realizados por Silva (2015). Incluye los materiales utilizados, equipos, preparación de la muestra de suelo y procedimientos del presente estudio.

El capítulo 4 se presenta los resultados de los ensayos centrífugos en las tres etapas del ensayo de consolidación, enterramiento inicial y actuación vertical. Este capítulo comienza explicando la concepción del ensayo, el programa de ensayos y posteriormente se enfoca en los resultados de modelamiento de modelos para la verificación de las leyes de escala. Posteriormente, se explica la interpretación del ensayo de interacción vertical en condición de suelo intacto y remoldeado para grandes desplazamientos.

El capítulo 5 se presenta los análisis de resultados de las tres fases del ensayo: consolidación, enterramiento inicial y actuación cíclica vertical. Este capítulo se inicia con los resultados de ensayos de consolidación que fueron comparados con la literatura, a continuación se analiza el enterramiento inicial estático experimental comparado con la literatura, posteriormente se evaluó la fuerza de compresión en suelo intacto y suelo remoldeado donde se desarrolló una propuesta semiempírica para la obtención de la fuerza versus desplazamiento vertical en función del ensayo T-bar y parámetros del ducto y suelo. Asimismo se analiza las fuerzas de compresión y extracción durante el evento cíclico. Finalmente se analiza los resultados de rigidez cíclica para pequeños desplazamientos y grandes desplazamientos.

Después se dedica el Capítulo 6 para presentar las conclusiones del presente estudio. Adicionalmente se incluye sugerencias para estudios y análisis futuros. Esta tesis contiene en la parte final una lista bibliográfica de los libros y artículos utilizados, un apéndice que responde a los ensayos procesados de interacción vertical obtenidos con los datos de Trejo (2015).

Actualmente este tema de interacción suelo –riser en aguas profundas presenta vacíos en la normativa internacional. En consecuencia, se trata de una investigación que pretende tener conocimiento del comportamiento de la interacción vertical suelo – riser enfocados a los aspectos geotécnicos del lecho marino. Se utilizan como herramienta para una propuesta semiempírica el ensayo T-bar obteniendo como conclusión que es una herramienta fundamental en la investigación geotécnica marina. Para realizar esta tesis he utilizado conocimientos de diferentes disciplinas como mecánica de suelos experimental, instrumentación geotécnica, modelamiento físico, electrónica y mecánica de materiales; convirtiéndose en un trabajo multidisciplinar que aunara diferentes conocimientos para entender una concepción del modelo físico lo más completo posible y poder procesar y analizar la información adecuadamente.

LISTA DE FIGURAS

.....	
Figura 2.1 Red de ductos e infraestructura asociada (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011).	24
Figura 2.1 Steel Catenary riser (SCR) para una Unidad flotante (modificado DEAN, 2010).	25
Figura 2. 2 Movimiento dinámico do Steel Catenary riser (SCR) para una Unidad flotante (modificado BRIDGE, 2005).	29
Figura 2. 3 Esquema de Touchdown zone TDZ (modificado BRIDGE, 2005). ...	30
Figura 2. 4 Vista de planta de la envolvente de la localización TDP (modificado THETI & MOROS, 2001).	31
Figura 2. 5 Notación para un ducto parcialmente enterrado (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011).	32
Figura 2. 6 (a) Modelo de interacción suelo - ducto con resortes en cada nudo (b) axial (c) lateral y (d) vertical (RISMANCHIAN, 2015).	40
Figura 2. 7 Esquema de interacción modelo suelo-ducto en la zona TDZ de un sistema SCR (HODDER, 2009).	41
Figura 2.8 Modelos para interacción vertical suelo-ducto (HODDER, 2009).	42
Figura 2.9 Ensayo realizado por STRIDE JIP (Puerto de Inglaterra) mostrando la ubicación de la instrumentación (modificado BRIDGE <i>et al.</i> , 2003).	44
Figura 2.10 Ensayo de interacción cíclica suelo riser a) Resistencia vertical total x tasa de enterramiento, b) Contribución del suelo en la resistencia vertical x tasa de enterramiento (modificado HODDER <i>et al.</i> , 2008).	45
Figura 2.11 Degradación de la resistencia cíclica en la sección del riser (modificado HODDER <i>et al.</i> , 2008).	46
Figura 2.12 Simulación de ensayos de interacción vertical suelo-ducto de grandes amplitudes cíclicas (modificado RANDOLPH & QUIGGIN, 2009).	46
Figura 2.13 a) Equipamiento Smart pipe b) instrumentación del ducto (modificado HILL & JACOB, 2008).	47
Figura 2.14 Perfiles de la base de la trinchera final y alturas de la berma (modificado ELLIOT <i>et al.</i> , 2013).	48
Figura 2.15 a) Esquema de interacción cíclico suelo-riser y b) Curva de interacción vertical suelo-riser (modificado BRIDGE <i>et al.</i> , 2004).	50
Figura 2.16 Resumen de las curvas Fuerza vertical versus Desplazamiento vertical (modificado BRIDGE <i>et al.</i> , 2004).	51

Figura 2. 17 Modelo de succión del suelo (modificado BRIDGE <i>et al.</i> , 2004)....	52
Figura 2.18 Comportamiento típico P-y (modificado AUBENY & BISCOTIN, 2009).	53
Figura 2.19 Características del modelo propuesto de interacción presentando diferentes fases (modificado RANDOPHL & QUIGGIN, 2009).	55
Figura 2.20 Centrífugas geotécnicas a) UENF-Brasil, b) Instituto tecnológico de la india – Bombay, c) Universidad de California y d) Universidad de Cambridge. ...	57
Figura 2. 21 Relación entre esfuerzo inercial en un modelo y el esfuerzo gravitacional en el prototipo (Schofield, 1980).	58
Figura 3.1 Curva Granulométrica del caolín (Modificado TREJO, 2015).	62
Figura 3.2 Ductos de diametro de 9 mm y 15 mm (Trejo, 2015).	64
Figura 3.3 Centrífuga de brazo del laboratorio de geotecnia COPPE/UFRJ. ...	64
Figura 3.4 Dimensiones de la Centrífuga de brazo COPPE/UFRJ (Almeida et al., 2014).	65
Figura 3.5 Dimensiones de la Centrifuga de brazo COPPE/UFRJ (Almeida et al., 2013).	66
Figura 3.6 Arreglo de la Centrífuga de brazo (Broadbent Inc, 2011).	66
Figura 3.7 Actuador eléctrico bidireccional ensamblado en la caja.	67
Figura 3.6 Caja de la centrífuga en etapa de colocación dentro de la centrífuga (Almeida et al., 2013).....	67
Figura 3.9 T-bar instrumentado en la barra (Trejo, 2015).....	68
Figura 3.10 Detalle de transductor de poro presión (Trejo, 2015).	69
Figura 3.12 Transductor de desplazamiento GEFRAN (Trejo, 2015).	70
Figura 3.13 Celdas de carga miniatura utilizadas para ensayos centrifugos.	71
Figura 3.14 Curva backbone del comportamiento del material (Trejo, 2015). ..	72
Figura 3.15 Perfiles obtenidos a partir de ensayos T-bar (a) Perfil 1 extremamente blando y (b) muy blando (Trejo, 2015).	73
Figura 3.16 Comparación de datos de literatura, ensayos in situ de suelo peruano y resultados obtenidos del ensayo centrifugo.	74
Figura 3.17 Preparación de la muestra de suelo para la fase de consolidación (a) peso de la caja de centrifuga (b) caja de la centrifuga con geotextil (c) colocación del caolín por grumos (d) nivelación de la superficie (e) medición de la altura inicial (f) colocación de la sobrecarga (g) Colocación de la caja en la centrifuga (h) montaje de los sensores de desplazamiento.	77

Figura 3.18 Modelo de la caja de la centrífuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 1.....	78
Figura 3.19 Modelo de la caja de la centrífuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 2.....	79
Figura 3.20 Vista de perfil del ensayo T-bar dentro de la caja de la centrífuga para el perfil 1 y 2.	81
Figura 3.21 Fase típica de penetración inicial $w/D = 25\%$ en la fase de actuación.	83
Figura 3.22 Representación del ensayo vertical para los dos diferentes diámetros de <i>riser</i> (9 y 15 mm).....	84
Figura 4. 1. Modelos de ductos de 9 y 15 mm.	86
Figura 4. 2 Fases de interacción: a) enterramiento inicial y b) movimientos verticales cíclicos.....	86
Figura 4. 3 Fases de consolidación: Asentamiento vs Tiempo en Perfil 1 a) Modelo y b) Prototipo	88
Figura 4. 4 Fases de consolidación: Asentamiento vs Tiempo en Perfil 2 a) Modelo y b) Prototipo.	89
Figura 4. 5 Fases de consolidación: Grado de consolidación vs Tiempo en Perfil 1 a) Modelo y b) Prototipo.....	90
Figura 4. 6 Fases de consolidación: Grado de consolidación vs Tiempo en Perfil 2 a) Modelo y b) Prototipo.....	90
Figura 4. 7 Ensayos T-bar: a) Perfil 1 y b) Perfil 2.....	91
Figura 4. 8 Verificación de modelos para $D = 0.3$ m y desplazamiento igual a $2D$ a) $D_{\text{modelo}} = 15$ mm, $N = 20$ y b) $D_{\text{modelo}} = 9$ mm, $N = 33$	92
Figura 4. 9 Comparación de resultados de fuerza versus desplazamiento para 20 g y 33 g.....	93
Figura 4. 10 Fuerza vertical movilizada versus desplazamiento vertical para 12 ciclos en escala prototipo.....	94
Figura 4. 11. Fuerza vertical normalizada versus profundidad de enterramiento normalizado para los dos perfiles.	96
Figura 4. 12. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 1 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.....	97
Figura 4. 13. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 2 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.....	98

Figura 4. 14. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 1 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.....	99
Figura 4. 15. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 2 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.....	99
Figura 4. 16. Fuerza vertical versus número de ciclos para diámetros de 0.297 m y 0.495 m en el Perfil 1.	100
Figura 4. 17. Fuerza vertical versus número de ciclos para diámetros de 0.297 m y 0.495 m en el Perfil 2.	101
Figura 5. 1 Asentamiento versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.....	102
Figura 5. 2 Curvas de poro presión versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.....	104
Figura 5. 3 Grado de consolidación versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.	104
Figura 5. 4 Método Asaoka (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.....	105
Figura 5. 5. Fuerza normalizada versus tasa de enterramiento (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.	107
Figura 5. 6 Fuerza normalizada versus tasa de enterramiento.....	108
Figura 5. 8. (a) Rigidez secante versus w/D (b) Rigidez normalizada versus w/D , para perfil 2.....	110
Figura 5. 9 Rigidez secante versus w/D para los Perfiles 1 y 2.	111
Figura 5. 10. Rigidez secante normalizada versus w/D para los Perfiles 1 y 2.	112
Figura 5. 11. Fuerza intacta experimental versus profundidad para perfil 1 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.	113
Figura 5. 12. Fuerza intacta experimental versus profundidad para perfil 2 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.	113
Figura 5. 13. Fuerza intacta normalizada versus profundidad para perfil 1 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.	114
Figura 5. 14. Fuerza intacta normalizada versus profundidad para perfil 2 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.	115
Figura 5. 15. Fuerza intacta normalizada versus desplazamiento vertical normalizado para perfil 1 y 2 con $D = 0.30$ m y $D = 0.50$ m.....	116
Figura 5. 16. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	118
Figura 5. 17. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.....	119

Figura 5. 18. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	120
Figura 5. 19. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	120
Figura 5. 20. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	121
Figura 5. 21. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.....	122
Figura 5. 22. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	122
Figura 5. 23. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	123
Figura 5. 24. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	124
Figura 5. 25. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.....	124
Figura 5. 26. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	125
Figura 5. 27. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	125
Figura 5. 28. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	126
Figura 5. 29. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.....	127
Figura 5. 30 (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	127
Figura 5. 31. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	128
Figura 5. 32. Fuerza experimental vertical versus profundidad en Perfil 1 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m).	131
Figura 5. 33. Fuerza experimental vertical versus profundidad en Perfil 2 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m).	132
Figura 5. 34. Fuerza vertical normalizada experimental versus profundidad en Perfil 1 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.	133
Figura 5. 35. Fuerza vertical normalizada experimental versus profundidad en Perfil 2 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.	133

Figura 5. 36. Comparación de las Fuerzas normalizadas para los dos ductos y dos perfiles de suelo.....	134
Figura 5. 37. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	136
Figura 5. 38. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.....	137
Figura 5. 39. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	138
Figura 5. 40. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	138
Figura 5. 41. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	139
Figura 5. 42. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.....	140
Figura 5. 43. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	140
Figura 5. 44. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	141
Figura 5. 45. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	142
Figura 5. 46. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.....	142
Figura 5. 47. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	143
Figura 5. 48. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	144
Figura 5. 49. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.	144
Figura 5. 50. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.....	145
Figura 5. 51. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.	146
Figura 5. 52. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.	146
Figura 5. 53. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 1 en suelo intacto (a) D = 0.297 m (b) D = 0.495 m.	148
Figura 5. 54. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 2 en suelo intacto (a) D = 0.297 m (b) D = 0.495 m.	149

Figura 5. 55. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 1 en suelo remoldeado (a) $D = 0.297$ m (b) $D = 0.495$ m.....	150
Figura 5. 56. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 2 en suelo remoldeado (a) $D = 0.297$ m (b) $D = 0.495$ m.....	150
Figura 5. 57. Fuerza de extracción experimental para los dos diámetros en Perfil 1 (a) Suelo intacto y (b) Suelo remoldeado.....	151
Figura 5. 58. Fuerza de extracción experimental para los dos diámetros en el Perfil 2 (a) Suelo intacto y (b) Suelo remoldeado.....	152
Figura 5. 59. Fuerza de extracción experimental para los dos perfiles de suelo en condición de suelo intacto (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.....	153
Figura 5. 60. Fuerza de extracción experimental para los dos perfiles de suelo en condición de suelo remoldeado (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.	154
Figura 5. 61. Fuerza de compresión versus fuerza succión para los dos diámetros y Perfil 1 (a) fuerzas en kN y (b) Fuerzas normalizadas.....	155
Figura 5. 62. Fuerza de compresión versus fuerza succión para los dos diámetros y Perfil 2 (a) fuerzas en kN y (b) Fuerzas normalizadas.....	156
Figura 5. 63. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.297$ m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.	157
Figura 5. 64. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.297$ m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.	157
Figura 5. 65. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.495$ m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.	158
Figura 5. 66. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.495$ m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.....	159
Figura 5. 67. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.297$ m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.	159
Figura 5. 68. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.297$ m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.	160

Figura 5. 69. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.	161
Figura 5. 70. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.....	161
Figura 5. 71. Comparación de fuerza de compresión versus número de ciclos para los dos diámetros y dos perfiles (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.....	163
Figura 5. 72. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva. .	164
Figura 5. 73. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza Normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.	164
Figura 5. 74. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva. .	165
Figura 5. 76. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva. .	166
Figura 5. 77. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.	167
Figura 5. 78. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva. .	167
Figura 5. 79. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.	168
Figura 5. 80. Comparación de fuerza de succión versus número de ciclos en los dos perfiles y diámetros.....	169
Figura 5. 81. Comparación de fuerza normalizada de succión versus número de ciclos en los dos perfiles y diámetros.....	169
Figura 5. 82. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	170
Figura 5. 83. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	171
Figura 5. 84. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	171

Figura 5. 85. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y $D = 0.495$ m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	172
Figura 5. 86. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	173
Figura 5. 87. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.	173
Figura 5. 88. Comparación de la fuerza compresión versus fuerza de succión para los dos perfiles y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.....	174
Figura 5. 89. Rigidez vertical versus número de ciclos para perfil 1 y dos diámetros (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Normalización.	175
Figura 5. 90. Rigidez vertical versus número de ciclos para perfil 2 y dos diámetros (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Normalización.	175
Figura 5. 91. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.297$ m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.....	176
Figura 5. 92. Rigidez cíclica Normalizada versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.297$ m. (a) Rigidez Normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.	177
Figura 5. 93. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.495$ m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.....	177
Figura 5. 94. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.495$ m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.....	178
Figura 5. 95. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.297$ m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.....	179
Figura 5. 96. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.297$ m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.	179
Figura 5. 97. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.495$ m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.....	180
Figura 5. 98. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.495$ m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.	181
Figura 5. 99. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en dos perfiles y dos diámetros.....	182

Figura 5. 100. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en dos perfiles y dos diámetros. 182

LISTA DE CUADROS

Tabla 2.1 Coeficientes a y b en el factor de capacidad sugeridos por varios autores. 34

Tabla 2.2 Relaciones de escala en modelos centrífugos (Madabhushi, 2015). . 58

Tabla 3.1. Parámetros Cam Clay (Silva, 2015; Trejo, 2015). 62

Tabla 3.2. Parámetros de los modelos y prototipo para el ducto de 0.297 m. 63

Tabla 3.3. Parámetros de los modelos y prototipo para el ducto de 0.495 m. 63

Tabla 3.4. Especificación del ensayo centrífugo en la fase de consolidación. 80

Tabla 3.5. Especificación del ensayo T-bar en la fase de actuación. 81

Tabla 3.6. Características de los ensayos de interacción vertical. 84

Tabla 4.1. Ensayos de actuación vertical para el perfil 1..... 87

Tabla 4.2. Ensayos de actuación vertical para el perfil 2..... 87

Tabla 5.1 Resultados obtenidos del método Asaoka. 106

Tabla 5. 2 Valores de Rigidez secante evaluado por Bridge (2005), DNVGL (2017) y experimental para el Perfil 1..... 109

Tabla 5. 3 Valores de Rigidez secante evaluado por Bridge (2005), DNVGL (2017) y experimental para el Perfil 2..... 109

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Los avances en la exploración de gas y petróleo en aguas superficiales y profundas presentan gran demanda de nuevos sistemas de estructuras y materiales para la fabricación de ductos y nuevas tecnologías para el asentamiento del ducto, entre otras innovaciones para reducir costos y mejorar la producción. En ese contexto, existen muchas cuestiones para ser evaluadas en el proyecto de ductos, tales como: movimientos cíclicos del ducto referentes a las corrientes marinas, respuestas a los cambios de temperatura y presión interna y fatiga del ducto (RANDOLPH & GOUVERNEC, 2011).

Los ductos de petróleo y gas onshore y/o offshore son comúnmente enterrados para proporcionar estabilidad, aislamiento térmico y protección mecánica del ambiente circundante. En varios casos, estos ductos pueden estar sujetos a cargas externas, como las causadas por movimientos de masa de suelos, acciones sísmicas, movimientos de las conexiones con los navíos, cargas hidrodinámicas, entre otras (BAI, 2001).

Para poder simular la respuesta de los movimientos de interacción de los ductos enterrados estas pueden ser descritas en términos de curvas de carga – desplazamiento. Según BRIDGE (2005), los movimientos de interacción son representados en tres grados de libertad, tales como: axial, lateral y vertical.

Estudios recientes en la respuesta vertical del suelo fueron simulados a partir de resortes no lineales en combinación con amortiguamiento, desplazamiento y elementos de control en la interacción vertical (CLUKEY *et al.*, 2008; HODDER *et al.*, 2008; RANDOLPH & QUIGGIN, 2009).

En las recientes décadas, el modelamiento físico utilizando la centrifuga geotécnica se ha convertido en un método experimental en ingeniería geotécnica, permitiendo estudiar a los ingenieros una amplia gama de problemas geotécnicos bajo las condiciones de esfuerzos a gran escala (SCHOFIELD, 1980; TAYLOR, 1995; MADABHUSHI, 2015). Modelamiento de Suelo-estructura ha sido enfocado

de los recientes estudios realizados en la centrifuga de brazo en la Universidad Federal de Rio de Janeiro, Universidad Norte de Fluminense (UENF), IFSTTAR, *Geotechnical Centrifuge* y *Centre for Offshore Foundation Systems* (COFS). Generalmente, estos estudios pretenden investigar el comportamiento de ductos enterrados sujetos a diferentes límites y condiciones de carga en estructuras *onshore* y *offshore* (OLIVEIRA *et al.*, 2010; OLIVEIRA *et al.*, 2011; RANDOPH & GOUVERNEC, 2011).

Durante las últimas décadas, en el Perú, se desarrollaron investigaciones relacionadas al análisis estructural, instalación de ductos enterrados, estudio sobre comportamientos de ductos en alta mar (ROMERO, 2007; MEZA, 2008; TORRES, 2009; MERINO, 2010 y FERNANDEZ, 2012). Sin embargo, la interacción suelo – ducto en relación a aspectos geotécnicos presenta un vacío en tesis, monografías, guías y normativa nacional.

1.2 PROBLEMÁTICA

Las investigaciones tecnológicas relacionadas al transporte, almacenamiento y producción de la industria petrolífera siguen en constante innovación. Existen aún cuestiones relacionadas a la interacción suelo - ducto para comprender el comportamiento geotécnico de ese fenómeno (PALMER & KING, 2004).

La problemática más importante es la ruptura de un ducto de transporte de petróleo y/o gas natural, que puede presentar una liberación del fluido y en consecuencia daños significativos en el medio ambiente. Este problema generalmente está relacionado en su mayoría con eventos externos que actúan sobre el sistema de interacción suelo – ducto, y generalmente pueden ser evaluados por método observacional o por la experiencia de especialistas.

En Perú, en los años 2016, 2017 y 2018 se presentaron problemas de rupturas de ductos de petróleo del Oleoducto Norperuano en el departamento de Amazonas. El litoral del norte del país es explotado para producción de petróleo y gas donde una serie de problemas ocurren año tras año.

Actualmente un decreto supremo (2018) aprobó un contrato de licencia para la exploración de hidrocarburos en altamar en los lotes Z - 64, Z – 65, Z – 66, Z – 67 y Z – 68. Esta exploración demanda el uso de nuevas tecnologías y conocimientos actuales de estructuras offshore e interacción de ductos que cumplan los requisitos necesarios para un adecuado funcionamiento sin provocar pérdidas de ningún tipo.

Entonces, la interacción suelo – ducto presenta incertidumbres en el comportamiento del sistema, en el que pueden ocurrir grandes desplazamientos verticales provocados por agentes externos (cargas sísmicas, deslizamiento de taludes submarinos, movimientos de los navíos, etc.) u otros eventos.

La presente investigación pretende contribuir con informaciones importantes en una evaluación de los aspectos geotécnicos en una de las tres principales direcciones de movimientos de interacción suelo – ducto para grandes amplitudes de movimientos y a diferentes profundidades de enterramientos. El propósito de utilizar los ensayos de modelamiento físico es mejorar el estado actual de la comprensión sobre los mecanismos básicos que afectan la interacción suelo – ducto. Asimismo, una contribución en los diseños de proyectos geotécnicos de estas estructuras.

Los mecanismos de interacción vertical entre el ducto y suelo pueden resultar en grandes deformaciones verticales de la estructura. Diferentes casos de estudio pueden ser derivados de este movimiento vertical, tales como: el fenómeno de pandeo vertical debido a cambios de presión y temperatura en zonas *onshore* y/o movimientos verticales en la zona de interacción suelo-ducto, punto crítico conocido como *Touchdown Point (TDP)* en *offshore*.

El estudio está basado en el tratamiento, procesamiento, análisis y comprensión del comportamiento de los ensayos de interacción vertical suelo-ducto en suelos arcillosos. Estos ensayos son el resultado de una campaña de ensayos de interacción suelo – ducto en la centrifuga geotécnica de la Universidad Federal Río de Janeiro (UFRJ) - Brasil, que fue implementada por TREJO (2015), quien ocupó el cargo de responsable técnico de los ensayos de modelamiento físico en la centrifuga de brazo durante el período de sus estudios de doctorado 2011-2015.

Los ensayos realizados para el proyecto TDPFLEX – Análisis de esfuerzos de TDP de línea flexible – Estudio Geotécnico, financiados por TECHNIP y PETROBRAS, realizados en este periodo, comprendían: ensayos de interacción vertical, lateral y axial. La interacción lateral suelo-ducto fue estudiada por Trejo (2015). En esta investigación a nivel pregrado se trabajará con la información recopilada de la interacción vertical suelo-ducto, donde estos datos no fueron tocados como publicación de tesis y artículos.

Los movimientos de interacción suelo-ducto (axial, lateral y vertical) generalmente se estudian de forma independiente. Cada estudio del movimiento de interacción permite mejorar los diseños y proyectos geotécnicos.

Entonces, en el estudio de interacción vertical suelo-ducto se analizará los ensayos de modelamiento físico para diferentes niveles pequeños de enterramientos del ducto, en dos perfiles de suelo, tales como: suelo arcilloso muy blando y suelo arcilloso blando, considerando dos diámetros típicos usualmente utilizados en la industria de petróleo y gas.

La investigación se justifica en el hecho de que año a año son considerables las pérdidas sociales, económicas y ambientales, por causa de rupturas de ductos en la zona nororiental, siendo estas por el desconocimiento de los procedimientos, monitoreo, diseño del ducto en aspecto estructural, geotécnico y especificaciones técnicas. Este tema requiere un análisis mayor, que incluye diseños y procedimientos constructivos para estas estructuras utilizadas en la industria *offshore*, que carece de normatividad propia.

1.3 OBJETIVOS

Objetivo general:

El objetivo principal es mejorar el estado actual de la comprensión de los aspectos geotécnicos sobre los mecanismos de interacción vertical suelo - ducto a partir de modelamiento físico.

Objetivos específicos:

- Investigar la influencia de la interacción vertical del ducto en el suelo analizando los niveles de enterramiento de 25, 50 y 75% del diámetro.
- Estimar los efectos de degradación del suelo asociados a la interacción del ducto en un aumento de número de ciclos de interacción.
- Comparar los datos experimentales con modelos propuestos en la literatura.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 DUCTOS SUBMARINOS, RISER Y STEEL CATENARY RISER

Los ductos *offshore* son ductos que son colocados sobre o debajo del lecho marino para conducir petróleo, gas u otros fluidos de un lugar a otro. Según PALMER & KING (2006) son denominados como “arterias” de la industria de petróleo y gas. Los ductos pueden ser rígidos o flexibles, según la rigidez del material que constituye su estructura. Los ductos rígidos son conformados por tubos de acero concéntricos (un sistema ducto en ducto) con capas de revestimiento interno y externo para contener corrosión, abrasión, protección de impacto y aislamiento térmico; con diámetros que varían de 0.1 a 1.5 m. Por otro lado, los ductos flexibles son compuestos de metal y polímero con diámetros entre 0.1 a 0.5 m. El ducto que transporta fluidos entre el fondo marino y una unidad fija o flotante sobre la superficie del mar es llamado de “riser”. Estos elementos pueden ser ductos verticales o ductos suspendidos en una catenaria a través del agua (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011). La Figura 2.1 muestra una red de ductos que están acompañados por varias estructuras al final del ducto y a lo largo de su longitud.

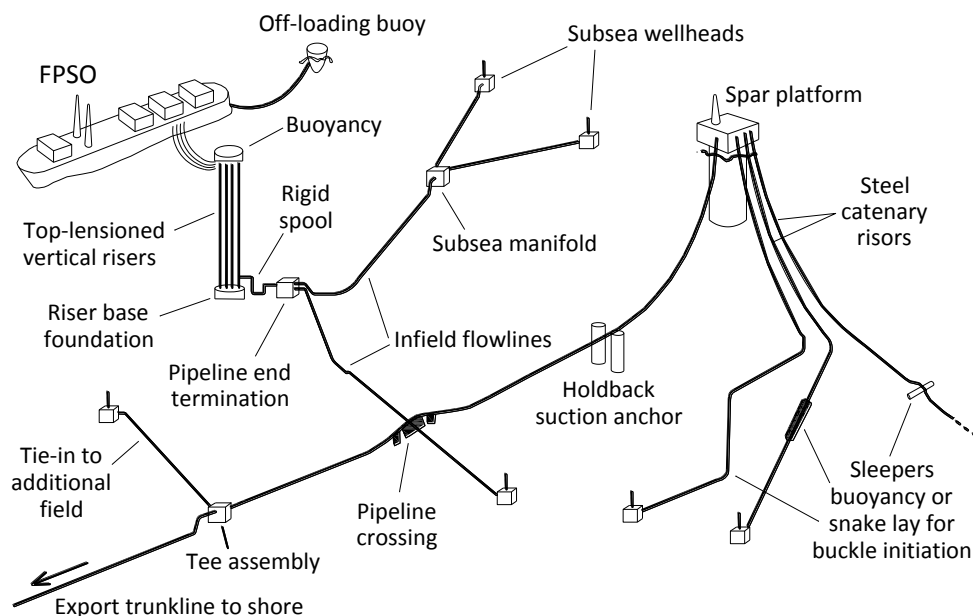


Figura 2.1 Red de ductos e infraestructura asociada (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011).

Las reservas de hidrocarburos *offshore* pueden estar concentradas en aguas superficiales (hasta 125 metros de profundidad) y aguas profundas (entre 125 a 1500 metros). La reserva de hidrocarburos en aguas superficiales representa sólo el 30% del total. Entonces, una rápida y eficiente innovación tecnológica debe ser desarrollada para la explotación de aguas profundas. Algunos países como Noruega y Brasil presentan un gran porcentaje de reservas en agua profundas (CASTELLANOS *et al.*, 2017).

Los *risers* colocados en aguas profundas forman catenarias que pueden ser constituidas por ductos flexibles o generalmente por ductos rígidos. Estas catenarias son conocidas como *Steel Catenary Riser* (SCR). Estas tuberías cuelgan de una plataforma flotante y están conectadas a las cabezas de pozo submarino o a una terminación de un ducto (DEAN, 2010). En este sistema, el *riser* queda colgado libremente y describe una curva entre el fondo del mar y el sistema de producción flotante (Fig. 2.2).

El punto de contacto del *riser* con el fondo del mar es denominado *touchdown point* (TDP). En este punto, el SCR se entierra en una trinchera y gradualmente sube a la superficie. Los SCRs comprenden tres secciones: i) Zona de catenaria, donde el *riser* queda suspendido en una sección de la catenaria, ii) zona enterrada, donde el *riser* se localiza dentro de una trinchera, iii) zona de superficie, donde el *riser* reposa en el fondo del mar (LIANG, 2009).

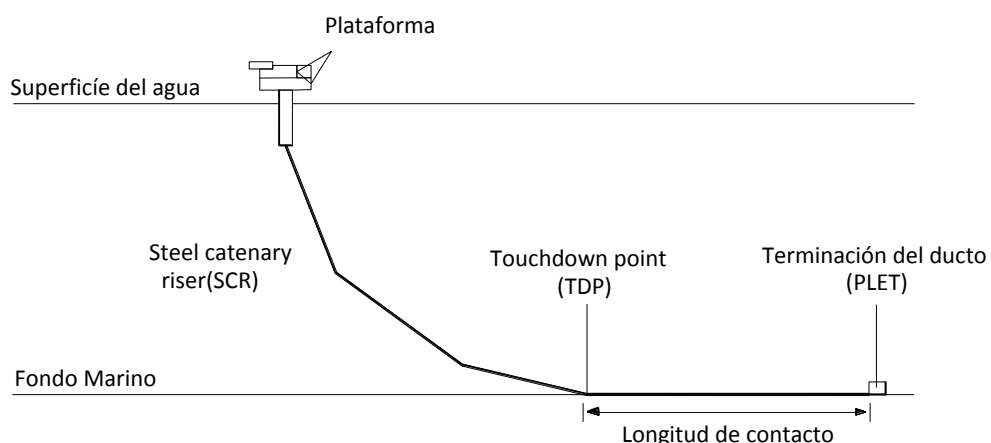


Figura 2.1 Steel Catenary riser (SCR) para una Unidad flotante (modificado DEAN, 2010).

Los SCR generalmente presentan un ángulo de 20°, por el contrario, los *risers* flexibles un ángulo de 7°, de tal forma de aumentar el radio de curvatura en la región del TDP y disminuir tensiones. Este sistema es diseñado para dos tipos de configuraciones estáticas y dinámicas (TSUKADA, 2009).

Parámetros considerados en el diseño inicial del SCR de configuración estática son: el espesor de la pared, el ángulo superior del *riser*, la estabilidad del fondo, el tipo de conexión, la posición en la unidad de producción, profundidad de operación del *riser* y su peso lineal (PEREIRA *et al.*, 2006). Por otro lado, para la configuración dinámica debe considerarse las variaciones geométricas del *riser*, efectos de olas, daño por fatiga y las altas tensiones provocadas por los movimientos dinámicos del navío. El efecto más crítico para esta última configuración es la fatiga (MEHKA, 2001). Según BAI (2001) indica algunos parámetros, como: cargas hidrodinámicas, propiedades de los materiales, interacción suelo - ducto y evento extremo; que deben ser considerados en la evaluación del sistema SCR durante el diseño para garantizar la seguridad durante la instalación.

El propósito de diseño del SCR tiene la finalidad de evaluar el sistema *riser* que pueda resistir los efectos de carga a lo largo de su vida útil esperada. El diseño será seguro si la resistencia es mayor que la sollicitación (RUSWANDI, 2009). Existen instituciones que desarrollan guías de recomendación para el diseño para *risers* (BAI, 2001), como son: Norwegian Petroleum Directorate (NPD), Health and Safety Executive (HSE), Norsok Standard (NS), British Standard (BS), Canadian Standards Association (CSA), International Organization for Standardization (ISO), American Petroleum Institute (API), Det Norske Veritas (DNV), American Bureau of shipping (ABS). Estas instituciones presentan alcances al diseño y gerenciamiento de estructuras offshore, pero presentaba algunos vacíos como es la geotecnia offshore.

En el año 2011, API presentó una recomendación práctica en ingeniería geotécnica nombrada de RP 2 GEO “*Geotechnical and Foundation Design Considerations*”. Esta guía recomienda aspectos de caracterización geotécnica, ingeniería de cimentaciones, identificación de peligros e interacción suelo – estructura en *risers*, líneas de ductos, estructuras auxiliares en el lecho marino,

entre otros (JEANJEAN *et al.*, 2010; JEANJEAN *et al.*, 2011; JEANJEAN *et al.* 2015; OSTERGAARD, *et al.*, 2015; AUGUSTESEN *et al.*, 2015; BRUNNING *et al.*, 2015; ZHU *et al.*, 2015).

2.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA INTERACCIÓN EN DUCTOS SUBMARINOS

La Ingeniería geotécnica y geológica permite identificar peligros, desencadenantes potenciales, modos de ruptura, eventos severos, frecuencia del evento, consecuencias de ruptura y la probabilidad de falla (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011).

Los desafíos de la ingeniería geotécnica offshore pueden surgir a partir de las interacciones de uno o más factores que pueden resultar en un aumento de costo y riesgo para la exploración, desarrollo y la producción. Según EVANS (2011) supone que los desafíos tienen ocho causas principales:

- Profundidad del agua
- Ambientes hostiles
- Lejanía
- Complejidad geológica
- Escala de desarrollo
- Restricciones de adquisición de datos
- Complejidad estructural
- Inexperiencia e incertidumbre

Según EUROCODE 7 (2004) clasifica las estructuras en tres categorías de riesgo geotécnico en relación a la complejidad estructural, condiciones de terreno, tipo de carga y consecuencias de ruptura. Para la categoría 1 se considera estructuras pequeñas y relativamente simples construidas en terrenos uniformes. La segunda categoría presenta estructuras convencionales o grandes que son soportadas en terrenos excepcionales, presentan cargas definidas y riesgos normales. Por último, la categoría 3 considera estructuras que son excepcionalmente grandes o complejas o que son asociadas con cargas anormales, condiciones de terreno o riesgo en el área. Varias estructuras offshore están dentro de la categoría 2 y 3

pero las razones anteriormente mencionadas restringen o son antieconómicas para poder aplicar rígidamente el EUROCODE 7 en aguas profundas.

Algunos parámetros para el análisis de interacción suelo-*riser* deben ser evaluados durante el diseño para garantizar su seguridad durante la instalación. Según BAI (2000) estos parámetros pueden ser: cargas hidrodinámicas (pueden producir fatiga en el material), propiedades de los materiales (dudas en el efecto de deformación plástica en la soldadura entre conexiones de ductos de acero API de grado X65 o superior), interacción suelo – ducto (problemas de enterramiento, resistencia de levantamiento y laterales en suelos muy blandos) y tempestad extrema (análisis de combinaciones de cargas, desplazamientos de eventos extremos y movimientos del navío). Altos esfuerzos provocados por grandes desplazamientos son de interés particular en el TDP. Las evaluaciones de los parámetros son relevantes para el diseño de ductos para un mejor desempeño.

Durante la colocación, existen factores que influyen en la elección de una línea de ruta de ducto offshore e indirectamente su interacción. Estos pueden ser factores físicos, otros usuarios, factores ambientales y políticos (SILVA, 2005).

- Factores físicos: relacionado a condiciones geológicas y geotécnicas del fondo marino. Problemas como irregularidades del fondo, presencia de suelos muy blandos o roca, olas internas, movimientos de masas, eventos sísmicos, erupciones volcánicas, presencia de gases, factores hidrodinámicos en aguas superficiales y profundas.
- Factores de interacción por otros usuarios: es prudente mantener los ductos de petróleo y gas distanciados de las plataformas (a no ser cuando estén conectadas a ellas), debido a riesgo de ser dañados por impactos con otros objetos, anclajes de navíos, congestionamiento de ductos, explosiones o ruptura estructural que puede romper los ductos. Para minimizar estos efectos se puede agrupar los ductos a lo largo de su extensión a partir de corredores de líneas de ductos dispuestas unas de otras de manera cercana.
- Factores ambientales y políticos: posibles ocurrencias de corales, mamíferos marinos, áreas restringidas, etc. Por otro lado, factores políticos como por ejemplo: fronteras de países, reglamento e

organizaciones políticas y diferentes explotaciones de campos en una determinada cuenca debe ser considerados.

2.3 ZONA DE CONTACTO ENTRE SUELO - DUCTO

2.3.1 Touch Down zone - TDZ

Una región crítica de un sistema SCR es la zona conocida como *Touch Down Zone* (TDZ), donde se impone altas tensiones en esa región de interacción con el fondo do mar. Variaciones en la geometría del *riser* debido a la acción de corrientes y olas, daño por fatiga y altas tensiones causadas por la dinámica del sistema (MEKHA, 2001).

Cuando un ducto posicionado sobre el suelo es sometido a movimientos oscilatorios ocurre una compleja interacción entre movimientos de *riser*, su penetración en el suelo y la resistencia del suelo (Figura 2.3). Dependiendo de la carga dinámica, la TDZ podrá excavar trinchera en el suelo y permanecer en ella durante un cierto tiempo (BAI, 2001).

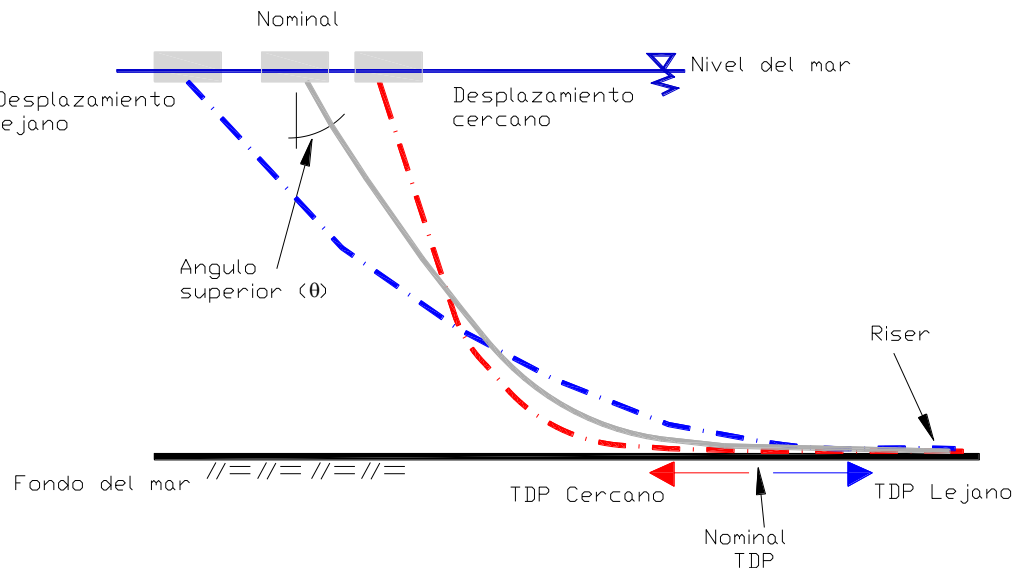


Figura 2. 2 Movimiento dinámico do Steel Catenary riser (SCR) para una Unidad flotante (modificado BRIDGE, 2005).

La interacción del *riser* en el suelo después, de algunos meses de instalados, puede generar trincheras de 4 a 5 diámetros de profundidad y de 3 a 5 diámetros

de ancho. Asimismo, se puede presentar una cantidad de suelo sobre la estructura (THETI & MOROS, 2001).

2.3.2 Touch Down Point - TDP

Dentro de la zona TDZ de interacción del suelo – *riser* se verifica que la parte más profunda y más ancha de la trinchera tiende a ser en la posición en un punto crítico conocido como *Touch Down Point* (TDP) correspondiente al *offset* estático de la unidad flotante (THETI & MOROS, 2001). El TDP es un punto dinámico, que cambia de posición alrededor de la TDZ durante el tiempo de vida del SCR debido a movimientos del navío, a la variación de la masa del *riser* y a la dirección de la onda y de las corrientes marítimas. En este punto, el ducto sufre varios ciclos de desplazamiento en respuesta al movimiento del navío. Este movimiento deforma y ablanda el suelo circundante (CLUKEY et al., 2005; BAI, 2001).

El TDP continuamente se mueve a lo largo del *riser*, para un diámetro pequeño de 0.35 m de SCR debido a ondas superficiales que puedan causar movimientos horizontales de alrededor de 2 m (5.5 veces el diámetro). En caso se produzca olas fuertes pueden provocar movimientos verticales de 4 a 5 metros (11 a 14 veces de diámetro) y movimientos horizontales de 20 m (55 veces de diámetro). Estos movimientos continuos de TDP pueden causar el enterramiento del SCR en una trinchera hasta de 10 veces el diámetro de profundidad (Fig. 2.4) (BRIDGE, 2005).

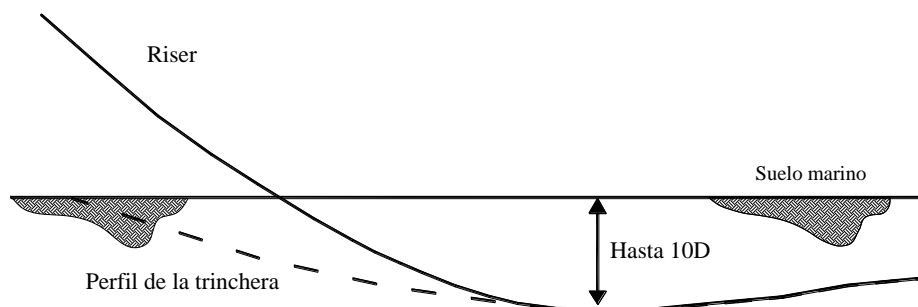


Figura 2. 3 Esquema de Touchdown zone TDZ (modificado BRIDGE, 2005).

Los resultados de la probabilidad de la ubicación del TDP de un *riser* de 14” (aproximadamente 0.35 m.) de diámetro en el Golfo de México (Fig. 2.5)

establecen que la localización es altamente dependiente de los movimientos de segundo orden (THETI & MOROS, 2001).

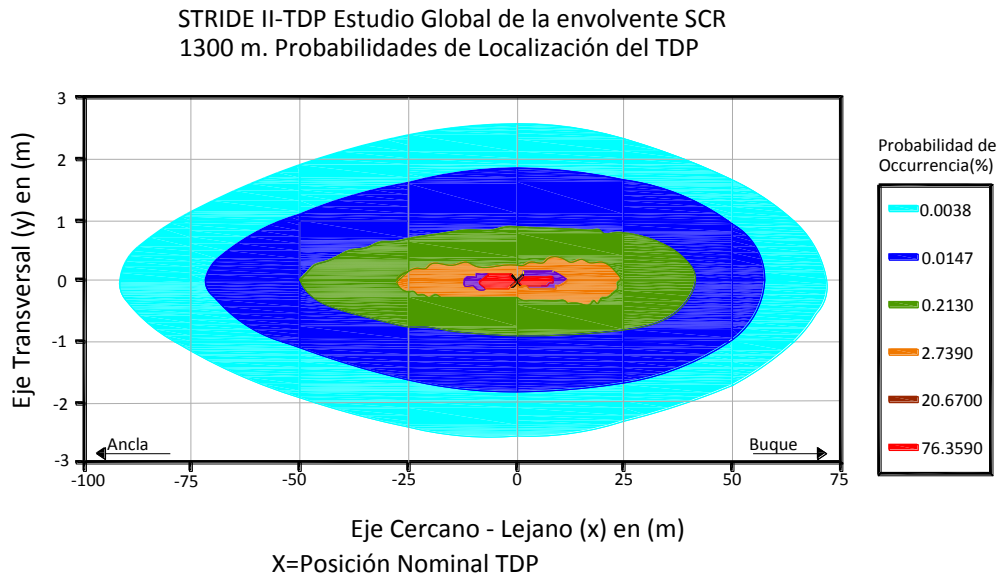


Figura 2. 4 Vista de planta de la envolvente de la localización TDP (modificado THETI & MOROS, 2001).

2.4 ENTERRAMIENTO DEL DUCTO

El grado de enterramiento de un ducto en el fondo del mar presenta una fuerte influencia en la estabilidad lateral y en la resistencia axial. El grado de enterramiento de un ducto asentado es mucho mayor que el valor esperado por la acción del peso propio. El enterramiento adicional durante el asentamiento del ducto resulta de dos mecanismos: una concentración de esfuerzos en el TDP y ablandamiento o desplazamiento del suelo debido a movimientos cíclicos del ducto durante la colocación. El movimiento del navío durante el asentamiento y las perturbaciones hidrodinámicas en el ducto suspendido causan movimientos dinámicos en el contacto con el fondo del mar (WESTGATE *et al.*, 2009). Durante la operación, el grado de enterramiento puede cambiar debido a la movilidad del fondo del mar, licuación sobre la acción de las corrientes y las olas y la consolidación (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011).

Existen dos tipos de enterramientos estático y dinámico, que son descritos a continuación:

2.4.1 Enterramiento estático

La capacidad portante estática de un ducto en suelo fino, es un problema estudiado en casi un siglo de investigación relacionada a la capacidad portante de cimentaciones corridas (PRANDTL, 1921; BRINCH HANSEN, 1970) y pilotes cargados lateralmente (RANDOLPH & HOULSBY, 1984; MARTIN & RANDOLPH, 2006). Investigación directamente relacionada a la capacidad portante del ducto ha incluido estudios experimentales (WANTLAND et al., 1979; VERLEY & LUND, 1995; AUBENY & DUNLAP, 2003; CHEUK & WHITE, 2008; DINGLE et al., 2008; CHEUK & WHITE, 2011), soluciones teóricas (MURFF et al., 1989; RANDOLPH & WHITE, 2008; CHEUK et al., 2008; MERIFIELD et al., 2009) y análisis numéricos (AUBENY et al., 2005; WANG et al., 2010; CHATTERJEE et al., 2011, 2012).

Para un ducto colocado en el fondo del mar, el efecto inmediato es la generación de la deformación cizallante inducida del suelo. La penetración del ducto en el suelo causará deformación plástica alrededor del ducto. El mecanismo es similar a la capacidad portante de una cimentación superficial. El peso del ducto aumenta el esfuerzo vertical en el suelo directamente debajo del ducto y genera una resistencia cizallante en el suelo en modo activo, donde se obtiene que los esfuerzos verticales son mayores que los esfuerzos horizontales. La forma exacta de la superficie de ruptura es dependiente de las características de fricción del suelo. Para suelos finos, se asume que no existen cambios de volumen (comportamiento no drenado) durante el proceso de penetración (HU, 2010). La penetración de un ducto en el lecho marino es mostrada esquemáticamente en la Figura 2.6.

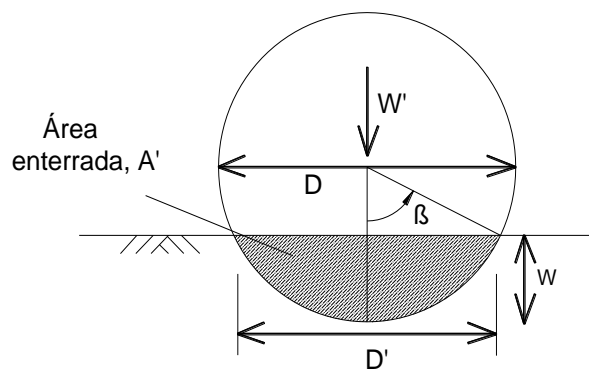


Figura 2. 5 Notación para un ducto parcialmente enterrado (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011).

Diferentes investigadores propusieron varios métodos para estimar las cargas verticales de penetración del ducto (MURFF *et al.*, 1989; VERLEY e LUND, 1995; AUBENY *et al.*, 2005; MERIFIELD *et al.*, 2009). Soluciones basadas en el comportamiento plástico son utilizadas para evaluar la capacidad de carga vertical de ductos enterrados superficialmente, en suelo no drenado con un perfil de resistencia uniforme o heterogéneo (MURFF *et al.*, 1989, RANDOLPH e WHITE, 2008a). Estas soluciones fueron extendidas a través de análisis de elementos finitos (AUBENY *et al.*, 2005, MERIFIELD *et al.*, 2009).

La respuesta del suelo a la penetración puede ser deducida utilizando el factor de capacidad $N_c = V/(S_u \cdot D)$ (donde V es la fuerza vertical por longitud, S_u es la resistencia no drenada del suelo y D es el diámetro del ducto). MURFF *et al.* (1989) desarrollaron una solución de comportamiento plástico de límite inferior para ductos lisos con profundidad de penetración menor que la mitad del diámetro del cilindro. El factor de capacidad es dado por la Ec. 2.1

$$N_c = 2 \left[(1 + \theta) \cdot \cos \theta + \frac{w}{0.5 \cdot D} \right] \quad (2.1)$$

Donde $\theta = \sin^{-1} \left(1 - \frac{w}{0.5 \cdot D} \right)$ es el factor de profundidad, w es la penetración inicial en el suelo y D es el diámetro del ducto.

VERLEY & LUND (1995) propusieron una ecuación empírica

$$\frac{w}{D} = 0.0071 \left[N_c \left(\frac{S_u}{D \cdot \gamma} \right)^{0.3} \right]^{3.2} + 0.062 \left[N_c \left(\frac{S_u}{D \cdot \gamma} \right)^{0.3} \right]^{0.7} \quad (2.2)$$

Donde w es la penetración del ducto en el suelo, S_u es la resistencia no drenada del suelo, γ es el peso específico del suelo y D es el diámetro del ducto.

Un método de predecir la resistencia de penetración del suelo en relación al enterramiento es utilizado para relacionar a la capacidad de carga convencional, considerando la forma circular del ducto en el cálculo de la flotabilidad es expresado en la Ec. 2.3.

$$\frac{V}{D S_{um}} = N_c + \left(f_b \frac{A_s}{D w} \right) \cdot \left(\frac{\gamma w}{S_{um}} \right) \quad (2.3)$$

$$N_c = a \left(\frac{w}{D} \right)^b \quad (2.4)$$

Donde A_s es el área sumergida nominal de la sección del ducto, S_{um} es la resistencia no drenada, γ' es el peso unitario sumergido del suelo y w es la penetración nominal del ducto bajo la superficie del suelo original (Figura 2.6). La ecuación para el factor de capacidad de carga, N_c , es usualmente derivado de los ajustes de curva obtenidos del análisis de plasticidad (MURFF et al., 1989) y otros estudios similares. El valor de f_b es el factor de flotación. Este factor está basado en el principio de Arquímedes y debería ser igual a la unidad cuando el suelo levantado local no es considerado. Sin embargo, considerando levantamiento local, este factor incrementa a valores alrededor de 1.5 (RANDOLPH & WHITE, 2008; MERIFIELD et al., 2009; WANG et al., 2010). CHATTERJEE et al. (2012) mostraron que el gradiente de la resistencia no drenada con profundidad afecta la forma del levantamiento de suelo y concluyen que el factor f_b presenta una relación lineal con el gradiente de la resistencia del suelo dado por la siguiente ecuación:

$$f_b = 0.2 \left(\frac{kD}{S_{u,med}} \right) + 1.38 \quad (2.5)$$

$$S_{u,med} = \frac{S_{um} + S_{u,1D}}{2} \quad (2.6)$$

Donde $S_{u,D}$ es la resistencia no drenada en la profundidad de un diámetro de ducto bajo el nivel de suelo.

N_c es el factor de capacidad (Ec.2.3), propuesta por AUBENY et al. (2005), y expresada como una ecuación potencial (Ec.2.4), donde a y b son coeficientes ajustados que dependen de la rugosidad del ducto y gradiente de resistencia (CHATTERJEE et al., 2012). Varios valores para estos coeficientes son sugeridos por diferentes autores como es presentado en la Tabla 2.1, mientras RANDOLPH & WHITE (2008) recomendaron valores de 6 y 0.25 para a y b , respectivamente, utilizados en el diseño.

Tabla 2.1 Coeficientes a y b en el factor de capacidad sugeridos por varios autores.

Autor	Ducto Rugoso		Ducto Liso		Comentarios
	a	b	a	b	
AUBENY et al. (2005)	6.73	0.29	4.97	0.23	Modelo de elementos finitos (MEF), no presenta levantamiento del suelo,

MERIFIELD et al. (2008)	7.4	0.4	5.66	0.32	resistencia uniforme, peso despreciable, utiliza el criterio Tresca
MERIFIELD et al. (2009)	7.1	0.33	5.3	0.25	Modelo de elementos finitos (MEF), utiliza Criterio Tresca considerando el peso del suelo uniforme, levantamiento.
CHATTERJEE et al. (2012)	6.81	0.25	-	-	Elementos finitos de grandes deformaciones (LDFE), utiliza criterio Tresca considerando peso del suelo, efectos de tasa de deformación, variación con la profundidad, considera levantamiento del suelo.
WHITE & CHEUK (2010)	6	0.25	-	-	Basado en la literatura existente
RANDOLPH & WHITE (2008)	6.73	0.29	4.97	0.23	Aproximación de Límite superior (UB), no considera levantamiento y peso despreciable del suelo.

Para considerar efectos de tasa de deformación y deformación de ablandamiento en la penetración del ducto, CHATTERJEE *et al.* (2012) recomienda utilizar otro formato de la Ec. 2.3 expresado como:

$$\frac{V}{DS_{u,eq}} = \left(\frac{V}{DS_{u,eq}} \right)_{w/D=0.1} \left(10 \frac{w}{D} \right) \approx 3.3 \sqrt{10 \frac{w}{D}}, \quad \text{para } w/D \leq 0.1$$

$$\frac{V}{DS_{u,eq}} = 5.2 \left(\frac{w}{D} \right)^{0.19} \quad \text{para } w/D > 0.1 \quad (2.6)$$

$$S_{u,eq} = \left[1 + \mu_r \log \left(\frac{f_r v_p}{D \dot{\gamma}_{ref}} \right) \right] \cdot \left[(\delta_{rem} + (1 + \delta_{rem})) e^{-3 f_s \frac{w/D}{\xi_{95}}} \right] \cdot S_u \quad (2.7)$$

$$\delta_{rem} = \frac{1}{S_t} = \frac{S_{u,rem}}{S_{u,int}} \quad (2.8)$$

La Ec. 2.6 define una tasa de deformación equivalente y un nivel de ablandamiento en que la resistencia no drenada debería ser calculada para representar la zona total del suelo deformado alrededor del ducto. En la Ec. 2.7, la tasa de deformación cizallante, $\dot{\gamma}_{ref}$, fue tomada como 1%/h o $3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, μ_r es parámetro que da la tasa de resistencia aumentada por década y fue tomada en el intervalo de 0.05 – 0.2, δ_{rem} es la inversa de la sensibilidad, v_p es la velocidad de penetración del ducto, y

ξ_{95} es la degradación de la resistencia cizallante acumulada para 95% remoldeada que fue tomada como 20 para sus análisis.

El factor f_r es una función de la tasa de deformación y velocidad de penetración, y el factor f_s es una función de la deformación plástica cuando el ducto penetra en el suelo. Los valores adoptados para f_r y f_s son 0.7 y 0.8, respectivamente.

Para penetraciones superficiales, de profundidades hasta 0.75 veces el diámetro del ducto, la ruptura es dada por el mecanismo clásico de PRANDTL. En consecuencia, un nuevo estudio de respuesta de penetración del ducto liso basado en análisis numéricos fue desarrollado por THO *et al.* (2012), que consideraron el análisis propuesta por MERIFIELD *et al.* (2009). Este análisis utiliza el factor de corrección f_b igual a 1.3 para que sea considerado el efecto de superficie de levantamiento. De esta manera, una expresión simple es propuesta para definir la relación entre N_c y w/D , que es independiente de $S_u/\gamma'D$. La expresión propuesta tiene la finalidad práctica de estimar la profundidad de enterramiento de un ducto:

$$N_c = -11.77 + 12.84 \left(\frac{w}{D}\right)^{0.5} + 11.77 e^{\left(\frac{w}{D}\right)} \quad (2.9)$$

Donde w es la penetración inicial en el suelo y D es el diámetro del ducto.

WANG *et al.* (2014) propusieron un nuevo cálculo de N_c . Los autores afirmaron que todas las investigaciones se enfocan en la relación entre la resistencia del suelo y la profundidad de penetración. Aun, la interacción vertical es también afectada por la velocidad del movimiento del riser inducido por el navío (FPSO). Basado en análisis adimensionales, ensayos a 1g y modelos empíricos de predicción existentes, WANG *et al.* (2014) propusieron la siguiente ecuación exponencial.

$$N_c = a \left(\frac{w}{D}\right)^b \left(\frac{1000 v_{vert}}{D \cdot g}\right)^c \quad (2.10)$$

Donde a , b y c son valores adimensionales (resultados obtenidos por simulación numérica, para $a = 0.6201$, $b = 0.2919$ y $c = 0.03095$), w es la penetración inicial del ducto en el suelo, D es el diámetro del ducto, g es la aceleración de la gravedad y v_{vert} es la velocidad del movimiento vertical.

El peso del ducto W' es el principal parámetro en la definición del comportamiento del ducto como pesado o ligero. Este comportamiento también está relacionado a la resistencia no drenada del suelo. En consecuencia, los ductos pueden ser categorizados basados en una relación adimensional del peso V/S_uD , donde V es la fuerza vertical de reacción del ducto o peso sumergido del suelo (ambos por unidad de longitud). Basado en esa relación, ductos con $V/S_uD < 1,5$ son considerados como ductos ligeros y $V/S_uD > 2,5$ son denominados ductos pesados (BRUTON *et al.*, 2009; WANG *et al.*, 2010; VIPULANANDAN *et al.*, 2013). Usualmente, ductos que transportan gas se comportan como ductos leves y un sistema pipe-in – pipe es un ejemplo de ducto pesado. Un sistema pipe-in-pipe presenta como principal característica la composición de ductos internos y externos concéntricos. El ducto interno transporta fluidos mientras que el ducto externo protege mecánicamente.

2.4.2 Enterramiento dinámico

Los movimientos dinámicos del ducto en la zona Touchdown originados por el movimiento del navío y por el cargamento hidrodinámico del ducto colgado resultan en un enterramiento adicional del ducto. Estas cargas van a inducir una combinación de movimientos verticales y horizontales del ducto en el fondo del mar (LUND, 2000, CATHIE *et al.*, 2005). Cambios cíclicos de esfuerzo en el ducto pueden ocurrir no solamente por los movimientos del navío, debido a la acción de las olas superficiales, pero también en caso del lanzamiento del ducto no fuese coordinado con el avance del ducto y que resulta en cambios en el TDP y TDZ. Movimientos cíclicos del ducto durante la colocación llevan al remoldeo local de los sedimentos en el lecho marino. En general, movimientos cíclicos generan como resultado movimientos laterales que producen una trinchera y generan un enterramiento adicional del ducto. El resultado final de la penetración del ducto como resultado de los movimientos cíclicos presenta un orden de magnitud mayor en relación al estimado por el cargamento estático (RANDOLPH e GOURVENEZ, 2011).

Una aproximación para estimar el enterramiento dinámico del ducto es evaluado empíricamente utilizando un factor de enterramiento dinámico (f_{dyn}) definido como:

$$W_{init_inst} = f_{dyn} \cdot W \quad (2.11)$$

Valores típicos de f_{dyn} varían en el intervalo de 2 hasta 10. Para suelos blandos de grano fino el intervalo de 1 a 3 (BRUTON *et al.*, 2007) y 5 a 8 para suelos rígidos de grano fino (LUND 2000). Estos valores fueron estimados de una relación entre el enterramiento obtenido en el momento del monitoreo de la colocación de los ductos (w_{init_inst}) y el enterramiento estático en la resistencia del suelo intacto (w), para ductos colocados en agua relativamente superficiales, esto quiere decir profundidades menores a 500 m (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

WANTLAND *et al.* (1979) fueron uno de los primeros en realizar ensayos de campo experimental de enterramiento dinámico. Posteriormente, MORRIS *et al.* (1988) propusieron una predicción de enterramiento basado en la superposición ciclo por ciclo, similar en concepto para modelos de degradación utilizados en análisis de cimentaciones superficiales (ANDERSEN 1991). VERLEY & LUND (1995) compilaron los datos de estudios anteriores y derivaron una predicción del enterramiento dinámico en suelos de grano fino.

$$\left(\frac{w}{D}\right)_{dyn} = 0.097 \left(\frac{E}{S_u D^2}\right)^{0.279} \left(\frac{V}{S_u D}\right)^{0.637} \left(\frac{u}{D}\right)^{-0.25} \quad (2.12)$$

Donde E es el trabajo dado por la componente de la resistencia horizontal. También, derivaron una solución para predecir el máximo enterramiento alcanzable basado en la amplitud de la oscilación horizontal.

$$\left(\frac{w}{D}\right)_{max} = 1.1 \left(\frac{V}{S_u D}\right) \left(\frac{S_u}{\gamma D}\right)^{0.54} \left(\frac{u}{D}\right)^{0.17} \quad (2.13)$$

GAUDIN & WHITE (2009) estudiaron el enterramiento adicional por movimientos cíclicos por medio de ensayos de modelamiento centrífugo. Los autores concluyeron que la complejidad del fenómeno de enterramiento exige modelamiento en centrifuga debido que no existe normas o modelos analíticos que representen integralmente la dinámica del enterramiento adicional. Utilizando relaciones con la teoría de la plasticidad basado en trabajos de RANDOLPH & WHITE (2008), CHEUK *et al.* (2008) y MERIFIELD *et al.* (2008), CHEUK & WHITE (2011) propusieron un método para calcular enterramiento dinámico de ducto en ciclo por ciclo. WESTGATE *et al.* (2010) estudiaron el efecto de enterramiento en cinco ductos a partir de observaciones de campo y simulación numérica y determinaron que los factores de enterramiento dinámico están dentro del intervalo de 1.5 a 7.

Otros efectos presentes en un suelo de grano fino incluyeron efectos de tasa de deformación (AUBENY & SHI, 2007; LEHANE *et al.*, 2009; CHATTERJEE *et al.*, 2012) y drenaje parcial, que pueden limitar el grado de ablandamiento del suelo debido a la reconsolidación y ganancia de resistencia entre ciclos de cargas (WHITE & RANDOPLH, 2007; HODDER *et al.*, 2008, WHITE & HODDER, 2010). Esto puede influenciar la magnitud potencial de enterramiento dinámico del ducto, así como la resistencia lateral *breakout* (BRUTON *et al.* 2007).

2.5 INTERACCIÓN SUELO – RISER

El ducto asentado en el lecho marino presenta movimientos oscilatorios en consecuencia origina una interacción suelo- ducto compleja con penetración en el suelo y degradación de la resistencia del suelo (BAI, 2001). Este ducto es sujeto a varias condiciones de cargas combinadas vertical y horizontal que van de efectos externos inducidos por ciclos de temperatura de operación, que causan que el ducto pueda pandearse lateralmente. El proyectista debe cuantificar la respuesta del ducto cuando es sujeto a estas cargas para estimar la estabilidad del ducto y garantizar niveles de esfuerzos aceptables (HODDER, 2009).

En la práctica actual, en los diseños del ducto se substituye el problema de interacción complejo del ducto y el suelo con resortes en ciertos intervalos a lo largo del ducto similar al método para modelar vigas en cimentaciones WINKLER como presenta la Figura 2.7. Estos resortes actúan perpendicularmente o paralelo al ducto para modelar las respuestas vertical, lateral y axial (RISMANCHIAN, 2015).

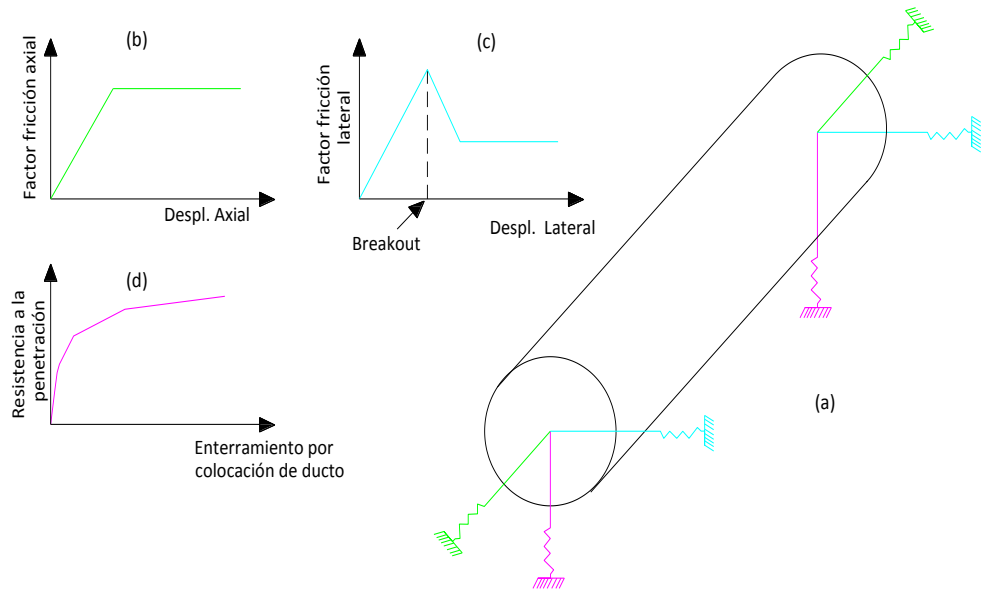


Figura 2. 6 (a) Modelo de interacción suelo - ducto con resortes en cada nudo (b) axial (c) lateral y (d) vertical (RISMANCHIAN, 2015).

Entonces, para poder simular la respuesta de un sistema SCR (Figura 2.8) se utilizan modelos que fueron desarrollados para ductos enterrados y cimentaciones superficiales. Simulaciones de *risers* utilizan modelos de interacción simplificada que son descritos en términos de curvas de carga – deformación elástica no lineal. Los movimientos de interacción son presentados en tres grados de libertad: i) axial, interacción puramente por fricción, ii) lateral, interacción compuesta de resistencia de fricción y resistencia pasiva del suelo y iii) vertical, interacción basada en la capacidad de carga (BRIDGE, 2005).

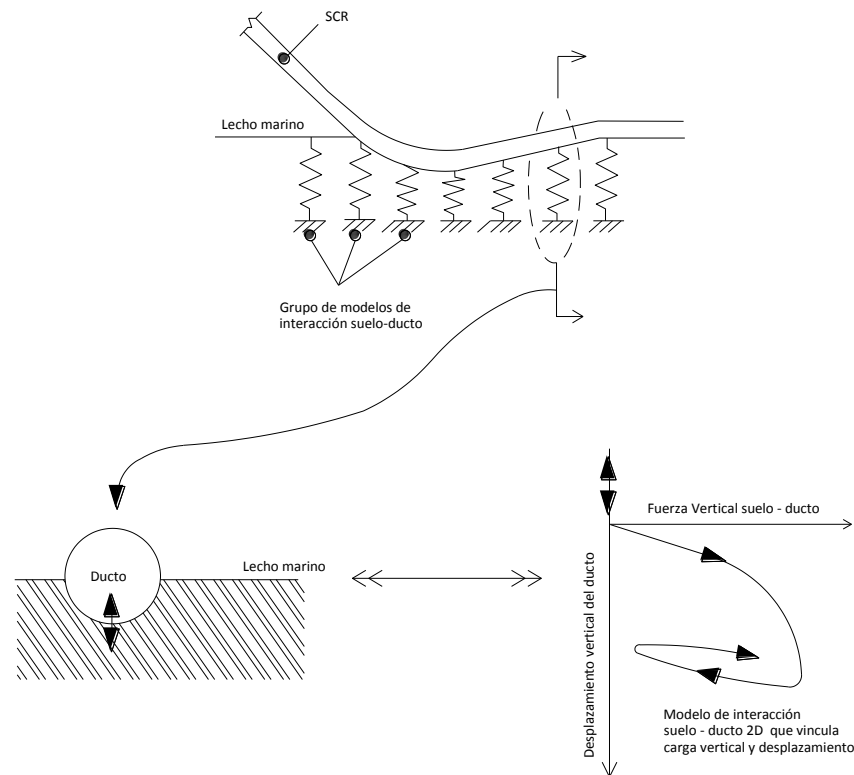


Figura 2. 7 Esquema de interacción modelo suelo-ducto en la zona TDZ de un sistema SCR (HODDER, 2009).

En la interacción suelo-riser se deben considerar en su evaluación tres aspectos: i) el efecto de los movimientos del riser en el lecho marino, ii) la operación de bombeo que produce un efecto en el agua circundante al ducto, y iii) el efecto del lecho sobre el riser en relación a la resistencia vertical, lateral y axial (BRIDGE, 2005).

Un análisis de elementos finitos de un SCR in situ fue desarrollado para evaluar los movimientos que una plataforma semi-sumergible pueden imponer a una sección de SCR (una sección comenzando por encima del TDP y extendiéndose a través del TDZ) para el modelamiento centrífugo. Los resultados indicaron que los movimientos propiamente escalados *heave* y *surge* pueden ser aplicados en un punto de una sección del modelo en centrífuga (BHATTACHAYYA *et al.*, 2011).

Según CLUKEY *et al.* (2013) afirmaron que las investigaciones anteriores simulaban la interacción suelo-riser con el objetivo de proporcionar una base experimental para la implementación de modelos analíticos no lineares del suelo para investigar la resistencia y fatiga del riser del SCR. Sin embargo, la influencia

de los movimientos acoplados en múltiples direcciones no fue investigada. En consecuencia, existe una necesidad de desarrollar procedimientos de ensayos que puedan adecuadamente simular más características de la interacción suelo-riser-fluido en el TDZ. También, afirmaron que el sistema de actuación de la centrifuga C-CORE está siendo modificada para incluir el movimiento *sway* (sistema antiguo trabaja con movimientos *surge* e *heave*). Movimientos *sway* son importantes para las instalaciones flotantes en algunas regiones del mundo con largos periodos de movimientos ondulatorios, entonces una nueva implementación puede determinar el impacto de este tipo de movimiento en la fatiga del SCR en estas regiones. El sistema de actuación con movimientos *heave* y *surge* proporcionan flexibilidad en relación a las cargas aplicadas y fue utilizado en proyectos offshore por ELLIOT *et al.* (2013b).

2.6 INTERACCIÓN VERTICAL SUELO – RISER

En la zona de contacto entre el SCR y el lecho marino pueden generarse esfuerzos de fatiga que son considerados críticos para el diseño. La evaluación de la vida de fatiga es altamente dependiente en las condiciones asumidas de rigidez del suelo (BRIDGE *et al.*, 2004; CLUKEY *et al.*, 2007). La interacción entre el riser y el suelo en la zona TDZ es convencionalmente modelado por la fuerza por unidad de longitud (V) y el enterramiento (w) utilizando resortes lineales verticales, algunos con tensión cero (Figura 2.8a), con análisis avanzados incluyen la fuerza vertical no lineal y fuerzas de tensión durante el levantamiento del riser (Figura 2.8b).

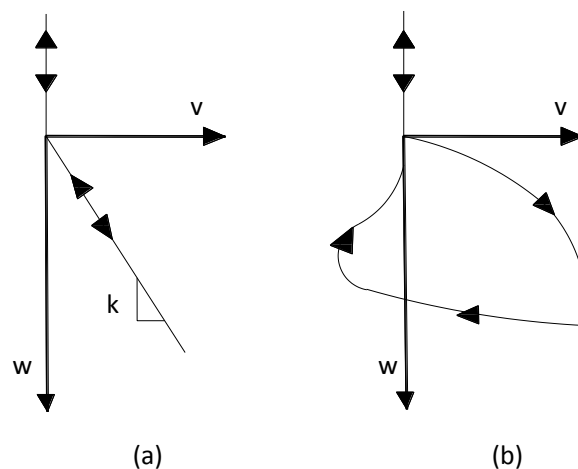


Figura 2.8 Modelos para interacción vertical suelo-ducto (HODDER, 2009).

BRIDGE (2005) y CLUKEY *et al.* (2007) demostraron que la componente de tensión del modelo no lineal significativamente aumenta los daños por fatiga dentro de la zona TDZ y que la rigidez lineal del resorte crea incrementos del daño comparado a los resortes lineares. En su gran mayoría las investigaciones de interacción fueron enfocadas a la dirección vertical, pues de los tres movimientos, este predomina en términos de amplitud. Un modelo de interacción suelo-riser requiere caracterización de un número complejo de procesos no lineales incluyendo la formación de trincheras, rigidez del suelo no lineal, succión del suelo y separación del riser con el suelo. Estos temas serán tratados a seguir.

2.6.1 Estudios experimentales

En las últimas décadas fueron realizados diferentes estudios experimentales para investigar la compleja interacción suelo – riser (BRIDGE & WILLIS, 2002; GIERTSEN *et al.*, 2004; ELOSTA *et al.*, 2013; HODDER *et al.*, 2008; RANDOLPH & QUIGGIN, 2009; HODDER & BYRNE, 2010), seguidamente se detallan algunos de los trabajos más relevantes.

En el año 2000, el grupo STRIDE III JIP realizaron estudios para investigar los efectos de interacción 3D alrededor del TDP. El objetivo fue conocer el comportamiento de la interacción suelo-riser-fluido y desarrollo de técnicas de simulación numérica (MEF) para estimar la respuesta de la interacción. Estos ensayos fueron realizados utilizando un riser de longitud de 110 m y 0.168 m de diámetro. En un extremo del riser fue instalado un actuador y en el otro fue anclado en el suelo. Este sistema puede simular los movimientos del navío y los movimientos de las olas de una plataforma para una profundidad de 1000 m. En la Figura 2.9 se presenta la distribución de sensores ubicados para monitorear los momentos flectores y esfuerzos a lo largo del riser. El suelo es una arcilla blanda que presenta una resistencia no drenada de 3 a 5 kPa. A partir de los ensayos se puede concluir: i) el efecto de succión no es crítico y representa apenas cerca de 3% en esfuerzos; ii) la interacción en la dirección lateral presenta un efecto significativo en el análisis de la fatiga del riser, iii) el aumento del momento flector se origina en las condiciones extremas del sistema, iv) la formación de una trinchera presenta un efecto positivo para la interacción axial y lateral a lo largo del riser.

Un papel importante en la interacción suelo-riser-fluido fue desempeñado por la fuerza de succión, cargamento repetitivo, velocidad de levantamiento (*uplift*) y la duración del tiempo de consolidación. Ensayos de campo fase 3 realizados por STRIDE JIP permitieron demostrar esa importancia: i) un movimiento en la catenaria del riser en el TDP puede causar valores picos en las tensiones a lo largo del riser; ii) fuerzas de succión son sujetas a efectos de histéresis; iii) la succión del suelo movilizada por la fuerza de levantamiento fue disipada y el riser se movió a una posición de equilibrio (BRIDGE & WILLIS, 2002).

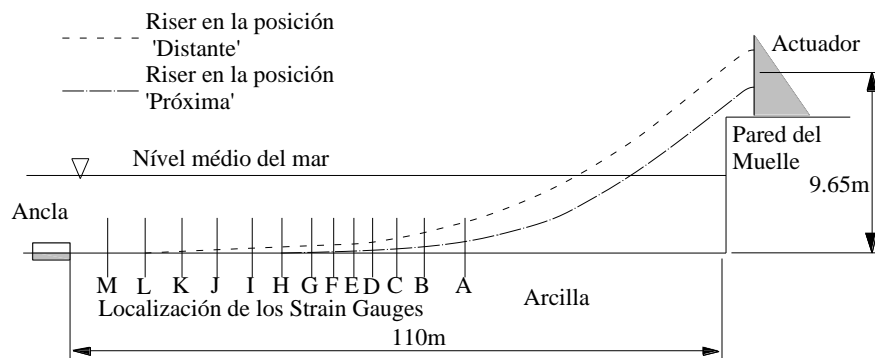


Figura 2.9 Ensayo realizado por STRIDE JIP (Puerto de Inglaterra) mostrando la ubicación de la instrumentación (modificado BRIDGE *et al.*, 2003).

HODDER *et al.* (2008) realizaron ensayos cíclicos de interacción vertical suelo – riser con el objetivo de cuantificar la reducción en la resistencia del suelo debido al número de ciclos cerca a la superficie del suelo cuando el ducto se desplaza permitiendo la entrada de agua. La degradación de la resistencia del suelo es mostrada en la Figura 2.10, donde se observa que la resistencia vertical total (q_i) se degrada bruscamente en los primeros ciclos. Una trinchera se forma en dos primeros ciclos y es registrada a la profundidad de 0.175 D en relación a la superficie horizontal del suelo.

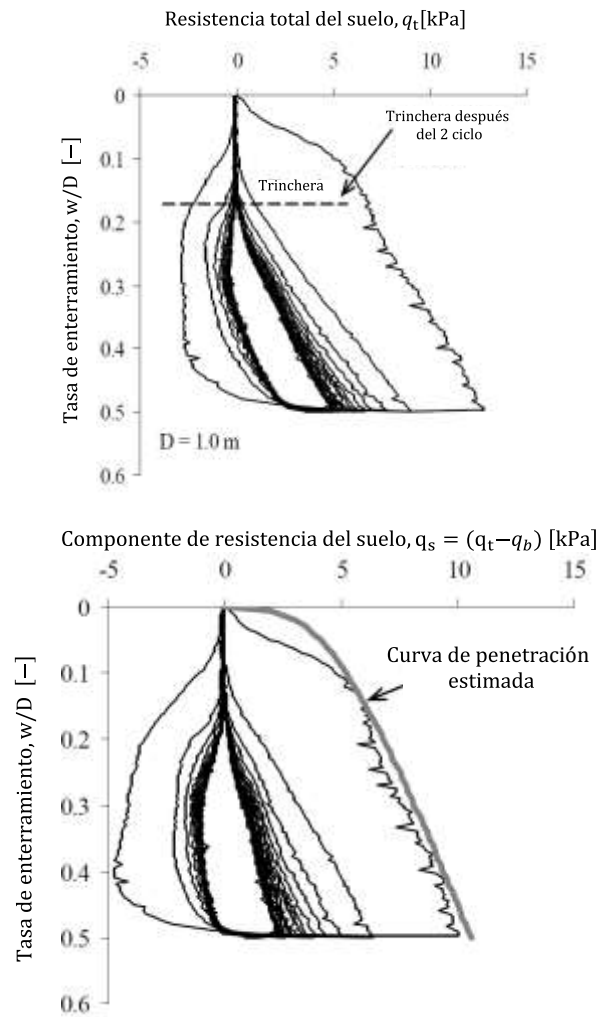


Figura 2.10 Ensayo de interacción cíclica suelo riser a) Resistencia vertical total x tasa de enterramiento, b) Contribución del suelo en la resistencia vertical x tasa de enterramiento (modificado HODDER *et al.*, 2008).

En la Figura 2.11 se presenta la degradación de la resistencia cíclica en la sección del riser. Durante los movimientos de grandes amplitudes cíclicas, el ducto se desplaza en la superficie del suelo y la resistencia vertical de penetración se reduce significativamente obteniendo un padrón cíclico constante alcanzado dentro de los 8 y 10 ciclos.

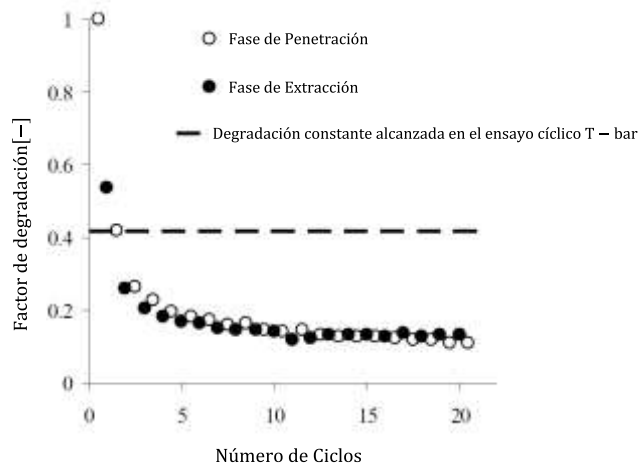


Figura 2.11 Degradación de la resistencia cíclica en la sección del riser (modificado HODDER *et al.*, 2008).

La influencia de la rigidez del suelo y el modelo del suelo en la fatiga fue demostrado por un estudio paramétrico utilizando modelos de suelo lineal y no lineal. El modelo desarrollado por RANDOLPH & QUIGGIN (2009) fue validado con ensayos de laboratorio a 1g y ensayos en escala natural obtenidos por BRIDGE *et al.* (2004). Asimismo, registraron la variación de la rigidez del suelo con la magnitud de penetración del ducto y movimientos cíclicos. La Figura 2.12 presenta la comparación de los resultados experimentales y una simulación donde se observa una buena aproximación.

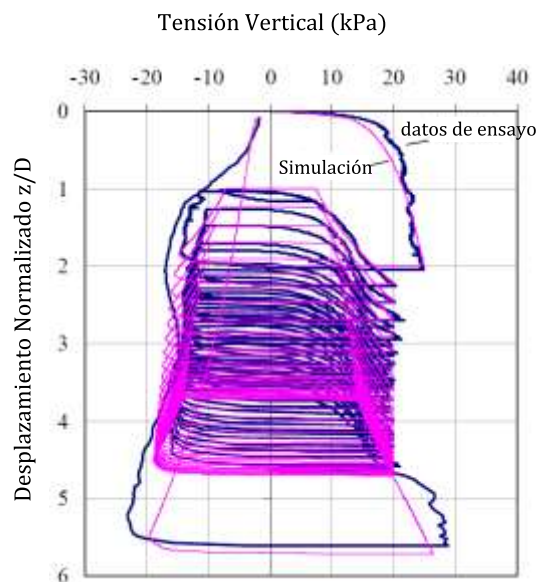


Figura 2.12 Simulación de ensayos de interacción vertical suelo-ducto de grandes amplitudes cíclicas (modificado RANDOLPH & QUIGGIN, 2009).

En los últimos años, un dispositivo para ensayos in situ fue desarrollado para una mejor comprensión de la interacción suelo-ducto. Este equipo fue llamado de *Fugro Smartpipe system* y considera la estructura del suelo y fabrica que son destruidos en la muestra y preparación del suelo y no son incluidos en el modelamiento numérico. Este equipamiento cuenta con T-bar, cámara, sensores para medir presión, movimiento en tres direcciones, un sistema de adquisición, un sistema de actuación hidráulica (Figura 2.13a). La máxima profundidad operacional es de 2500 m. El equipamiento esta instrumentado con un ducto de acero revestido de polipropileno y diámetro externo de 225 mm y 1200 mm de longitud (montadas con 9 sensores de poro presión) incluyendo secciones proyectadas para reducir los efectos en las extremidades (Figura 2.13b), dos celdas de carga triaxial, un máximo desplazamiento axial de 500 mm y tasa de desplazamiento de 0.04 mm/s hasta 0.12 mm/s, máximo desplazamiento vertical de 500 mm y tasa de desplazamiento que puede variar según el sistema de control por desplazamiento o por carga controlada, máximo desplazamiento lateral del sistema de 1500 mm y tasa de desplazamiento que puede variar entre 0.8 mm/s y 30 mm/s. Movimientos laterales pueden ser combinados con un control de desplazamiento o carga controlada. Este sistema tiene como objetivo la comprensión de la consolidación y la respuesta de la poro presión durante el movimiento del ducto en condiciones drenadas y no drenadas (HILL&JACOB, 2008).

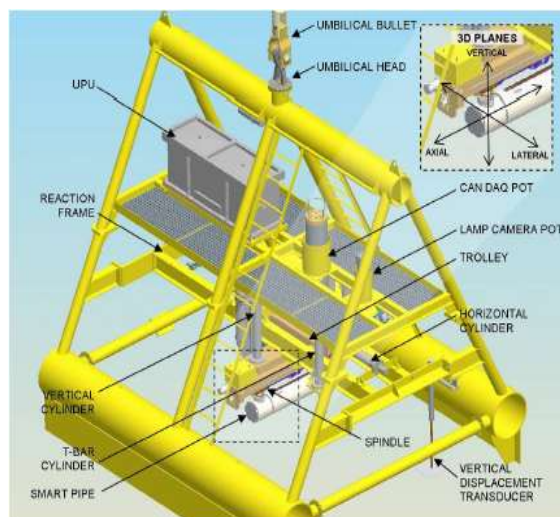


Figure 5 – In-situ Equipment Components

(a)

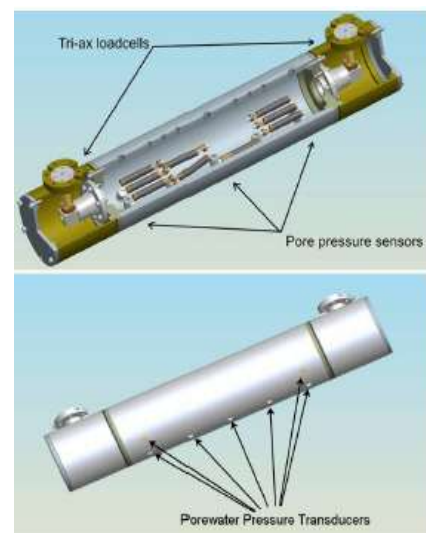


Figure 6 – Instrumentation in Test Pipe

(b)

Figura 2.13 a) Equipamiento Smart pipe b) instrumentación del ducto (modificado HILL & JACOB, 2008).

Observaciones in situ realizados por ROV muestran que la trinchera puede alcanzar profundidades de tres a cuatro veces el valor del diámetro. La Figura 2.14 muestra las geometrías de la superficie del lecho marino, trinchera y berma obtenidas de los ensayos realizados por ELLIOT *et al.* (2013) utilizando un modelo físico centrífugo. La mayor profundidad alcanzada por la trinchera fue igual al diámetro del riser (diámetro externo de 12.7 mm). Probablemente, la erosión causada por el campo de velocidad del agua alrededor del riser es significativa en el mecanismo de formación de la trinchera. Este tipo de interacción no fue apropiadamente escalada en los ensayos centrífugos.

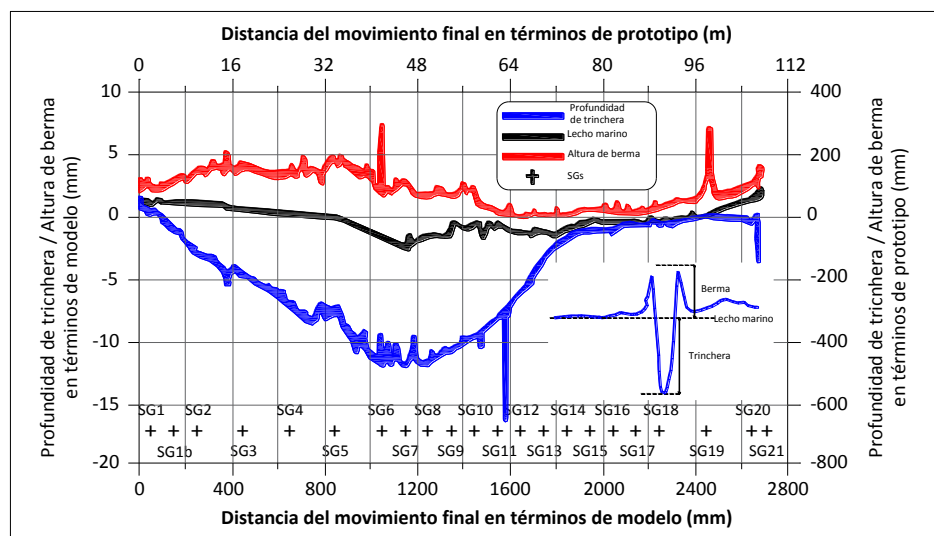


Figura 2.14 Perfiles de la base de la trinchera final y alturas de la berma (modificado ELLIOT *et al.*, 2013).

Existe una influencia significativa por la geometría de la trinchera en relación a los esfuerzos de fatiga y momentos flectores en el riser. Entonces, a mayor profundidad de la trinchera, los esfuerzos de fatiga disminuyen. La disminución en esfuerzos de fatiga fue aproximadamente de 20%. Los resultados indican que a mayor profundidad de la trinchera aumenta la vida de fatiga del riser.

2.6.2 Modelos propuestos

Existen diferentes modelos propuestos para predecir la interacción vertical suelo-riser. BRIDGE *et al.* (2004) propuso el primer modelo de interacción simplificado. Posteriormente, AUBENY *et al.* (2005), AUBENY & BISCOTIN (2009) desarrollaron un modelo sofisticado de interacción capaz de representar varios

mecanismos complejos (configuración de la trinchera, rigidez del suelo no lineal, degradación del suelo y efectos de succión). Un modelo que considera un comportamiento cíclico y un modelo de suelo no lineal fue desarrollado por RANDOLPH & QUIGGIN (2009). Por último, SANCIO *et al.* (2017) propusieron un modelo de interacción vertical suelo-riser basado en el modelo de BRIDGE *et al.* 2004 para poder estudiar el comportamiento de un efecto acoplado de movimientos lateral y vertical en la zona TDZ.

Los ensayos experimentales desarrollados por CARISMA permitieron la simulación de la interacción suelo-riser y permite definir modelos de las curvas durante el proceso de penetración, descarga, succión suelo-riser y repenetración. Un esquema del desarrollo de un contacto de interacción cíclico es presentado en la Figura 2.15. El esquema presenta la relación entre la curva backbone, la máxima fuerza de resistencia del suelo en cierta profundidad en un suelo virgen y la curva de interacción de un riser moviéndose a través del suelo. Asimismo, la Figura 2.15 muestra el movimiento vertical del ducto asociado con la curva de interacción, como es descrito a seguir:

1. El riser es suspendido por encima del suelo virgen.
2. El riser penetra dentro del suelo, plásticamente deformándose; la curva de interacción sigue la curva backbone.
3. El riser se mueve hacia arriba y el suelo responde elásticamente. La curva de interacción suelo-ducto se rompe lejos de la curva backbone y la fuerza se reduce sobre un pequeño desplazamiento.
4. El riser nuevamente penetra dentro del suelo, deformándolo plásticamente. La interacción suelo-riser vuelven a juntarse y sigue la curva backbone.

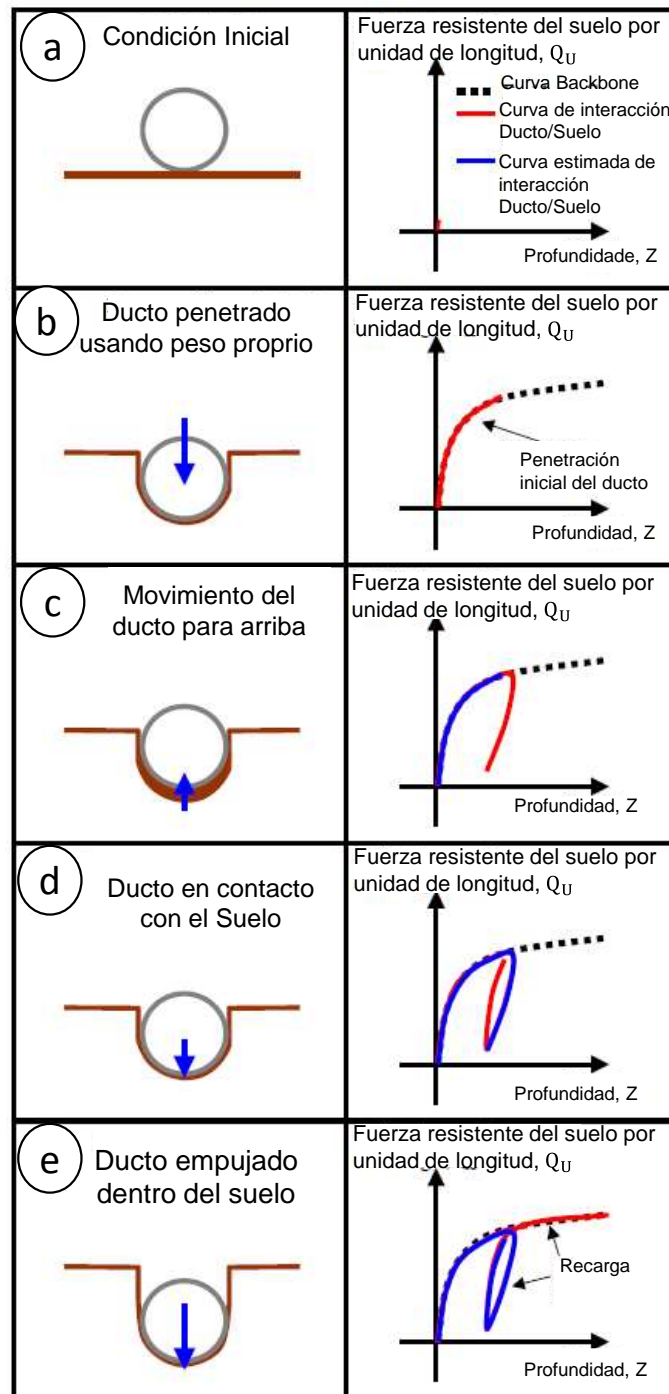


Figura 2.15 a) Esquema de interacción cíclico suelo-riser y b) Curva de interacción vertical suelo-riser (modificado BRIDGE *et al.*, 2004).

Otro tipo de interacción suelo –riser que puede ocurrir en el TDP es cíclico con separación, donde el suelo es empujado dentro en una trinchera existente después se extrae de la trinchera y pierde contacto con el suelo. Las curvas de

fuerza-desplazamiento típicos durante la carga cíclica son presentados en la Figura 2.16.

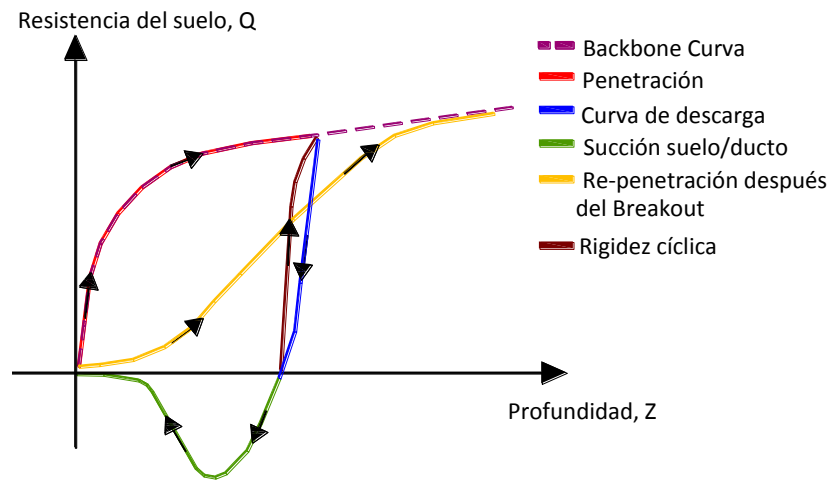


Figura 2.16 Resumen de las curvas Fuerza vertical versus Desplazamiento vertical (modificado BRIDGE *et al.*, 2004).

Un modelo de succión basado en los resultados experimentales desarrollados por STRIDE y CARISMA fue conducido para observar los efectos de tasa de extracción, diámetro del riser, tiempo de consolidación y carga para la consolidación. Este modelo fue propuesto como una curva lineal por partes en tres fases lineales. Este fue utilizado en programas de cómputo como ABAQUS y ANSYS. Además, puede ser implementado en programa MEF que pueden presentar elementos de contacto con la capacidad de modelar succión. El modelo de succión fue utilizado para predecir las fuerzas en escala real del riser. Para propósitos de análisis esta interacción es modelada en tres fases lineales como es mostrado en la Figura 2.17.

1. Movilización de succión, cuando el riser es inicialmente movilizado hacia arriba la fuerza de succión aumenta de cero al valor máximo.
2. Plataforma de succión, la fuerza de succión permanece constante cuando el riser se mueve hacia arriba.
3. Alivio de la succión, bajo el movimiento hacia arriba la fuerza de succión reduce de su máximo valor a cero para un desplazamiento de ruptura.

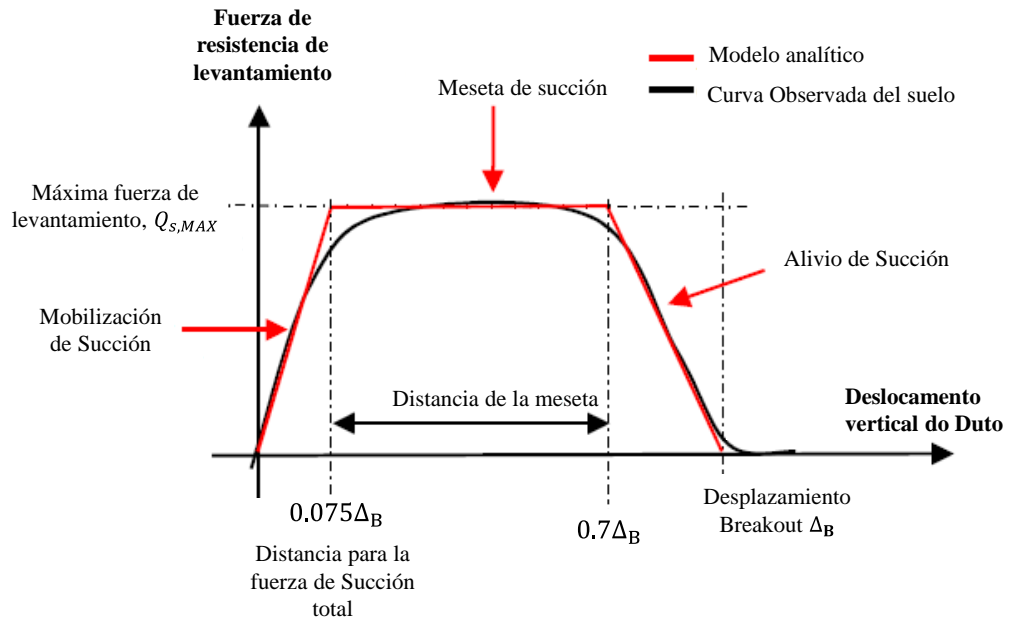


Figura 2. 17 Modelo de succión del suelo (modificado BRIDGE *et al.*, 2004).

AUBENY & BISCOTIN (2006) propusieron un modelo analítico que evalúa la interacción a través del modelamiento de un ducto reposando sobre una base de resortes. Las características del resorte son descritas por curvas de carga – deflexión no lineal. El modelo recibió el nombre de Modelo *P-y* (Figura 2.18), que presenta la capacidad de modelar ciclos de carga – descarga y levantamiento (*uplift*) y condiciones de separación parcial y total del ducto con el suelo (AUBENY & BISCOTIN, 2006; AUBENY & BISCOTIN, 2009). Seguidamente se presenta una descripción del método:

1. Penetración en el suelo virgen a lo largo del camino 0-1-1'.
2. Circuito cerrado (camino 1-2-3-1) englobando una recuperación elástica con el contacto suelo-riser a lo largo del camino 1-2, levantamiento del sistema con una separación parcial del suelo-riser en el camino 2-3 y un nuevo contacto y recarga a lo largo del camino 3-1.
3. Deflexión inversa de algún punto arbitrario a lo largo del circuito cerrado y cargas cíclicas dentro del circuito cerrado.

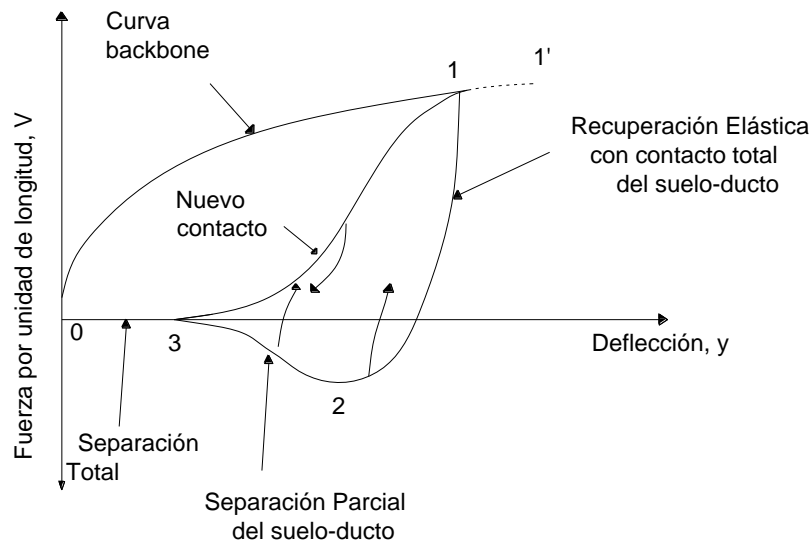


Figura 2.18 Comportamiento típico P-y (modificado AUBENY & BISCOTIN, 2009).

Una evaluación de la respuesta de la interacción del lecho marino y de la trinchera producida por la carga basada en ensayos de laboratorio y modelamiento numérico fue desarrollado por CLUKEY *et al.* (2008); con el objetivo de comprender el mecanismo de ruptura de suelo durante la interacción vertical. Asimismo, el modelo numérico propuesto puede incorporar los efectos de tasa de deformación, tasa de fluencia, reducción de la resistencia debido a los ciclos de carga.

Un modelo de suelo no lineal basado en la formulación de rigidez secante hiperbólica fue propuesto por RANDOPLH & QUIGGIN (2009). Este modelo utiliza cuatro fases de penetración especificados como: ningún contacto, penetración inicial, *uplift* y repenetración. El modelo final presenta esquemáticamente la variación de la resistencia del suelo-riser para un ducto que se mueve verticalmente en el suelo. Estas variaciones son mostradas en la Figura 2.19 y son detalladas a continuación:

1. El modelo de penetración inicial genera una resistencia (curva de color azul) que aumenta en función de la penetración en el suelo y se aproxima asintóticamente a la resistencia de la última penetración V_u (curva gris con trazos lado derecho). Esta curva de penetración inicial (azul) es denominada curva backbone.

2. Cuando el ducto comienza a subir, el modelo se encuentra en la etapa de arrancamiento (*uplift*) y la resistencia disminuye (curva verde) con un gradiente inicial que es controlado por K_{max} (rigidez máxima normalizada).
3. El arrancamiento es suficiente para que la resistencia se torne negativa (succión) y aproximándose asintóticamente a la resistencia última de succión V_{u-suc} (una proporción f_{suc} del V_u en la curva gris de la izquierda).
4. El ducto pasa a una nueva fase del arrancamiento (curva verde) con reducción de la succión y de la resistencia al arrancamiento hasta anularse en la superficie. El desplazamiento a lo largo de la fase donde la succión decae es controlada por λ_{suc} .
5. Durante la fase de arrancamiento (fase 3) puede ocurrir una nueva penetración (curva morada) generando una caída de las poro presiones negativas (succión) hasta anularse.
6. Al final de la fase 5, las poro presiones se tornan positivas debido a la nueva fase de penetración en que la resistencia del suelo aumenta y se aproxima a la curva de resistencia máxima de penetración (curva morada).
7. Una nueva fase de penetración puede ocurrir después de la fase 4. Esta fase presenta una respuesta inicialmente cóncava que refleja el remoldeo del suelo durante la penetración. En profundidades mayores la resistencia del suelo se aproxima a la curva de resistencia máxima de penetración (curva morada).

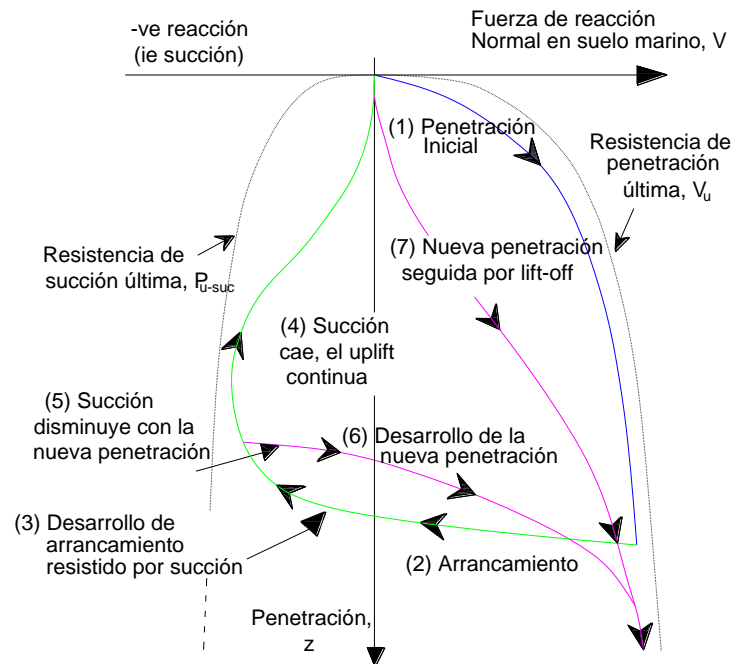


Figura 2.19 Características del modelo propuesto de interacción presentando diferentes fases (modificado RANDOPHL & QUIGGIN, 2009).

Un método analítico fue desarrollado por HODDER *et al.* (2010) para evaluar la resistencia de interacción vertical suelo-riser sujetos a ciclos de desplazamiento vertical en un suelo hasta alcanzar la fase de remoldeo. Este método evalúa la pérdida progresiva de la resistencia del suelo en cada secuencia de movimiento, evitando la necesidad de realizar un análisis total del proceso de penetración. Una comparación entre los resultados obtenidos de ensayos centrífugos a partir de T-bar y modelos de degradación fue realizada obteniéndose un mejor ajuste con el modelo de degradación de función exponencial de dos etapas.

2.7 MODELAMIENTO FÍSICO EN CENTRÍFUGA

Para muchos problemas de ingeniería civil, el diseño de ingeniería geotécnica comienza por la recopilación de información del perfil del suelo in situ. Una amplia variedad de técnicas de investigación in situ son utilizadas para obtener información del perfil del suelo, sus propiedades de resistencia y rigidez, contenido de agua, entre otras. La ingeniería geotécnica offshore es caracterizada por condiciones de suelo y cargas que requieren soluciones geotécnicas innovadoras. Por este motivo y por el alto costo de los ensayos de campo las prácticas de

ingeniería offshore fueron más beneficiadas que otras áreas de ingeniería geotécnica con el modelamiento físico en centrífuga.

2.7.1 Modelamiento físico en centrífuga

El modelamiento centrífugo fue identificado como uno de los posibles métodos que pueden apoyar con el diseño geotécnico cuando las condiciones son difíciles, los modelos constitutivos para el suelo no se encuentran bien definidos o cuando la carga es inusual o extrema. Además, el modelamiento centrífugo de una clase de problemas puede ser utilizado para desarrollar nuevas guías de diseño a partir de los datos del ensayo centrífugo y la observación física del mecanismo de ruptura. Este aspecto es utilizado ampliamente en varios problemas de valores de contorno en diferentes centros de centrífuga alrededor del mundo (Madabhushi, 2015).

Según Madabhushi (2015) existen más de 85 centrífugas geotécnicas operando en el mundo. Springman et al. (2001) y Wood (2004) presentan una lista de centrífugas de tipo tambor (12 centrífugas) y tipo viga (97 centrífugas), respectivamente. Estos autores muestran que en su mayoría estos equipos se encuentran en Japón, China, Reino Unido y Estados Unidos de América. En Sudamérica se presentan 04 centrífugas en Brasil (01 en COPPE - UFRJ, Universidade Estadual do Norte de Fluminense - UENF e Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT) y 01 centrífuga en Colombia (Universidad Los Andes). En 2014, una centrífuga de viga fue adquirida por la COPPE – UFRJ para investigaciones *offshore* (Almeida, et al. 2014).

En la Figura 2.20 (a) se presenta la centrífuga de la universidad estadual do norte fluminense (UENF). Y en las Figuras 2.20 (b), (c) y (d) se presentan las centrífugas de Instituto de tecnología de la India en Bombay, de la universidad de California “*Davis Centrifuge Facility*” y la Centrífuga de la universidad de Cambridge “*Turner Beam centrifuge*”, respectivamente.

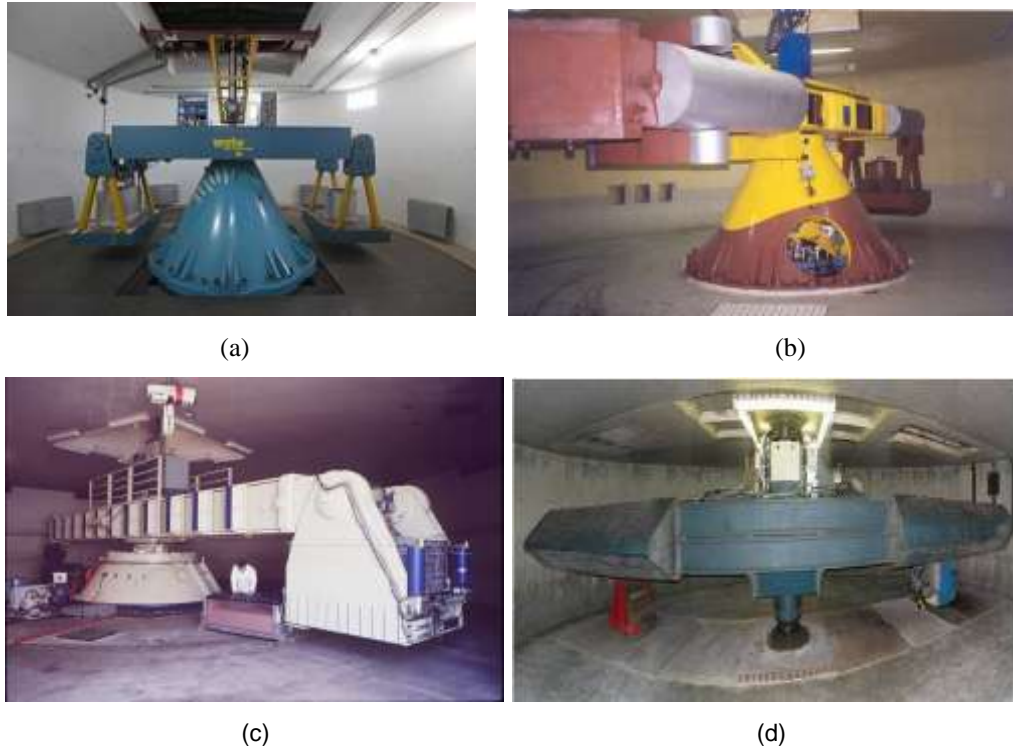


Figura 2.20 Centrífugas geotécnicas a) UENF-Brasil, b) Instituto tecnológico de la india – Bombay, c) Universidad de California y d) Universidad de Cambridge.

Modelos físicos del suelo pueden ser acelerados en una centrífuga que son sometidos a un campo inercial de aceleración radial que simule el campo gravitacional terrestre (Schofield, 1980). Entonces, en una muestra de suelo, en una caja de centrífuga presenta una superficie libre de esfuerzos y un perfil de suelo con un nivel de esfuerzos que aumentan directamente con la profundidad a una tasa relacionada con el peso específico de la muestra y con el campo de aceleración creado. Asimismo, en un modelo correctamente planeado, una profundidad h_m posee exactamente el mismo nivel de tensiones de prototipo, para una misma muestra de suelo, a una profundidad h_p , donde $h_p = Nh_m$ y Ng es la aceleración de la centrífuga.

Para obtener equivalencia de los esfuerzos entre el modelo centrífugo y el prototipo, las dimensiones lineales deben ser reducidas por un factor N , y el modelo acelerado en N veces la gravedad. De esa manera, los esfuerzos a una profundidad z/N en el modelo serán idénticas a los esfuerzos a una profundidad z en el prototipo (Figura 2.21).

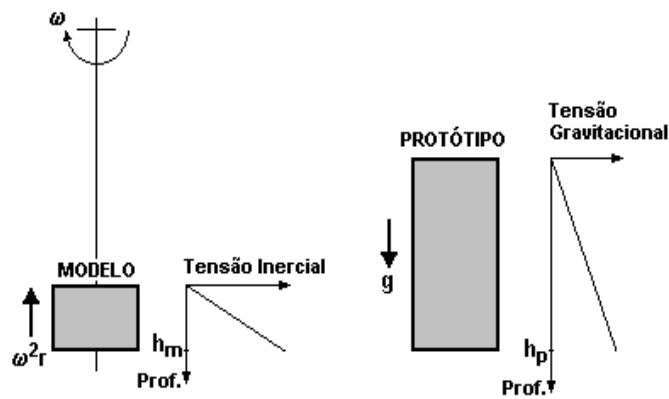


Figura 2. 21 Relación entre esfuerzo inercial en un modelo y el esfuerzo gravitacional en el prototipo (Schofield, 1980).

Las leyes de escala para eventos lentos y dinámicos son mostradas en la Tabla 2.2. Leyes de escala para el resto de parámetros pueden ser derivados de Schofield (1980).

Tabla 2.2 Relaciones de escala en modelos centrífugos (Madabhushi, 2015).

Parámetro		Relación de escala
		Modelo / Prototipo
Eventos lentos	Longitud	1/N
	Velocidad	N
	Densidad	1
	Masa	1/N ³
	Esfuerzo	1
	Deformación	1
	Fuerza	1/N ²
	Velocidad de infiltración	N
	Trabajo	1/N ³
	Energía	1/N ³
	Momento Flector	1/N ³
Tiempo (consolidación)	1/N ²	
Eventos dinámicos	Tiempo (dinámico)	1
	Frecuencia	N
	Desplazamiento	1/N
	Velocidad	1

	Aceleración/Aceleración debido a la gravedad (g)	N
--	--	----------

2.7.2 Ventajas del modelamiento centrífugo

Un modelamiento centrífugo fue establecido como una herramienta confiable que ayuda a esclarecer el comportamiento geotécnico en una amplia variedad de problemas de valores de borde. Para problemas complejos como en la industria petrolera tales como plataformas, cimentaciones (*spud-can*), entre otras. El modelamiento centrífugo permite desarrollar un mejor entendimiento del problema y desarrollar metodologías de diseño para problemas específicos. Madabhushi (2015) presenta las principales ventajas del modelamiento en centrífuga, siendo estas:

- Capacidad para investigar problemas complejos a través de la construcción de modelos físicos de escala modelo y realizando ensayos dentro del campo gravitacional de una centrífuga geotécnica.
- Uso de instrumentos miniatura en el modelo que pueden registrar el comportamiento del suelo antes, durante y después de un evento de ruptura simulado.
- Laboratorios geotécnicos pueden crear modelos aproximados y realizar repetibilidad del ensayo para aumentar la confianza en los resultados obtenidos y el comportamiento observado.
- Modelos de suelos con historia de esfuerzos bien conocidos y bien controlados pueden ser preparados.
- Eventos de cargas extremas o raras tales como cargas de sismos pueden ser simuladas en una centrífuga utilizando actuadores especialmente desarrollados y personalizados.

- Secuencias de construcción complejas pueden ser modelados en un modelo centrífugo en vuelo, para simular la historia de esfuerzo correcta del problema
- A medida que modelos físicos son ensayados, modelos de plano de deformación verdadera o modelos tridimensionales completos pueden ser desarrollados, según sea necesario.

Por otro lado, los ensayos centrífugos están enfocadas en diferentes estudios de interacción de acuerdo a la necesidad de la región. La institución más relevante que investiga la interacción de ductos y sistemas de cimentaciones *Offshore* es el “*Centre for offshore Foundations systems*”, donde existen diversas investigaciones Supachawarote (2006) investigó la capacidad de carga inclinada de succión de un *caisson* en arcilla. Senders (2008) estudió *caisson* en arena como cimentaciones trípode para turbinas offshore. Asimismo, Hodder (2009) realizó un análisis geotécnico de ductos *offshore* y *Steel Catenary Riser (SCR)* y Youseff (2011) realizó un análisis de estabilidad de ductos *offshore*. Posteriormente, Wesgate (2013) estudió el enterramiento por lanzamiento de ductos submarinos y Yan (2013) realizó un estudio de los métodos para caracterizar las fuerzas de interacción de suelo-ducto in situ en aguas profundas. Los siguientes años, Li (2015) investigó la fuerza de levantamiento de cimentaciones *Offshore* y Rismanchian (2015) presentó un análisis de la interacción suelo-ducto durante pandeo lateral de ductos marinos.

Las actividades de modelamiento centrífugo con aplicaciones a industria *offshore* en Sudamérica comenzó en 2005, con financiamiento de CENPES-PETROBRAS investigando en conjunto con la COPPE-UFRJ, donde fueron realizadas investigaciones de interacción lateral de ductos en arcilla (Oliveira, 2005) y arena (Pacheco, 2006). Motta (2008) desarrolló un CPT en escala de modelo para medir la resistencia en suelos areno limosos. Asimismo, Oliveira et. al (2011) desarrollaron un penetrómetro T-bar para medir la resistencia de la arcilla en ensayos centrífugos. Investigaciones en interacción suelo – ducto en zonas costeras fueron desarrolladas por Pequeño (2015). La interacción suelo- riser en la zona *touchdown point* en arenas fue estudiado por Guimarães (2014) y Tarazona (2015). Y, por último, Trejo (2015) estudió la interacción lateral suelo – riser en arcillas en la zona de *touchdown point*.

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

El estudio de interacción suelo-*riser* requiere una caracterización de los materiales utilizados en el modelamiento centrífugo. Asimismo, la definición del comportamiento del material para tramos no drenados a partir de la curva *backbone*, obtención de perfiles de resistencia no drenada de suelos. Sólo la caracterización del suelo y ducto fue realizada por TREJO (2015) en el laboratorio de Geotecnia de la COPPE/UFRJ. Por otro lado, la metodología de la interacción vertical es propia de esta investigación.

A continuación, se presentará detalladamente la caracterización de materiales, equipos e instrumentación utilizada en los ensayos y preparación del modelo. Además, la metodología empleada en la interacción vertical suelo – ducto, planeamiento y preparación del modelo.

3.1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

El material utilizado para los ensayos centrífugos es un suelo artificial, un caolín blanco de granulometría de malla 325 (0.045 mm). La Figura 3.1 presenta la curva granulométrica (análisis granulométrico y análisis de sedimentación), donde se observa que el 100% del material pasa el tamiz N° 200. Este Caolín presenta valores de gravedad específica de sólidos (G_s) de 2.567, límite líquido (w_L) de 54% y un índice de plasticidad (I_P) de 34% (Trejo, 2015). De acuerdo al sistema de clasificación unificado del suelo (SUCS), el suelo se clasificó como una arcilla de alta plasticidad – CH (ASTM D 2487, 2020).

Ensayos de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales (consolidados isotrópicamente - CIU y consolidados anisotrópicamente - CAU) fueron desarrollados por Silva (2015) y Trejo (2015) con el fin de obtener los parámetros de compresibilidad y resistencia del caolín utilizado en los ensayos centrífugos. Trejo (2015) adoptó el valor de coeficiente de consolidación de $c_v = 6.48 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para su utilización en los ensayos centrífugos de interacción suelo – riser. Asimismo, con los resultados de los ensayos triaxiales y ensayos edométricos se obtuvo los parámetros Cam Clay del suelo.

Tabla 3.1. Parámetros Cam Clay (Silva, 2015; Trejo, 2015).

Ensayo	λ	κ	$\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$	M
Oedométricos	0,107	0,015	0,86	-
Triaxial CAU n.a.	-	-	-	0.93

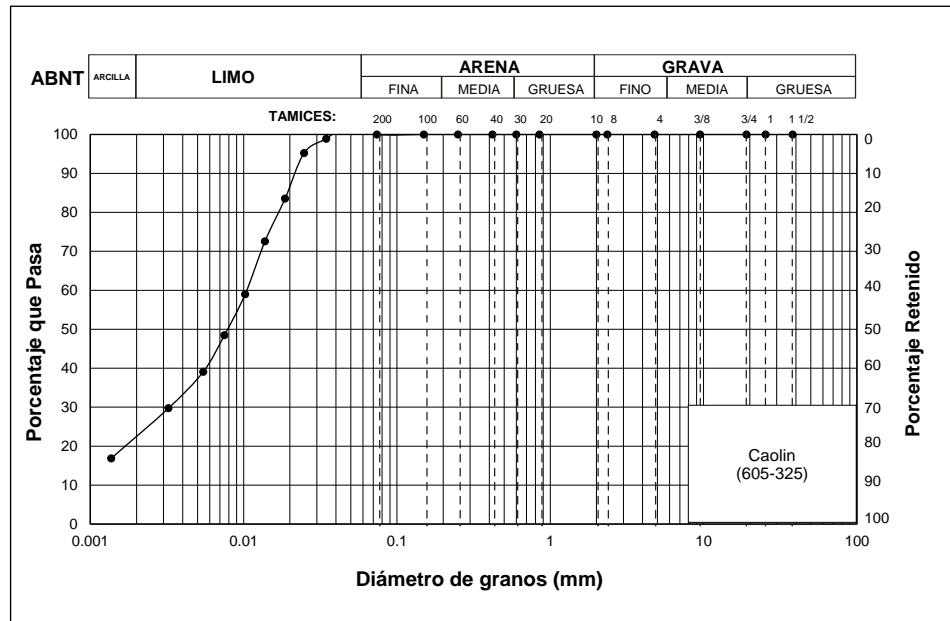


Figura 3.1 Curva Granulométrica del caolín (Modificado TREJO, 2015).

3.2 CARACTERIZACIÓN DEL MODELO CENTRÍFUGO

Los modelamientos centrífugos en interacciones verticales fueron estudiadas en ductos rígidos por varios autores (Hodder, 2009; Hodder *et al.*, 2009; Hu *et al.*, 2011; Chatterjee *et al.*, 2011) considerando suelos arcillosos. Basado en esos estudios el proceso de montaje del ensayo se simuló de la mejor manera posible, considerando en el modelo las condiciones reales de la interacción suelo-ducto en la región TDP, con el objetivo de obtener la reacción vertical del suelo para una cierta sollicitación.

La simulación del complejo mecanismo de interacción suelo – riser en la región TDP con movimientos cíclicos simultáneos en diferentes direcciones sería difícil de modelar. Entonces, una solución adoptada fue impuesta al ducto evaluando sólo la dirección vertical y estudiando su comportamiento en esa dirección.

3.2.1 Relación prototipo – modelo del riser

Para modelar el *riser* se utilizó la relación de escala prototipo – modelo. Generalmente los diámetros comerciales y representativos de ductos utilizados en la industria petrolífera son 0.297 m y 0.495 m representativos en *risers* flexibles. Para una aceleración radial de 33 g, con un valor de $N = 33$ se presenta en las Tabla 3.2 y Tabla 3.3 los materiales y las principales características geométricas asociadas al modelo y al prototipo para los ductos de 0.297 m y 0.495 m de diámetro respectivamente (Figura 3.2). Los ductos en el modelo fueron considerados como una estructura sólida. Las dimensiones de los ductos fueron los mismos utilizados por Trejo (2015) en la interacción lateral suelo-*riser*.

Tabla 3.2. Parámetros de los modelos y prototipo para el ducto de 0.297 m. de diámetro.

Parámetro	Prototipo	Modelo
Material	Acero	Aluminio
Módulo Elasticidad(E)	2,00x10 ⁸ kPa	0,65x10 ⁸ kPa
Longitud (L)	1,188 m	36 mm
Diámetro Externo (D)	0,297 m	9 mm
Espesor (t)	12,7 mm	4,5 mm

Tabla 3.3. Parámetros de los modelos y prototipo para el ducto de 0.495 m. de diámetro.

Parámetro	Prototipo	Modelo
Material	Acero	Aluminio
Módulo Elasticidad(E)	2,00x10 ⁸ kPa	0,65x10 ⁸ kPa
Longitud (L)	1,98 m	60 mm
Diámetro Externo (D)	0,495 m	15 mm
Espesor (t)	12,7 mm	7,5 mm



Figura 3.2 Ductos de diámetro de 9 mm y 15 mm (Trejo, 2015).

3.2.2 Centrifuga geotécnica UFRJ

En esta investigación fueron realizados ensayos en la centrifuga de brazo del *Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia* (COPPE) de la Universidad Federal de Rio de Janeiro en el Laboratorio de Modelamiento físico (Figura 3.3). La centrifuga geotécnica trabaja bajo altas aceleraciones (alrededor de 300 veces la aceleración inercial) sujetando modelos geotécnicos de pequeña escala que son representativos en condiciones de gran escala de acuerdo con establecido con las reglas de escala y tiempo.



Figura 3.3 Centrifuga de brazo del laboratorio de geotecnia COPPE/UFRJ.

La centrífuga de viga con un diámetro de 1.6 m tiene la capacidad de rotar hasta una velocidad angular hasta 638 rpm. El máximo desequilibrio continuo que envuelve a la viga para 1kg-m es 4.5 kN (0.45 G – Ton para 638 rpm). Para el peor de los casos, un desbalance de 20 kg-m es 90 kN (0.45 G – Ton para 638 rpm). La Figura 3.4 presenta las dimensiones de la centrífuga de brazo en mm. La centrífuga está conformada un sistema de adquisición de datos, viga de rotación, actuador bidireccional y caja de la centrífuga.

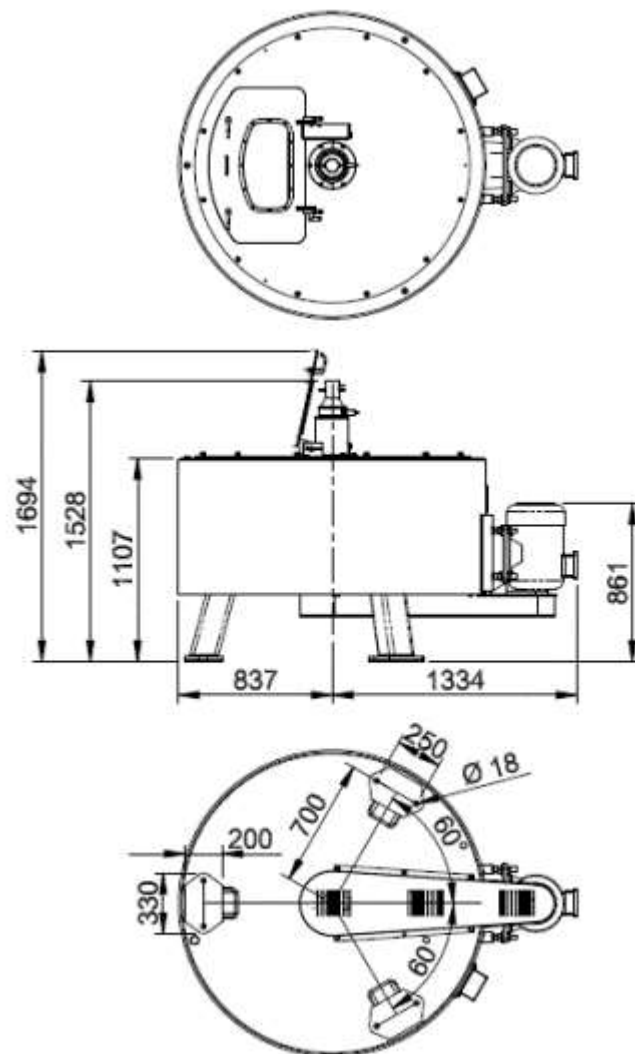


Figura 3.4 Dimensiones de la Centrífuga de brazo COPPE/UFRJ (Almeida et al., 2014).

El sistema de adquisición de datos (Figura 3.5) que permite la obtención de datos es un computador interno y cuenta con 16 canales para conexión y monitoreo en tiempo real de los sensores que serán utilizados durante el ensayo.

La viga rotacional es fabricada de acero estructural de alta resistencia que permite la conexión entre las dos cajas de la centrifuga con el rotor del equipamiento. En la Figura 3.6 se presenta el sistema ensamblado y el principio de funcionamiento del equipo.



Figura 3.5 Dimensiones de la Centrifuga de brazo COPPE/UFRJ (Almeida et al., 2013).

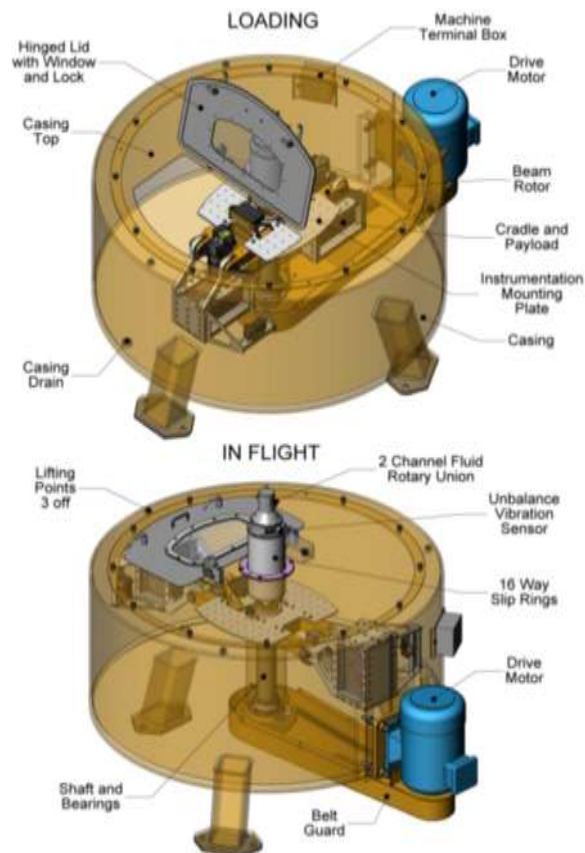


Figura 3.6 Arreglo de la Centrifuga de brazo (Broadbent Inc, 2011).

El actuador bidireccional (Figura 3.7) está compuesto por dos ejes X y Z. Esta componente permite la inserción de una sonda dentro de la muestra de suelo en el eje z. Y el otro eje permite el movimiento a lo largo de la longitud de una muestra. El eje Z (perpendicular a la muestra) presenta una fuerza máxima aplicada por el actuador de aproximadamente 1.5 kN. Los ensayos de fuerza lateral impuesta por el sistema fue aproximadamente de 55 N (Almeida et al., 2013).

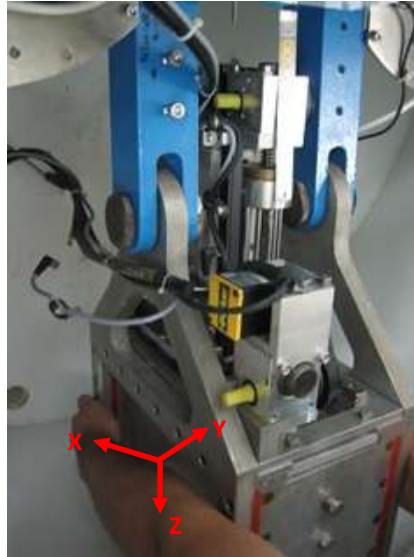


Figura 3.7 Actuador eléctrico bidireccional ensamblado en la caja.

La caja de la centrífuga permite modelar ensayos en estado plano de deformaciones utilizando una muestra con dimensiones de 0.1 m de ancho, 0.3 m de largo y 0.18 m de alto (Figura 3.8). Asimismo, esta caja fue diseñada para resistir una máxima carga de 4.5 kN en una máxima rotación de 638 rpm.



Figura 3.8 Caja de la centrífuga en etapa de colocación dentro de la centrífuga (Almeida et al., 2013).

3.2.3 Ensayo T-bar

El ensayo – Tbar es una herramienta utilizada en la industria offshore para la obtención del perfil de resistencia no drenada del suelo. Este instrumento posee dimensiones de 7 mm de diámetro y 28 mm de longitud, con una relación de $L/D = 4$ (Figura 3.9). La celda de carga y el diseño del T-bar fue propuesta por Trejo (2015) y está constituida por cuatro extensómetros que forman un puente completo de *Wheatstone* con una alimentación de 5 volts. El arreglo de extensómetros fue colocado diametralmente opuesto en la barra para minimizar el efecto de flexión.



Figura 3.9 T-bar instrumentado en la barra (Trejo, 2015).

Randolph & Houlsby (1984) propusieron la Ecuación 3.1 como una forma de calcular la resistencia no drenada (S_u). En esta ecuación la resistencia es obtenida a través de la fuerza vertical medida en la celda de carga instalada en la barra. El factor N_b recomendado por los autores fue de 10.5 para una barra de rugosidad media.

$$S_u = \frac{F_v}{N_b \cdot D \cdot L} \quad (3.1)$$

Donde F_v es la fuerza vertical, D es el diámetro de la barra, L es la longitud de la barra y N_b es el factor del T-bar.

El ensayo puede ser utilizado para medir la resistencia no drenada del suelo realizando ciclos de penetración y extracción en un intervalo de profundidad corto, con capacidad de investigar por encima de 1 o 2 metros del fondo marino para diseño de ductos y *riser*. Randolph & Gourvenec (2011) afirman que se puede utilizar diferentes dimensiones del T-bar pero se debería tener como mínimo una

relación L/D de 4. Además, la tasa de penetración debería estar en el rango de 0.2 a 0.5 veces el diámetro por segundo.

3.2.4 Equipos de instrumentación geotécnica

Transductores de poro presión

El transductor de poro presión permite monitorear el estado de esfuerzos efectivos del modelo de un suelo saturado durante las fases de consolidación y actuación de la interacción vertical suelo-riser. Este dispositivo convierte un fenómeno físico, a través de un sensor, en una señal eléctrica para poder ser medidos e interpretados. El transductor de poro presiones utilizado fue de la marca PDCR 81-8317 de la empresa *GE Druck Incorporated* que consiste en un diafragma flexible de silicona y una piedra porosa de 7 bar envueltos en una capa metálica, con una alimentación de 5 volts (Figura 3.10).

En la etapa de preparación, la piedra porosa del sensor fue saturada para retirar cualquier burbuja de aire que pueda interferir la transmisión eficiente de la presión. Un método de saturación es dejar la piedra porosa en una cámara de vacío por dos días en agua desaireada y destilada. Posteriormente, en los ensayos de modelamiento físico fue propuesto trabajar en la posición de la mitad del estrato del suelo y fijado con un soporte de aluminio en el fondo de la caja de la centrifuga.



Figura 3.10 Detalle de transductor de poro presión (Trejo, 2015).

Transductores de desplazamiento

Un sensor de desplazamiento tipo laser es utilizado para los ensayos centrífugos. El láser utilizado es de la marca *Baumer electric* del tipo OADM 12 U6460/S35A, con una resolución de 0.12 mm con un intervalo de registro de 16 mm hasta 120 mm (Figura 3.11). Este sensor trabaja con una alimentación de 5 volts.



Figura 3.11 Sensor de desplazamiento Laser (Trejo, 2015).

También se utilizó otro transductor de desplazamiento rectilíneo de la marca GEFRAN PY-2 con una máxima longitud de 50 mm, alimentación de 10 v, resistencia de 5 k Ω (Figura 3.12). Este transductor no presenta problemas cuando se presenta un espejo de agua como en el caso del sensor laser. GEFRAN trabaja por contacto de la punta con el suelo, midiendo el desplazamiento unidireccional cuando ocurre un asentamiento del material.



Figura 3.12 Transductor de desplazamiento GEFRAN (Trejo, 2015).

Celdas de carga vertical

La medición de las fuerzas verticales fue realizada utilizando una celda de carga ELPF-T2M-250N de la empresa *Measurement Specialities* con capacidad de 250 N y otra celda de carga T2M-100N con capacidad de 100 N. La Figura 3.13 muestra la existencia de diferentes capacidades de celdas de carga que trabajan a compresión y tracción.



Figura 3.13 Celdas de carga miniatura utilizadas para ensayos centrífugos.

3.3 CONCEPTUALIZACIÓN DEL MODELO

Para representar el modelamiento físico de la interacción vertical se modeló el tipo de suelo a utilizar en los ensayos centrífugos. En consecuencia, es relevante conocer el comportamiento del material en relación a la velocidad normalizada de penetración y la obtención de los perfiles de suelos.

3.3.1 Evaluación de la Curva Backbone

El principal objetivo de evaluar el efecto de la velocidad de penetración a partir del ensayo T-bar es determinar el valor adecuado de la velocidad de penetración para que el material presente un comportamiento no drenado. Entonces, Trejo (2015) realizó 10 ensayos de T-bar en centrífuga para diferentes velocidades de penetración con el fin de obtener la curva backbone. En la Figura 3.14 se muestra la curva que es obtenida a partir del valor Q (Normalización de fuerza aplicada dividida por la fuerza mínima) aplicada durante el ensayo versus la velocidad

normalizada ($V = vD/c_v$). El valor de c_v considerado es de $6.48 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, con un diámetro (D) de T-bar de 7 mm y para diferentes velocidades de penetración (v).

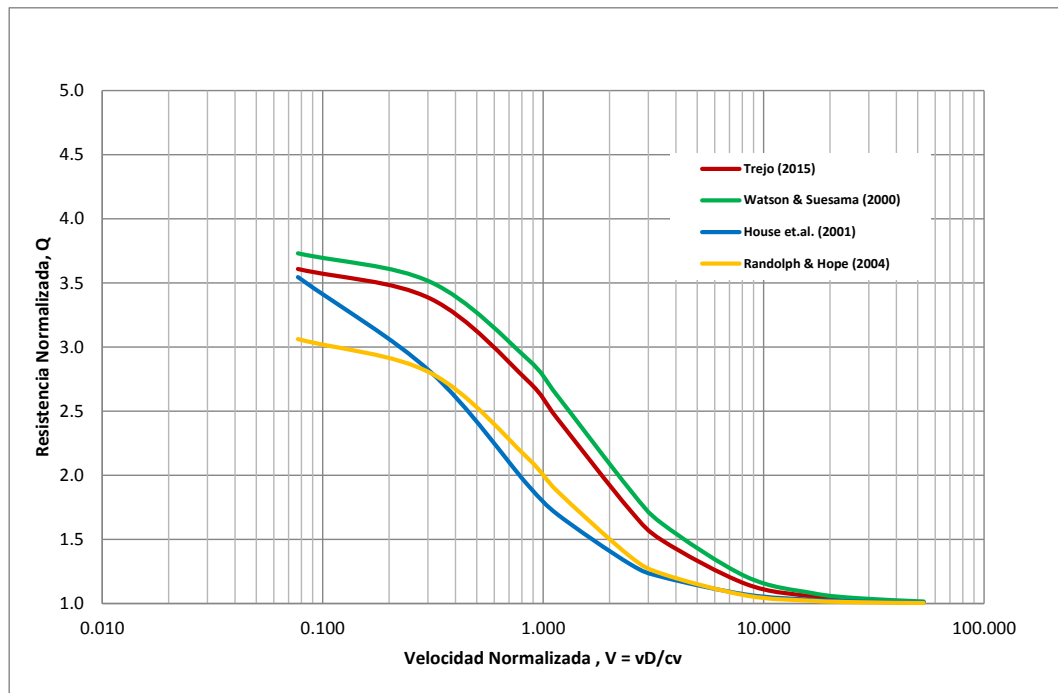


Figura 3.14 Curva backbone del comportamiento del material (Trejo, 2015).

También Trejo (2015) compara sus datos obtenidos con otros autores como Watson & Suemasa (2000), House et al. (2001) y Randolph & Hope (2004). Además, se observa que para todas las curvas ocurre el punto de inflexión en el valor de V igual a 10, entonces para valores mayores que 10 el comportamiento no drenado puede ser considerado. Trejo (2015) presentó este tipo de suelo fabricado para poder utilizarlo en futuras investigaciones en ensayos centrífugos.

3.3.2 Obtención Perfiles de Resistencia

Otro factor importante para los ensayos centrífugos es obtener perfiles de resistencia de suelo que serán utilizados en la interacción suelo-*riser*. Generalmente, en los ensayos centrífugos debe obtenerse muestras patrones de suelos en laboratorio. Estos deben presentar repetitividad en los resultados y puedan ser utilizados en otras investigaciones. Trejo (2015) realizó una campaña de ensayos para encontrar dos tipos de suelos que presenten las siguientes características:

- Perfil 1: Arcilla extremadamente blanda presentando un valor de resistencia no drenada (S_u) próximo a 4 kPa.
- Perfil 2: Arcilla muy blanda presentando un valor de resistencia no drenada (S_u) próximo a 14 kPa.

La profundidad de referencia del prototipo (z_p) que fue adoptada en la definición del valor de S_u corresponde a 0.5 m de profundidad. En la Figura 3.15 se presenta los dos perfiles de resistencia no drenada (S_u) para el suelo extremadamente blando (P1) y el suelo muy blando (P2).

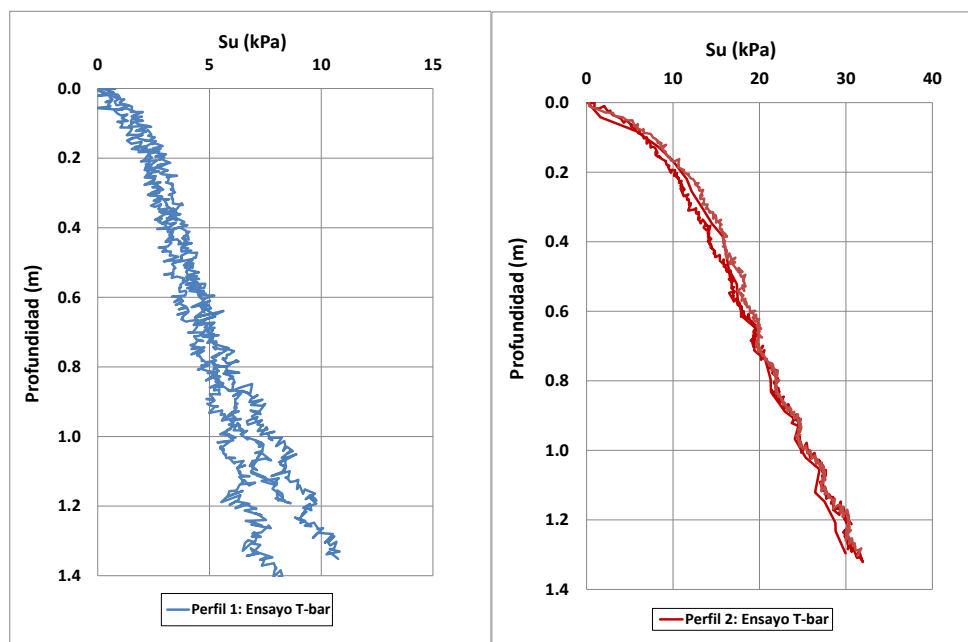


Figura 3.15 Perfiles obtenidos a partir de ensayos T-bar (a) Perfil 1 extremadamente blando y (b) muy blando (Trejo, 2015).

Existe muy poca información en relación a información geotécnica de los suelos marinos peruanos. Los perfiles de resistencia artificiales fueron comparados con información de campañas in situ en las costas peruanas realizados por diferentes autores (Keller, 1982; Lee et al., 1990; Grupe et al., 2001). Un programa de exploración de perforaciones fue realizado a lo largo del margen continental del Perú con el fin de estudiar propiedades geotécnicas del suelo marino en las zonas denominadas 679, 680 y 681, donde Lee et al. (1990) obtuvieron tres perfiles de resistencia no drenada (S_u) del suelo marino que son presentados en la Figura 3.16. Por otro lado, Keller (1982) realizó un estudio de los depósitos de taludes continentales frente a Perú (11° S a 14° S) con el fin de obtener propiedades

geotécnicas y concentraciones de carbono orgánico. Este autor indica límites de la resistencia no drenada (S_u) que puede variar entre 13 kPa a 34 kPa que son mostrados en la Figura 3.16. Por último, Grupe et al. (2001) realizaron investigaciones geotécnicas y sedimentológicas en la cuenca del Perú con el fin de proporcionar una línea base de datos para futuras actividades mineras oceánicas. Estos autores estudiaron la resistencia no drenada de los sedimentos hasta una profundidad de 0.25 m debajo del lecho marino y son presentados en la Figura 3.16.

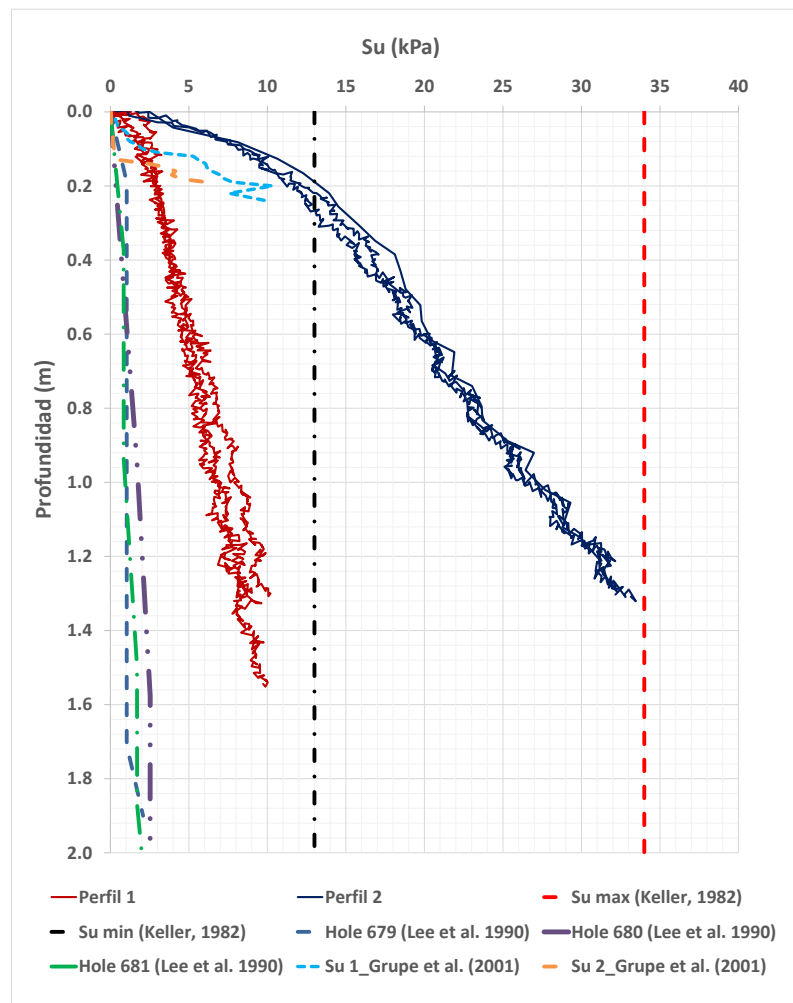


Figura 3.16 Comparación de datos de literatura, ensayos in situ de suelo peruano y resultados obtenidos del ensayo centrífugo.

De la Figura 3.16 se observa que los perfiles obtenidos por Lee et al. (1990) presentan menores valores de resistencia no drenada que el Perfil 1 (extremamente blando) pero se ajusta más a valores obtenidos por Grupe et al. (2001). Por otro lado, en el caso del Perfil 2 (Suelo blando) puede encontrarse

dentro de los límites dados por Keller (1982). Se puede observar que para profundidades entre 0 a 2.0 metros se puede presentar una variación de 2 kPa hasta 34 kPa y los dos perfiles 1 y 2 están dentro de ese intervalo. Ese intervalo puede ocurrir por la variabilidad de tipo de materiales en la cuenca de Perú. La resistencia no drenada es dependiente en gran medida del contenido de agua y el tamaño del grano (Grupe et al., 2001).

3.4 MÉTODOS, PREPARACIÓN Y EJECUCIÓN DEL ENSAYO CENTRÍFUGO

En este ítem se presenta el método de preparación del modelo en la centrífuga geotécnica de brazo. Asimismo, el ensayo de interacción vertical consiste en 3 fases: consolidación, ensayo T-bar y actuación vertical.

3.4.1 Fase de consolidación

A continuación, se presenta el procedimiento en la obtención de la consolidación del estrato de suelo para ambos perfiles de resistencia no drenada.

- Inicialmente se realiza el sellado y la limpieza de la caja de la centrífuga. Posteriormente, se coloca un geotextil en la caja para separar el suelo del aluminio y por último se coloca un papel filtro por encima del geosintético (Figura 3.17b).
- Realizar testes para la instrumentación utilizada en el ensayo de consolidación, como por ejemplo: transductor de poro presión, transductor de desplazamiento, laser y sistema de adquisición de datos de la centrífuga.
- Montaje del transductor de poro presiones y después la colocación del caolín en la caja a una cierta altura por el método de grumos (Figura 3.17c). Para obtener el perfil 1, la altura inicial es de 105 mm y en el caso del perfil 2, la altura inicial es de 115 mm de caolín. El ensayo fue realizado con el drenaje cerrado e inicialmente no presenta nivel de agua.
- Para alcanzar la resistencia deseada, se coloca una sobrecarga (placa de acero de espesor de 7.3 mm) para el perfil 1 y para el

perfil 2 una sobrecarga diferente (placa de acero de 25 mm) (Figura 3.17f).

- Una vez colocada la sobrecarga, se realiza el montaje del LVDT y del láser. Esos sensores realizan medidas de asentamientos de suelo blando. A continuación, se coloca la caja dentro de la centrífuga (Figura 3.17h).
- Verificación del equilibrio de pesos entre la caja instrumentada y la caja del contrapeso y también, la verificación de los cables internos de la instrumentación para que no sean rotos durante la etapa de vuelo.
- Una vez verificado los pasos anteriores, el sistema de adquisición es nuevamente ensayado y se realiza la colocación de los valores de entrada para el ensayo centrífugo, como por ejemplo, la frecuencia de rotación máxima del ensayo. El ensayo de consolidación fue realizado a 100g.
- Durante el vuelo, la instrumentación es monitoreada en relación a la calidad de los registros.
- El ensayo termina después de alcanzar el 85% de grado de consolidación de la muestra. El grado de consolidación fue calculado a partir del registro de los transductores de poro presión y registros del asentamiento durante el ensayo.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



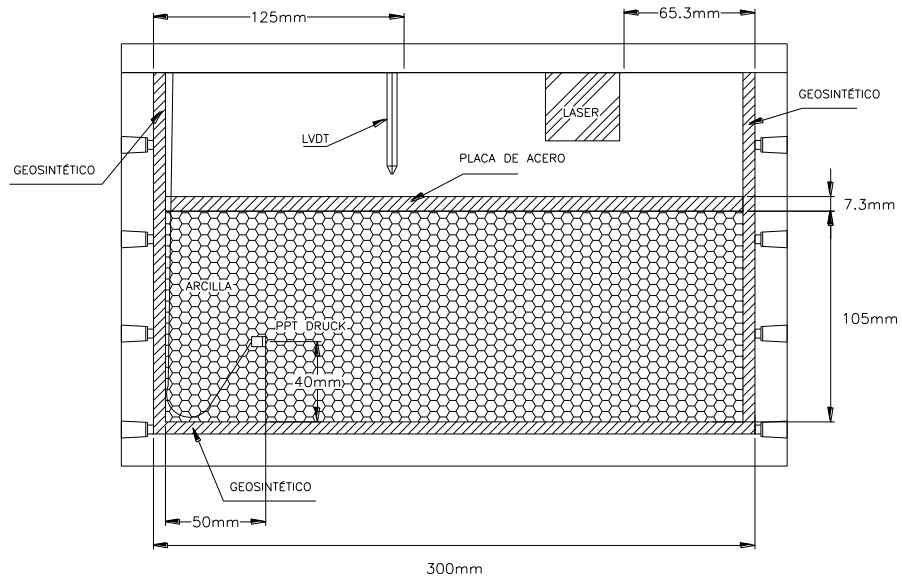
(g)



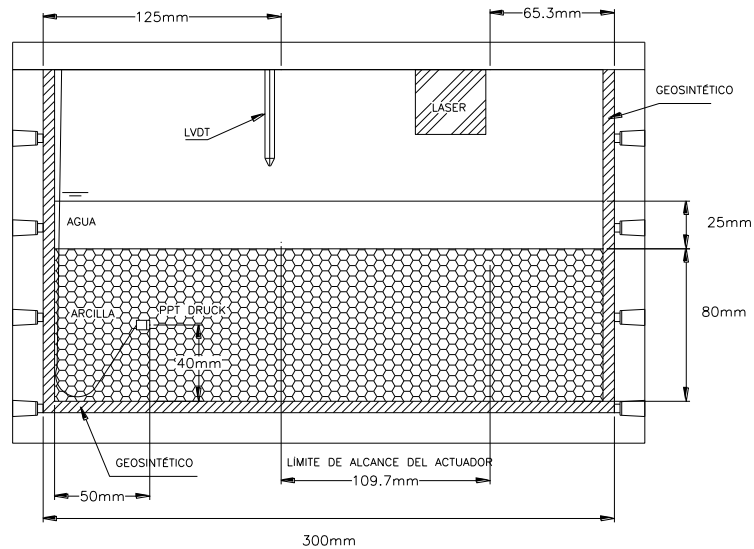
(h)

Figura 3.17 Preparación de la muestra de suelo para la fase de consolidación (a) peso de la caja de centrifuga (b) caja de la centrifuga con geotextil (c) colocación del caolín por grumos (d) nivelación de la superficie (e) medición de la altura inicial (f) colocación de la sobrecarga (g) Colocación de la caja en la centrifuga (h) montaje de los sensores de desplazamiento.

La Figura 3.18 presenta en detalle el estrato del suelo y la columna de agua en el modelo en la caja de la centrifuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 1



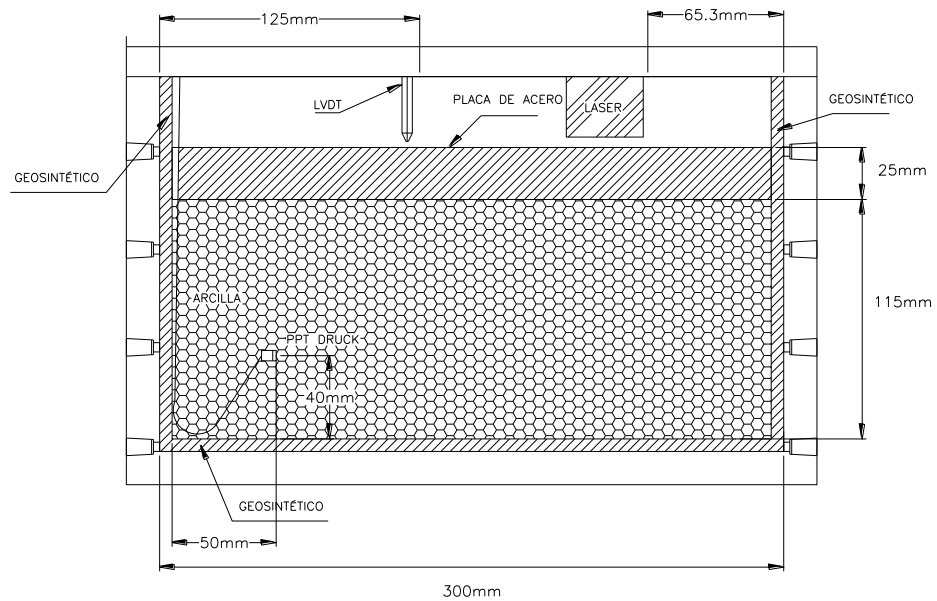
(a)



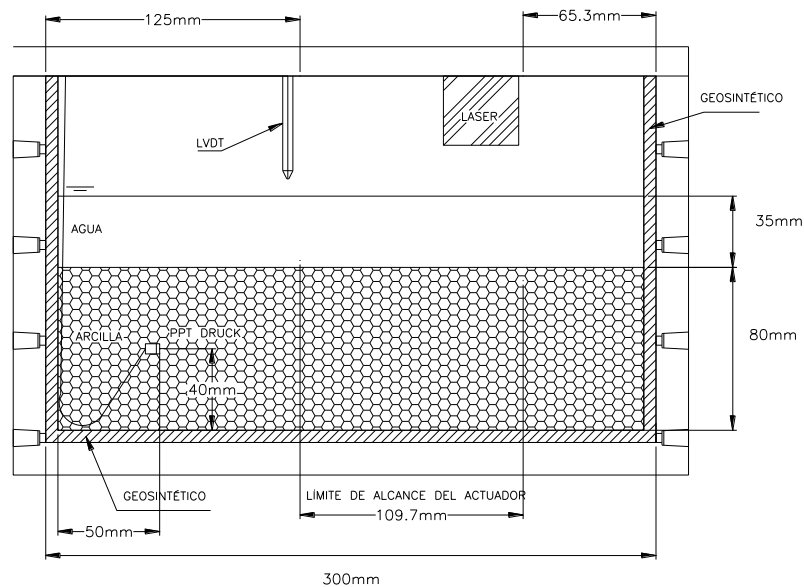
(b)

Figura 3.18 Modelo de la caja de la centrifuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 1.

La Figura 3.19 presenta en detalle el estrato del suelo y la columna de agua en el modelo en la caja de la centrífuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 2. Asimismo, las principales características del ensayo son mostradas en la Tabla 3.4.



(a)



(b)

Figura 3.19 Modelo de la caja de la centrífuga antes y después del ensayo de consolidación para el perfil 2.

La Tabla 3.4 presenta la especificación de la fase de consolidación donde se describe los resultados típicos finales del ensayo y parámetros de entrada del ensayo.

Tabla 3.4. Especificación del ensayo centrífugo en la fase de consolidación.

Descripción	Suelo
Espesor del estrato de suelo inicial	105 mm (Perfil 1) e 115 mm (Perfil 2)
Altura de agua por encima del suelo	0 mm
velocidad del ensayo	368 rpm
aceleración para la fase de consolidación	100G
Desaceleración	10g a cada 10 minutos

Una vez realizado los ensayos de consolidación y definido las alturas finales del estrato del suelo siguen la fase de actuación del ensayo T-bar y por último la fase de actuación de la interacción vertical suelo-*riser*.

3.4.2 Fase de actuación del ensayo T-bar

El T-bar se realizó en cada ensayo centrífugo para poder determinar el perfil de resistencia no drenada a lo largo de la profundidad y verificar la repetitividad de cada muestra a ensayar. A continuación, se presenta el procedimiento del ensayo.

- Después de la fase de consolidación se verificó las alturas finales del estrato de arcilla. Obteniéndose 20 mm de nivel de agua por encima de la capa de suelo.
- La instrumentación utilizada en el ensayo fue calibrada y verificada (transductores de poro presión, celda de carga y sistema de adquisición)
- Montaje del actuador con el sistema celda de carga – Tbar (Figura 3.20).
- Verificación de los momentos de equilibrio entre la caja de modelo y el contrapeso. También revisión de los cables de los sensores y su fijación en la caja para no sufrir daños en la etapa de vuelo.

- La instrumentación fue monitoreada durante el vuelo (registros de fuerza y desplazamientos) para garantizar la calidad de los registros.
- El ensayo fue realizado a 33g considerando valores constantes de registro de poro presiones. El T-bar fue penetrado aproximadamente entre 40 a 50 mm. La toma de muestras fue realizada a una tasa de 10 Hz.

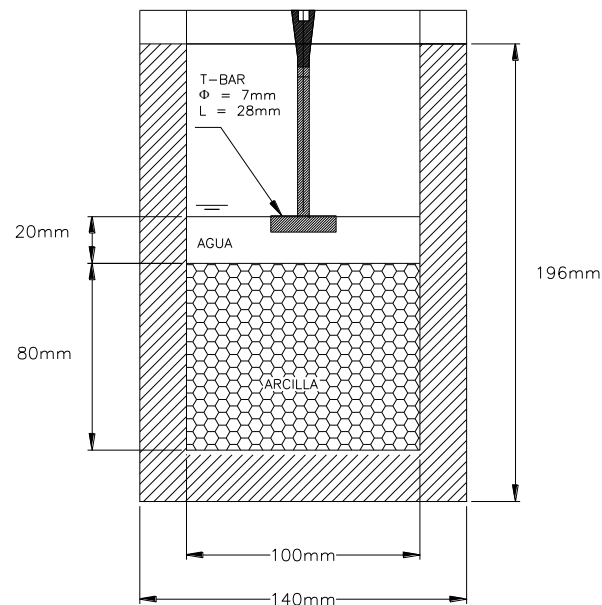


Figura 3.20 Vista de perfil del ensayo T-bar dentro de la caja de la centrifuga para el perfil 1 y 2.

La Tabla 3.5 presenta la especificación del ensayo T-bar en la fase de actuación donde se describe los resultados típicos finales del ensayo y parámetros de entrada del ensayo.

Tabla 3.5. Especificación del ensayo T-bar en la fase de actuación.

Descripción	Arcilla
Espesor del estrato inicial	80 mm (Perfil 1 e 2)
Altura de agua por encima del suelo	20 mm
velocidad de penetración del T-bar	1,44 mm/s (V=10)
Aceleración en la fase de actuación	33 g

3.4.3 Fase de actuación de interacción vertical

La actuación se divide en dos fases: fase de enterramiento inicial y fase de penetración cíclica del ensayo:

- Después de realizar el ensayo de T-bar, se cambia por los modelos de ductos de $D = 9\text{mm}$ o 15 mm en el actuador.
- Nuevamente se realiza el montaje del actuador con el sistema ducto – barra – celda de carga.
- La centrífuga geotécnica es llevada a la aceleración de $33g$. Tener en cuenta que el modelo inicialmente fue llevado en la etapa de consolidación a $100g$ y en esta etapa a $33g$.
- Fase de enterramiento inicial se inicia cuando los registros de poro presiones quedan constantes.
- Enterramiento inicial: consiste en someter al ducto a una determinada profundidad de enterramiento (25% y 50% del diámetro) a una velocidad constante. Posteriormente, al enterramiento se espera el alivio de tensiones generadas por el proceso de penetración.
- Penetración cíclica: en esta fase se realiza la penetración y extracción del ducto dentro del suelo con un desplazamiento máximo de 2 veces el diámetro del ducto (9 mm y 15 mm). Estos movimientos verticales son repetidos 12 veces cíclicamente registrando la información con tasa de muestreo de 10 Hz .
- En la caja de la centrífuga se distribuyen dos ensayos verticales (uno para ducto de 9 mm y otro para 15 mm) y un ensayo T-bar (Figura 3.21).
- Una vez terminado la interacción vertical, se desacelera la centrífuga $10g$ a cada 10 minutos, hasta llegar al reposo.
- Posteriormente, se extrae las muestras para obtener el contenido de humedad versus profundidad. Por último, se procede a

desmontar los sensores, caja de centrífuga y limpieza del equipamiento.

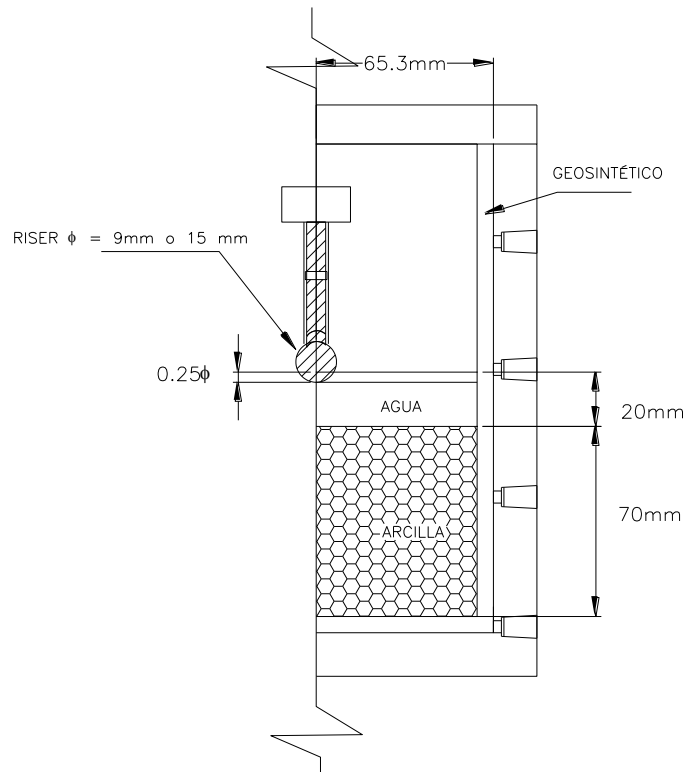


Figura 3.21 Fase típica de penetración inicial $w/D = 25\%$ en la fase de actuación.

La Figura 3.22 presenta el modelo de la caja centrífuga en la fase de interacción vertical. Se observa la localización de los dos ductos de 9 y 15 mm y también la localización del ensayo T-bar. También se muestra el espesor del suelo y los sensores utilizados para poder registrar en tiempo real el ensayo centrífugo en la fase de interacción.

La Tabla 3.6 presenta las características del ensayo de interacción vertical donde se describe los parámetros de entrada del ensayo.

Tabla 3.6. Características de los ensayos de interacción vertical.

Descripción	Valores
Espesor medio de la camada de suelo	80 mm
Altura de agua por encima del suelo	20 mm
Aceleración para la fase de actuación	33G
velocidad del actuador	1,44 mm/s (duto de 9 mm) e 0,86 mm/s (duto de 15 mm)
Enterramiento del ducto (w/D)	25, 50 e 75 %
amplitud de la actuación	2D
Tasa de muestreo	10 Hz

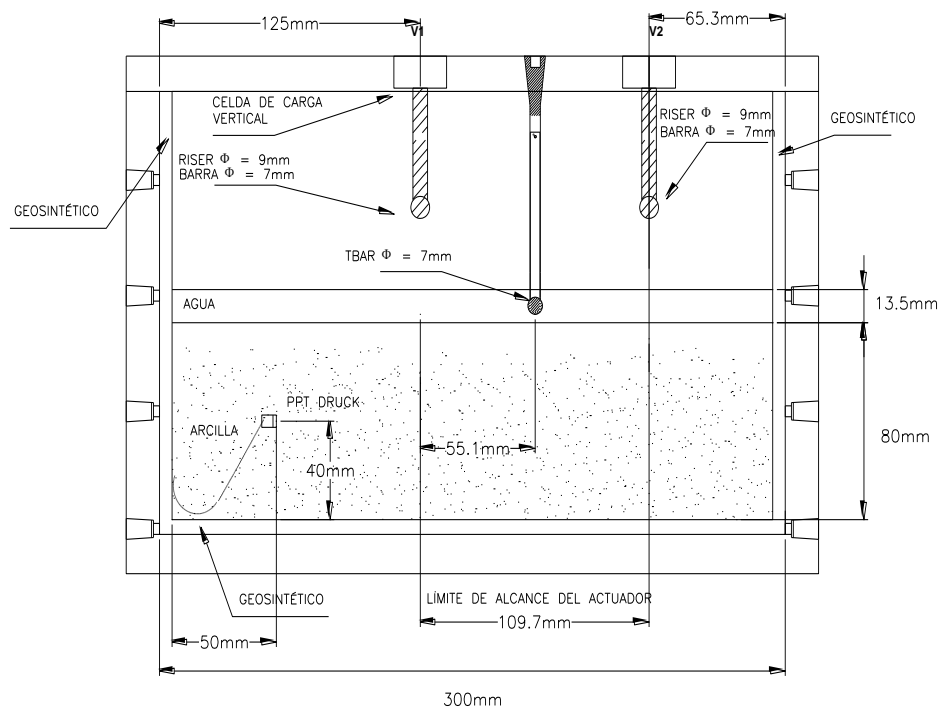


Figura 3.22 Representación del ensayo vertical para los dos diferentes diámetros de riser (9 y 15 mm).

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

En este capítulo se presenta los resultados de las fases del ensayo de interacción vertical suelo-riser (fase de consolidación, fase de enterramiento inicial y fase de penetración vertical). Asimismo, se incluye la concepción del ensayo, programa de ensayos, resultados obtenidos y su interpretación. Los resultados presentados serán mostrados en términos de prototipo.

4.1 CONCEPCIÓN DEL ENSAYO

La interacción vertical suelo-riser consideró la investigación de dos fases del comportamiento del suelo: i) enterramiento estático del riser en el lecho marino e ii) interacción del riser en movimientos cíclicos debidos a fuerzas externas (sismos, movimiento del navío, etc.). Estas fases pertenecen a la etapa de instalación del riser en el mar debido que el comportamiento del suelo durante la interacción presenta un comportamiento no drenado. En el Capítulo 3 se presentó la metodología y procedimientos de los ensayos centrífugos. A continuación, se presenta las consideraciones y parámetros relevantes para simular los ensayos centrífugos:

- Diámetros de dos ductos: para simular la interacción se utilizó ductos de 9 y 15 mm donde se utilizó el valor de N igual a 33 para conseguir diámetros de prototipos aprox. 0.297 m (aprox. 0.30 m) y 0.495 m (aprox. 0.50 m), respectivamente (Figura 4.1).
- Perfiles de suelos (P1 y P2): en la interacción se utilizó dos perfiles de suelos i) estrato muy blando con un valor de S_u de 4 kPa para una profundidad de 0.50 m y ii) estrato blando con un valor de 14 kPa para una profundidad de 0.50 m.
- Valores de enterramiento inicial (w) de 25% y 50% en relación al diámetro del ducto fueron considerados para ambos diámetros de 0.30m y 0.50 m (donde, $w = 0.25 D$ y $w = 0.50 D$) (Figura 4.2).
- Velocidad normalizada (V) fue considerada de 20 (valores mayores a 10 representa un comportamiento no drenado). Entonces, las

velocidades de actuación vertical en el modelo son de 0.86 y 1.44 mm/s para ductos de 15 y 9 mm, respectivamente.

- Ciclos de penetración fueron 12 ciclos con una distancia de penetración de dos veces el valor del diámetro.

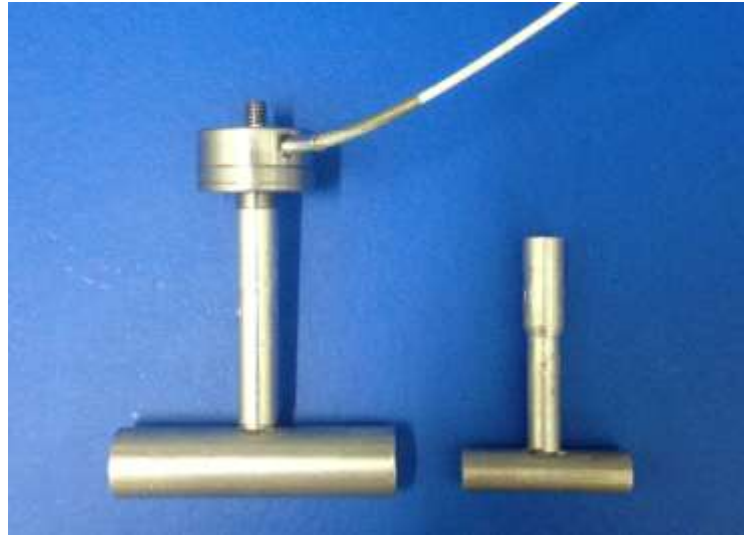


Figura 4. 1. Modelos de ductos de 9 y 15 mm.

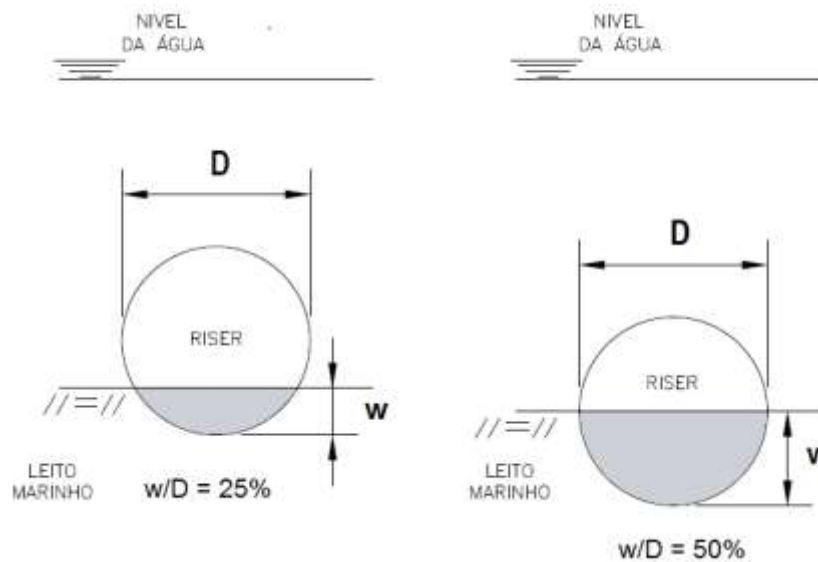


Figura 4. 2 Fases de interacción: a) enterramiento inicial y b) movimientos verticales cíclicos.

4.2 PROGRAMA DE ENSAYOS

Los ensayos centrífugos fueron realizados para dos tipos de ductos y dos tipos de suelos blandos. Fueron desarrollados 17 ensayos de interacción en el Perfil 1 (extremadamente blando) y 10 ensayos de interacción en el Perfil 2 (suelo blando) como es mostrado en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2, respectivamente. En las tablas, cada ensayo presenta sus características tales como: diámetro (D), profundidad de enterramiento (w), tasa de enterramiento inicial (w/D) y desplazamiento vertical del ducto (Zi).

Tabla 4.1. Ensayos de actuación vertical para el perfil 1.

Ensayo de actuación vertical - Perfil 1	D (m)	w (m)	w/D (%)	Zi (m)	Zi/D
P1-2-V1-05-27	0.495	0.13	26.74	1.12	2.27
P1-2-V2-05-33	0.495	0.16	32.71	1.15	2.33
P1-3-V1-05-54	0.495	0.27	54.05	1.26	2.54
P1-3-V2-05-53	0.495	0.26	53.46	1.25	2.53
P1-4-V1-03-51	0.297	0.15	50.84	0.75	2.51
P1-4-V2-03-51	0.297	0.15	51.06	0.75	2.51
P1-5-V1-03-79	0.297	0.24	79.18	0.83	2.79
P1-5-V2-03-79	0.297	0.23	79.04	0.83	2.79
P1-6-V1-05-51	0.495	0.25	50.78	1.24	2.51
P1-6-V2-05-50	0.495	0.25	49.98	1.24	2.5
P1-7-V2-05-76	0.495	0.38	76.36	1.37	2.76
P1-8-V1-05-10	0.495	0.05	10.04	1.04	2.1
P1-8-V2-05-44	0.495	0.22	43.96	1.21	2.44
P1-9-V1-05-52	0.495	0.26	52.38	1.25	2.52
P1-9-V2-05-52	0.495	0.26	52.04	1.25	2.52
P1-10-V1-05-77	0.495	0.38	76.63	1.37	2.77
P1-10-V2-05-76	0.495	0.38	76.03	1.37	2.76

Tabla 4.2. Ensayos de actuación vertical para el perfil 2.

Ensayo de actuación vertical - Perfil 2	D (m)	w (m)	w /D (%)	Zi (m)	Zi/D
P2-1-V1-03-26	0.297	0.08	25.82	0.67	2.26
P2-1-V2-03-26	0.297	0.08	26.36	0.67	2.26
P2-2-V1-03-25	0.297	0.07	25.15	0.67	2.25
P2-2-V2-03-33	0.297	0.1	32.65	0.69	2.33
P2-3-V1-05-29	0.495	0.15	29.3	1.14	3.82
P2-3-V2-05-26	0.495	0.13	25.78	1.12	2.26
P2-7-V1-05-77	0.495	0.38	77.44	1.37	2.77
P2-7-V2-05-82	0.495	0.4	81.68	1.39	2.82
P2-8-V1-05-52	0.495	0.26	51.54	1.25	2.52
P2-9-V1-03-59	0.297	0.17	58.82	0.77	1.55

En los ensayos de consolidación se puede utilizar una nomenclatura típica, por ejemplo: P1-2, donde P1 representa al perfil 1 y el número 2 representa el número de ensayo. Asimismo, para cada muestra consolidada se puede realizar dos posiciones de interacción vertical suelo-riser.

4.3 RESULTADOS DE ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN

Inicialmente como primera fase de los ensayos de interacción, la muestra de suelo fue consolidada mediante los ensayos centrífugos con un valor de factor de escala de 100. En este ítem se presenta los resultados de los ensayos de consolidación en escala modelo y prototipo.

4.3.1 Asentamientos versus Tiempo

Para poder determinar la variación de desplazamientos verticales durante la consolidación de la muestra se realizó el monitoreo a partir de equipos de instrumentación que permitieron obtener los desplazamientos verticales en el ensayo centrífugo. En la Figura 4.3 se presenta las curvas de asentamiento versus tiempo para el modelo y el prototipo. Se observa en el modelo, que a partir de 2 horas de ejecución del ensayo, el valor de asentamiento permanece constante para todos los ensayos realizados. Un ensayo representa una muestra de suelo en la caja de centrifuga que servirá en las siguientes fases del ensayo.

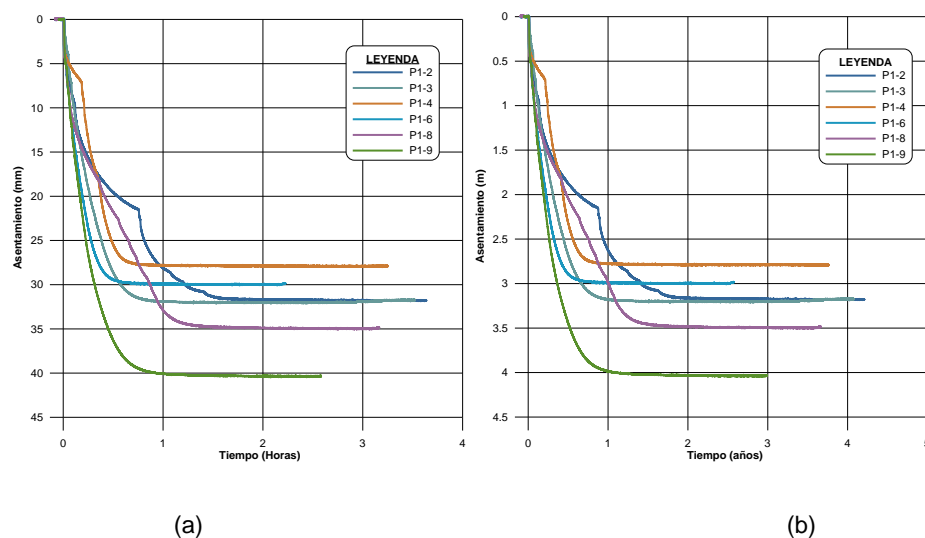


Figura 4. 3 Fases de consolidación: Asentamiento vs Tiempo en Perfil 1 a) Modelo y b) Prototipo.

Asimismo, en la Figura 4.4 se presenta las curvas de asentamiento versus tiempo para modelo y prototipo para el perfil 2 (suelo blando). Se observa que para los diferentes ensayos, las curvas llegan a permanecer constantes a partir de las 2 horas de ensayo centrífugo.

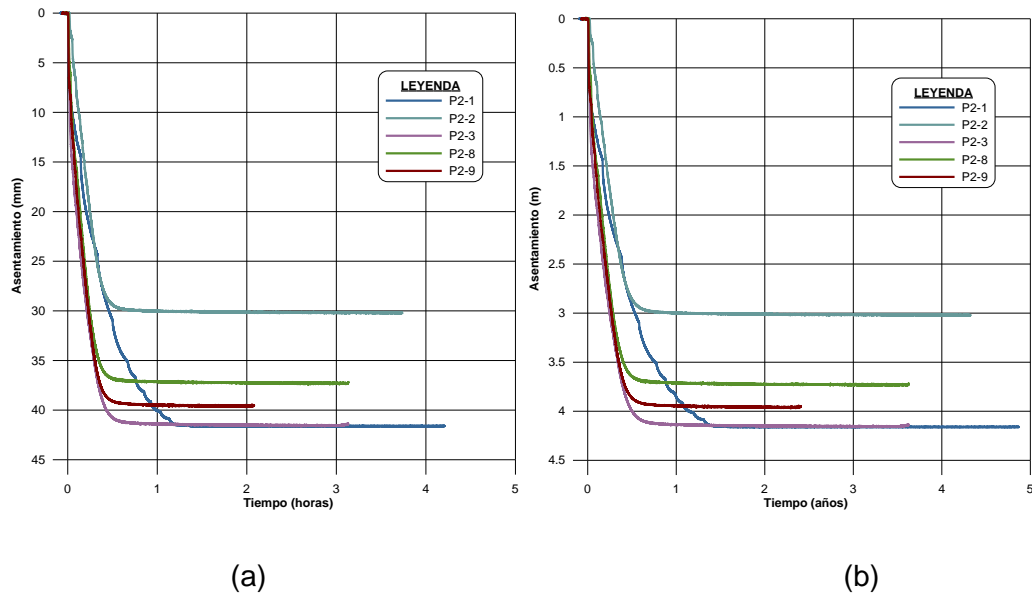


Figura 4. 4 Fases de consolidación: Asentamiento vs Tiempo en Perfil 2 a) Modelo y b) Prototipo.

De las figuras anteriores es importante relacionar la escala modelo y prototipo a partir de las leyes de escala. El asentamiento en prototipo alcanza valores entre 3 a 4 metros. Valores de asentamientos mayores a 3 m en casos reales fueron presentados por Almeida & Marques (2010).

4.3.2 Grado de consolidación versus Tiempo

Para poder determinar el tiempo necesario de consolidación en la centrífuga aplicando un valor máximo de aceleración de 100g se consideró un tiempo de consolidación del 85% grado de consolidación. En consecuencia, se determinaron las curvas de grado de consolidación versus el tiempo para el modelo y prototipo. La Figura 4.5 presenta esas curvas para los diferentes ensayos para el perfil 1 (extremamente blando). Se observa de las curvas que un grado de consolidación mayor al 85% en el modelo se puede alcanzar en dos horas.

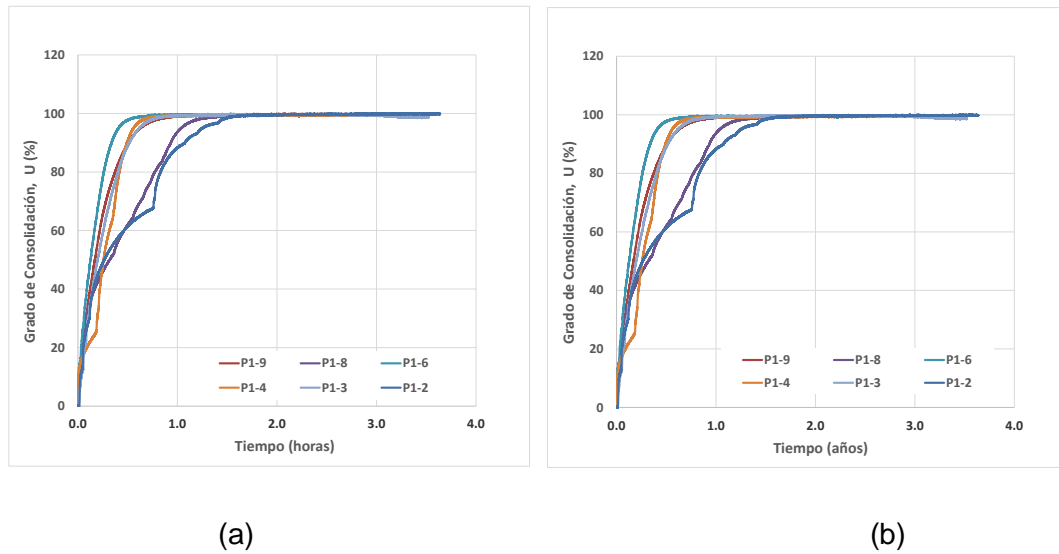


Figura 4. 5 Fases de consolidación: Grado de consolidación vs Tiempo en Perfil 1 a) Modelo y b) Prototipo.

En la Figura 4.6 se presenta las curvas de grado de consolidación versus tiempo para modelo y prototipo. Como en el caso del perfil 1, la curva llega a estabilizarse en un tiempo de 2 horas en modelo. La relación del tiempo en prototipo es igual a N^2 veces el valor del tiempo en modelo, es decir 2 horas en modelo es equivalente a 20000 horas (2años con 3 meses).

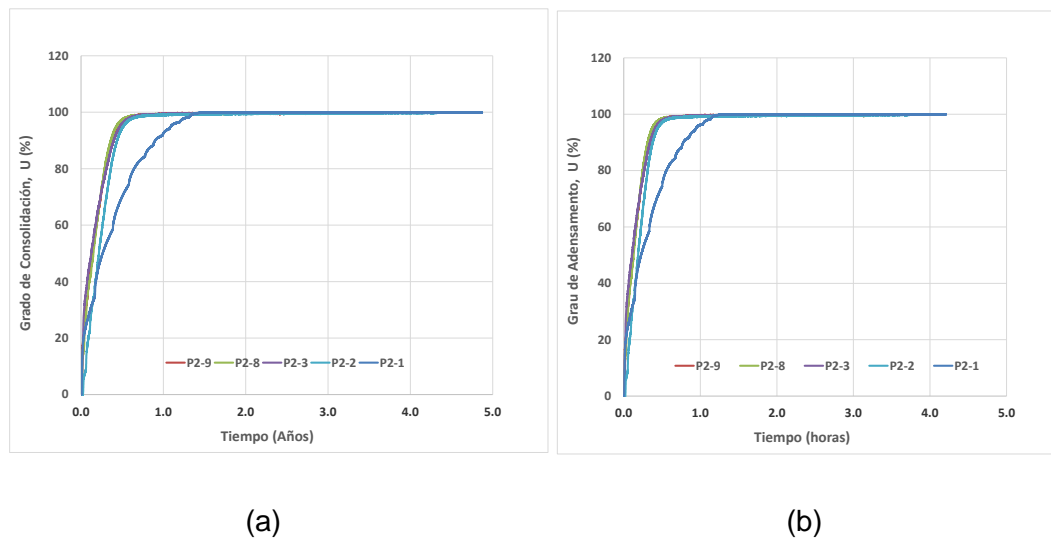
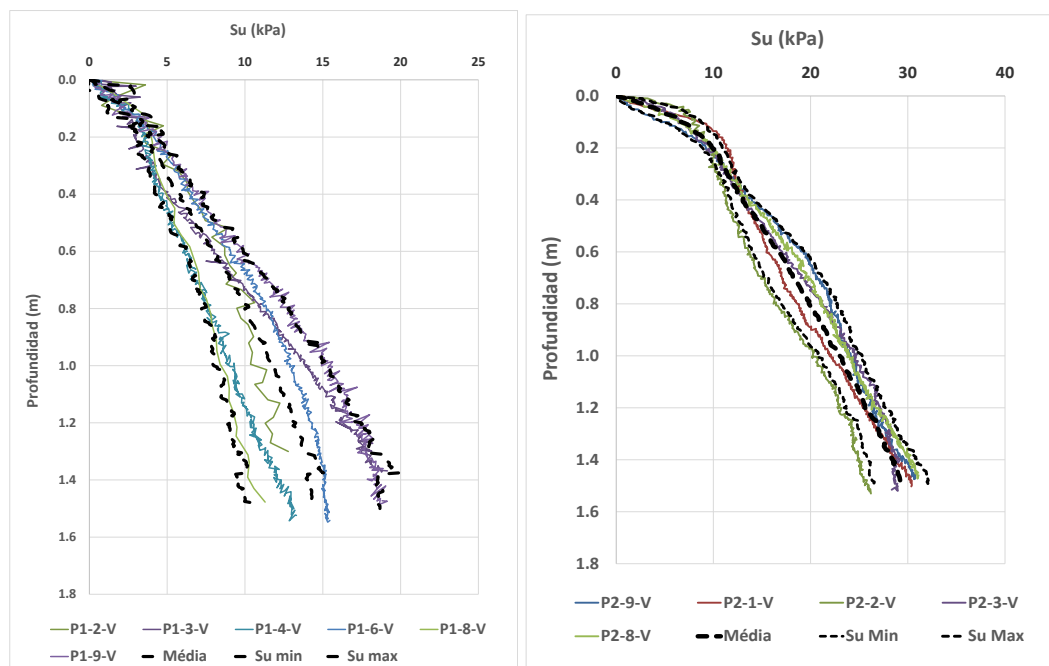


Figura 4. 6 Fases de consolidación: Grado de consolidación vs Tiempo en Perfil 2 a) Modelo y b) Prototipo.

4.4 ENSAYOS T-BAR

Posteriormente a la fase de consolidación, se ejecutó los ensayos de T-bar obteniendo como resultado las curvas de resistencia no drenada (S_u) versus profundidad para los perfiles 1 y 2 mostrados en la Figura 4.7. Además, se observa el perfil promedio y sus límites inferior y superior para cada tipo de perfil e indican una ligera variabilidad del suelo. Estos ensayos fueron obtenidos en el suelo intacto y en escala prototipo se llega a alcanzar una profundidad de 1.4 m. Los dos perfiles fueron calibrados por su resistencia donde a 0.5 m de profundidad, zona de interacción de enterramiento inicial, se obtuvo un valor de S_u muy próximo a 4 kPa y para el perfil 2 se obtuvo un valor cercano a 14 kPa. Para profundidades mayores en ambos perfiles, los valores de resistencia no drenada aumentan. Se observa que con este ensayo se obtiene un perfil continuo de resistencia y puede registrar valores muy bajos de S_u .



(a)

(b)

Figura 4. 7 Ensayos T-bar: a) Perfil 1 y b) Perfil 2.

4.5 VERIFICACIÓN DE LOS MODELOS

La técnica de verificación de modelos es utilizada en centrifuga para garantizar que las leyes de escala consideradas en el diseño son válidas (Madabhushi, 2015). Una estructura de prototipo se puede escalar utilizando dos factores de escala geométricos diferentes y siendo ensayados a diferentes niveles de g con el objetivo de verificar las leyes de escala. Esta técnica es utilizada cuando tratamos de modelar un nuevo fenómeno físico en la centrifuga y las leyes de escala para uno o más parámetros no pueden ser derivados fácilmente.

En esta investigación se realizó un ensayo de verificación de modelos de la interacción vertical suelo-riser para la verificación de las leyes de escala. Para esta técnica fue considerando un prototipo de ducto de diámetro 0.3 m con un desplazamiento en el suelo de 2 veces el diámetro de ducto. En consecuencia, se utilizó los siguientes parámetros para cada modelo: i) ducto de 15 mm con $N = 20$ y ii) ducto de 9 mm con $N = 33$. La Figura 4.8 presenta los resultados de los ensayos, donde se observa que los valores son muy próximos en el primer ciclo como en los siguientes ciclos en ambos ensayos.

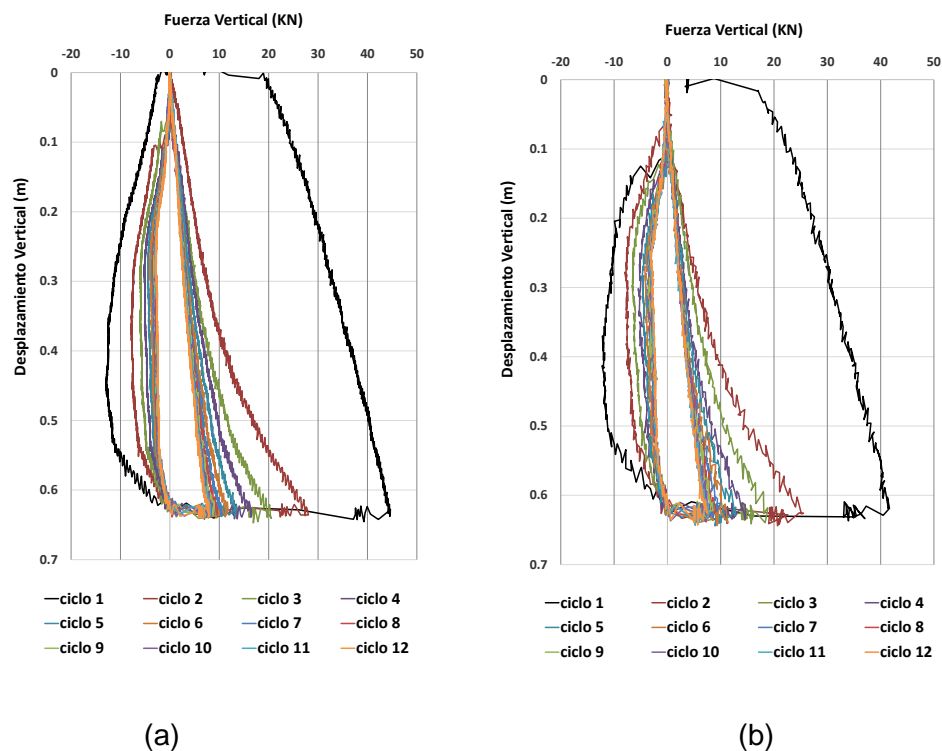


Figura 4. 8 Verificación de modelos para $D = 0.3$ m y desplazamiento igual a $2D$ a) $D_{\text{modelo}} = 15$ mm, $N = 20$ y b) $D_{\text{modelo}} = 9$ mm, $N = 33$.

La Figura 4.9 presenta la comparación de las Fuerza de interacción vertical para suelo intacto (Ciclo 1) versus deformación vertical en unidades de prototipo. Se observa que los valores de fuerza son muy próximos para los ensayos realizados con 20g y 33g. Como conclusión se tiene que ambos ensayos centrífugos tienen resultados similares en comportamiento esfuerzo – deformación y la misma rigidez del suelo es movilizada en cada ensayo.

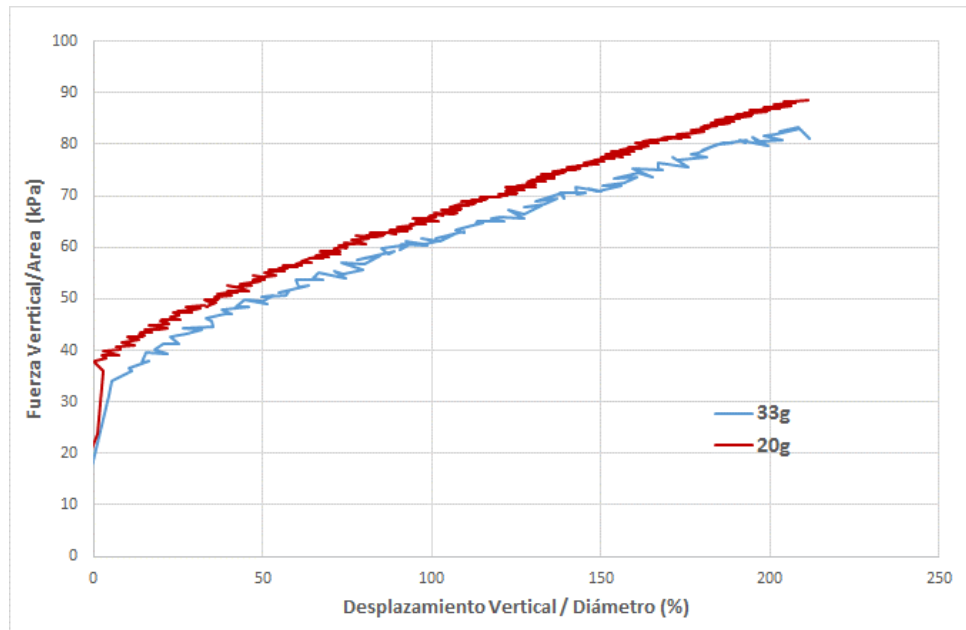


Figura 4. 9 Comparación de resultados de fuerza versus desplazamiento para 20 g y 33 g.

4.6 ENSAYOS DE INTERACCIÓN VERTICAL

Los modelamientos centrífugos en interacciones verticales fueron estudiadas en ductos rígidos por varios autores (Hodder, 2009; Hodder *et al.*, 2009; Hu *et al.*, 2011; Chatterjee *et al.*, 2011). En este ítem se mostrarán la interpretación de la interacción vertical, las fases de la interacción y los resultados obtenidos de los ensayos verticales.

4.6.1 Interpretación de la interacción vertical

La interacción entre el ducto y el suelo fue realizada en 12 ciclos de penetración obteniendo fuerzas de penetración y fuerzas de extracción como es mostrada en la Figura 4.10. Asimismo, se puede observar diferentes tramos de interacción. A continuación, una breve descripción para el primer ciclo de interacción:

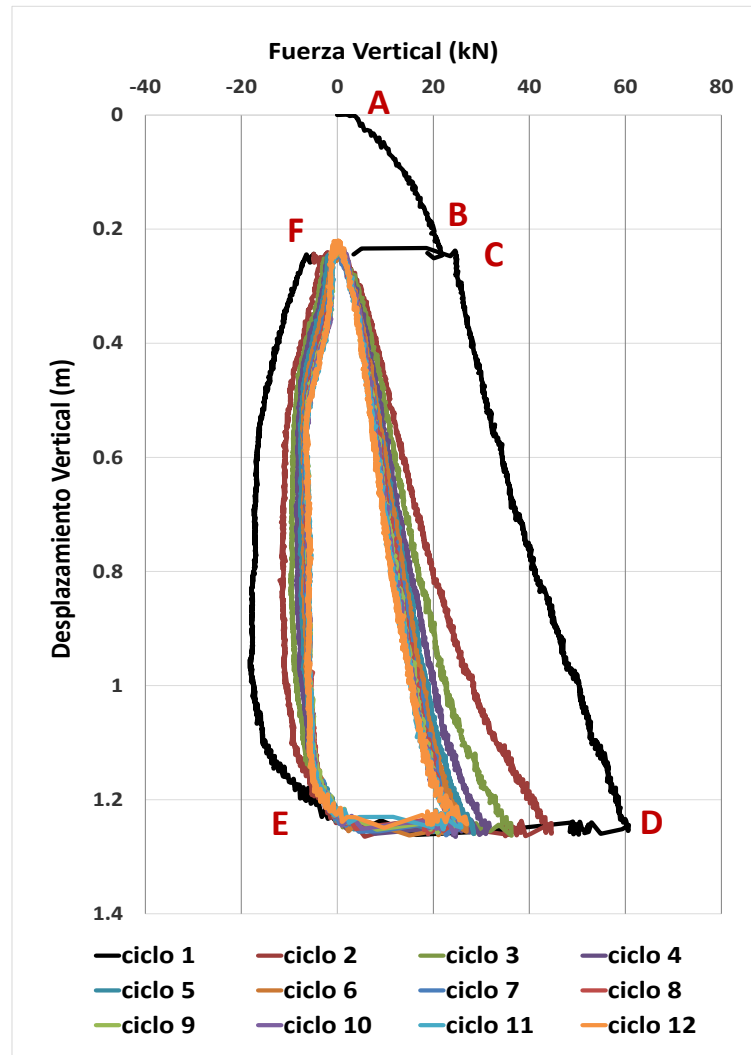


Figura 4. 10 Fuerza vertical movilizada versus desplazamiento vertical para 12 ciclos en escala prototipo.

- Tramo AB: Este tramo indica la penetración del ducto en suelo, donde el punto A representa el primer contacto con el suelo. Además, este tramo representa al enterramiento inicial del ducto. Según Randolph & Gourvenec (2011) afirma que esta tasa de enterramiento (w/D) depende del peso propio del ducto y varía entre 25% y 50%.
- Tramo BC: Representa un alivio de tensiones entre el ducto y el suelo cuando no presenta movimiento vertical. Esta fuerza de interacción se recupera tratando de llegar a la curva de color negro inicial (Curva suelo intacto) como es mostrado en el punto C.

- Tramo CD: Penetración del ducto hasta el desplazamiento dos veces el diámetro. En el punto D ocurre la máxima fuerza de interacción por compresión.
- Tramo DE: En este tramo el ducto permanece sin movimiento y representa un cambio de dirección iniciando su etapa de extracción en el punto E.
- Tramo EF: tramo de extracción del ducto. El valor máximo de succión se puede localizar como el máximo valor de la fuerza de extracción del ducto. El punto F indica que el ducto llegó a la posición de enterramiento inicial, donde nuevamente comenzará el siguiente ciclo de penetración.

Los siguientes ciclos de penetración son mostrados en la Figura 4.10 y cada ciclo es presentado con un color. Asimismo, se puede observar que las curvas obtenidas son muy similares en formato a las obtenidas por Hodder et al. (2008), donde se muestra una combinación entre un modelo lineal y no lineal para la interacción suelo – riser, indicando que la respuesta tiene la forma de una banana. También, se observa que la degradación de la resistencia del suelo se desarrolla conforme aumenta el número de ciclos. Hu et al. (2014) afirmaron que este problema de interacción es categorizado como un problema de fatiga debido al movimiento repetido del riser y la evolución del mecanismo de ruptura con el aumento de números de ciclos y es importante considerarlo. Diferentes mecanismos de ruptura son observados cuando las direcciones de carga del ducto son diferentes. En la fase de penetración puede ser observado un mecanismo “*Deep flow*” mientras que en la fase de extracción se puede observar un mecanismo de levantamiento (*Uplift*) donde los factores de capacidades de carga utilizados en los modelos de penetración y extracción son dependientes de la dirección de la carga.

4.6.2 Enterramiento inicial del riser

Los resultados de fuerza vertical normalizada versus enterramiento inicial normalizado (w/D) para los dos perfiles de resistencia de suelo arcilloso son presentados en la Figura 4.11. Se observa diferentes tasas de enterramiento nominales entre 25% y 50% que se encuentran en el intervalo de enterramiento

(Randolph & Gourvenec, 2011). También se realizaron ensayos con una tasa de enterramiento de 75% donde se observa que para valores mayores a 50%, no aumentan los valores de fuerza normalizada. Esto es debido a que la interacción es dependiente del área de contacto, en consecuencia, la máxima área de contacto ocurre para el enterramiento de 50% y para mayores valores de enterramiento el área de contacto se reduce.

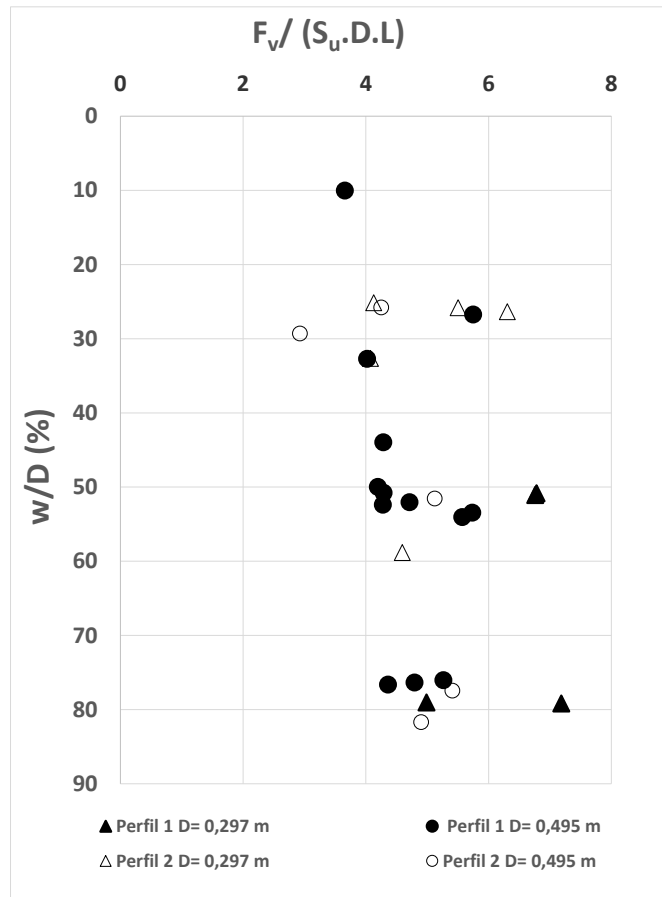


Figura 4. 11. Fuerza vertical normalizada versus profundidad de enterramiento normalizado para los dos perfiles.

Además, se observa que los valores normalizados para el perfil 1 y perfil 2 se encuentran muy próximos. La normalización elimina los factores dependientes y permiten una mejor comparación entre resultados de ductos diferentes diámetros. Este tipo de gráfica es muy útil porque permite estimar los valores de fuerza de interacción vertical para diferentes tipos de diámetros y resistencia no drenada del suelo.

4.6.3 Fuerzas de interacción vertical en suelo intacto

En este ítem se presenta la interacción del ducto con el suelo durante la penetración en el suelo intacto (ciclo 1 de compresión). Las curvas completas de interacción vertical son consideradas desde la fase de enterramiento. Se observa en las curvas la existencia de una etapa de carga y descarga, esto es debido que en ese instante el ducto estaba a una profundidad de enterramiento inicial y en reposo. Posteriormente, después de esperar un alivio de tensiones en la interacción nuevamente se aplicó el movimiento vertical hasta llegar a dos veces el diámetro del ducto. En la Figura 4.12 se presenta las curvas de interacción para los dos diámetros de ducto (0.297 m y 0.495 m) y un mismo perfil 1. También, se observa que existe una buena aproximación entre los valores de fuerza y a mayor profundidad presenta mayor fuerza de interacción vertical. Para valores de profundidad de 2 veces el diámetro se obtuvo un valor máximo de 20 kN para $D = 0.297\text{m}$, mientras que para $D = 0.495\text{ m}$ se obtuvo un valor promedio de 60 kN.

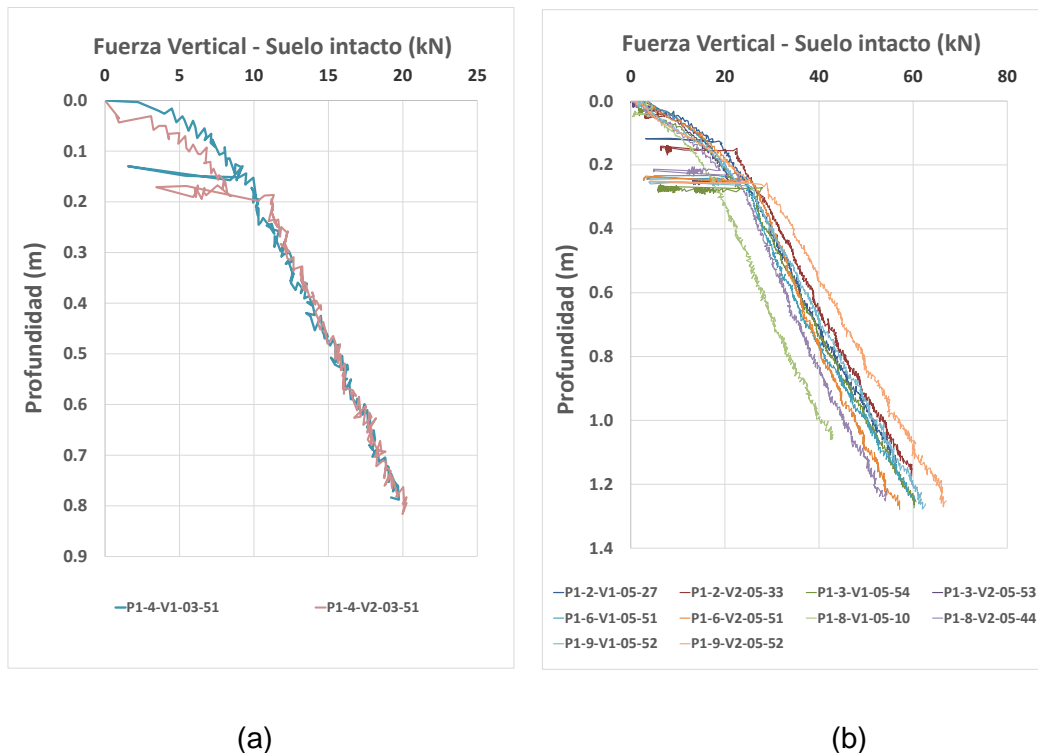


Figura 4. 12. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 1 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.

Mientras que en la Figura 4.13 se presenta las curvas de interacción para los dos diámetros de ducto (0.297 m y 0.495 m) y un mismo Perfil 2. Para el máximo

desplazamiento alcanzado, la fuerza de interacción vertical es en promedio 40 kN para $D = 0.297$ m. Y para un $D = 0.495$ m se obtuvo una fuerza de interacción de aprox. 120 kN.

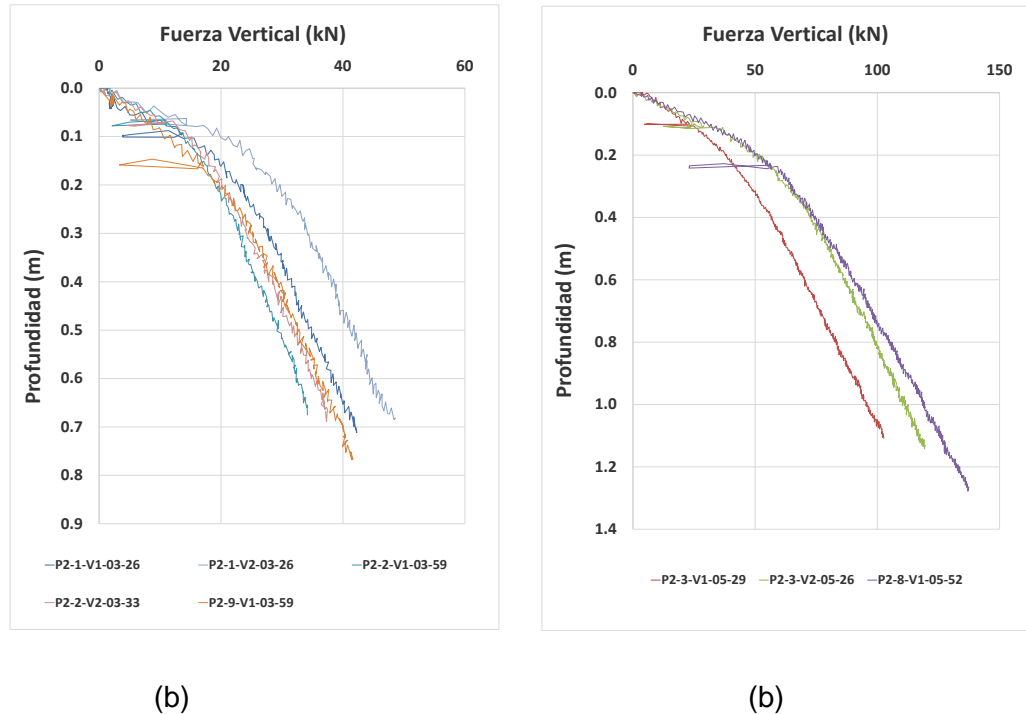


Figura 4. 13. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 2 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.

4.6.4 Fuerzas de interacción vertical en suelo remoldeado

Estos perfiles de interacción vertical fueron obtenidos para el suelo remoldeado. En la Figura 4.10 se presentó la interacción cíclica típica completa (12 ciclos) y en este ítem sólo se presenta la fuerza vertical de compresión para el último ciclo, donde se observa una degradación del suelo a lo largo de los ciclos generando una pérdida de resistencia del suelo. Las Figuras 4.14 y 4.15 presentan las curvas de fuerza vertical en suelo remoldeado a lo largo de la profundidad para el perfil 1 y perfil 2, respectivamente. En la Figura 4.14 se observa que para el ducto 0.297m se obtuvo una máxima fuerza de 8 kN, mientras que para el ducto de 0.495 m se obtuvo una fuerza máxima de 30kN. Además, las curvas son muy próximas que evidencian un valor de degradación del suelo constante para este último ciclo.

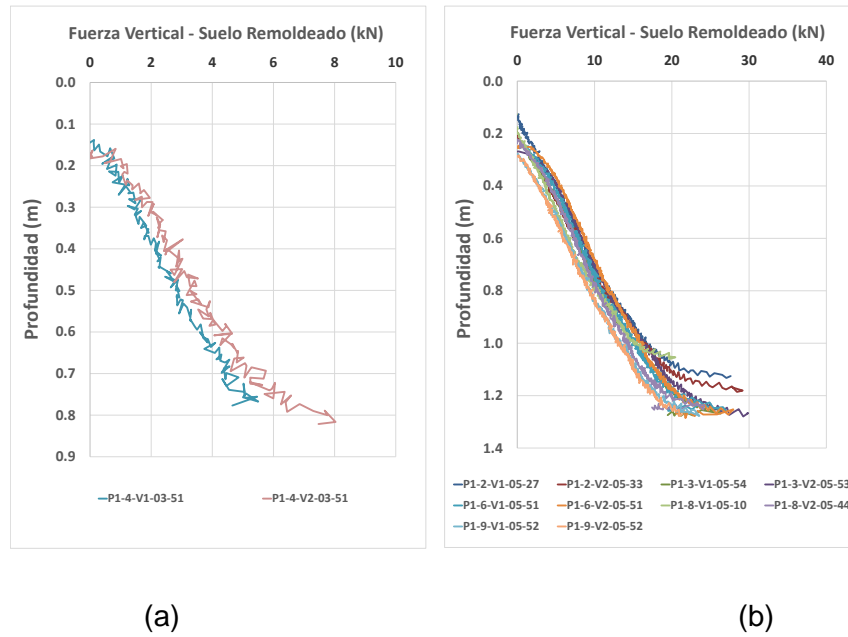


Figura 4. 14. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 1 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.

También, en la Figura 4.15 se muestra que para un diámetro 0.297 m se obtuvo una fuerza máxima de 7kN, mientras que para el diámetro de 0.495 m se obtuvo un valor de fuerza máxima de 35 kN. Además, los valores de la fuerza son dependientes de la profundidad.

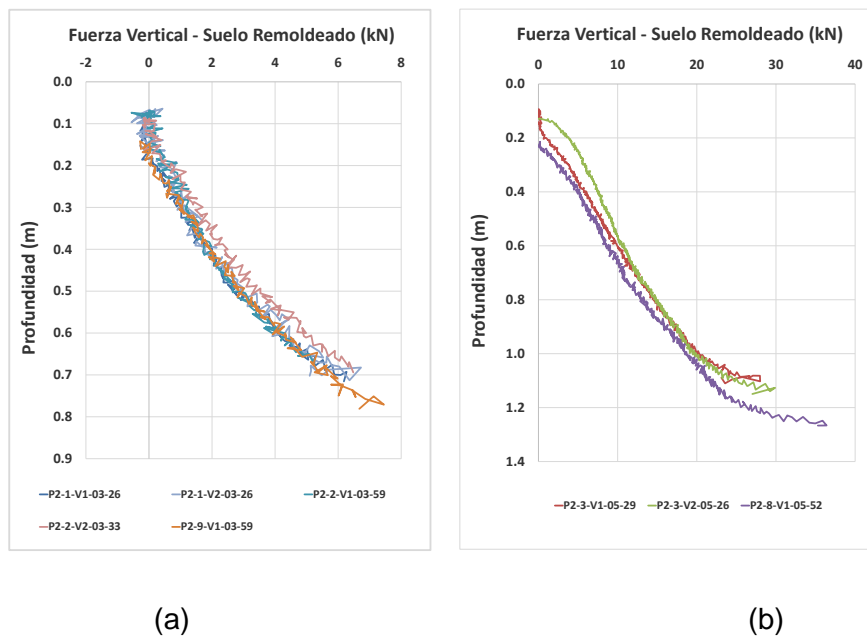


Figura 4. 15. Fuerza vertical versus profundidad en el Perfil 2 a) Ducto de 0.297 m y b) Ducto de 0.495 m.

A partir de las figuras anteriores se puede concluir que para cualquier ducto que sufre una interacción cíclica, el perfil de fuerza versus desplazamiento es el mismo para un suelo remodelado. Esto es debido a que el suelo alcanzó su máxima resistencia y no puede degradarse más, entonces la fuerza de interacción vertical se torna un valor constante.

4.6.5 Fuerzas de interacción vertical cíclica

En este ítem se presenta la evolución de las fuerzas cíclicas para el máximo desplazamiento vertical alcanzado (dos veces el diámetro del ducto) en los dos perfiles de suelo. La Figura 4.16 presenta la fuerza vertical a lo largo de los 12 ciclos donde se observa que existe una degradación de la fuerza vertical a mayor cantidad de ciclos en el Perfil 1. Este efecto sucede para los dos diámetros ensayados. La forma y el comportamiento de la curva es semejante para las dos geometrías, pero se encuentran desplazadas en el eje vertical debido a que el mayor diámetro presenta mayor área de contacto en consecuencia tiene mayor fuerza de interacción con el suelo.

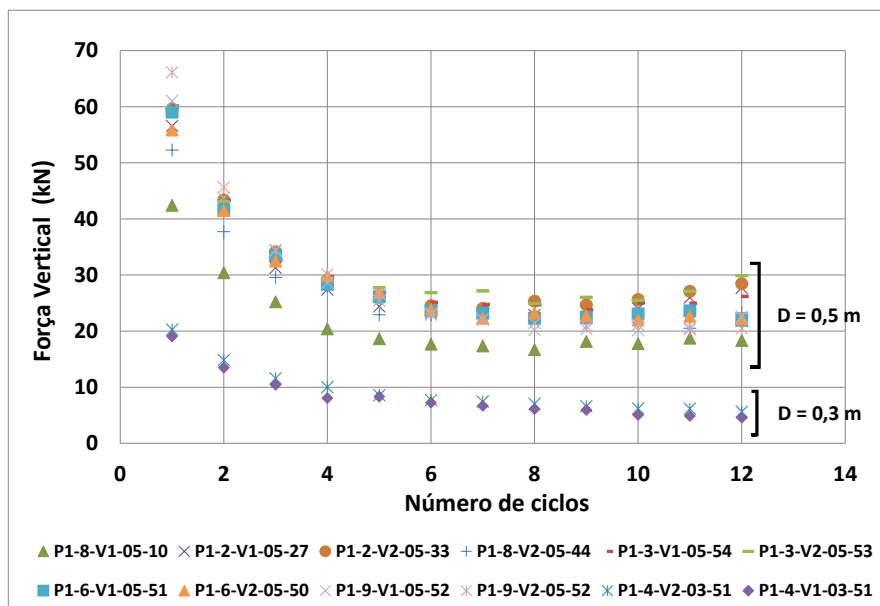


Figura 4. 16. Fuerza vertical versus número de ciclos para diámetros de 0.297 m y 0.495 m en el Perfil 1.

En la Figura 4.17 se presenta se presenta la evolución de la fuerza vertical a lo largo de los 12 ciclos para el perfil 2. Para cada diámetro ensayado, se observa que existe menor variación entre cada curva, son muy próximas, esto es debido

que para el tipo de suelo 2 se pudo controlar la resistencia del suelo durante la preparación de la muestra.

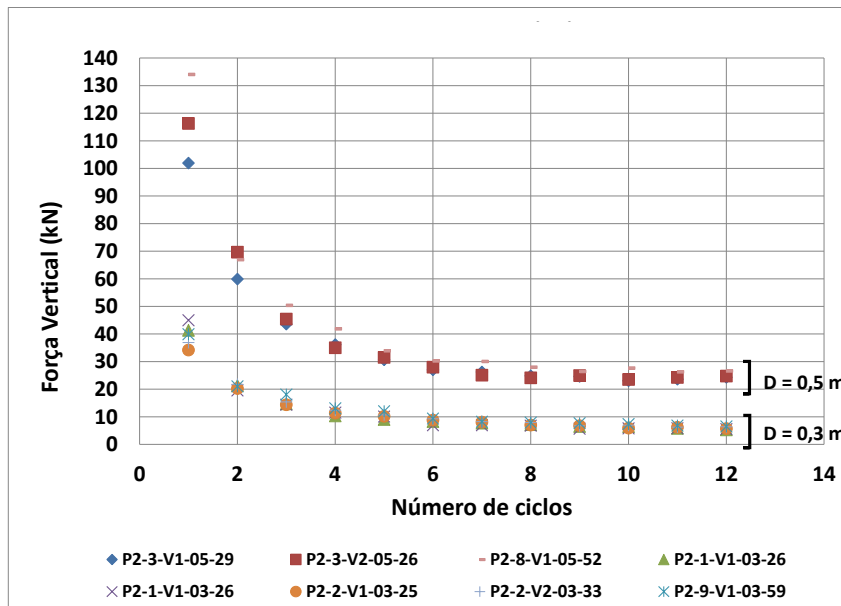


Figura 4. 17. Fuerza vertical versus número de ciclos para diámetros de 0.297 m y 0.495 m en el Perfil 2.

A partir de las figuras anteriores podemos concluir que los valores de fuerzas de interacción cíclica se tornan constantes a partir del octavo ciclo. Cuando se alcance este valor de fuerza vertical constante (a partir del 8vo ciclo) no dependerá del tipo del diámetro del ducto, del nivel de enterramiento, de la profundidad de desplazamiento vertical del ducto, ni del número de ciclos. Este tipo de respuesta de degradación es propia del tipo de suelo ensayado.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presenta los análisis de resultados de las fases del ensayo del modelo físico, como el enterramiento inicial, rigidez vertical en pequeños desplazamientos, fuerzas de compresión y extracción en suelo intacto y remoldeado. También se presenta análisis en la interacción cíclica en las fuerzas de compresión y extracción y en rigidez vertical para grandes desplazamientos.

5.1 ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN

La primera fase en el ensayo de modelamiento físico fue realizar la consolidación de la muestra de suelo para los dos perfiles de resistencia 1 y 2. Este proceso fue acelerado con el apoyo de la centrifuga geotécnica donde la relación del tiempo de consolidación entre prototipo y modelo fue de N^2 (para $N = 100$). En esta etapa se pudo monitorear los valores de asentamiento y poro presiones en relación al tiempo. Los resultados mostrados en esta etapa son presentados en unidades prototipo. La Figura 5.1 presenta las curvas de asentamiento versus tiempo para el perfil 1 y 2, donde se observa los límites superior e inferior y la curva promedio para cada perfil. En caso de la curva promedio, ambos perfiles tuvieron un valor de asentamiento de 3 m, que significa un asentamiento del suelo dentro de la caja de centrifuga de 30 mm.

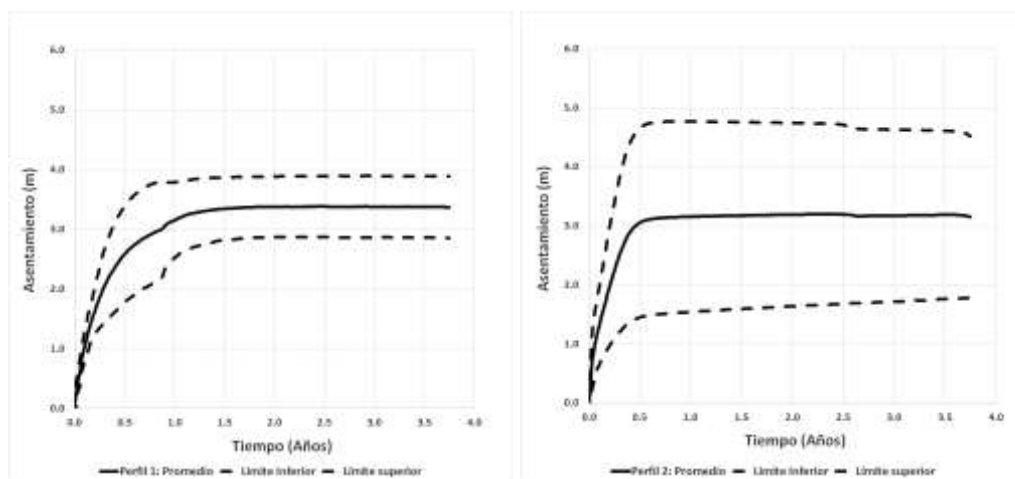


Figura 5. 1 Asentamiento versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.

También se observa que el Perfil 2 presentó una mayor desviación estándar entre sus límites que el perfil 1. Esto puede ocurrir, por motivos de los tamaños de grumos colocados en la etapa de preparación, donde esta metodología genera vacíos entre grumos, que posteriormente llegan a homogenizar la muestra de suelo por acción de la sobrecarga aplicada por la centrifuga. La Figura 5.2 presenta las curvas de poro presión versus tiempo para el perfil 1 y perfil 2. Los valores de poro presión en modelo y prototipo son el mismo valor (según ley de escala en centrifuga). Para todos los ensayos, el sensor que registra los valores de poro presión fue ubicado a una altura de 40 mm con respecto a la base de la caja y las alturas iniciales (antes de la consolidación) fueron de 105 mm y 115 mm para el perfil 1 y perfil 2, respectivamente. Esto explica que los valores pico en el Perfil 2 son más altos que el perfil 1, debido a que el sensor registro una mayor disipación de poro presiones en el suelo por estar expuesto a una mayor sobrecarga. La siguiente ecuación presenta el cálculo para el valor pico de poro presión para el Perfil 1, donde el valor es de 77.12 kPa muy cercano al valor pico promedio (Figura 5.1).

$$\begin{aligned}\sigma'_{v,P1} &= N\gamma'_{acero}h_{acero} + N\gamma'_{suelo}Z_{suelo} = 100.(65.8)(0.003) + 100.(7.65)(0.075) \\ &= 77.12kPa\end{aligned}$$

El valor pico obtenido analíticamente fue de 175.82 kPa. Este valor es muy cercano al obtenido en los registros del sensor (registro pico promedio) como se muestra en la Figura 5.2 curva perfil 2.

$$\begin{aligned}\sigma'_{v,P2} &= N\gamma'_{acero}h_{acero} + N\gamma'_{suelo}Z_{suelo} = 100.(65.8)(0.018) + 100.(7.65)(0.075) \\ &= 175.82kPa\end{aligned}$$

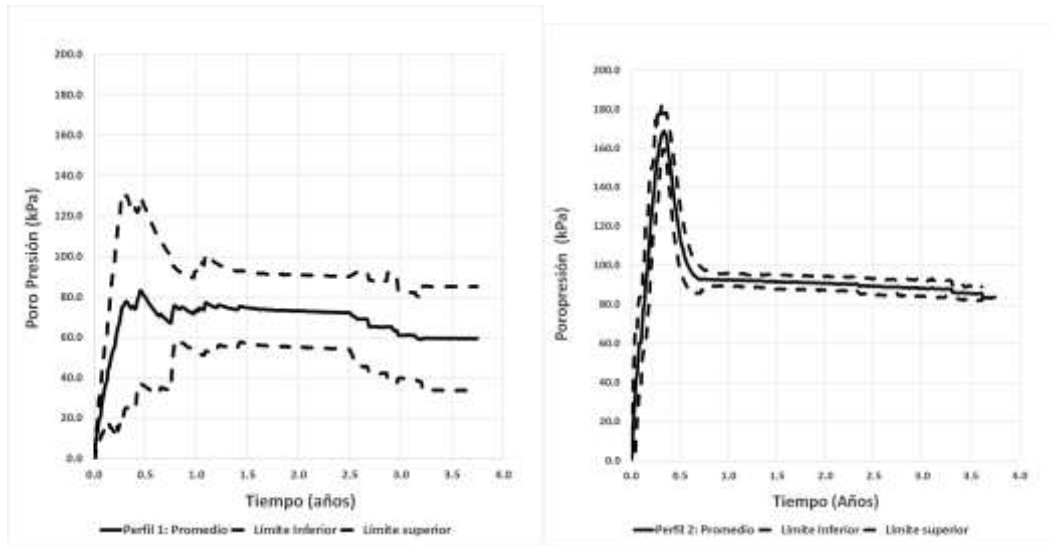


Figura 5. 2 Curvas de poro presión versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.

La Figura 5.3 presenta la curva de grado de consolidación versus tiempo para los dos perfiles. Todos los ensayos fueron consolidados por un tiempo de 3 horas en escala prototipo equivalente a 3.47 años en prototipo. Para este tiempo en años se puede observar en la Figura 5.3 que las curvas de grado de consolidación alcanzan el 100%.

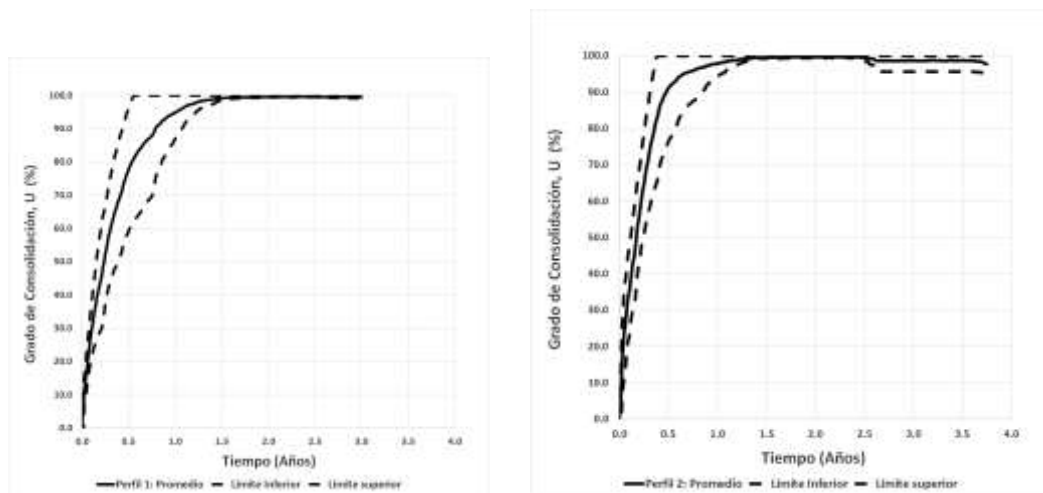


Figura 5. 3 Grado de consolidación versus tiempo (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.

5.1.1 Método Asaoka

A partir de los análisis de la evolución de los asentamientos con el tiempo y la variación de la poropresión es posible obtener parámetros de campo, tales como

coeficiente de consolidación y asentamientos a tiempo infinito. Asaoka (1978) propuso un método de simple aplicación para la interpretación de los resultados de medidas de asentamiento con el tiempo, para la obtención de coeficientes de consolidación vertical y previsión de los asentamientos finales. La Figura 5.4 presenta las curvas de recta ajustada a partir del método Asaoka para el perfil 1 y perfil 2. Para obtener esas curvas se realizó el siguiente procedimiento: (i) inicialmente se traza la curva de asentamiento (S_i) versus tiempo y se considera un valor Δt constante y se registra la distancia de drenaje en el estrato de suelo (h_d), (ii) se busca los valores de S_i igualmente espaciados de Δt y se plotea un gráfico S_i versus S_{i-1} , (iii) los puntos se ajustan a una recta donde se obtiene la inclinación β y se calcula el valor de c_v , (iv) posteriormente se traza la recta de 45° ($S_i = S_{i-1}$) y se obtiene el asentamiento final (S_f). Las curvas evaluadas en este método corresponden a los valores promedio de asentamiento de ambos tipos de suelo (Figura 5.1). Para la evaluación del coeficiente vertical se utiliza la siguiente ecuación:

$$c_v = -\frac{5}{12} h_d^2 \frac{\ln \beta}{\Delta t} \quad (5.1)$$

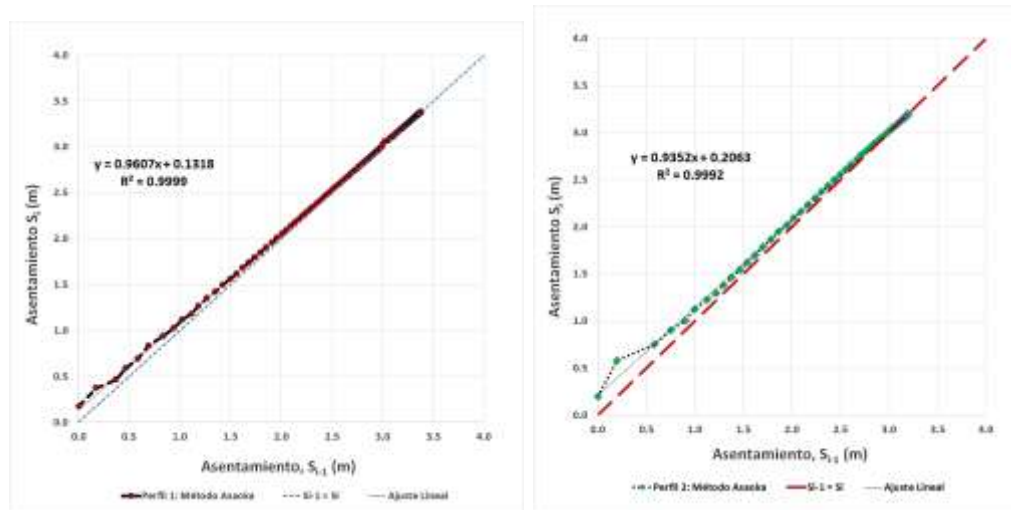


Figura 5. 4 Método Asaoka (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.

La tabla 5.1 presenta los resultados obtenidos por el método Asaoka a partir del monitoreo de los ensayos de consolidación para los perfiles 1 y 2. A partir de las curvas en la Figura 5.4 se observa que la intersección de las rectas define el valor del asentamiento total (S_f) con un valor de 3.35 m y 3.18 para el perfil 1 y perfil 2, respectivamente. Los valores de coeficiente de consolidación vertical fueron de 3.35 m²/s y 3.18 m²/s para perfil 1 y 2, respectivamente. Valores de coeficiente de

consolidación vertical obtenido por Trejo (2015) a partir de ensayos edométricos resultaron un valor promedio de $6.48 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ que es un valor menor al obtenido por los ensayos centrífugos, sin embargo, se encuentran en el orden de $10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Esta pequeña diferencia puede deberse a que el modelamiento centrífugo representa mejor las condiciones de campo.

Tabla 5.3 Resultados obtenidos del método Asaoka.

Parámetros	Perfil 1	Perfil 2
Δt (años)	0.0125	0.0125
h_d (m)	5	5
β	0.96	0.94
c_v (m ² /año)	34.02	62.39
c_v (m ² /s)	10.9 E-07	16.6 E-07
S_t (m)	3.35	3.18

5.2 ENTERRAMIENTO INICIAL ESTÁTICO

La fase de enterramiento vertical representa la etapa de colocación del ducto en aguas profundas. Este enterramiento es debido al peso propio del suelo, donde alcanzan valores de enterramiento del 50% diámetro del ducto. Para evaluar este valor en forma analítica y semiempírica se adaptó las guías de ductos semienterrados en aguas superficiales. Una de la principal guía es DNVGL – RP-F114 (2017) que recomienda información relacionada con la interacción de suelo-ducto para ductos submarinos. La Figura 5.5 presenta los valores de enterramiento estático para los dos perfiles y dos diámetros de 0.297 m y 0.495 m. Estos datos experimentales fueron comparados con los siguientes autores: Aubeny et al. (2005), Randolph & White (2008), Tho et al. (2012), Whang et al. (2014) y DNVGL (2017) y muestran una tendencia creciente en relación al aumento de la tasa de enterramiento (w/D).

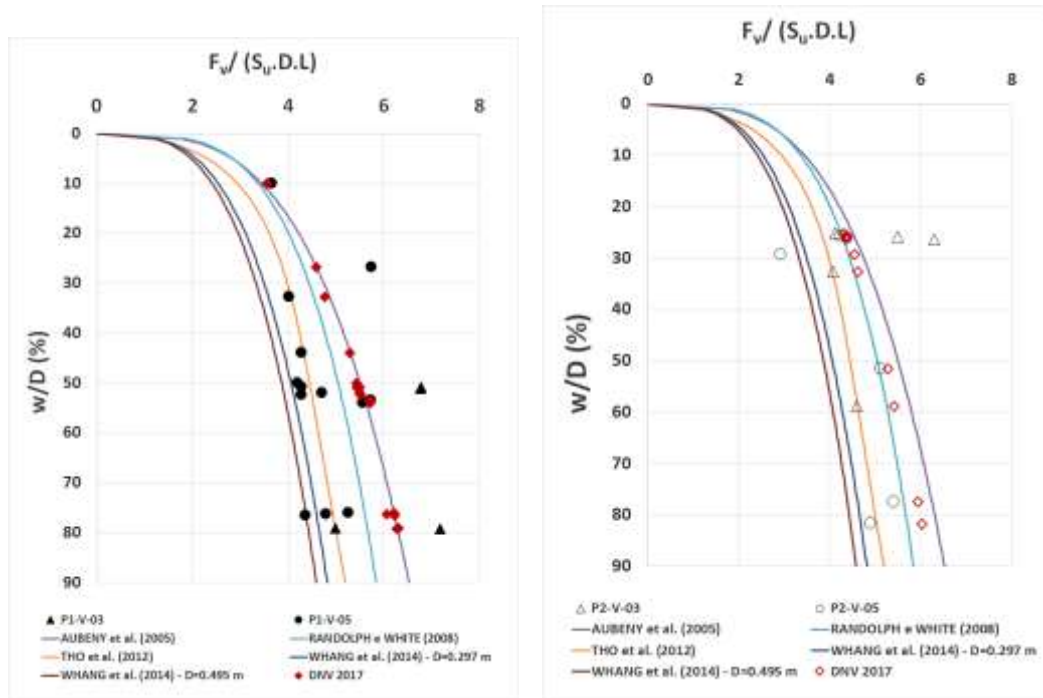


Figura 5. 5. Fuerza normalizada versus tasa de enterramiento (a) Perfil 1 y (b) Perfil 2.

También se observa que ese incremento finaliza cuando alcanza valores de 50% de tasa de enterramiento (w/D). Esto es debido que para tasas de enterramientos mayores al 50%, el área de contacto sobrepasa la mayor área de contacto. En la Figura 5.6 se presenta los valores de fuerza normalizada en relación a la tasa de enterramiento, donde para el caso de enterramiento estático, la fuerza vertical normalizada es conocida como el factor de capacidad N_c . La unión de los resultados para diferentes diámetros y tipos de suelos muestra que el valor N_c alcanza valores entre el intervalo de 4 y 6 para w/D de 50%.

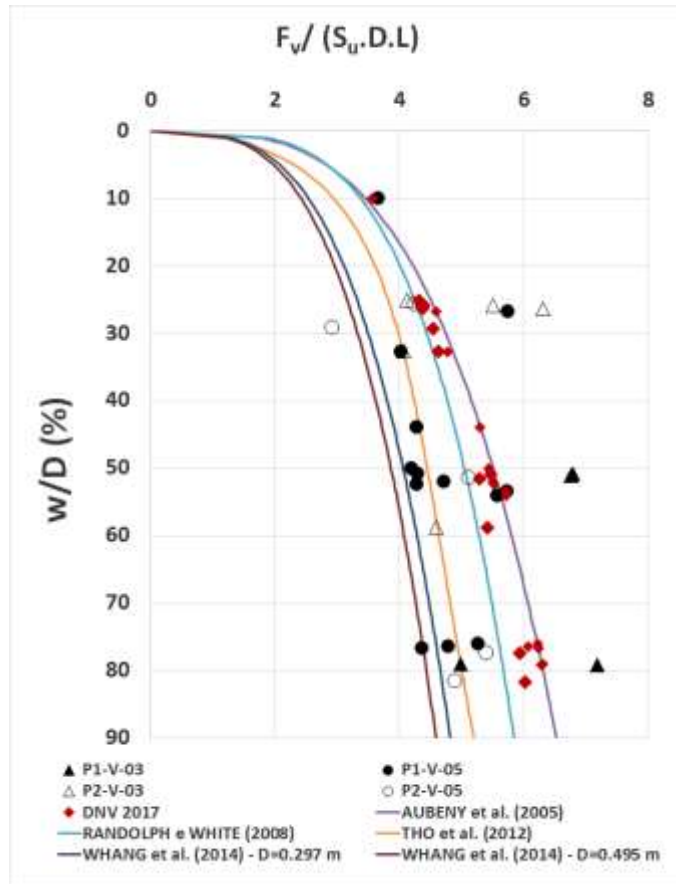


Figura 5. 6 Fuerza normalizada versus tasa de enterramiento.

5.3 RIGIDEZ VERTICAL PARA DESPLAZAMIENTOS PEQUEÑOS

Durante la etapa de enterramiento estático se puede obtener la rigidez secante vertical para desplazamientos pequeños. El valor de rigidez es igual a la fuerza vertical dividida por la penetración del ducto en el suelo. Este parámetro es muy útil en la etapa de diseño del riser. En los análisis de interacción se considera que el suelo presenta un modelo no lineal. En este ítem se presenta los valores de rigidez secante obtenidos para los dos perfiles de suelo. Las Tabla 5.2 y 5.3 presentan los valores de rigidez secante obtenidos experimentalmente y valores obtenidos por las ecuaciones de Bridge (2005) y DNVGL (2017). Asimismo, se presenta la rigidez secante normalizada para pequeños desplazamientos. Para obtener esta normalización, la rigidez fue dividida por el valor de N_c y S_u . Los valores experimentales mostrados en la Tablas son mayores en relación a Bridge (2005) y DNVGL (2007). Esto puede ser debido que en cada método se utiliza diferente cálculo de área de contacto y valor de fuerza vertical.

Tabla 5. 4 Valores de Rigidez secante evaluado por Bridge (2005), DNVGL (2017) y experimental para el Perfil 1.

N°	Fuerza Vertical (kN)	Desplazamiento Vertical (m)	K (kN/m/m)	k Norm	BRIDGE (2005)		DNVGL (2007)	
					K (kN/m/m)	k Norm	K (kN/m/m)	k Norm
1	7.51	0.15	49.76	2.34	33.66	1.58	28.13	1.32
2	7.49	0.15	49.40	2.33	33.56	1.58	28.07	1.32
3	8.48	0.24	36.06	1.50	26.50	1.10	23.53	0.98
4	5.57	0.23	23.71	1.50	25.22	1.60	22.39	1.42
5	15.00	0.13	113.34	6.55	51.70	2.99	38.84	2.25
6	17.58	0.16	108.60	5.68	69.36	3.63	53.90	2.82
7	20.75	0.27	77.56	3.66	40.18	1.90	33.91	1.60
8	20.68	0.26	78.16	3.70	39.31	1.86	33.12	1.57
9	19.61	0.25	78.02	3.90	50.47	2.52	42.17	2.11
10	20.83	0.25	84.17	3.96	55.03	2.59	45.86	2.16
11	33.51	0.38	88.65	2.59	56.68	1.66	50.11	1.47
12	2.41	0.05	48.42	11.85	39.59	9.69	24.76	6.06
13	16.84	0.22	77.38	4.47	48.68	2.81	39.71	2.29
14	21.35	0.26	82.33	3.78	53.58	2.46	44.99	2.07
15	23.59	0.26	91.57	3.81	53.97	2.24	45.27	1.88
16	22.75	0.38	59.98	2.58	43.28	1.86	38.29	1.65
17	27.47	0.38	72.98	2.60	43.52	1.55	38.46	1.37

Tabla 5. 5 Valores de Rigidez secante evaluado por Bridge (2005), DNVGL (2017) y experimental para el Perfil 2.

N°	Fuerza Vertical (kN)	Desplazamiento Vertical (m)	K (kN/m/m)	k Norm	BRIDGE (2005)		DNVGL (2007)	
					K (kN/m/m)	k Norm	K (kN/m/m)	k Norm
1	11.24	0.08	146.62	4.03	111.56	3.06	83.31	2.29
2	13.86	0.08	177.09	3.97	117.33	2.63	87.94	1.97
3	9.68	0.07	129.57	4.10	131.32	4.15	97.64	3.09
4	10.97	0.10	113.11	3.41	115.11	3.47	89.43	2.70
5	15.33	0.17	87.74	2.02	87.06	2.00	74.41	1.71
6	60.73	0.38	158.41	2.56	87.83	1.42	77.78	1.26
7	56.84	0.40	140.57	2.42	87.24	1.50	77.72	1.34
8	21.20	0.15	146.17	6.15	125.81	5.29	95.98	4.04
9	27.94	0.13	218.97	6.72	130.46	4.00	97.40	2.99
10	53.63	0.26	210.22	3.84	109.57	2.00	91.76	1.68

En la Figura 5.7 se muestra la rigidez secante vertical y normalizada versus la tasa de enterramiento para el Perfil 1. Se observa que los valores experimentales son mayores en relación a los obtenidos por Bridge (2005) y DNVGL (2017). Para la curva normalizada se tiene una tendencia donde a mayor tasa de enterramiento, menor es la rigidez normalizada.

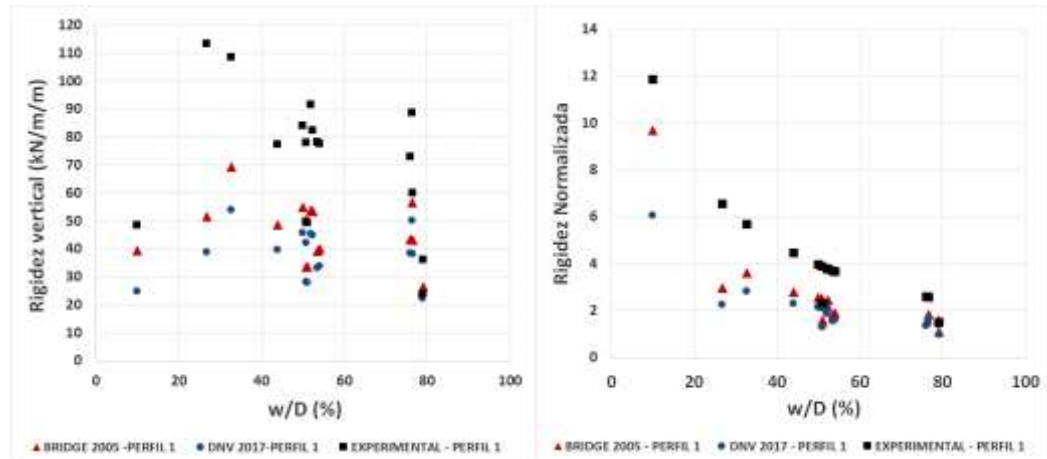


Figura 5. 7. (a) Rigidez secante versus w/D (b) Rigidez normalizada versus w/D, para perfil 1.

En la Figura 5.8 se muestra la rigidez secante vertical y normalizada versus la tasa de enterramiento para el Perfil 2. Se observa que los valores experimentales son mayores en relación a los obtenidos por Bridge (2005) y DNVGL (2017). También al igual que en el Perfil 1 se presenta una tendencia que a mayor valor de tasa de enterramiento, menor es el valor de rigidez normalizada. Valores máximos de rigidez de 250 kN/m/m y en valores máximos de rigidez normalizada de 7 para tasas de enterramiento bajas.

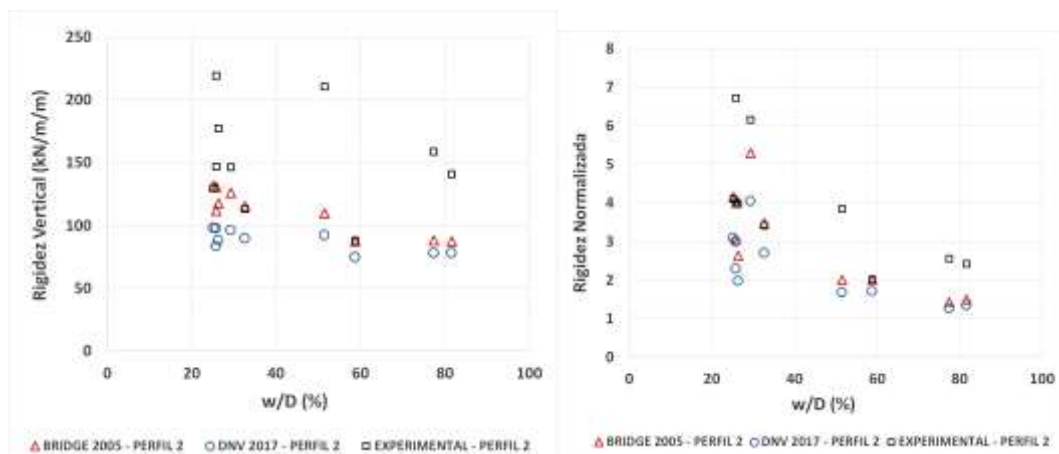


Figura 5. 8. (a) Rigidez secante versus w/D (b) Rigidez normalizada versus w/D, para perfil 2.

En la Figura 5.9 se muestra la rigidez secante vertical versus la tasa de enterramiento para los dos perfiles 1 y 2. Asimismo, se colocaron los valores de rigidez vertical en ductos semienterrados basados en modelos líneas como DNV (2006) y Guha et al. (2016). Se observa que los valores de rigidez lineal son muy pequeños en función a los evaluados en un modelo no lineal. Las condiciones de

interacción de un suelo-ducto deben ser representadas utilizando modelo no lineal como es demostrado por los valores experimentales.

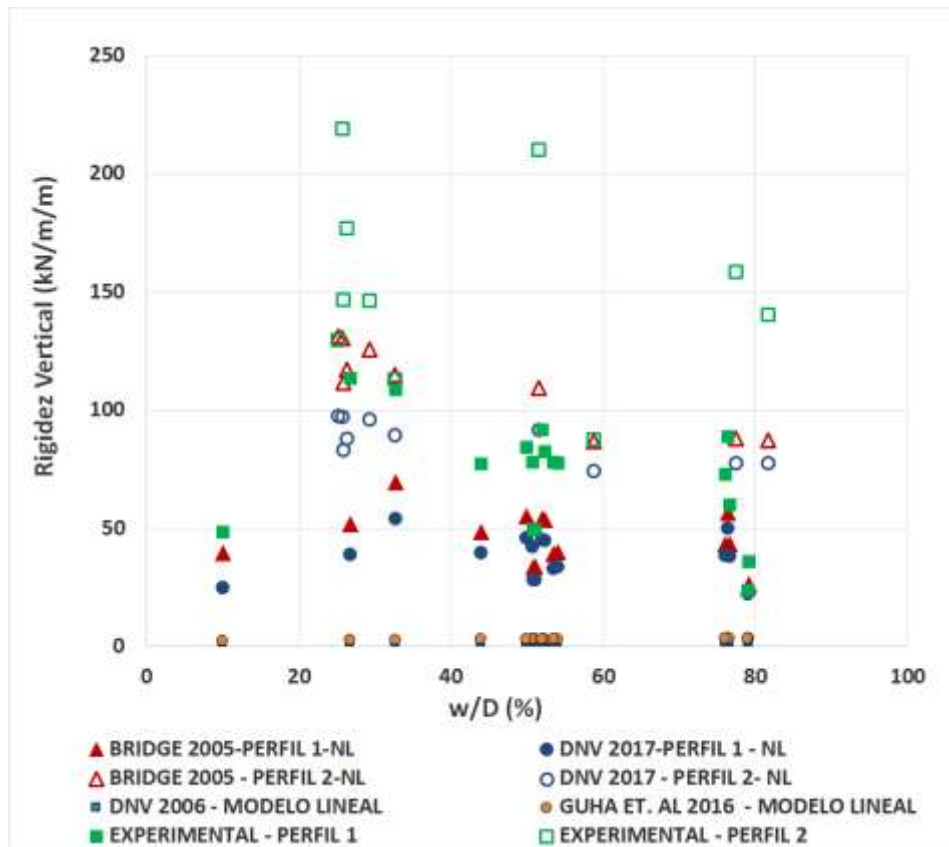


Figura 5. 9 Rigidez secante versus w/D para los Perfiles 1 y 2.

Una tendencia inversamente proporcional se puede observar entre los valores de rigidez normalizada y tasa de enterramiento. Valores obtenidos por modelo lineal (DNV, 2007; Guha et al., 2016) son poco representativos en la interacción suelo-ducto (Figura 5.10). Esto quiere decir que es importante conocer el comportamiento del suelo en la interacción vertical.

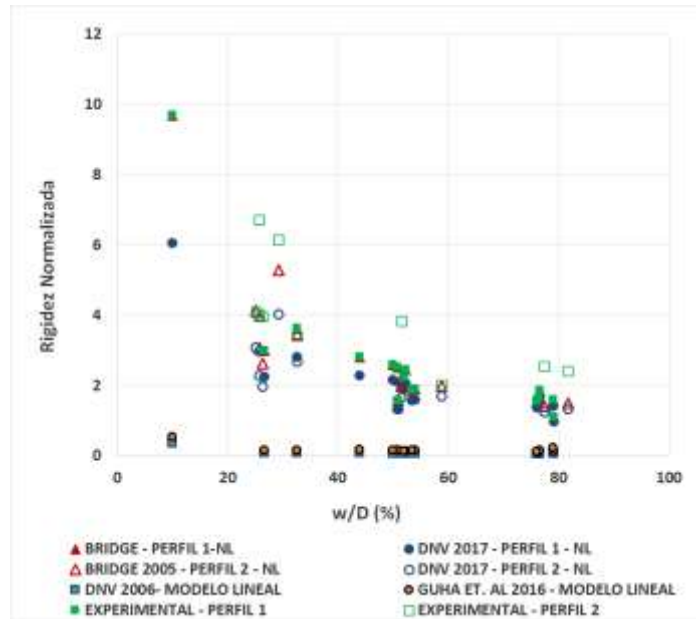


Figura 5. 10. Rigidez secante normalizada versus w/D para los Perfiles 1 y 2.

5.4 FUERZA DE COMPRESIÓN EN SUELO INTACTO

En este ítem se presenta las fuerzas de compresión, fuerzas normalizadas, presentación de una propuesta para la obtención de la fuerza de compresión a partir del ensayo T-bar. Estos valores son obtenidos para los dos tipos de suelos y para dos diámetros. También comparaciones fueron realizadas con la literatura (Skempton, 1951; Aubeny et al., 2005; Barboza cruz & Randolph, 2005; Hodder & Cassidy, 2010; Martin & White, 2012; Wang et al., 2015).

5.4.1 Fuerza intacta compresión versus desplazamiento

Las Figuras 5.11 y 5.12 presentan la fuerza vertical de compresión experimental (kN) versus profundidad (m) en el perfil 1 y perfil 2, obtenidas por los ensayos centrífugos para los $D = 0.30$ m y $D = 0.50$ m, respectivamente. En las figuras se pueden observar los valores promedios, mínimos y máximos, para valores promedios ± 1.25 desviación estándar (90% Gauss). La forma de las curvas es de tipo no lineal. En la Figura 5.11 se pueden observar valores máximos de fuerza de compresión cerca de 20 kN y 60 kN, para el diámetro 0.30m y 0.50 m, respectivamente.

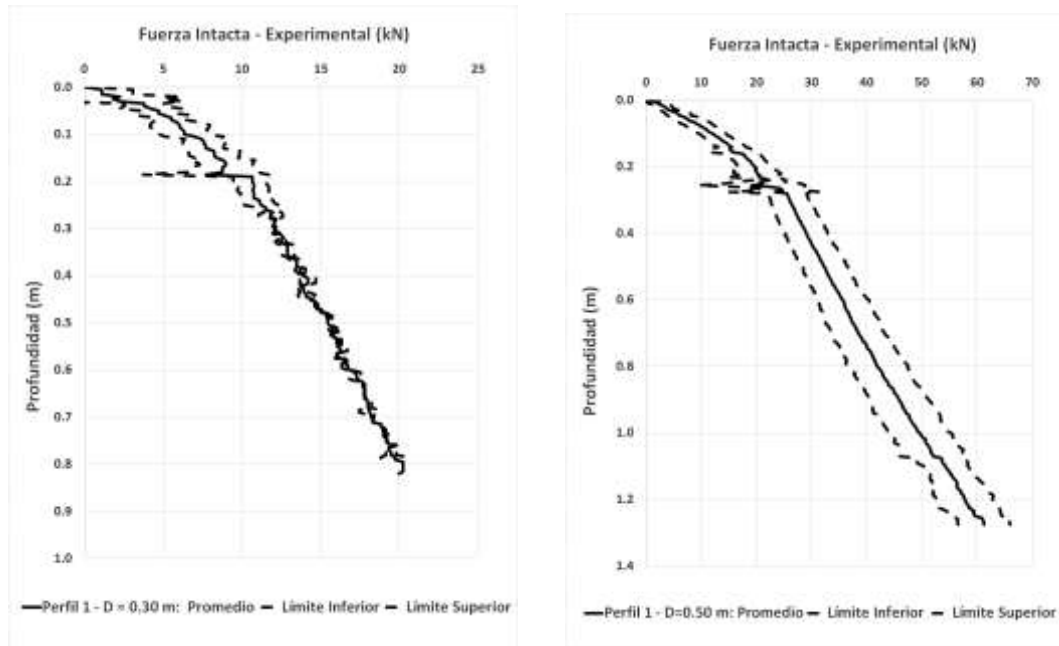


Figura 5. 11. Fuerza intacta experimental versus profundidad para perfil 1 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.

También se pueden observar que en las curvas de compresión, el desplazamiento vertical máximo es la suma del enterramiento inicial más dos veces el valor del diámetro. Esta interacción fue realizada en los suelos vírgenes durante la penetración del primer ciclo del movimiento vertical. En la Figura 5.12 se pueden observar valores máximos de fuerza de compresión cerca de 40 kN y 120 kN, para el diámetro 0.30m y 0.50 m, respectivamente.

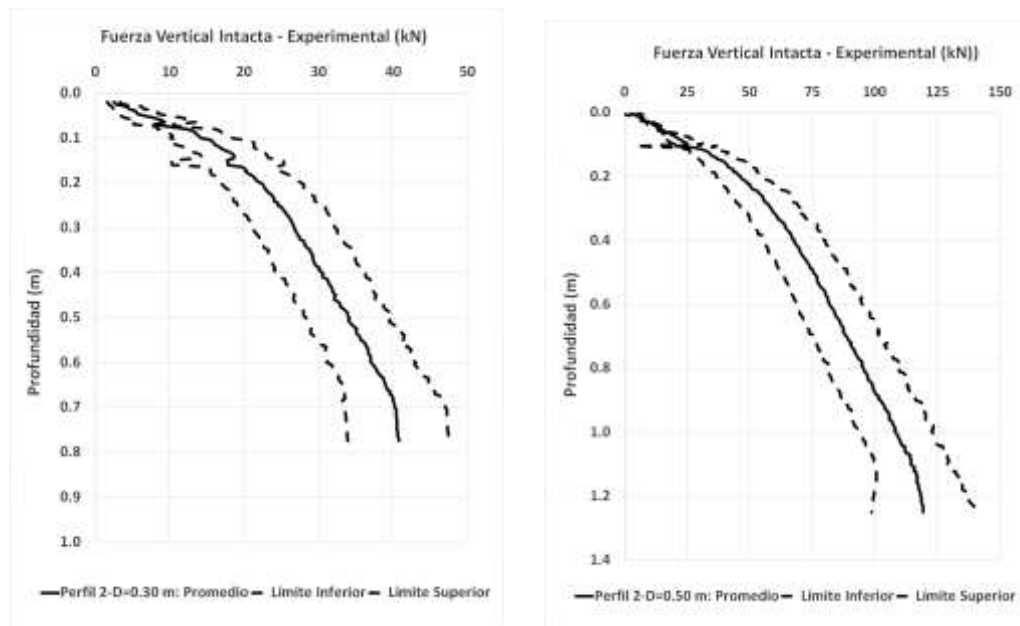


Figura 5. 12. Fuerza intacta experimental versus profundidad para perfil 2 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.

5.4.2 Fuerza Intacta normalizada versus desplazamiento

Para poder comparar las fuerzas de compresión en suelo intacto con la literatura (Skempton, 1951; Aubeny et al., 2005; Barboza cruz & Randolph, 2005; Hodder & Cassidy, 2010; Martin & White, 2012; Wang et al., 2015) se realizó la normalización de las fuerzas verticales. En la Figura 5.13 se presenta la fuerza normalizada versus el desplazamiento vertical normalizado para el perfil 1 para dos diámetros (0.30 m y 0.50 m). Se observa que para el D = 0.30 m, el valor de fuerza normalizada máxima es de 8 y comparado con otros autores presentan más proximidad a los valores obtenidos por Hodder & Cassidy (2010) y Martin & White (2012). Para el otro perfil de D = 0.50 m, se observa que los valores experimentales no son próximos a los obtenidos por la literatura. El valor máximo de fuerza normalizada es de 4.

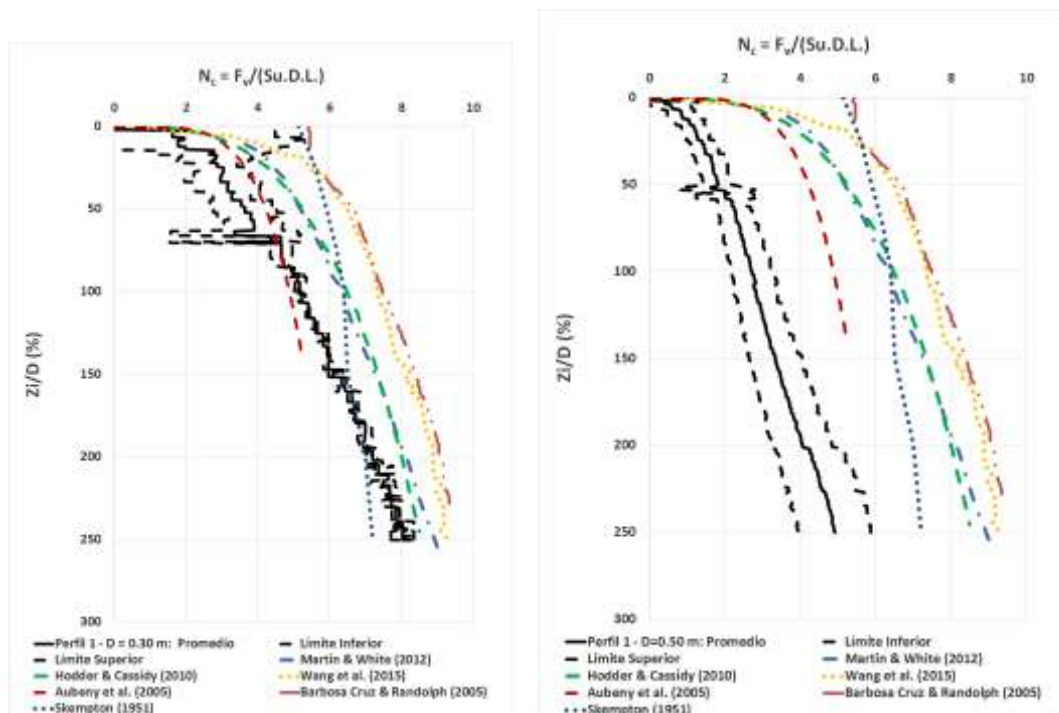


Figura 5. 13. Fuerza intacta normalizada versus profundidad para perfil 1 (a) D = 0.30 m y (b) D = 0.50 m.

En la Figura 5.14 se presenta la fuerza normalizada versus el desplazamiento vertical normalizado para el perfil 2 para dos diámetros (0.30 m y 0.50 m). Se observa que para el D = 0.30 m, el valor de fuerza normalizada máxima es de aprox. 8 y comparado con otros autores presentan más proximidad a los valores

obtenidos por Skempton (1951), Hodder & Cassidy (2010) y Martin & White (2012). Para el otro perfil de $D = 0.50$ m, se observa que los valores experimentales no son próximos a los obtenidos por la literatura. También para este perfil, el valor máximo de fuerza normalizada es de 4.

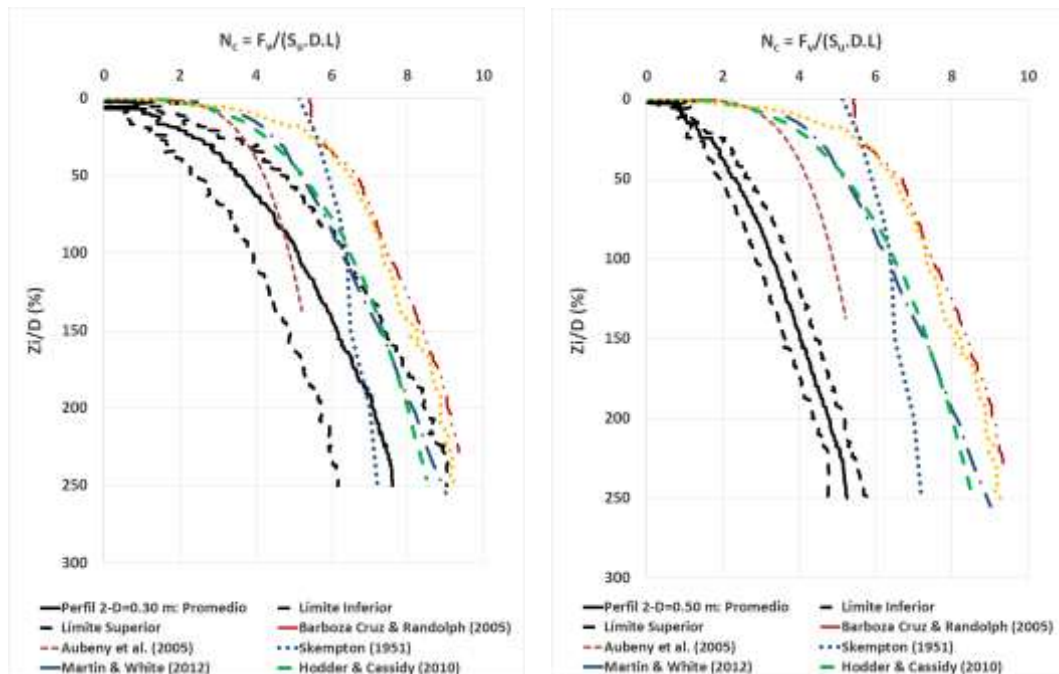


Figura 5. 14. Fuerza intacta normalizada versus profundidad para perfil 2 (a) $D = 0.30$ m y (b) $D = 0.50$ m.

A partir de las Figuras 5.13 y 5.14 se puede concluir que los valores normalizados para Perfil 1 y 2 y para diámetro $D = 0.30$ m presenta un valor máximo de 8 para fuerza normalizada y sus valores son muy cercanos a Skempton (1951), Hodder & Cassidy (2010) y Martin & White (2012). Por otro lado, los perfiles para el diámetro $D = 0.50$ m presentan un valor máximo de fuerza normalizada de 4 y no presenta valores próximos con la literatura.

En la Figura 5.15 se presenta curvas de compresión normalizada promedio para los dos perfiles y dos diámetros. Se observa que para perfiles con el mismo diámetro, los valores son muy próximos. También, para el menor diámetro del ducto se obtiene mayores valores de fuerza normalizada. Esto puede deberse que a la normalización de la fuerza vertical y que existe una sensibilidad con el valor de diámetro.

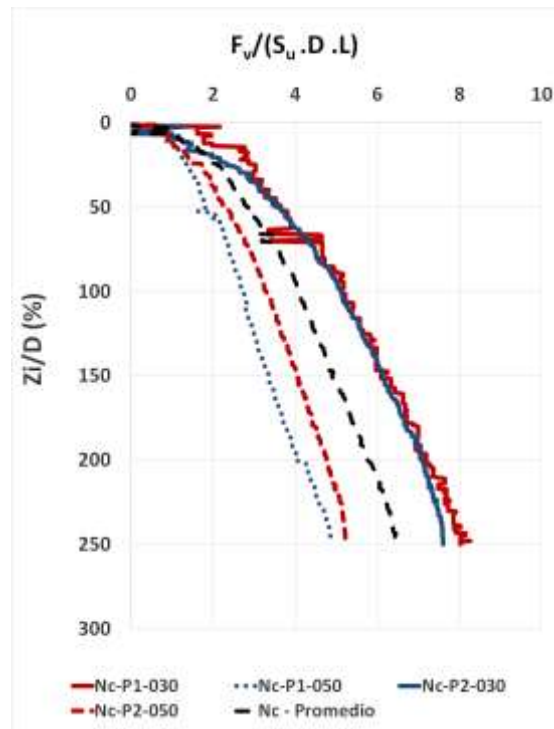


Figura 5. 15. Fuerza intacta normalizada versus desplazamiento vertical normalizado para perfil 1 y 2 con $D = 0.30$ m y $D = 0.50$ m.

5.4.3 Método de evaluación propuesto

En este ítem se presenta una propuesta para la evaluación de los valores de fuerza de interacción vertical a partir de las investigaciones de Einav & Randolph (2005) y Yafrate & DeJong (2007) que fueron desarrollados con base en resultados de ensayos T-bar.

Einav & Randolph (2005) propusieron una nueva aproximación para explorar los efectos de altas tasas de deformación y degradación de la resistencia gradual en la resistencia de penetrómetros cilíndricos. Los autores presentan la siguiente ecuación para la estimación de la resistencia no drenada (S_u) en diferentes tasas de deformación (γ_{def}).

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = 1 + \mu \log \left(\frac{|\gamma_{def max}|}{\gamma_{def max}^0} \right) \quad (5.1)$$

Donde S_{u0} es la resistencia no drenada de referencia, $\gamma_{def max}^0$ es la tasa de deformación de referencia, $\gamma_{def max}$ es la tasa de deformación y μ es la tasa de

incremento por ciclo logarítmico; generalmente 0.1 (o 10%) para ensayos de laboratorio.

Además, la resistencia no drenada puede ser evaluada en función a la resistencia a la penetración (q) y el valor de factor de corrección de la resistencia cortante (N_{Tbar}).

$$S_u = \frac{q}{N_{Tbar}} \quad (5.2)$$

Basado en las ecuaciones anteriores, Yafrate & DeJong (2007) relaciona la resistencia a la penetración con el factor de velocidad adimensional usando la siguiente ecuación:

$$\frac{q_{in}}{q_{in(ref)}} = a + \mu \log \left(\frac{v/d}{(v/d)_{ref}} \right) \quad (5.3)$$

Donde v es la velocidad de penetración del ensayo T-bar, d es el diámetro del Tbar, a es un coeficiente de intercepto y μ es el factor de tasa. Este factor para ensayos no drenados fueron presentados por Randolph & Hope (2004) obteniendo un valor de 0.13 en ensayos de cono y Tbar. Por otro lado, Kulhawy & Mayne (1990) presentaron un valor de 0.10, igualmente Einav & Randolph (2005) obtuvieron el mismo valor. Además, Yafrate & DeJong (2007) obtuvieron valores de μ igual a 0.12 e igual a 0.98 para ensayos no drenados utilizando T-bar. Los efectos de la tasa de deformación en la resistencia no drenada fueron discutidos ampliamente en la literatura (Randolph, 2004; Einav & Randolph, 2005; Yafrate & DeJong et al., 2011).

Teniendo en consideración los estudios anteriores, la tasa de deformación relativamente alta alrededor de un mini T-bar durante la penetración se espera que conduzca a una mayor resistencia alta de penetración en comparación a una sección del ducto más grande. Estos efectos pueden ser explicados utilizando una relación semilogarítmica donde la tasa de deformación en el suelo se caracteriza por la relación entre velocidad de penetración y diámetro del penetrómetro. En consecuencia, la ecuación propuesta presenta la relación entre un ensayo de in situ (T-bar) y ducto. En esta investigación será aplicada para dos tipos de perfiles de suelo y dos diferentes diámetros de ductos comerciales (0.30 m y 0.50 m).

$$\frac{S_{u,ducto}}{S_{u,Tbar}} = a + \mu \log \left(\frac{\left(\frac{v}{d}\right)_{Ducto}}{\left(\frac{v}{d}\right)_{Tbar}} \right) \quad (5.4)$$

Además se puede evaluar la fuerza de interacción vertical a partir de la siguiente ecuación:

$$q = \frac{\left(\frac{F_v}{DL}\right)}{N} \quad (5.5)$$

Entonces, utilizando la Ecuación (5.2) y Ecuación (5.5) se tiene la siguiente expresión para determinar la Fuerza vertical en el ducto. Se asume que el valor de N_{Tbar} es similar al valor de N_{ducto} debido que la interacción es realizada en el mismo tipo de perfil del suelo.

$$\frac{F_{ducto}}{F_{Tbar}} \cdot \left(\frac{D_{Tbar}}{D_{ducto}}\right) \cdot \left(\frac{L_{Tbar}}{L_{ducto}}\right) = a + \mu \log \left(\frac{\left(\frac{v}{D}\right)_{Ducto}}{\left(\frac{v}{D}\right)_{Tbar}}\right) \quad (5.6)$$

La ecuación 5.6 permite obtener la fuerza de interacción vertical entre el suelo y el ducto teniendo como parámetros de entrada los valores de velocidad de penetración del ducto y T-bar y la geometría del ducto y T-bar.

5.4.4 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y $D = 0.297m$

En la Fig. 5.16 (a) se presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.16 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.9416).

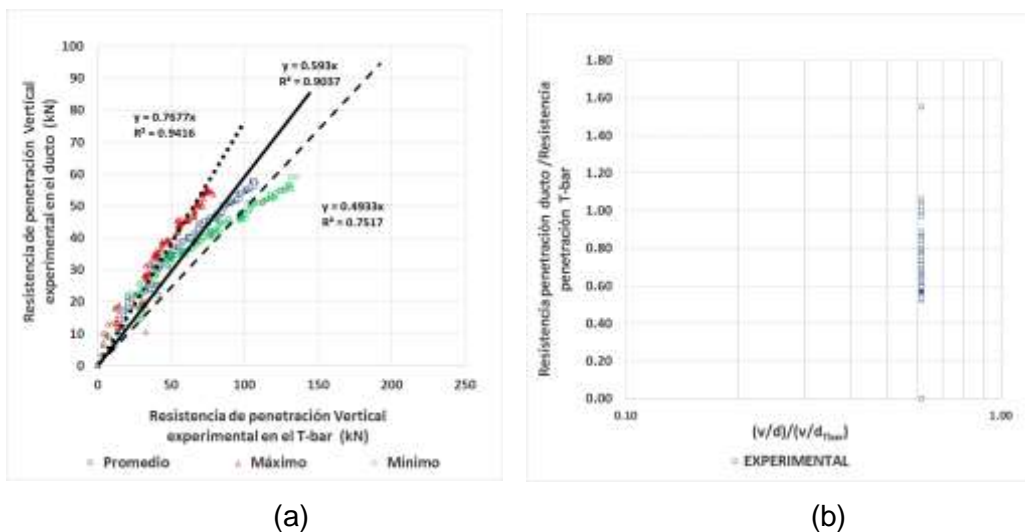


Figura 5. 16. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

Las Figura 5.17 (a) y 5.17 (b) presentan la fuerza intacta experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza intacta obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en el ítem 5.4.3, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos.

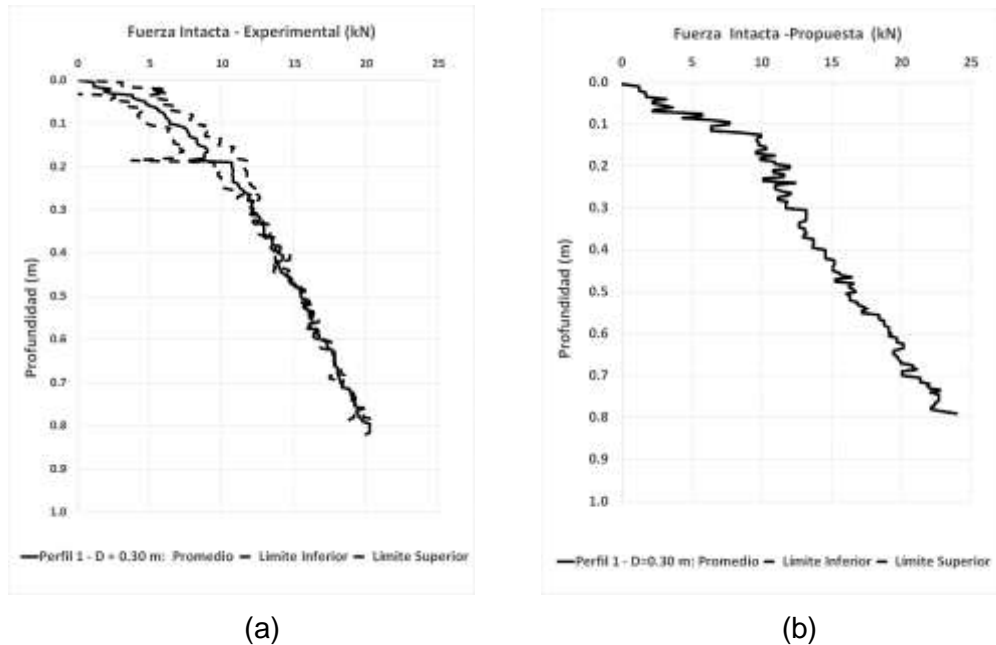


Figura 5. 17. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.18 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.6. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo la Figura 5.18 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 0.69 y diferencia de desviación estándar de 0.99).

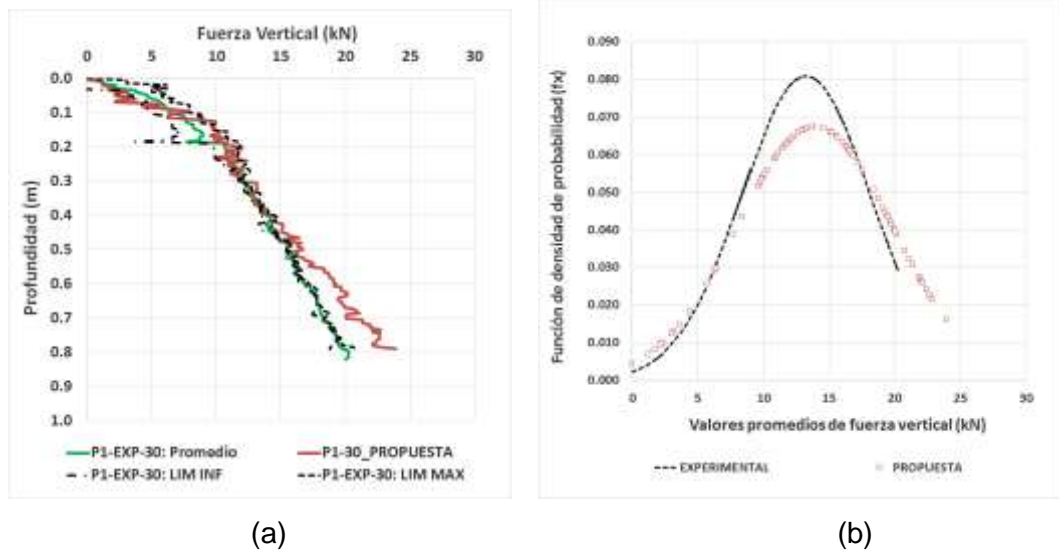


Figura 5. 18. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.19 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.6. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.9617. En Conclusión, existe una buena correlación entre valores de fuerzas intactas verticales obtenidos con la ecuación propuesta y valores experimentales para el perfil 1 y utilizando el diámetro del ducto de 0.30 m.

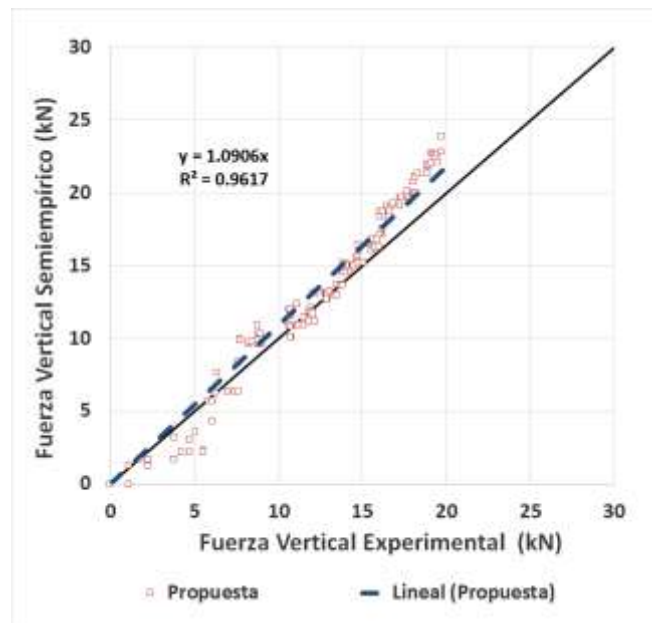


Figura 5. 19. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.4.5 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y $D = 0.495 \text{ m}$

En la Fig. 5.20 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.20 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.9646).

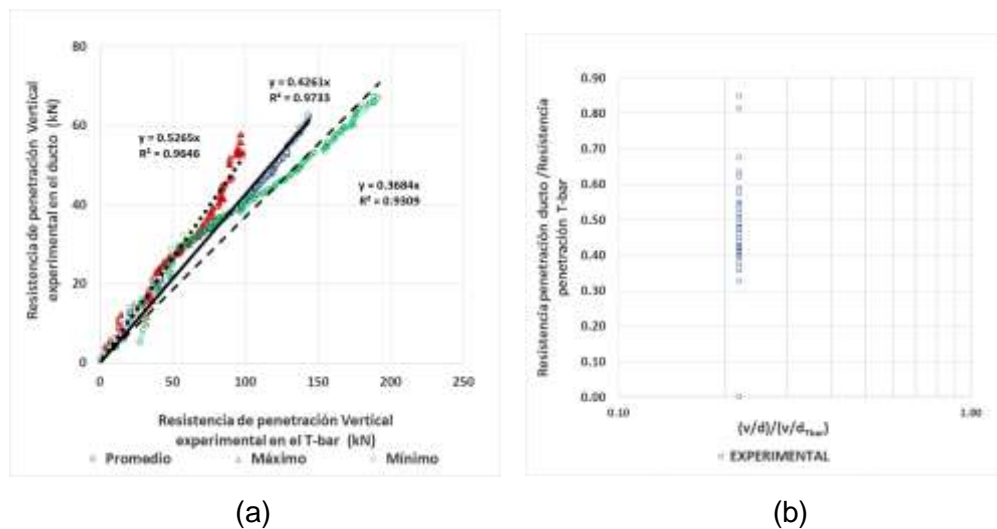


Figura 5. 20. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

Las Figura 5.21 (a) y 5.21 (b) presentan la fuerza intacta experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza intacta obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en el ítem 5.4.3, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos.

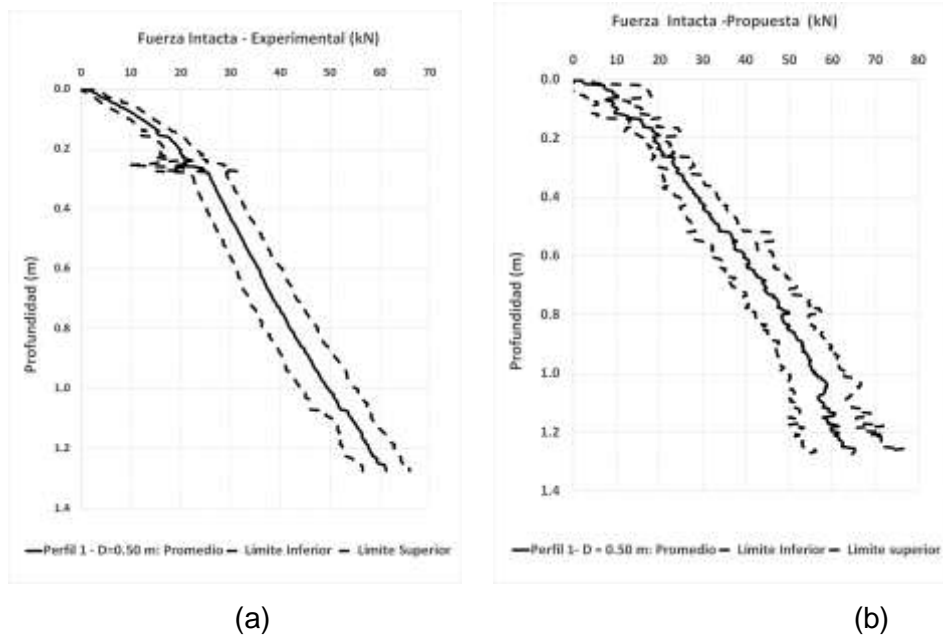


Figura 5. 21. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.22 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.6. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo la Figura 5.22 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 2.17 y diferencia de desviación estándar de 2.86).

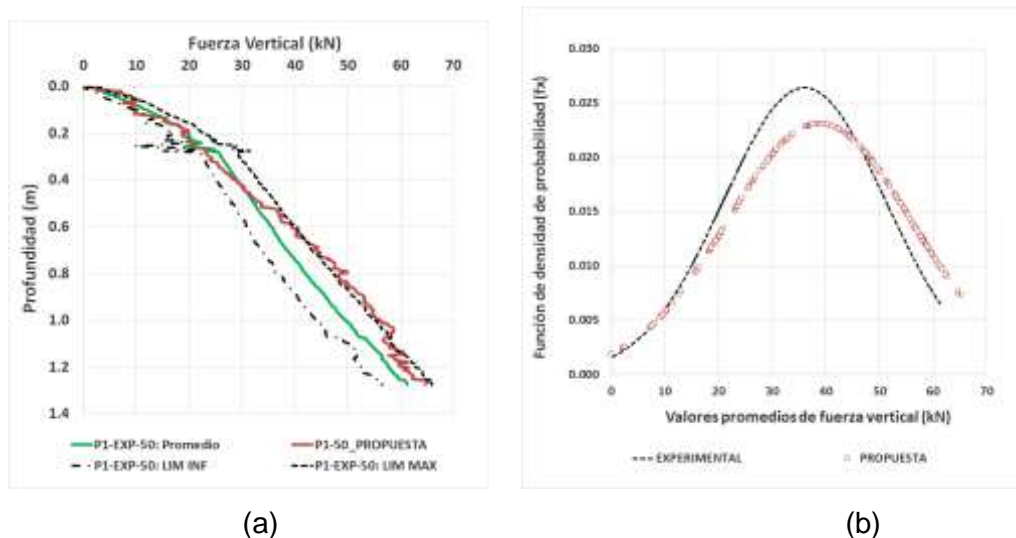


Figura 5. 22. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.23 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.6. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.9789. En Conclusión, existe una buena correlación entre valores de fuerzas intactas verticales obtenidos con la ecuación propuesta y valores experimentales para el perfil 1 y utilizando el diámetro del ducto de 0.50 m.

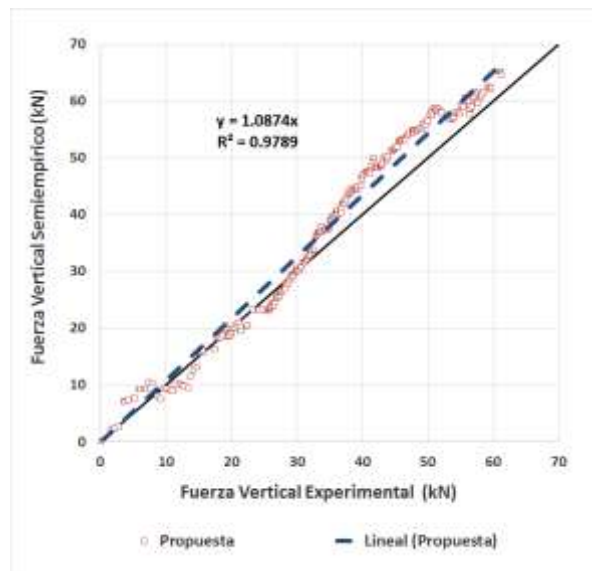


Figura 5. 23. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.4.6 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y $D = 0.297m$

En la Fig. 5.24 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.24 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.9347).

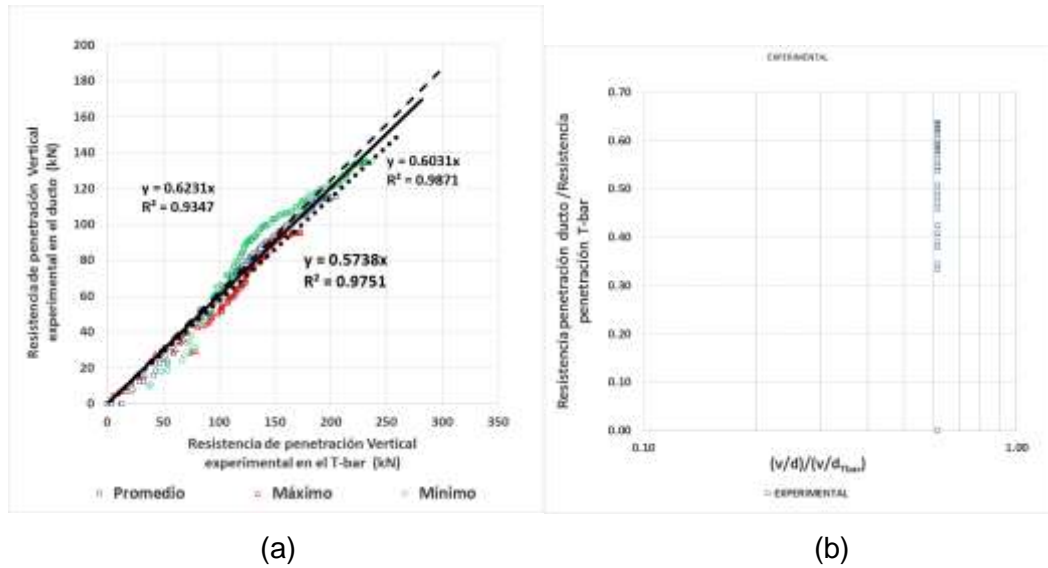


Figura 5. 24. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

Las Figura 5.25 (a) y 5.25 (b) presentan la fuerza intacta experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza intacta obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en el ítem 5.4.3, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos.

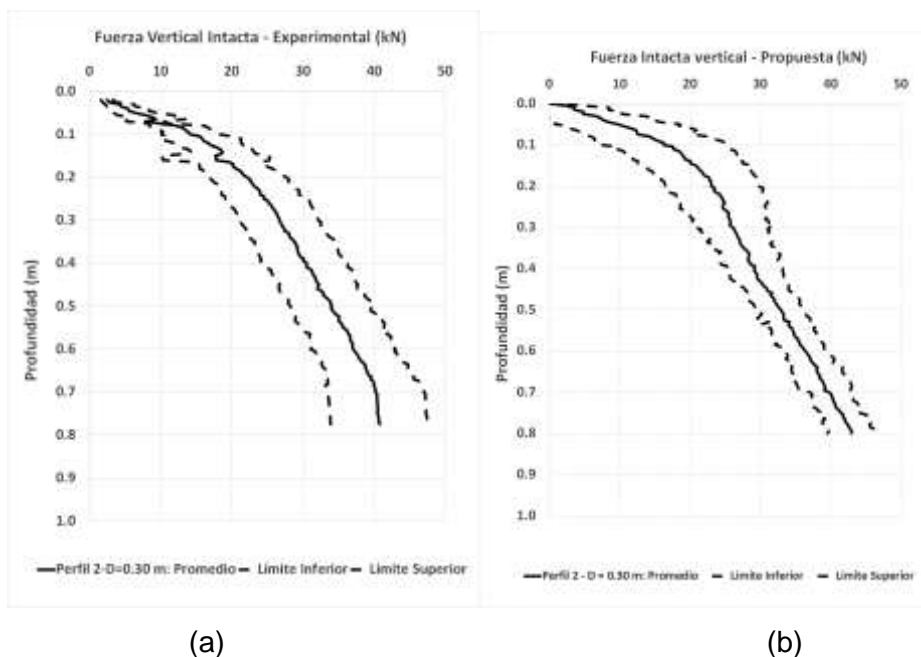


Figura 5. 25. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.26 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.6. Se puede observar que presenta una buena correlación con la

curva promedio. Asimismo la Figura 5.26 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 0.004 y diferencia de desviación estándar de 0.056).

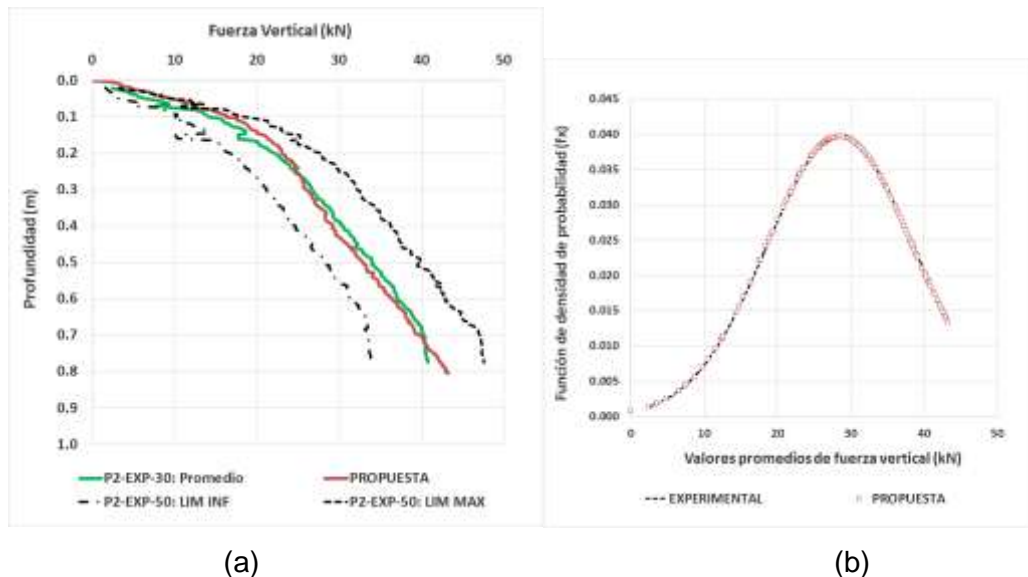


Figura 5. 26. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.27 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.6. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.975. En Conclusión, existe una buena correlación entre valores de fuerzas intactas verticales obtenidos con la ecuación propuesta y valores experimentales para el perfil 2 y utilizando el diámetro del ducto de 0.30 m.

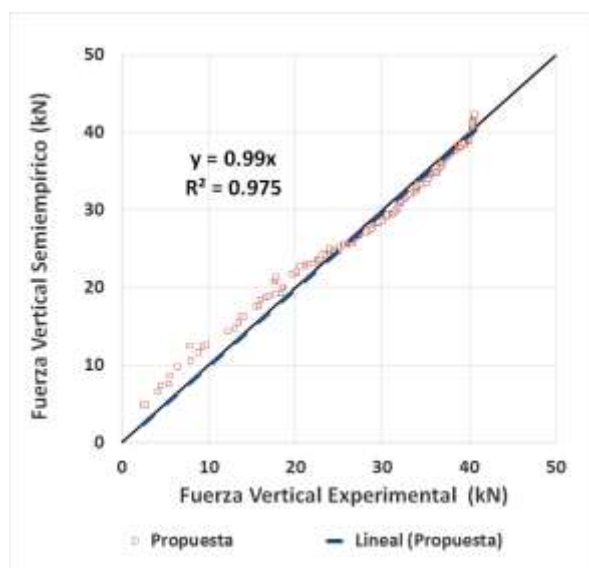


Figura 5. 27. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.4.7 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y $D = 0.495m$

En la Fig. 5.28 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.28 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.7449).

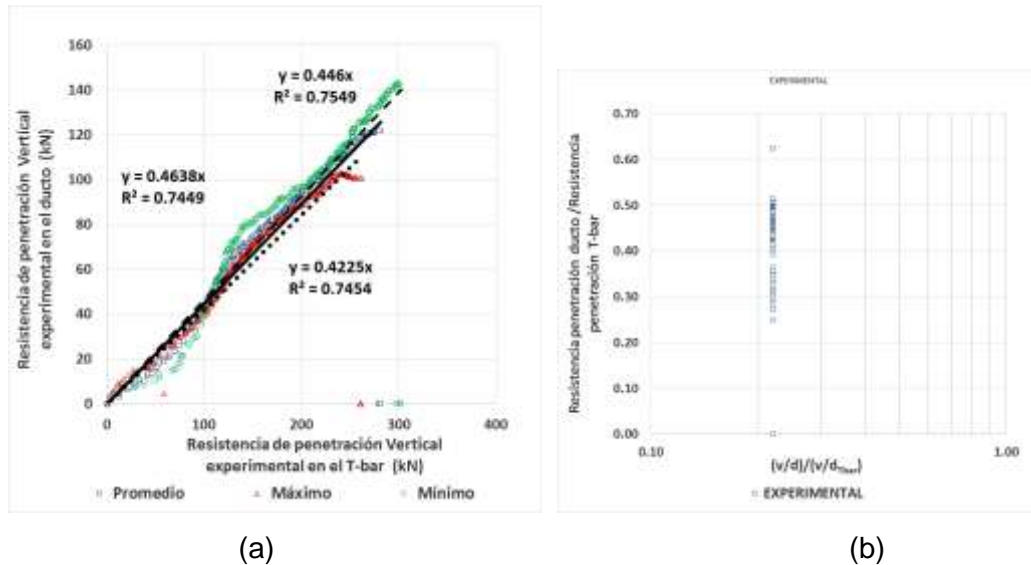
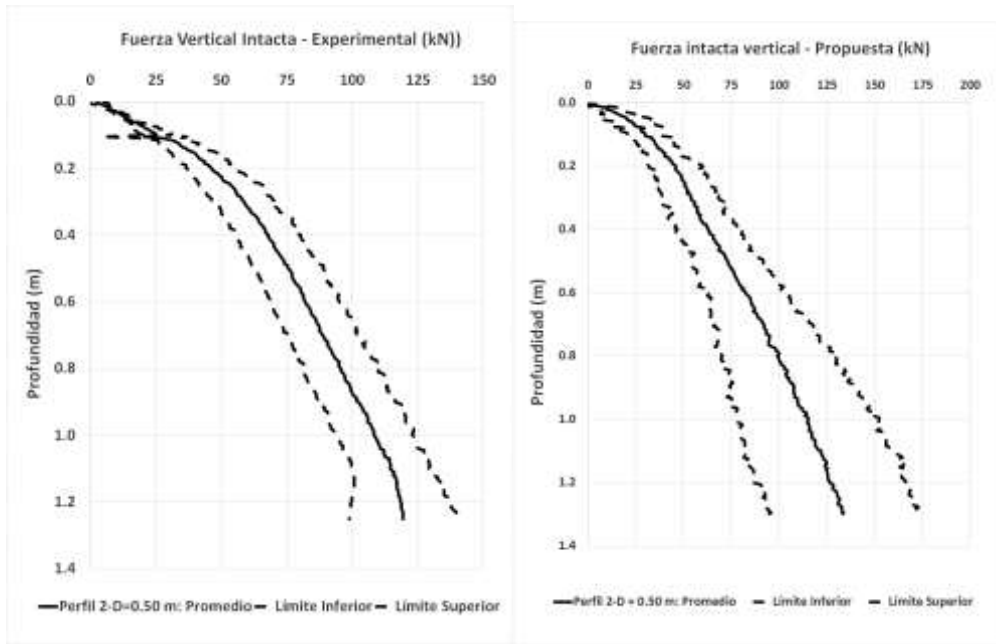


Figura 5. 28. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

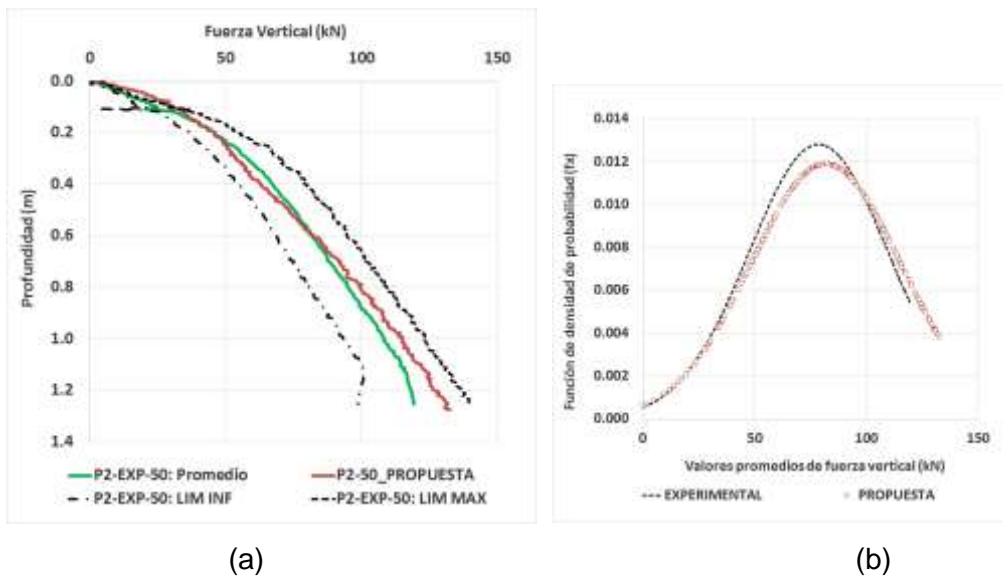
Las Figura 5.29 (a) y 5.29 (b) presentan la fuerza intacta experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza intacta obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en el ítem 5.4.3, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos.



(a)

(b)

Figura 5. 29. Fuerza vertical versus profundidad (a) Suelo intacto (b) Propuesta Semiempírica. La Figura 5.30 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.6. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo la Figura 5.30 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 3.35 y diferencia de desviación estándar de 2.43).



(a)

(b)

Figura 5. 30 (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.31 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.6. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.9846. En Conclusión, existe una buena correlación entre valores de fuerzas intactas verticales obtenidos con la ecuación propuesta y valores experimentales para el perfil 2 y utilizando el diámetro del ducto de 0.50 m.

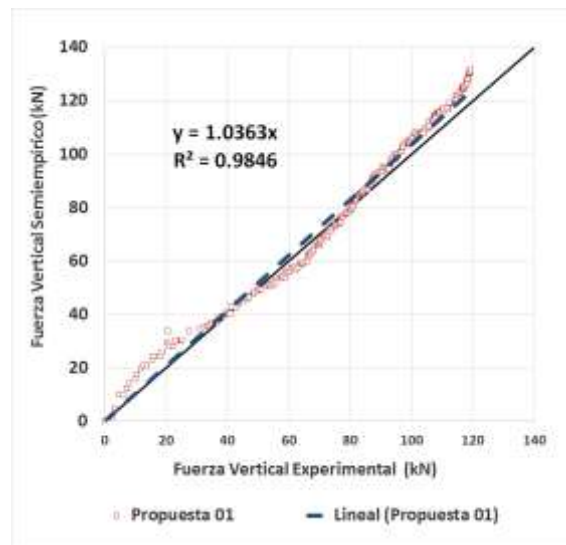


Figura 5. 31. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.4.8 Resumen

Ensayo de consolidación

- El tiempo de consolidación fue evaluado a partir de las curvas de poropresiones y asentamiento versus tiempo. El tiempo de consolidación para alcanzar un grado de consolidación mayor a 85% es de 4 horas.
- Poropresiones pico en el perfil 1 y perfil 2 fueron estimados con ecuaciones analíticas y comparados con los valores promedios pico obtenidos por los sensores durante el ensayo centrífugo. Esta variación es mínima entre valores experimentales y analíticos.
- El método Asaoka permitió obtener los parámetros de consolidación vertical (c_v) y asentamiento total (S_i) para los dos perfiles de suelo. Para el perfil 1 se obtuvo un valor de c_v igual a $10.9 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ y un asentamiento S_i igual a 3.35 m. Por otro lado, en el perfil 2 se obtuvo un valor de c_v igual a $16.6 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ y un asentamiento S_i igual a 3.18 m.

- Los valores de coeficiente de consolidación vertical c_v se encuentran en el orden de magnitud con el valor obtenido por ensayos oedométricos evaluados por Trejo (2015). Diferencia de valores puede ser explicada debido al tipo de ensayo que puede representar condiciones de campo en relación a un ensayo de laboratorio.

Enterramiento inicial estático

- Los valores de tasa de enterramiento generalmente se encuentran en el orden de 25% y 50%. Experimentalmente se determinó que para valores mayores de 50% los valores no aumentan en fuerza normalizada. Esto puede deberse al contacto del ducto con el suelo que para una mayor tasa de enterramiento el área de contacto puede reducir (el máximo valor de contacto es el diámetro D del ducto).
- Los valores experimentales de fuerza normalizada versus enterramiento presentan un intervalo de N_c de 4 a 6. Asimismo, fueron comparados los datos experimentales con la literatura donde se encuentran entre los límites propuestos por diferentes autores.

Rigidez Vertical para desplazamientos pequeños

- Valores de rigidez vertical se encuentran dentro de un intervalo 23 kN/m/m a 113 kN/m/m para el Perfil 1. Para el otro perfil, los valores de rigidez se encuentran en el intervalo de 87 kN/m/m a 218 kN/m/m.
- Los valores de rigidez experimental son mayores a los valores obtenidos por la literatura (Bridge, 2005; DNVGL, 2017). La normalización de la rigidez presenta una tendencia con la tasa de enterramiento siendo inversamente proporcional. Valores máximos normalizados se encuentran en el orden de 10 para enterramientos menores a 25%.
- Valores obtenidos por modelo lineal (DNV, 2007; Guha et al, 2016) son poco representativos en la interacción suelo-ducto. Esto quiere decir que es importante conocer el comportamiento del suelo para poder evaluar de forma correcta la interacción vertical.

Fuerza de compresión en suelo intacto

- El perfil de la fuerza de compresión versus profundidad presenta una geometría convexa. Asimismo, la curva es de tipo no lineal.
- Valores de fuerza de interacción vertical experimental obtenidos para los diámetros de 0.30 m y 0.50 m, se encuentran aproximadamente en la relación de 1 a 2, respectivamente. Esta misma relación se obtiene para ambos perfiles de suelos.
- Para el perfil 1, los valores de fuerza de interacción vertical normalizada obtenidos con diámetros de 0.30 m y 0.50 m son muy cercanos a los obtenidos en la literatura (Hodder & Cassidy, 2010; Martin & White, 2012; Aubeny et al., 2005; skempton, 1951). Por el contrario, valores de fuerza normalizada obtenidos en el perfil 2 presentaron valores alejados a la literatura.
- Basado en los estudios de Einav & Randolph (2005) y Yafrate & DeJong (2007) se propuso una ecuación que permite obtener la resistencia no drenada con el diámetro del ducto y en consecuencia se puede obtener la fuerza vertical de interacción.
- Valores experimentales obtenidos por ensayos centrífugos son comparados con los obtenidos por la ecuación propuesta donde se presenta una buena correlación entre ambos. Estas comparaciones fueron realizadas para los perfiles 1 y 2 y los dos diámetros $D = 0.297$ m y $D = 0.495$ m.
- En conclusión esta ecuación propuesta permite la obtención de la fuerza vertical intacta del ducto a partir del perfil de resistencia no drenada obtenida a partir del ensayo T-bar.

5.5 FUERZA DE COMPRESIÓN EN SUELO REMOLDEADO

En este ítem se presentan las fuerzas de compresión, fuerzas normalizadas, presentación de una propuesta para la obtención de la fuerza de compresión en suelo remoldeado a partir del ensayo T-bar. Estos valores son obtenidos para los dos tipos de suelos y para dos diámetros ensayados.

5.5.1 Fuerza remodelada versus desplazamiento

La Figura 5.32 (a) presenta la fuerza remodelada experimental versus profundidad para el diámetro igual a 0.30 m y la Figura 5.32 (b) presenta la fuerza vertical remodelada para el diámetro igual a 0.50 m, ambos para el perfil 1. Se observa que a mayor diámetro presenta mayor fuerza de interacción. Asimismo, la fuerza remodelada es el mínimo valor que el suelo puede interactuar con el ducto, no existe valores de fuerza debajo de este perfil de suelo. Esta fuerza remodelada es obtenida a partir de una interacción cíclica vertical en el suelo.

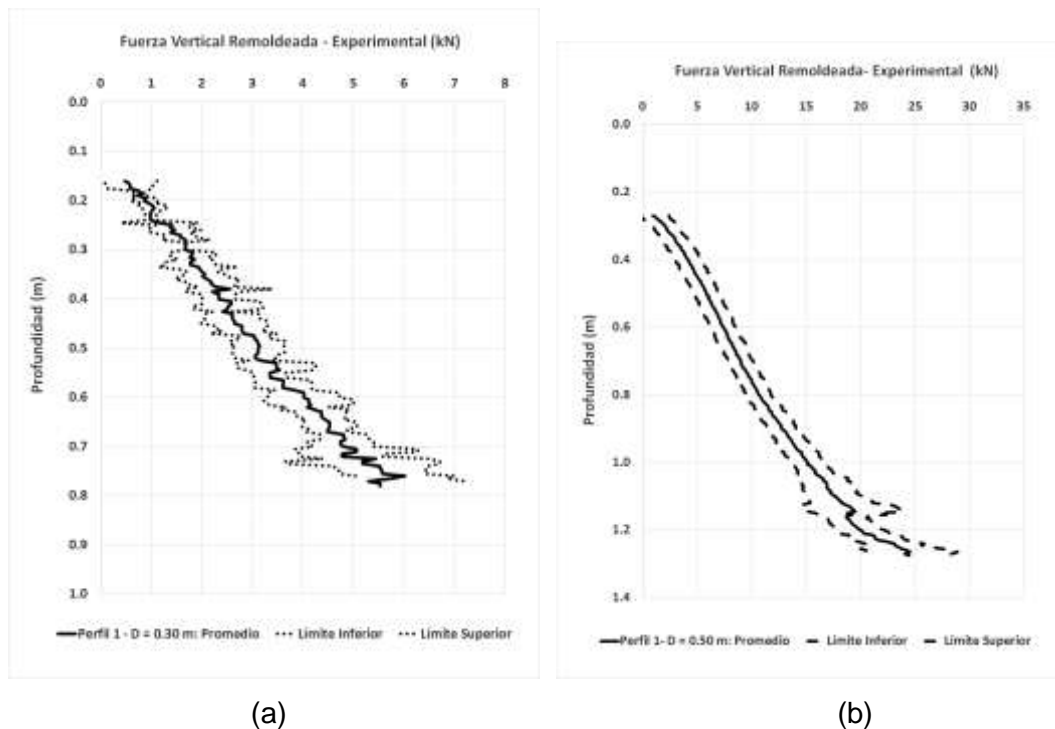


Figura 5. 32. Fuerza experimental vertical versus profundidad en Perfil 1 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m).

De forma similar en el perfil 2 se observa en la Figura 5.33 (a) y Figura 5.33 (b), los resultados de la interacción vertical para el diámetro 0.30 m y diámetro 0.50 m, respectivamente. También se observa en las figuras que los valores de profundidad no comienzan desde la profundidad cero debido al efecto de degradación de la resistencia durante la interacción cíclica entre el suelo y el ducto. Cabe mencionar que la fuerza remodelada se obtiene a partir del décimo ciclo para este material.

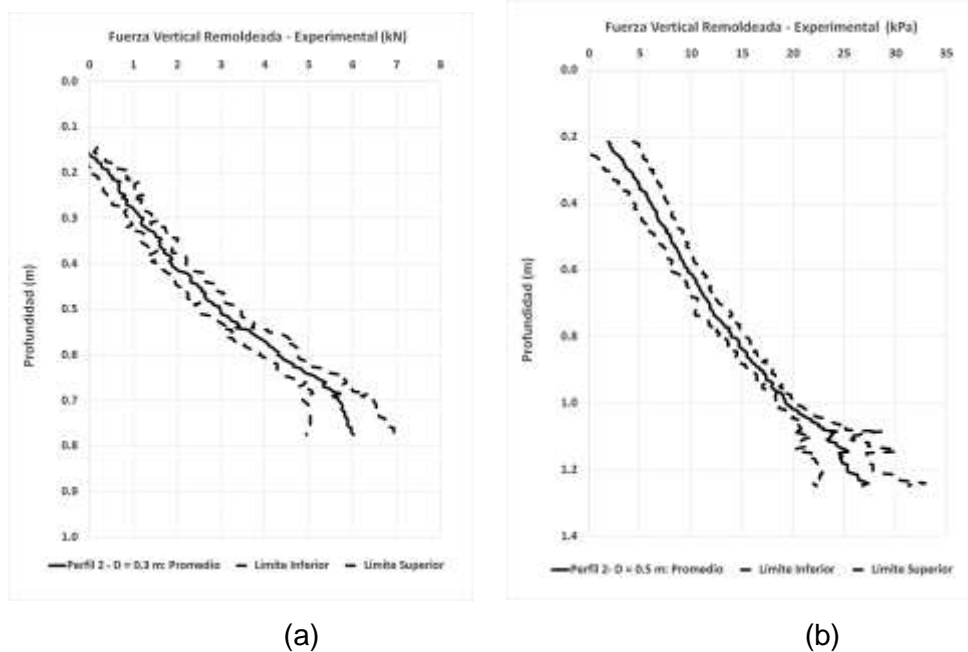


Figura 5.33. Fuerza experimental vertical versus profundidad en Perfil 2 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m).

5.5.2 Fuerza remoldeada normalizada versus desplazamiento

Para el perfil 1, la Figura 5.34 (a) presenta la fuerza normalizada versus profundidad para el diámetro menor. Por el contrario, la Figura 5.34 (b) presenta la fuerza normalizada para el diámetro mayor. La normalización de la fuerza vertical remoldeada fue realizada en función de la resistencia no drenada en el último ciclo de interacción vertical (ciclo 12) considerando el valor S_{u_rem} para cada profundidad y la geometría del ducto (diámetro y longitud). Los perfiles remoldeados son de tipo no lineal y presentan una geometría cóncava. Por el contrario, análisis en interacción en suelo intacto se observó una geometría convexa.

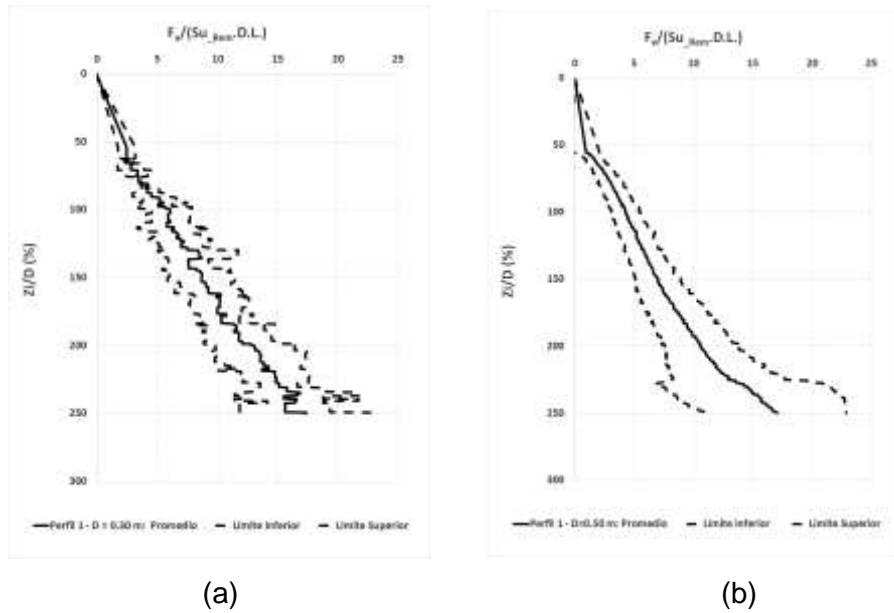


Figura 5. 34. Fuerza vertical normalizada experimental versus profundidad en Perfil 1 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.

En el caso del Perfil 2 se presenta la Figura 5.35 (a) y Figura 5.35 (b) , donde se presenta los perfiles de fuerza vertical remoldeada para los diámetros de 0.30 m y 0.495 m, respectivamente. El Perfil 2 es mayor en resistencia que el perfil 1 para interacción en suelo intacto pero en el caso de interacción en suelo remoldeado, ambos perfiles normalizados llegan a valores muy próximos. La interacción en el diámetro menor presenta menor desviación estándar que la interacción en el diámetro mayor.

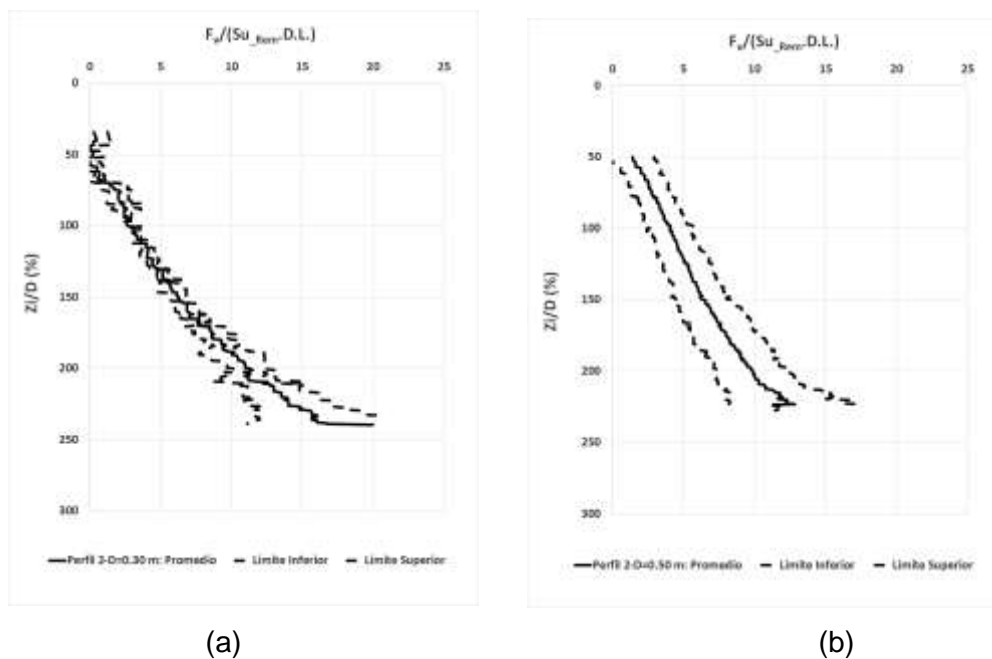


Figura 5. 35. Fuerza vertical normalizada experimental versus profundidad en Perfil 2 (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.

En la Figura 5.34 y Figura 5.35 se presenta el valor de la fuerza máxima, mínima y promedio. Los valores límites se evaluaron a partir de valores promedios ± 1.25 desviación estándar (90% Gauss). La forma de las curvas es de tipo no lineal y presenta una geometría cóncava. En la Figura 5.36 presenta los valores de fuerza vertical remodelada normalizada para los dos perfiles y los dos diámetros. Se observa que los valores de fuerza normalizada son próximos. Los valores para una relación de Z_i/D igual a 250% presentan un valor adimensional de 20.

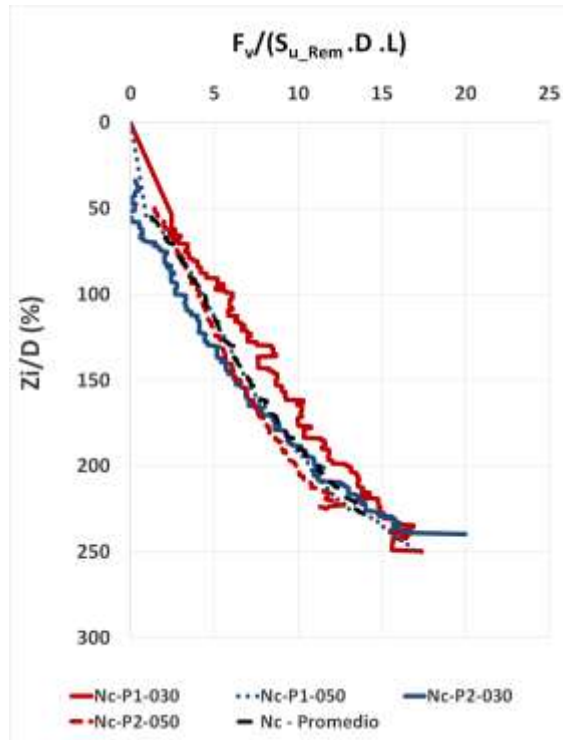


Figura 5. 36. Comparación de las Fuerzas normalizadas para los dos ductos y dos perfiles de suelo.

5.5.3 Método de evaluación propuesto

En este ítem se presenta una propuesta para la evaluación de los valores de fuerza de interacción vertical en condición de remodelado con base en resultados de la resistencia no drenada del suelo en estado remodelado obtenidos a partir de ensayos cíclicos de T-bar. Igualmente al ítem 5.4.3 donde se consideró el suelo en estado intacto, en este ítem se debe tener información del suelo remodelado in situ a partir del ensayo cíclico T-bar. Entonces, la ecuación propuesta presenta la relación entre un ensayo cíclico in situ (T-bar) y ducto en el estado de suelo remodelado considerando el último ciclo (para este suelo el número de ciclos es 12). En esta investigación será aplicada para dos tipos de perfiles de suelo y dos

diferentes diámetros de ductos comerciales (0.30 m y 0.50 m). Los valores de resistencia no drenada en el estado de suelo remoldeado son presentados a continuación.

$$\frac{S_{u,ducto_rem}}{S_{u,Tbar_rem}} = b + \mu_{rem} \log \left(\frac{\left(\frac{v}{D}\right)_{Ducto}}{\left(\frac{v}{D}\right)_{Tbar}} \right) \quad (5.7)$$

Donde v es la velocidad de penetración del ensayo T-bar, D es el diámetro del Tbar o ducto, b es un coeficiente de intercepto y μ_{rem} es el factor de tasa. Yafrate & DeJong (2007) obtuvieron valores de μ_{rem} igual a 0.40 y b igual a 1.10 para ensayos no drenados utilizando T-bar en condición remoldeada.

Además, la resistencia no drenada puede ser evaluada en función a la resistencia a la penetración (q) y el valor de factor de corrección de la resistencia cortante (N_{Tbar}) en condición remoldeada.

$$S_{u_rem} = \frac{q_{rem}}{N_{Tbar}} \quad (5.8)$$

Además se puede evaluar la fuerza de interacción vertical en condición remoldeada se puede obtener a partir de la siguiente ecuación:

$$q_{rem} = \frac{\left(\frac{F_{v_rem}}{DL}\right)}{N} \quad (5.9)$$

Entonces, utilizando la Ecuación (5.7) y Ecuación (5.9) se tiene la siguiente expresión para determinar la Fuerza vertical en el ducto en condición remoldeada. Se asume que el valor de N_{Tbar} es similar al valor de N_{ducto} debido que la interacción es realizada en el mismo tipo de perfil del suelo en la misma condición.

$$\frac{F_{ducto_rem}}{F_{Tbar_rem}} \cdot \left(\frac{D_{Tbar}}{D_{ducto}}\right) \cdot \left(\frac{L_{Tbar}}{L_{ducto}}\right) = a + \mu \log \left(\frac{\left(\frac{v}{D}\right)_{Ducto}}{\left(\frac{v}{D}\right)_{Tbar}} \right) \quad (5.10)$$

La ecuación 5.10 permite obtener la fuerza de interacción vertical entre el suelo y el ducto en condición remoldeada teniendo como parámetros de entrada los valores de velocidad de penetración, geometría del T-bar y el ducto. Además el perfil de resistencia cíclico del ensayo T-bar.

5.5.4 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y $D = 0.297m$

En la Fig. 5.37 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.37 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar en condición remoldeada. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.8262) donde se trabaja con valores promedios.

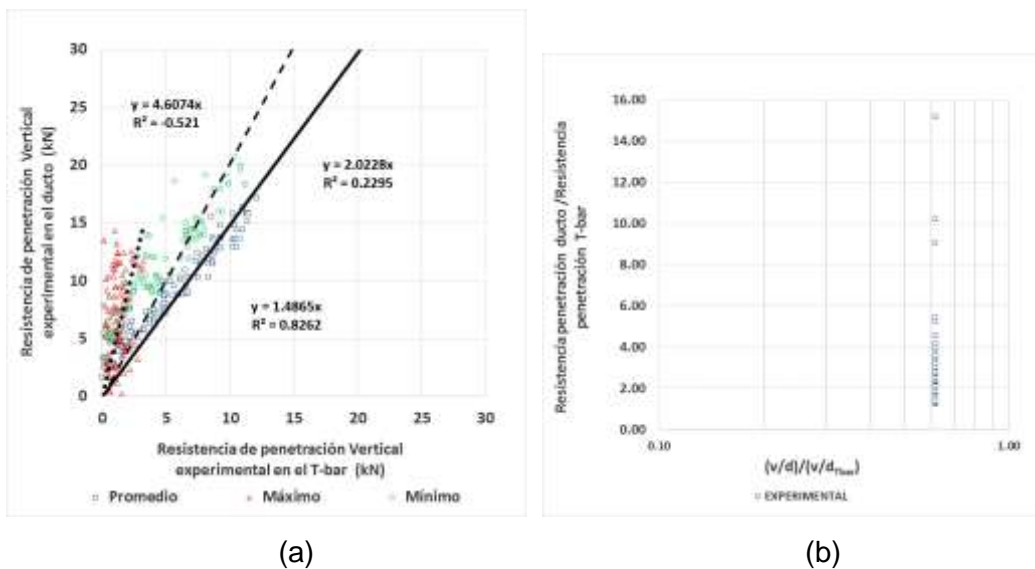


Figura 5. 37. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

Las Figura 5.38 (a) y 5.38 (b) presentan la fuerza intacta experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza remoldeada obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en la ecuación 5.10, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos. Asimismo, fuerza vertical propuesta comienza desde el valor de profundidad cero debido que es calculado con base al ensayo T-bar. Por el contrario la fuerza vertical remoldeada obtenida a partir de ensayos centrífugos comienza a una profundidad de 0.15 m. Esto ocurre porque la interacción entre el suelo y el ducto fue realizada a partir de un nivel de enterramiento.

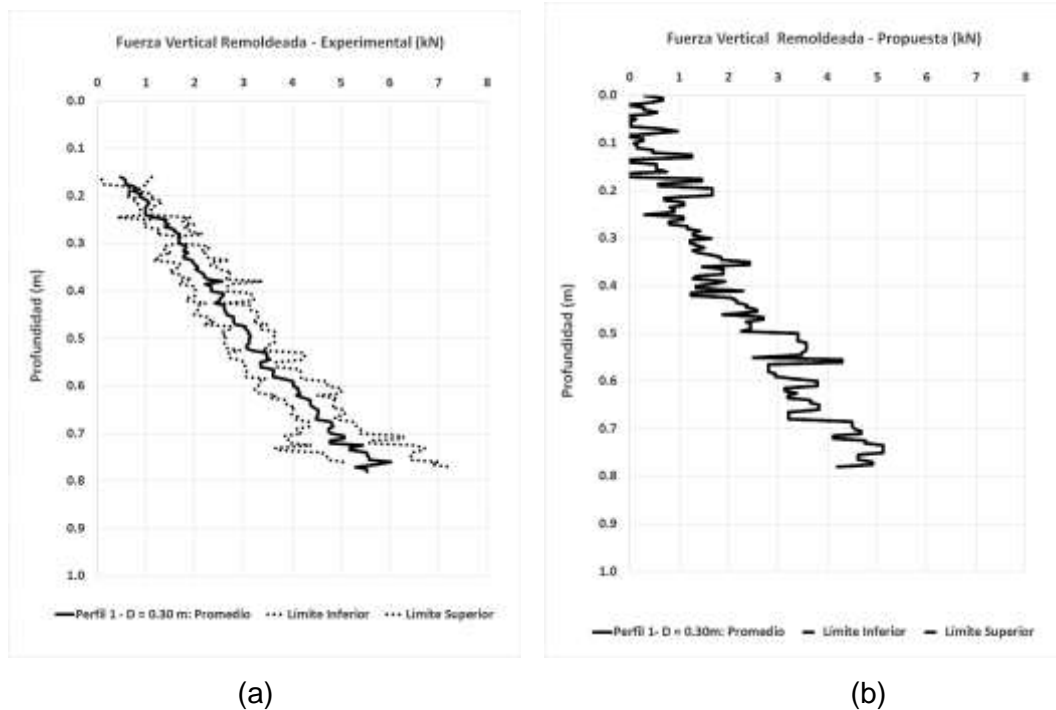


Figura 5. 38. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.39 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.10 en condición remoldeada. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo la Figura 5.39 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical (distribución normal) donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 0.88 y diferencia de desviación estándar de 0.042). Además se observa que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de perfiles de fuerza experimental. Las curvas experimentales y propuestas presentan una geometría cóncava.

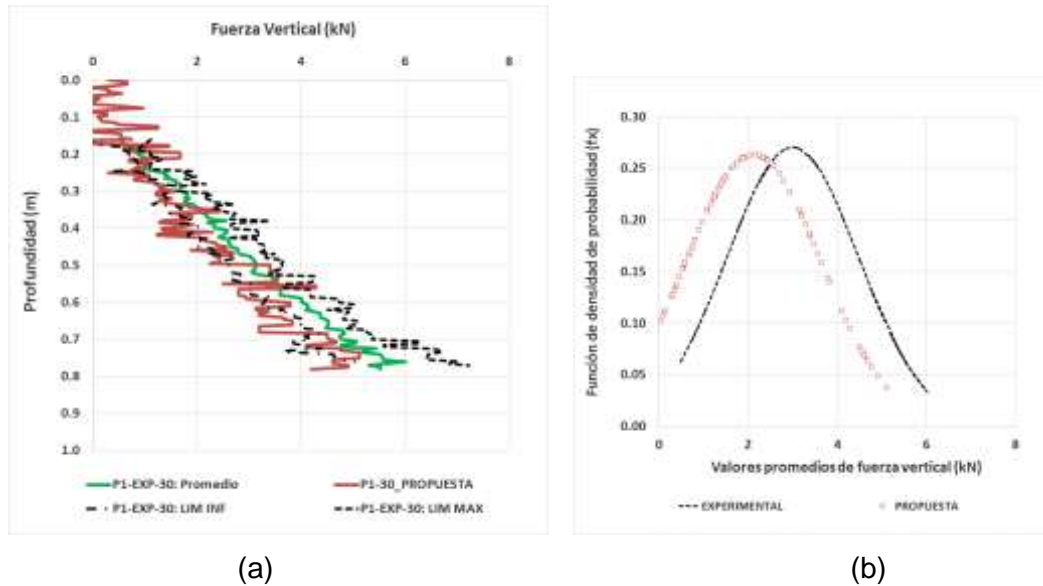


Figura 5. 39. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.40 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.10. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.8635. En Conclusión, los valores de fuerzas verticales obtenidos con la ecuación propuesta son próximos a los valores experimentales para el perfil 1 y utilizando el diámetro del ducto de 0.297 m.

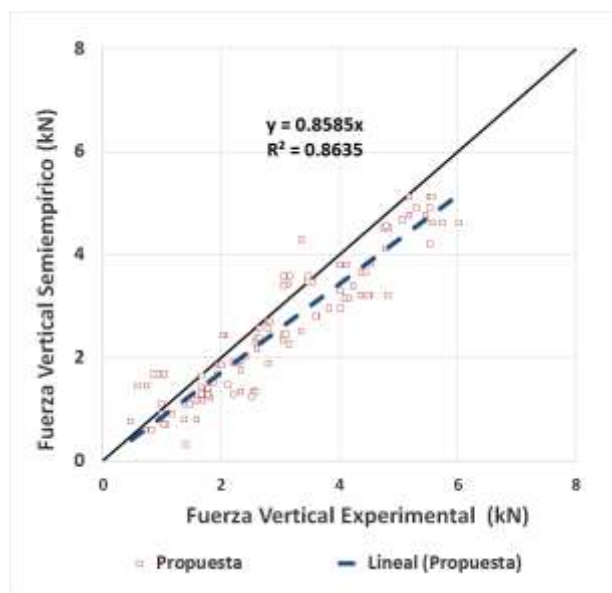


Figura 5. 40. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.5.5 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 1 y $D = 0.495 \text{ m}$

En la Fig. 5.41 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.37 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar en condición remoldeada. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.9743) donde se trabaja con valores promedios.

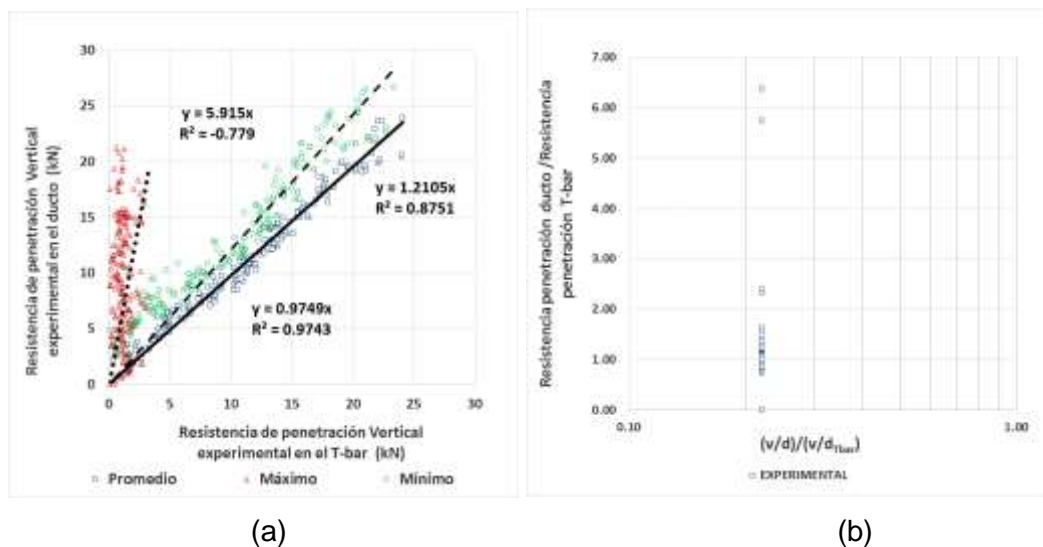


Figura 5. 41. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

Las Figura 5.42 (a) y 5.42 (b) presentan la fuerza experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza remoldeada obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en la ecuación 5.10, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos. Asimismo, fuerza vertical propuesta comienza desde el valor de profundidad cero debido que es calculado con base al ensayo T-bar. Por el contrario, la fuerza vertical remoldeada obtenida a partir de ensayos centrífugos comienza a una profundidad de 0.25 m. Esto ocurre porque la interacción entre el suelo y el ducto fue realizada a partir de un nivel de enterramiento.

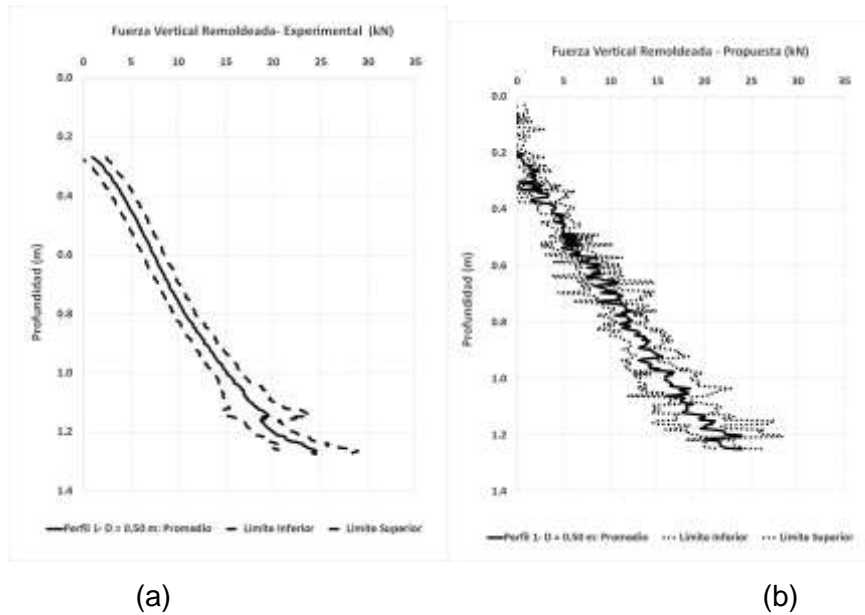


Figura 5. 42. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remoldeado (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.43 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.10 en condición remoldeada. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo, la Figura 5.43 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical (distribución normal) donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 2.02 y diferencia de desviación estándar de 1.196). Además se observa que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de perfiles de fuerza experimental.

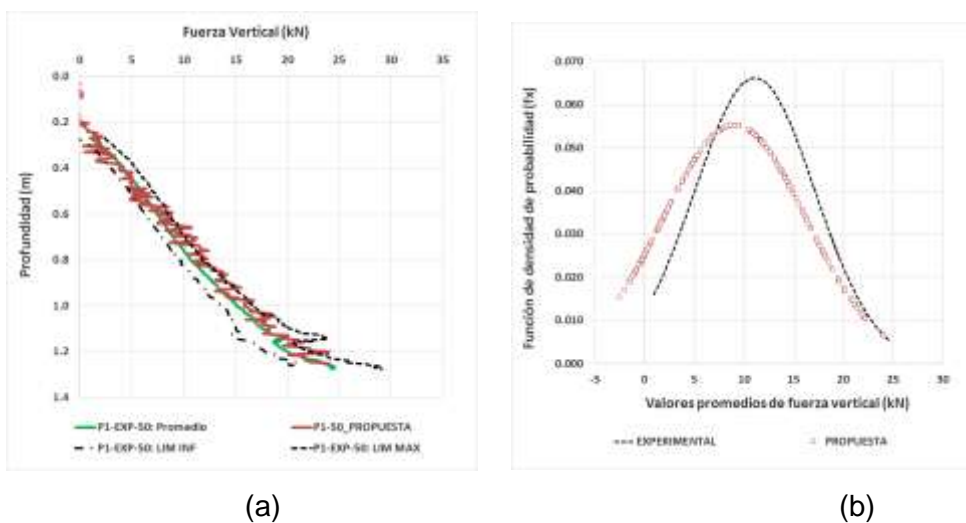


Figura 5. 43. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.44 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.10. Los valores presentan una buena correlación, presentando un valor de R^2 igual a 0.9748. En Conclusión, los valores de fuerzas verticales obtenidos con la ecuación propuesta son próximos a los valores experimentales para el perfil 1 y utilizando el diámetro del ducto de 0.495 m.

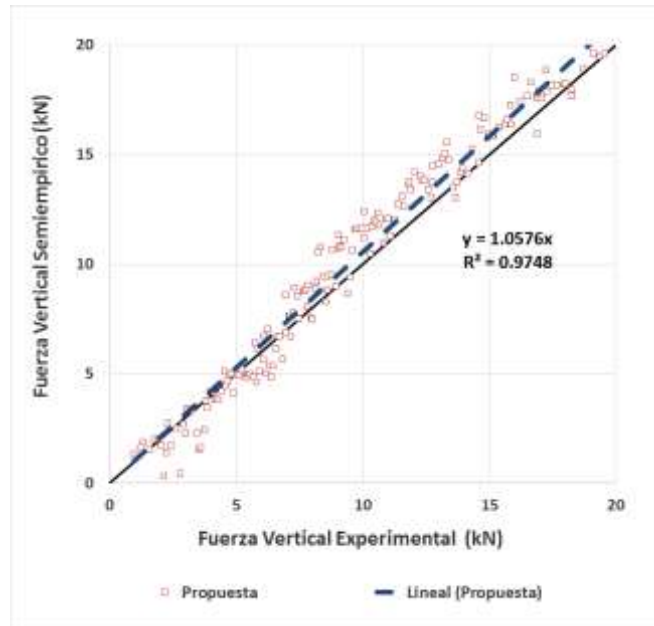


Figura 5. 44. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.5.6 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y $D = 0.297\text{ m}$

En la Fig. 5.45 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.45 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar en condición remoldeada para el perfil 2. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.8523) donde se trabaja con valores promedios.

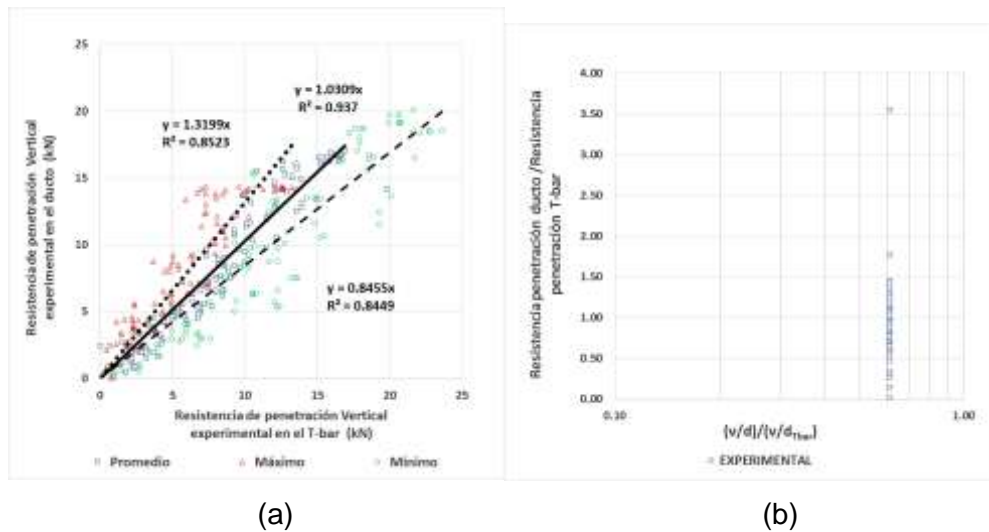


Figura 5. 45. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

La Figura 5.46 (a) y 5.46 (b) presentan la fuerza vertical experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza remodelada obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en la ecuación 5.10, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos. Asimismo, fuerza vertical propuesta comienza desde el valor de profundidad cero debido que es calculado con base al ensayo T-bar. Por el contrario, la fuerza vertical remodelada obtenida a partir de ensayos centrífugos comienza a una profundidad de 0.15 m. Esto ocurre porque la interacción entre el suelo y el ducto fue realizada a partir de un nivel de enterramiento.

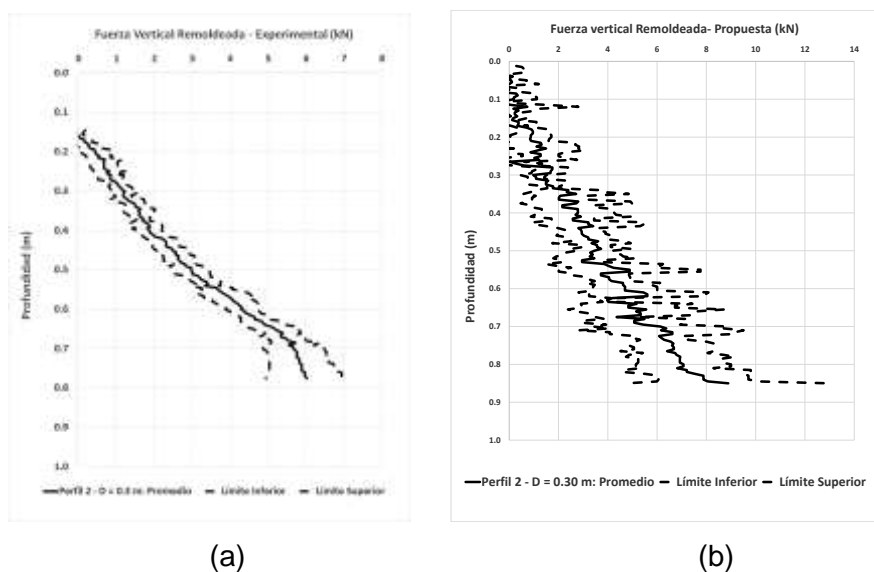


Figura 5. 46. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remodelado (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.47 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.10 en condición remodelada. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo, la Figura 5.47 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical (distribución normal) donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 0.18 y diferencia de desviación estándar de 0.56). Además se observa que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de fuerza experimental para el diámetro 0.30 m.

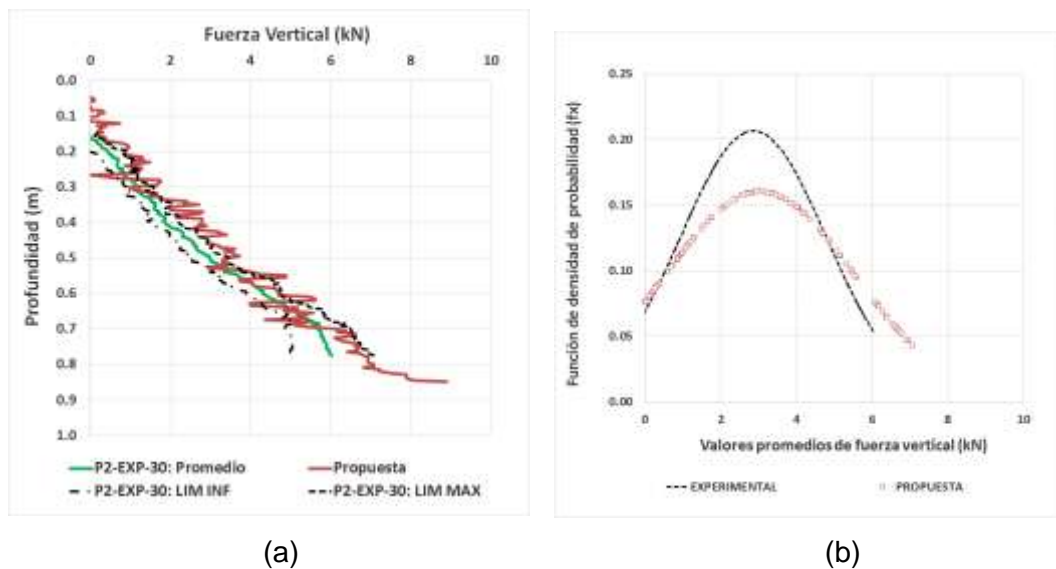


Figura 5. 47. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.48 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.10. Los valores son cercanos, presentando un valor de R^2 igual a 0.9238. En Conclusión, los valores de fuerzas verticales obtenidos con la ecuación propuesta son muy cercanos a los valores experimentales para el perfil 2 y utilizando el diámetro del ducto de 0.297 m.

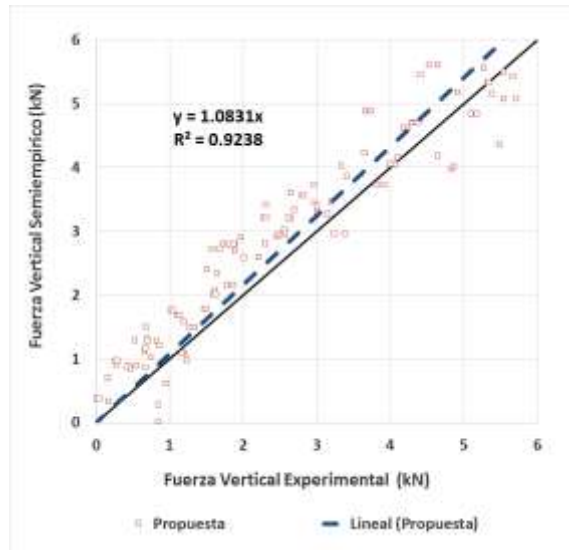


Figura 5. 48. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.5.7 Fuerza experimental y propuesta para Perfil 2 y $D = 0.495m$

En la Fig. 5.49 (a) presenta la curva de resistencia a la penetración vertical entre el T-bar y el ducto, para los valores mínimos, máximos y promedios. Mientras la Figura 5.49 (b) presenta la relación entre la resistencia de penetración normalizada y la velocidad normalizada del ducto en función al ensayo T-bar en condición remodelada para el perfil 2. A partir de los valores se observa que una mejor correlación se obtiene para el ajuste lineal en los valores máximos (R^2 igual a 0.9284) donde se trabaja con valores promedios.

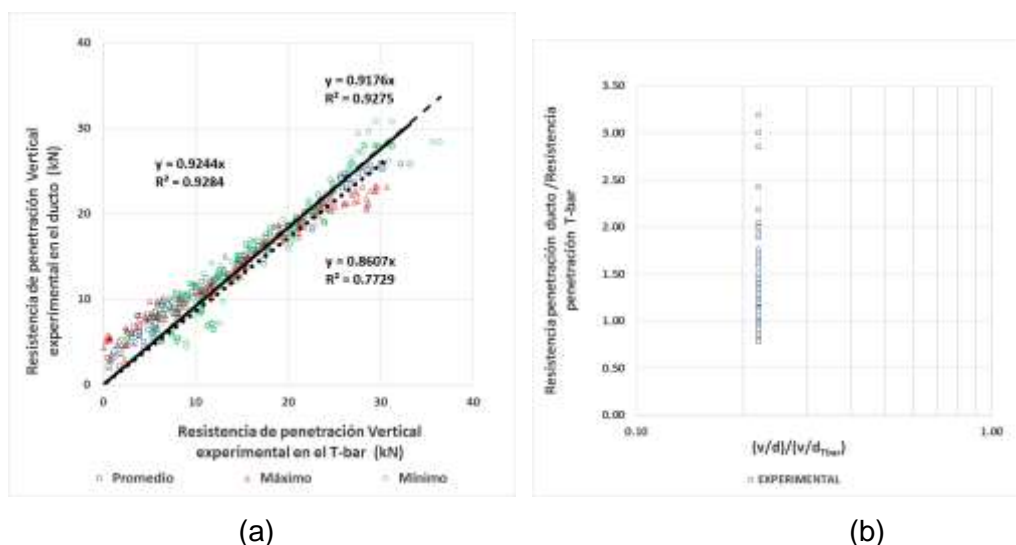


Figura 5. 49. (a) Curva de resistencia de penetración en T-bar y ducto y (b) relación de fuerza de penetración versus tasa de velocidad del ensayo.

La Figura 5.50 (a) y 5.50 (b) presentan la fuerza vertical experimental obtenida de los ensayos centrífugos y la fuerza remodelada obtenida a partir de la ecuación propuesta presentada en la ecuación 5.10, respectivamente. Se puede observar que los valores de fuerza experimental y propuesta son muy próximos. Asimismo, fuerza vertical propuesta comienza desde el valor de profundidad cero debido que es calculado con base al ensayo T-bar. Por el contrario, la fuerza vertical remodelada obtenida a partir de ensayos centrífugos comienza a una profundidad de 0.20 m. Esto ocurre porque la interacción entre el suelo y el ducto fue realizada a partir de un nivel de enterramiento.

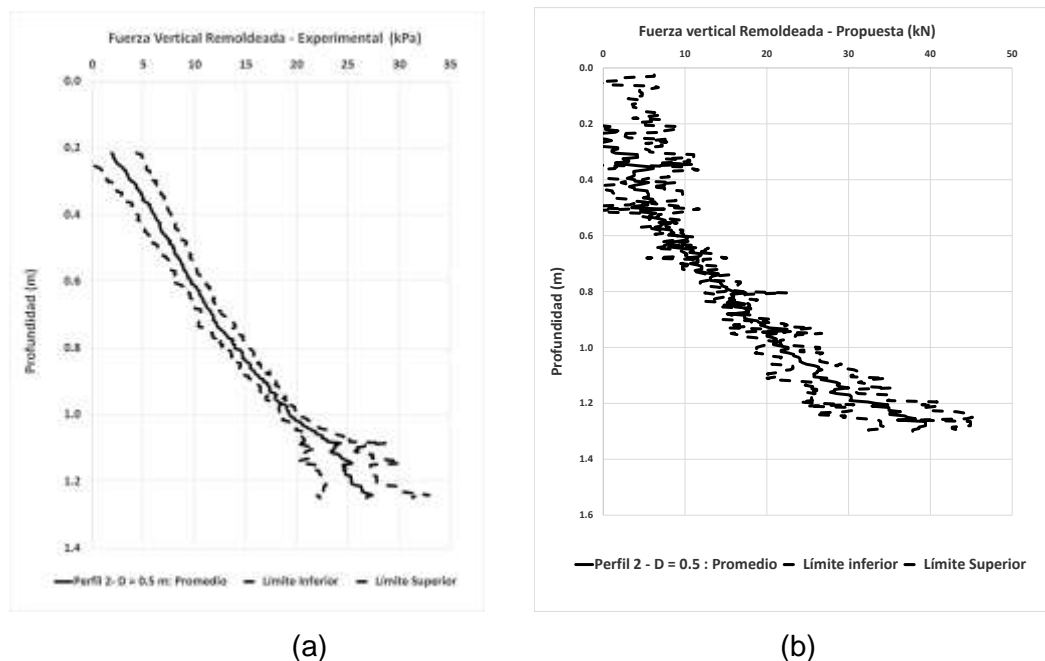


Figura 5. 50. Fuerza versus profundidad (a) Suelo remodelado (b) Propuesta Semiempírica.

La Figura 5.51 (a) presenta la comparación de fuerzas verticales experimentales (promedio, máximo y mínimo) con la fuerza vertical propuesta obtenida a partir de la Ecuación 5.10 en condición remodelada. Se puede observar que presenta una buena correlación con la curva promedio. Asimismo, la Figura 5.51 (b) se presenta la comparación de la función de densidad de probabilidad de los valores de fuerza vertical (distribución normal) donde se observa valores promedio próximos (diferencia de valor promedio de 1.286 y diferencia de desviación estándar de 4.26). Además se observa que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de fuerza experimental para el diámetro 0.495 m.

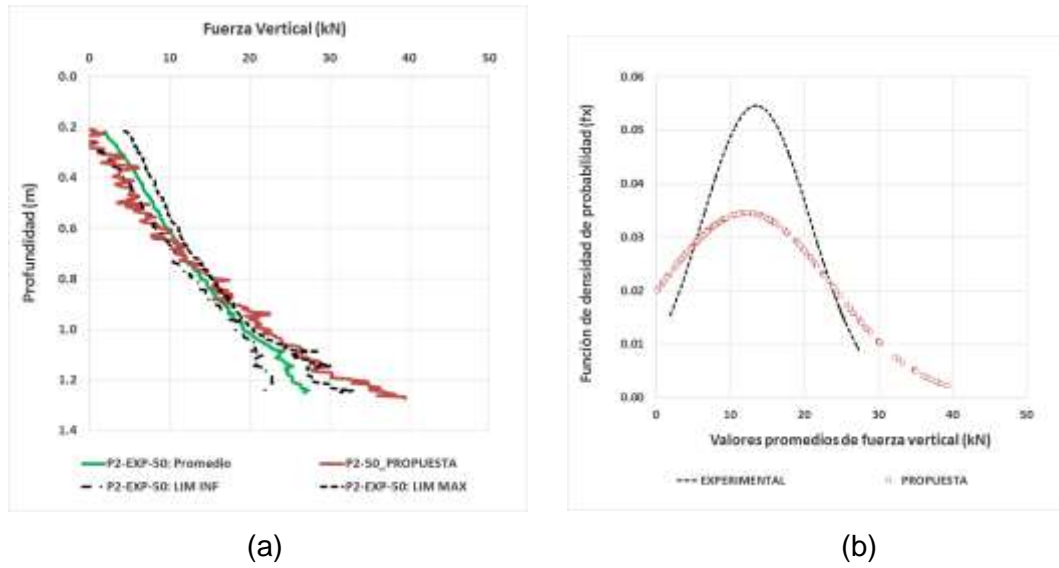


Figura 5. 51. (a) Comparación de fuerza experimental y propuesta (b) función de probabilidad de la fuerza experimental y propuesta.

La Figura 5.52 presenta la relación entre fuerza vertical experimental obtenido de ensayos centrífugos y fuerza vertical obtenido a partir de la ecuación propuesta 5.10. Los valores son cercanos, presentando un valor de R^2 igual a 0.9402. En Conclusión, los valores de fuerzas verticales obtenidos con la ecuación propuesta son muy cercanos a los valores experimentales para el perfil 2 y utilizando el diámetro del ducto de 0.495 m.

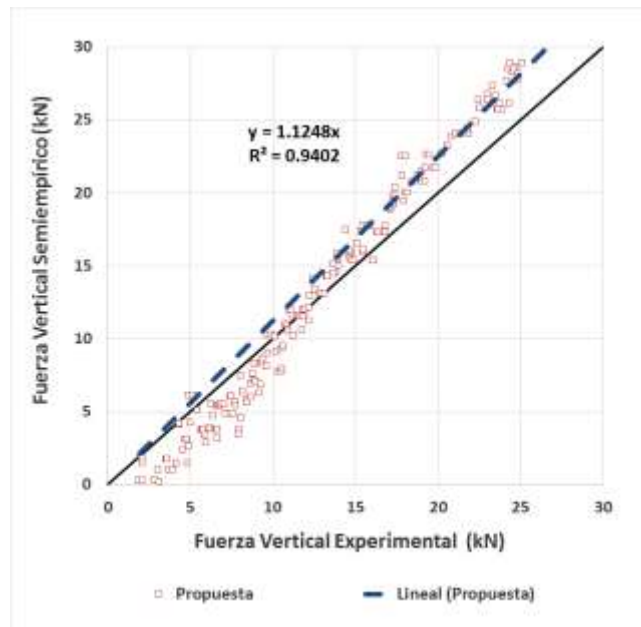


Figura 5. 52. Comparación entre fuerza vertical semiempírica y experimental.

5.5.8 Resumen

- Valores de fuerza de interacción vertical experimental en condiciones remodeladas son evaluadas para el ciclo 12 para los dos perfiles de suelo y dos diámetros. Los perfiles presentan que a mayor diámetro ocurre mayor fuerza de interacción.
- Los perfiles de fuerza experimental en condición remodelada son normalizados en función de la resistencia no drenada en condición remodelada y la geometría del ducto (Diámetro y longitud). La forma de las curvas son de tipo no lineal y presenta una geometría cóncava. Los valores de fuerza normalizada experimental en los dos perfiles y diámetros presentan valores cercanos. Esto indica que esta fuerza normalizada (Figura 5.36) ayuda a encontrar una fuerza vertical para diferentes diámetros de ductos y perfiles de resistencia pero solo en condición remodelada.
- Una ecuación fue propuesta para la condición remodelada para obtener una estimativa del perfil de interacción vertical. Además se concluye que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de perfiles de fuerza experimental. Las curvas experimentales y propuestas presentan una geometría cóncava y presentan valores muy cercanos.
- En Conclusión, los valores de fuerzas verticales en estado remodelado obtenidos con la ecuación propuesta son muy cercanos a los valores experimentales remodelados para el perfil 1 y 2 y utilizando los diámetros del ducto de 0.297 m y 0.495 m.

5.6 EXTRACCIÓN EN SUELO INTACTO Y REMOLDEADO

En este ítem se presenta la fuerza de interacción intacta y remodelada en la fase de extracción del ducto. También se compara la influencia del diámetro del ducto y del tipo de suelo para ensayos realizados en dos tipos de perfiles de suelo y dos diámetros de ductos.

5.6.1 Fuerza de extracción en suelo intacto

La Figura 5.53 (a) presenta la fuerza de extracción en el suelo intacto en el perfil 1 para el diámetro de 0.297 m, donde se observa que los valores máximos de extracción están entre 6.69 kN a 6.93 kN. En el caso de la Figura 5.53 (b) se presenta las fuerzas de extracción en suelo intacto para el diámetro de 0.495 m donde se observa que los valores máximos de fuerza están entre 17.53 kN a 21.64 kN. Esos valores de fuerza máxima de extracción son conocidos como la fuerza máxima de succión en la interacción suelo-ducto.

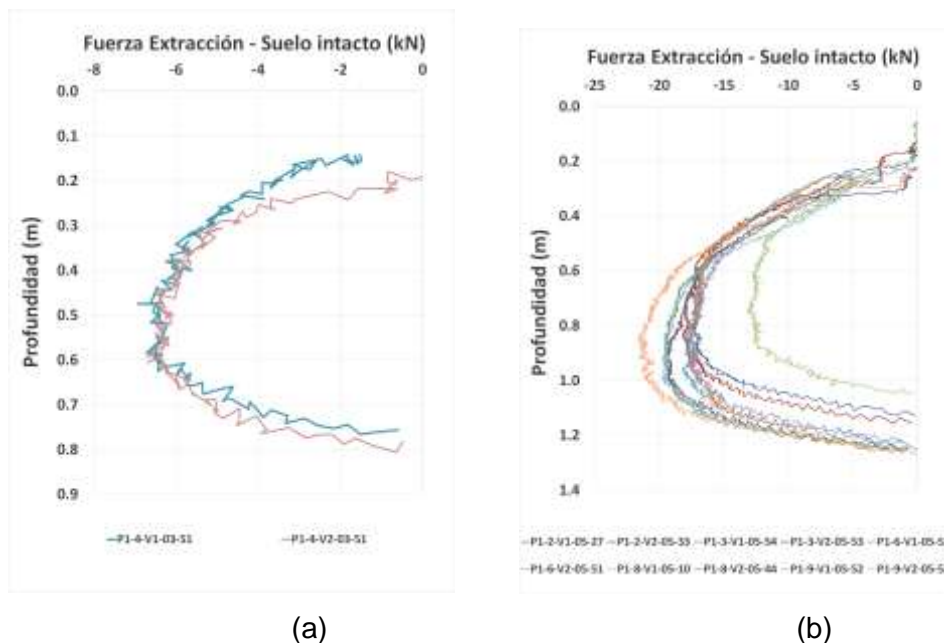


Figura 5. 53. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 1 en suelo intacto (a) D = 0.297 m (b) D = 0.495 m.

La Figura 5.54 (a) presenta la fuerza de extracción en el suelo intacto en el perfil 2 para el diámetro de 0.297 m, donde se observa que los valores máximos de extracción están entre 10.45 kN a 13.26 kN. En el caso de la Figura 5.54 (b) se presenta las fuerzas de extracción en suelo intacto para el diámetro de 0.495 m donde se observa que los valores máximos de fuerza están entre 30.52 kN a 37.57 kN.

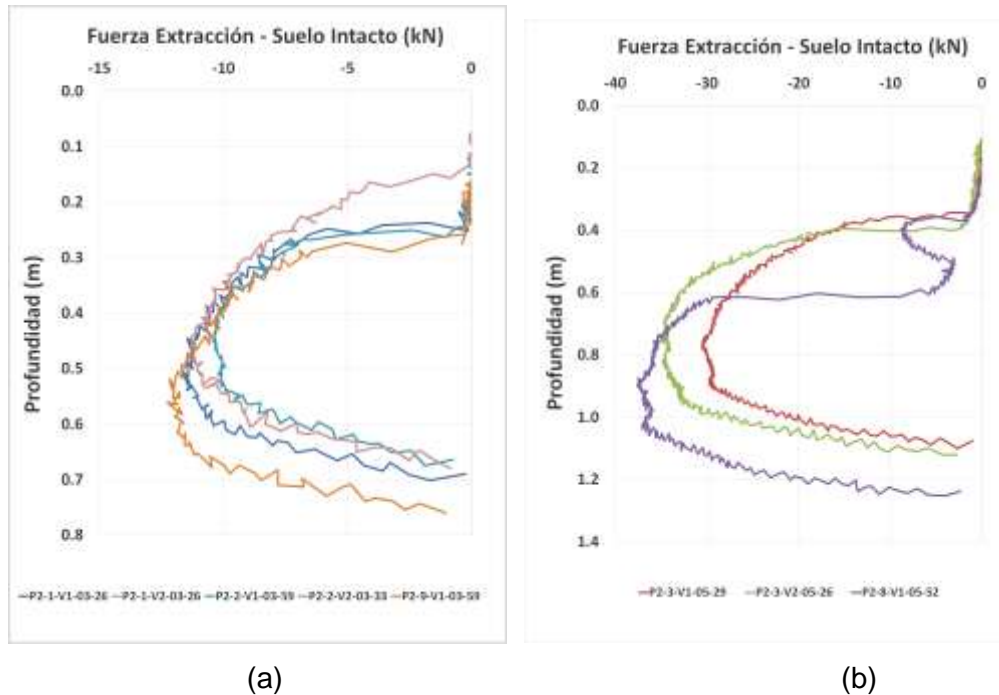


Figura 5. 54. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 2 en suelo intacto (a) $D = 0.297$ m (b) $D = 0.495$ m.

5.6.2 Fuerza de extracción en suelo remoldeado

La Figura 5.55 (a) presenta la fuerza de extracción en el suelo en condición remoldeada en el perfil 1 para el diámetro de 0.297 m, donde se observa que los valores máximos de extracción están entre 2.05 kN a 2.34 kN. En el caso de la Figura 5.55 (b) se presenta las fuerzas de extracción en suelo intacto para el diámetro de 0.495 m donde se observa que los valores máximos de fuerza están entre 6.01 kN a 7.69 kN. Las fuerzas en estado remoldeado fueron obtenidas en el ciclo 12.

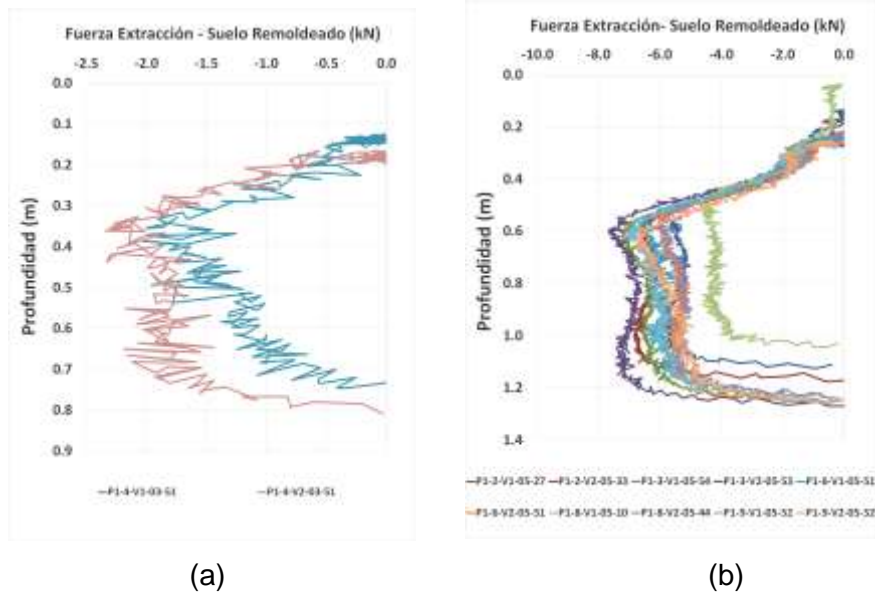


Figura 5. 55. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 1 en suelo remoldeado (a) $D = 0.297$ m (b) $D = 0.495$ m.

La Figura 5.56 (a) presenta la fuerza de extracción en el suelo en condición remoldeada en el perfil 2 para el diámetro de 0.297 m, donde se observa que los valores máximos de extracción están entre 2.34 kN a 3.20 kN. En el caso de la Figura 5.56 (b) se presenta las fuerzas de extracción en suelo intacto para el diámetro de 0.495 m donde se observa que los valores máximos de fuerza están entre 8.41 kN a 9.54 kN. Las fuerzas en estado remoldeado fueron obtenidas en el ciclo 12.

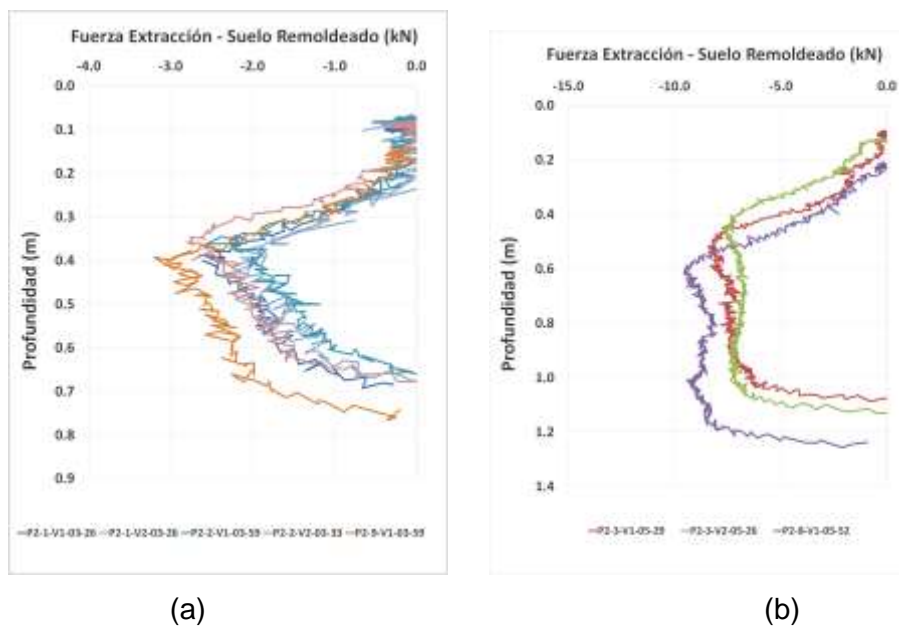


Figura 5. 56. Fuerza de extracción experimental en el Perfil 2 en suelo remoldeado (a) $D = 0.297$ m (b) $D = 0.495$ m.

La Figura 5.55 y Figura 5.56 presentan valores máximos de succión cercanos correspondientes a la interacción para el diámetro 0.297 m en los perfiles 1 y 2. Igualmente en la interacción del ducto de diámetro 0.495 m, se observa valores muy cercanos máximos de succión en los perfiles 1 y 2.

5.6.3 Influencia del diámetro del ducto

En la Figura 5.57 (a) se observa los valores de fuerza de extracción en el perfil 1 para los diámetros de 0.297 m y 0.495 m, respectivamente. La relación entre los valores promedio de succión ($R_d = \text{máximo valor en } D = 0.495 \text{ m dividido entre máximo valor en } D = 0.297 \text{ m}$) es de 2.87. La Figura 5.57 (b) se observa valores de fuerza de extracción en condición remodelada para los dos diámetros. La relación entre los valores promedio de succión es de 3.11.

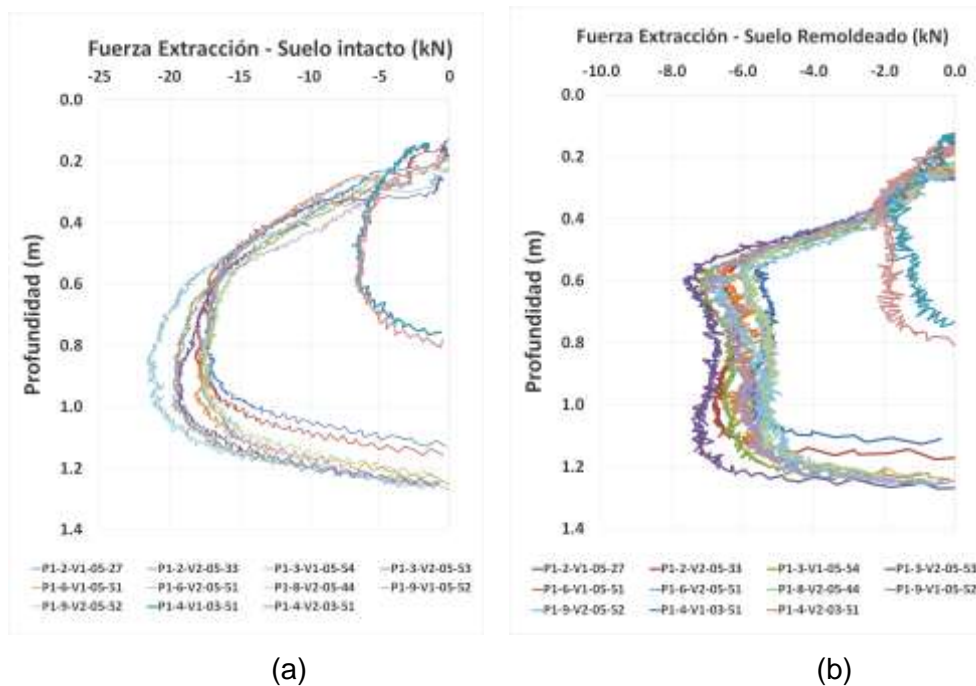


Figura 5. 57. Fuerza de extracción experimental para los dos diámetros en Perfil 1 (a) Suelo intacto y (b) Suelo remodelado.

En la Figura 5.58 (a) se observa los valores de fuerza de extracción en el perfil 2 para los diámetros de 0.297 m y 0.495 m, respectivamente. La relación entre los valores promedio de succión ($R_d = \text{máximo valor en } D = 0.495 \text{ m dividido entre máximo valor en } D = 0.297 \text{ m}$) es de 2.88. La Figura 5.58 (b) se observa valores

de fuerza de extracción en condición remodelada para los dos diámetros. La relación entre los valores promedio de succión es de 3.29.

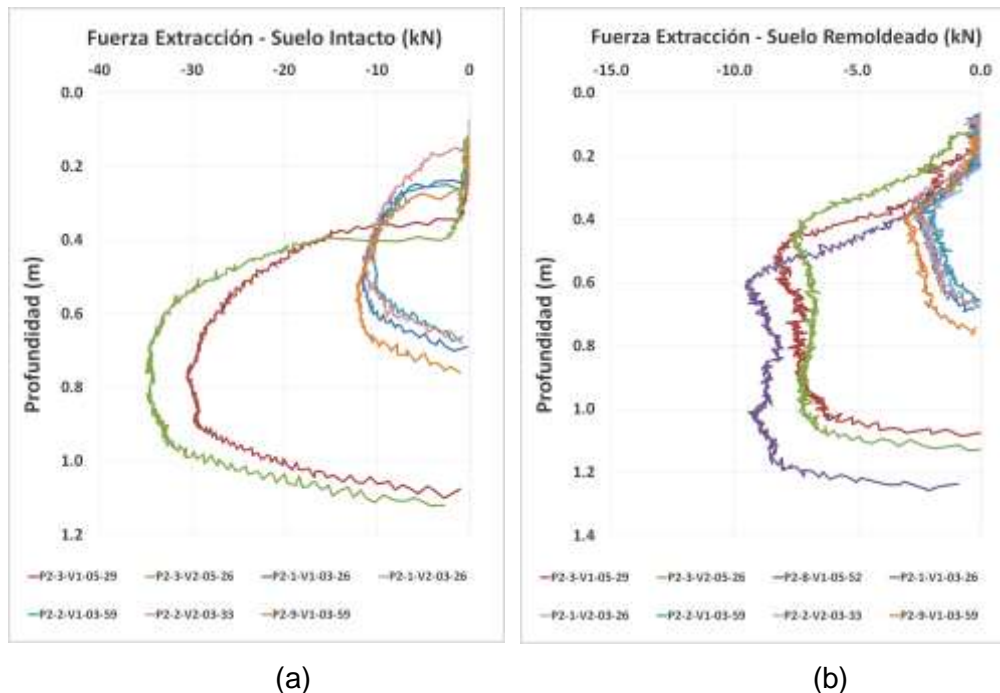


Figura 5. 58. Fuerza de extracción experimental para los dos diámetros en el Perfil 2 (a) Suelo intacto y (b) Suelo remodelado.

A partir de la información presentada en la Figura 5.57 y 5.58 se obtiene que el valor en R_d (máximo valor promedio succión en $D = 0.495$ m dividido entre máximo valor promedio en $D = 0.297$ m) es independiente si se evalúa en diferentes tipos de suelos. Esto quiere decir que la relación de R_d entre el perfil 1 y 2 es próximo a la unidad.

5.6.4 Influencia del tipo de suelo

En la Figura 5.59 (a) presenta los valores de la fuerza de extracción en suelo intacto para el diámetro de 0.297 m comparado en los dos perfiles de suelo, donde la relación entre valores máximos es de 1.91. En la Figura 5.59 (b) presenta la comparación de las fuerzas de extracción para el diámetro de 0.495 m para dos perfiles de suelo. En esta última se observa que la relación de valores promedio máximos de succión es de 1.73.

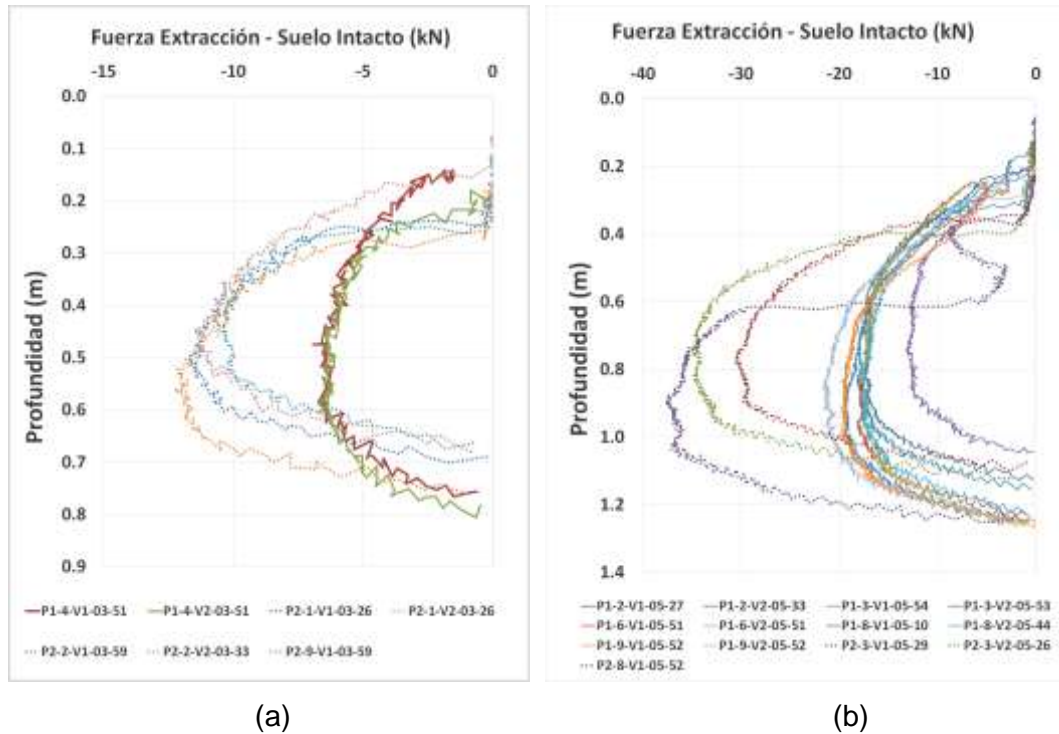


Figura 5. 59. Fuerza de extracción experimental para los dos perfiles de suelo en condición de suelo intacto (a) $D = 0.297$ m y (b) $D = 0.495$ m.

En la Figura 5.60 (a) presenta los valores de la fuerza de extracción en suelo remoldeado para el diámetro de 0.297 m comparado en los dos perfiles de suelo, donde la relación entre valores máximos es de 1.91. En la Figura 5.59 (b) presenta la comparación de las fuerzas de extracción para el diámetro de 0.495 m para dos perfiles de suelo. En esta última se observa que la relación de valores promedio máximos de succión es de 1.73.

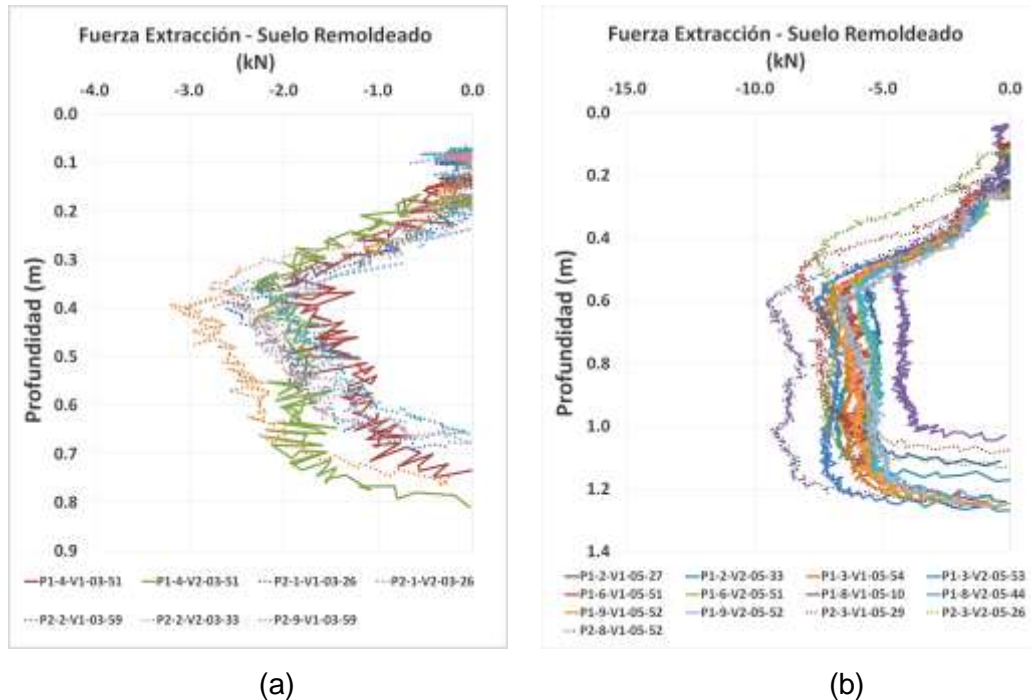


Figura 5. 60. Fuerza de extracción experimental para los dos perfiles de suelo en condición de suelo remoldeado (a) D = 0.297 m y (b) D = 0.495 m.

5.6.5 Resumen

- Valores de fuerza de extracción vertical experimental en condiciones intactas y remoldeadas son presentadas para los dos perfiles de suelo y dos diámetros evaluados.
- Valores máximos de succión correspondientes a la interacción para el diámetro 0.297 m en los perfiles 1 y 2 son muy próximos. Igualmente en la interacción del ducto de diámetro 0.495 m, se observa que los valores son muy cercanos máximos de succión en los perfiles 1 y 2.
- A partir de la evaluación de la influencia del tipo del diámetro del ducto se obtiene que el valor en R_d (máximo valor promedio succión en $D = 0.495$ m dividido entre máximo valor promedio en $D = 0.297$ m) es independiente si se evalúa en diferentes tipos de suelos. Esto quiere decir que la relación de R_d entre el perfil 1 y 2 es próximo a la unidad.
- De la evaluación de la influencia del tipo de suelo, se observa que valores de succión son mayores en el perfil 2 que el perfil 1 para el análisis en un mismo diámetro de ducto.

- En el caso de las fuerzas de extracción en condición remoldeada se obtienen valores próximos para ambos perfiles de suelo. En conclusión, las fuerzas de extracción en condición remoldeada son independientes del tipo de suelo para un mismo diámetro evaluado.

5.7 COMPARACIÓN DE FUERZA DE COMPRESIÓN Y EXTRACCIÓN EN SUELO INTACTO Y REMOLDEADO

En este ítem se presenta las fuerzas de compresión y extracción en condiciones de suelo intactas y remoldeadas. Estas fuerzas son presentadas para los dos perfiles de suelos y para los dos diámetros del ducto.

5.7.1 Fuerza compresión y extracción en perfil 1

La Figura 5.61 (a) presenta la relación entre los valores de la fuerza de compresión máxima versus la fuerza de succión máxima realizados en el primer ciclo (suelo intacto) y el doceavo ciclo (suelo remoldeado). Se observa un comportamiento lineal entre esos valores. Asimismo esa relación es independiente de la geometría y del tipo del estado del suelo. La Figura 5.61 (b) presenta la relación lineal entre los valores normalizados de fuerza de compresión versus succión.

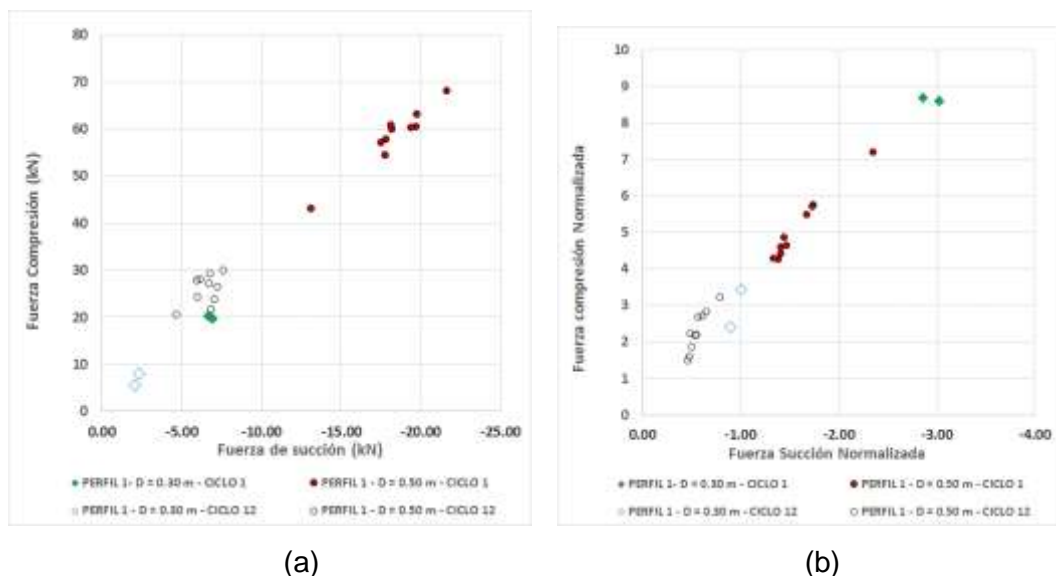


Figura 5. 61. Fuerza de compresión versus fuerza succión para los dos diámetros y Perfil 1 (a) fuerzas en kN y (b) Fuerzas normalizadas.

5.7.2 Fuerza compresión y extracción en perfil 2

La Figura 5.62 (a) presenta la relación entre los valores de la fuerza de compresión máxima versus la fuerza de succión máxima realizados en el primer ciclo (suelo intacto) y el doceavo ciclo (suelo remoldeado). Se observa un comportamiento lineal entre esos valores. Asimismo esa relación es independiente de la geometría y del tipo del estado del suelo. La Figura 5.62 (b) presenta la relación lineal entre los valores normalizados de fuerza de compresión versus succión en el perfil 2.

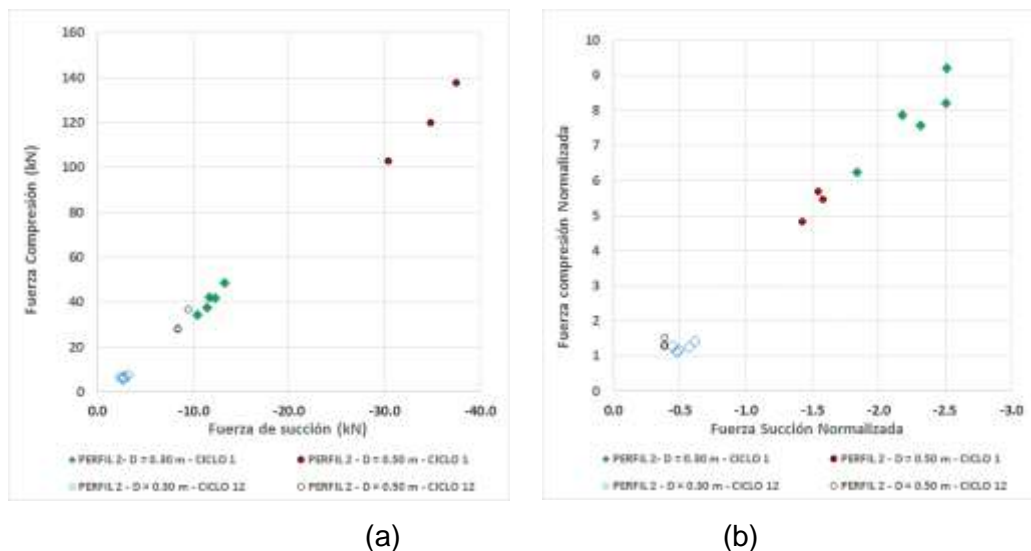


Figura 5. 62. Fuerza de compresión versus fuerza succión para los dos diámetros y Perfil 2 (a) fuerzas en kN y (b) Fuerzas normalizadas.

5.8 MÁXIMA FUERZA DE COMPRESIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA

En este ítem se presentas las fuerzas máximas de compresión versus número de ciclos para el perfil 1 y 2 para los dos diámetros de ductos. Asimismo se presentan las fuerzas normalizadas en relación al número de ciclos.

5.8.1 Fuerza compresión vs número de ciclos para Perfil 1

La Figura 5.63 (a) y Figura 5.63 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 1 y diámetro de 0.297 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el

número de ciclos en la interacción vertical. Un valor de fuerza constante puede ser alcanzado a partir del décimo ciclo.

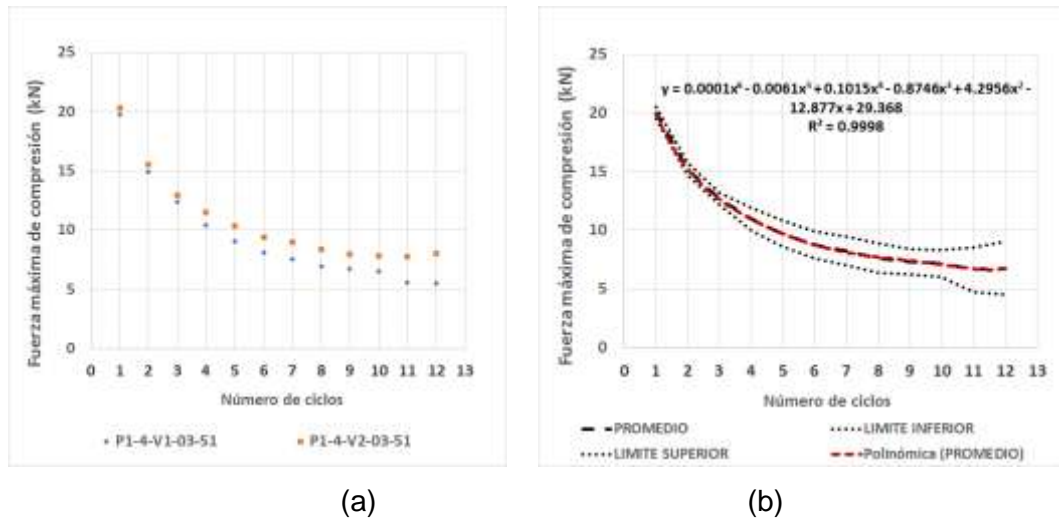


Figura 5. 63. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.64 (a) y Figura 5.64 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión Normalizada versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 1 y diámetro de 0.297 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical. Un valor de fuerza constante puede ser alcanzado a partir del décimo ciclo.

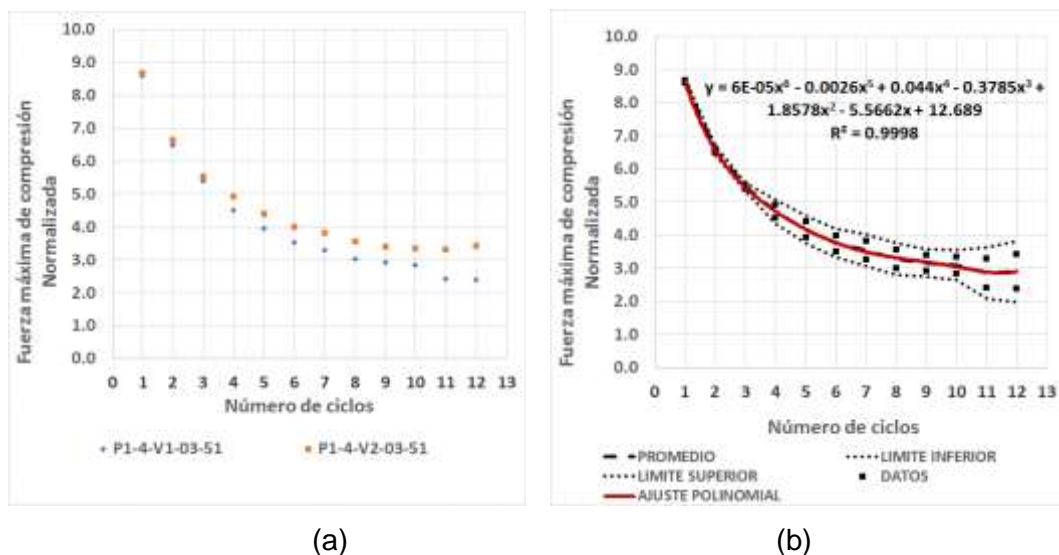


Figura 5. 64. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

La Figura 5.65 (a) y Figura 5.65 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 1 y diámetro de 0.495 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical. Esa reducción se observa en el ciclo 8.

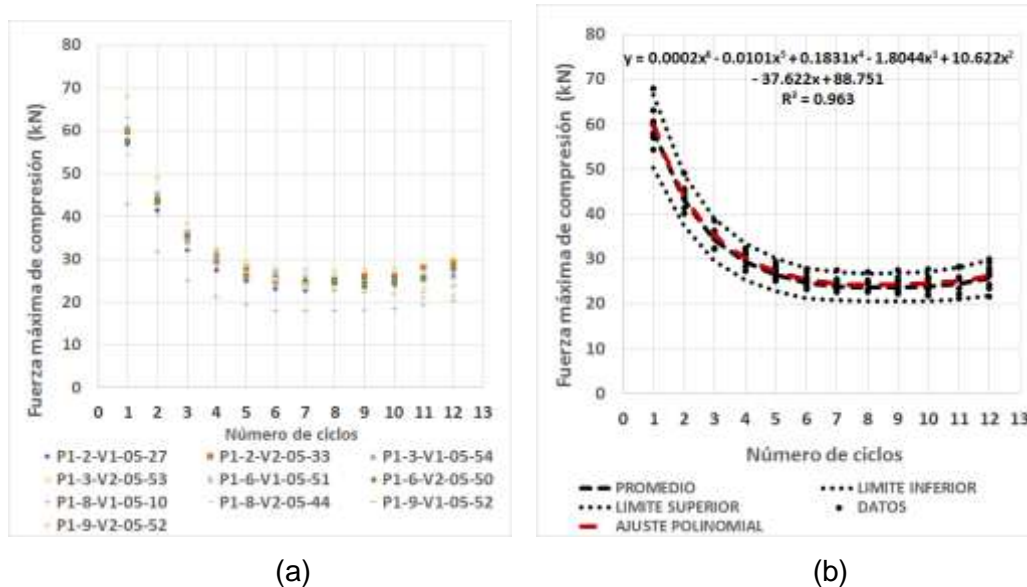


Figura 5. 65. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.66 (a) y Figura 5.66 (b) se presenta la Fuerza máxima Normalizada de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 1 y diámetro de 0.495 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical. Esa reducción se observa en el ciclo 8.

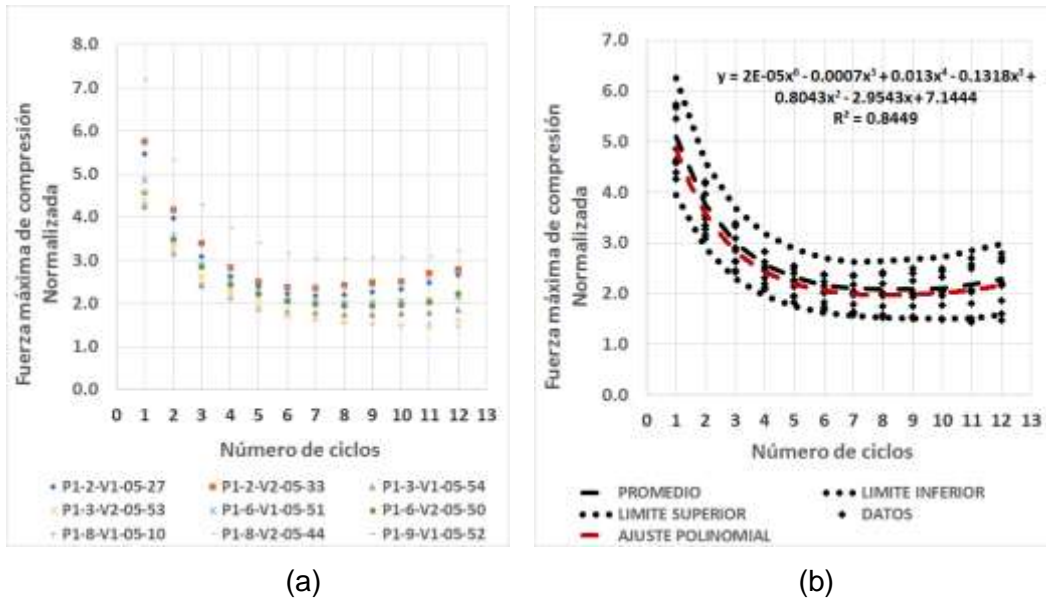


Figura 5. 66. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

5.8.2 Fuerza compresión vs número de ciclos para Perfil 2

La Figura 5.67 (a) y Figura 5.67 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 2 y diámetro de 0.297 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical. Un valor de fuerza constante puede ser alcanzado a partir del décimo ciclo.

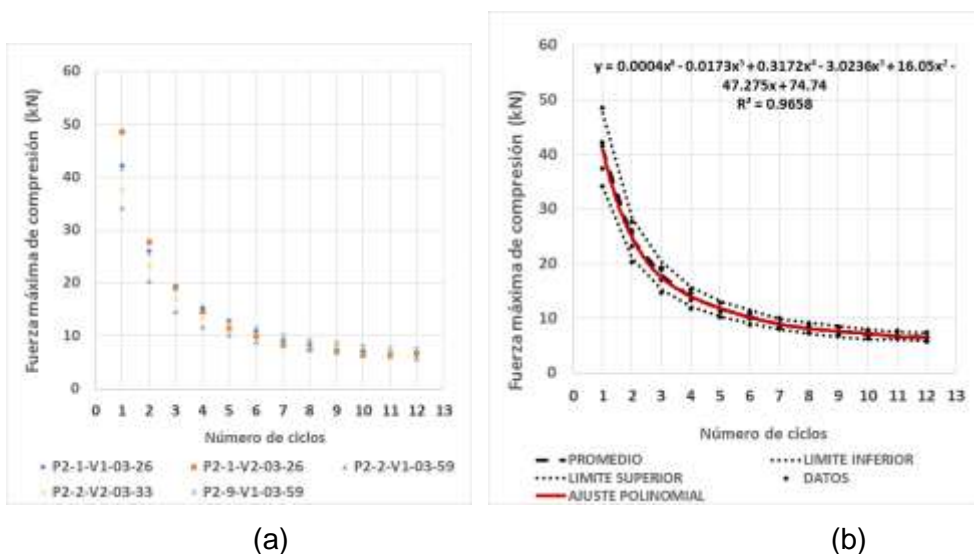


Figura 5. 67. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.68 (a) y Figura 5.68 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión Normalizada versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 2 y diámetro de 0.297 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical. Un valor de fuerza constante puede ser alcanzado a partir del décimo ciclo.

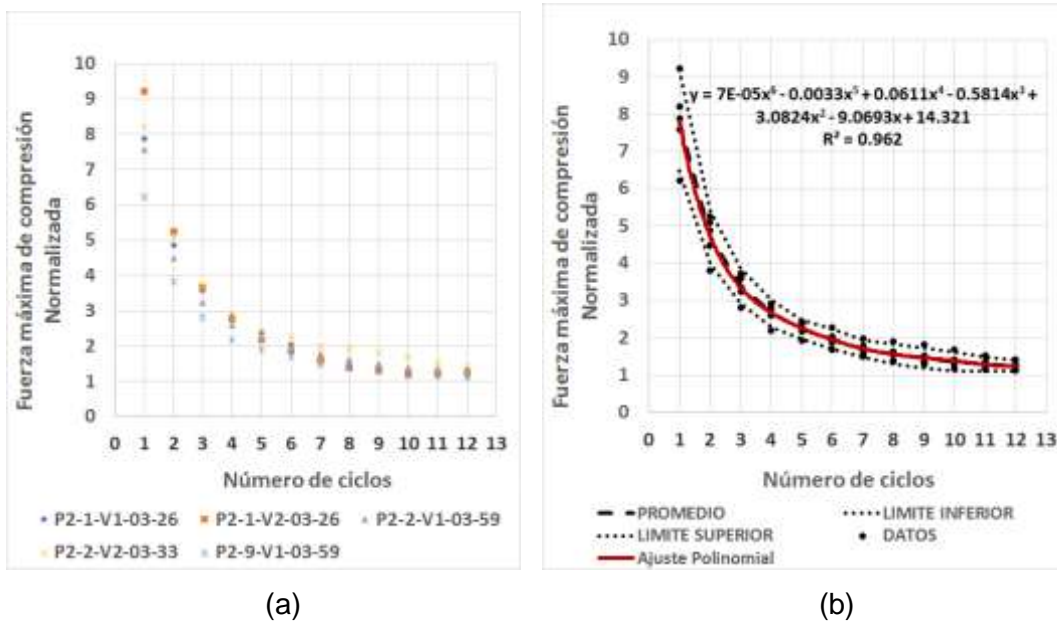
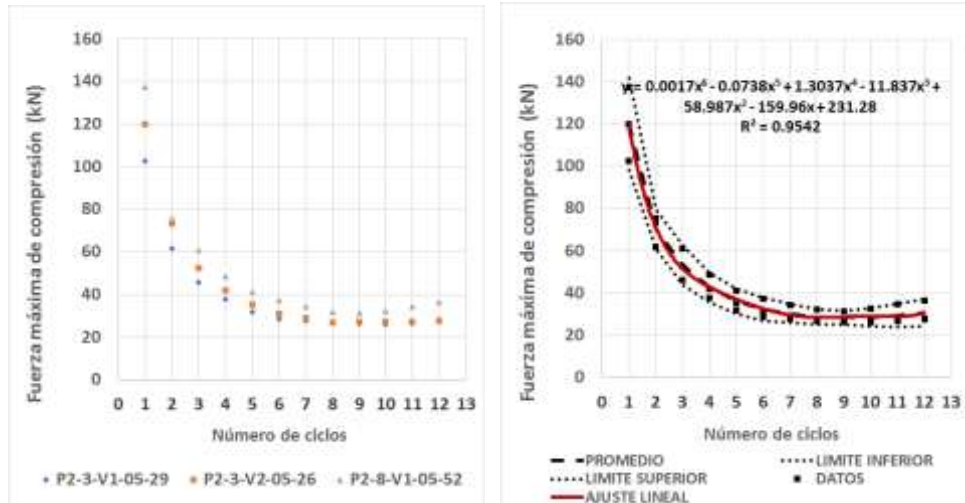


Figura 5. 68. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

La Figura 5.69 (a) y Figura 5.69 (b) se presenta la Fuerza máxima de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 2 y diámetro de 0.297 m.

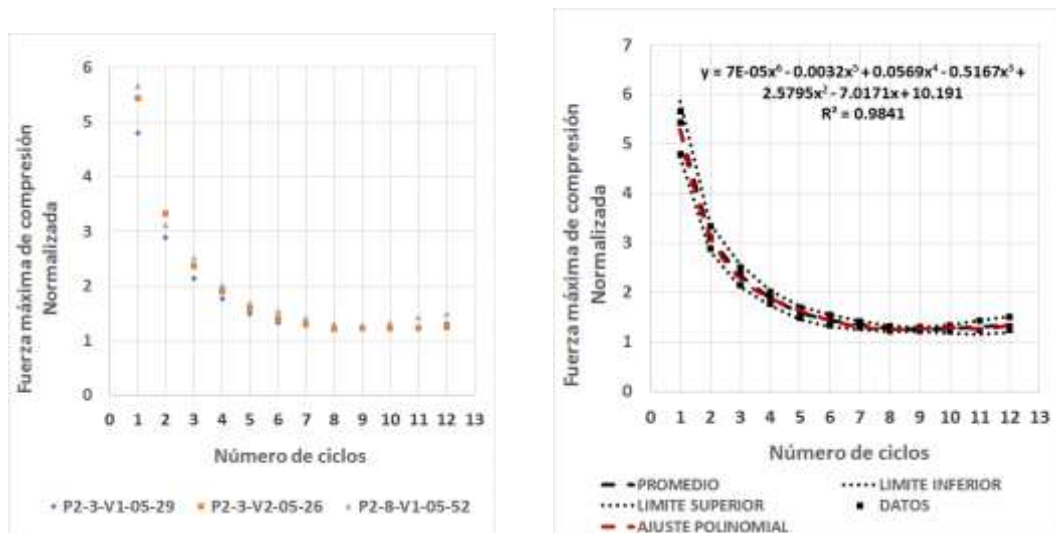


(a)

(b)

Figura 5. 69. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.70 (a) y Figura 5.70 (b) se presenta la Fuerza máxima Normalizada de compresión versus el número de ciclos y el ajuste polinomial del valor promedio, respectivamente. Este análisis fue desarrollado para el perfil 2 y diámetro de 0.297 m. Además se observa que existe una reducción de la fuerza al aumentar el número de ciclos en la interacción vertical.



(a)

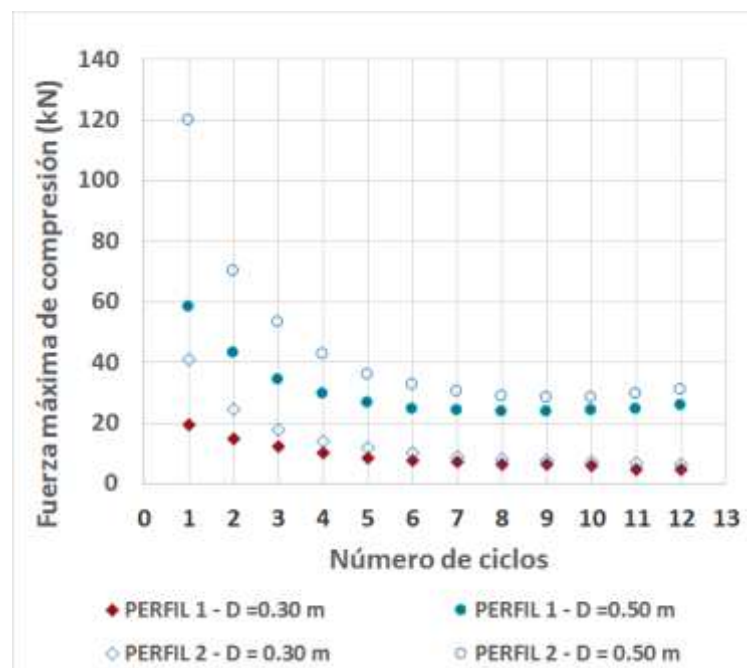
(b)

Figura 5. 70. Fuerza máxima de compresión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

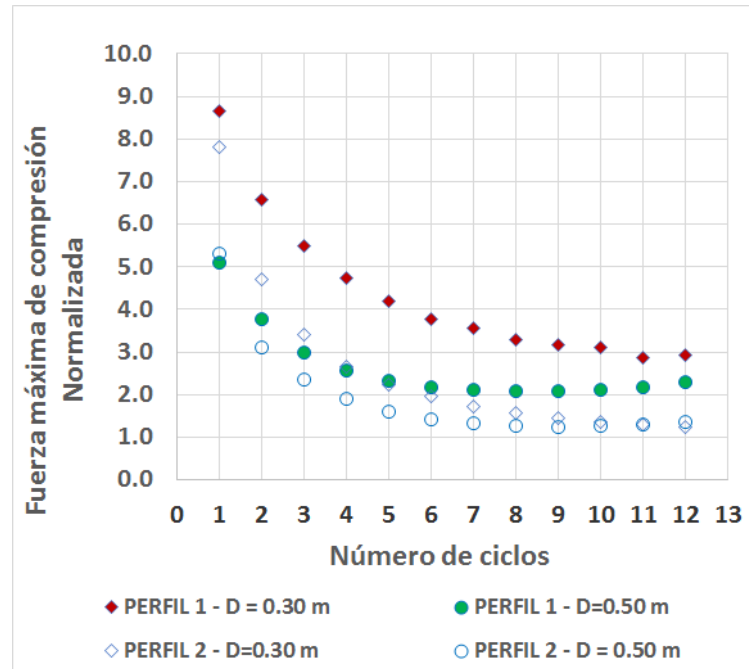
5.8.3 Comparación entre perfil 1 y perfil 2

En la Figura 5.71 (a) se presenta la fuerza máxima de compresión versus el número de ciclos para los dos tipos de perfiles y dos diámetros. Se observa que los valores fuerza son mayores para el perfil 2 con diámetro de 0.495 m, seguido del perfil 1 con diámetro de 0.495 m. Para el diámetro 0.297 m, los mayores valores son del perfil 2. Asimismo se observa que las fuerzas verticales para un mismo diámetro, los valores de las fuerzas se llegan a juntarse a partir del ciclo 7 debido a la pérdida de resistencia del suelo.

Para la Figura 5.71 (b) se presenta la fuerza normalizada de compresión versus el número de ciclos de interacción. Con la normalización se observa que los valores de fuerza del perfil 1 son superiores a los del perfil 2. Además se observa que en el perfil 2 los valores de fuerza llegan a juntarse en el ciclo 10, por el contrario en el perfil 1, los valores de fuerza no llegan a juntarse durante el evento cíclico.



(a)



(b)

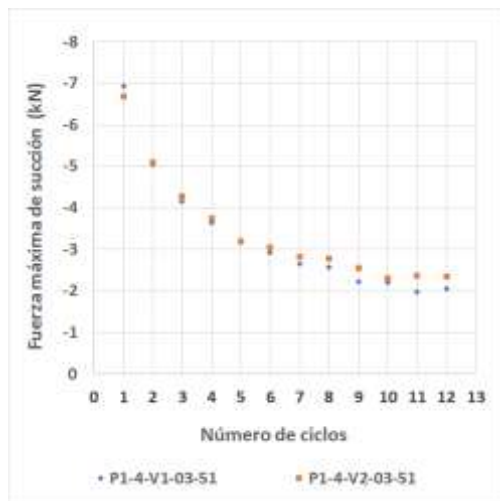
Figura 5. 71. Comparación de fuerza de compresión versus número de ciclos para los dos diámetros y dos perfiles (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

5.9 MÁXIMA FUERZA DE SUCCIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA

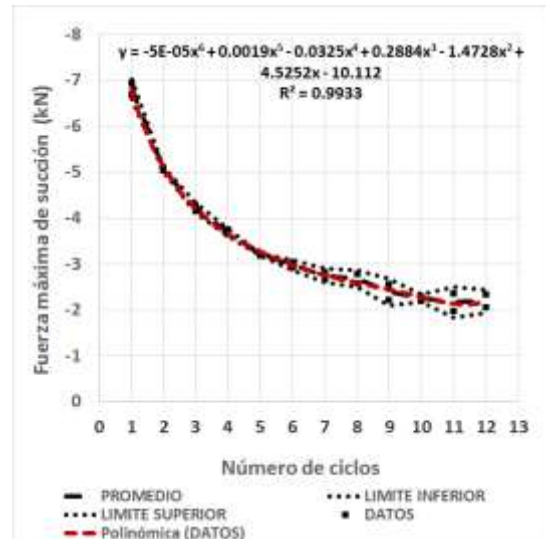
En este ítem se presenta la relación entre la fuerza máxima de succión durante la interacción cíclica. Además se puede comparar valores de fuerza normalizada entre los perfiles de suelo y los diámetros evaluados.

5.9.1 Fuerza máxima de succión vs número de ciclos para Perfil 1

La Figura 5.72 (a) presenta la fuerza máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 1 y el diámetro 0.297 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. En la Figura 5.72 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.



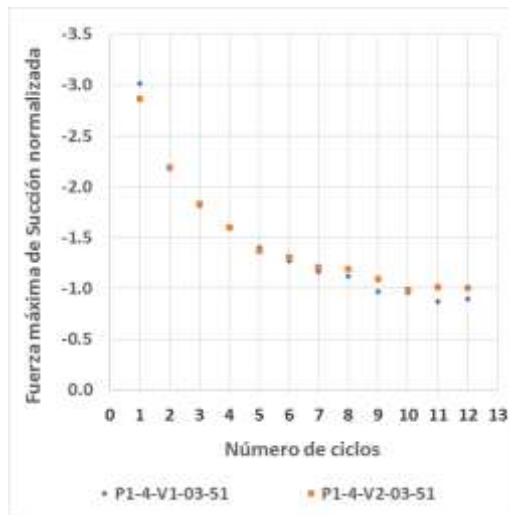
(a)



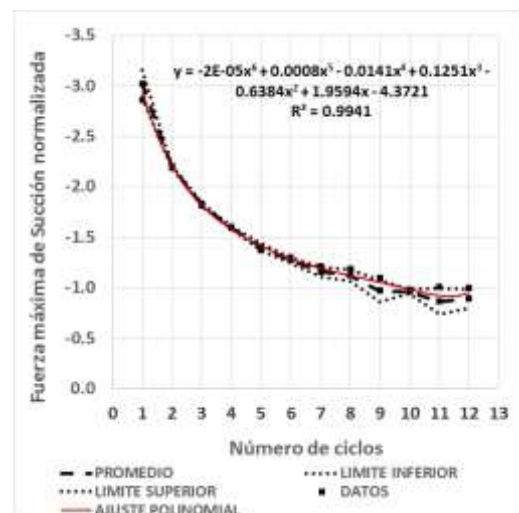
(b)

Figura 5. 72. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.73 (a) presenta la fuerza normalizada máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 1 y el diámetro 0.297 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. Los valores negativos sólo indican la dirección de la fuerza de interacción vertical. En la Figura 5.73 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.



(a)



(b)

Figura 5. 73. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza Normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

La Figura 5.74 (a) presenta la fuerza máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 1 y el diámetro 0.495 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. Asimismo, observamos que la fuerza máxima de succión es dependiente de la tasa de enterramiento, esto quiere decir a mayor tasa se obtiene mayor valor de fuerza de succión. En la Figura 5.74 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica. Asimismo, se observa los valores límites que presentan un comportamiento decreciente.

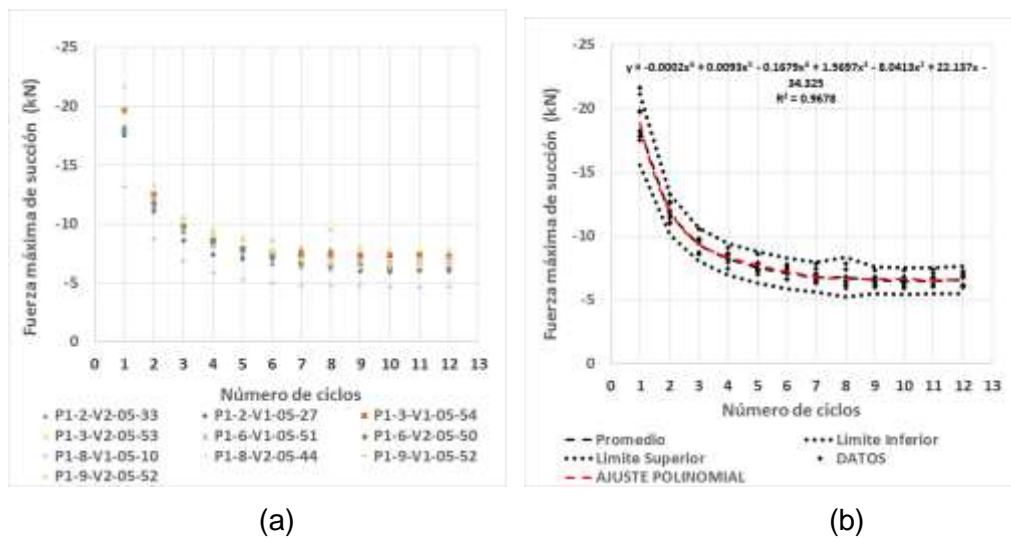


Figura 5. 74. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.75 (a) presenta la fuerza normalizada máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 1 y el diámetro 0.495 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. Asimismo, observamos que la fuerza máxima de succión no presenta relación con la tasa de enterramiento. En la Figura 5.75 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica. Asimismo, se observa los valores límites que presentan un comportamiento decreciente. A partir del octavo ciclo el comportamiento de la curva tiende a ser horizontal.

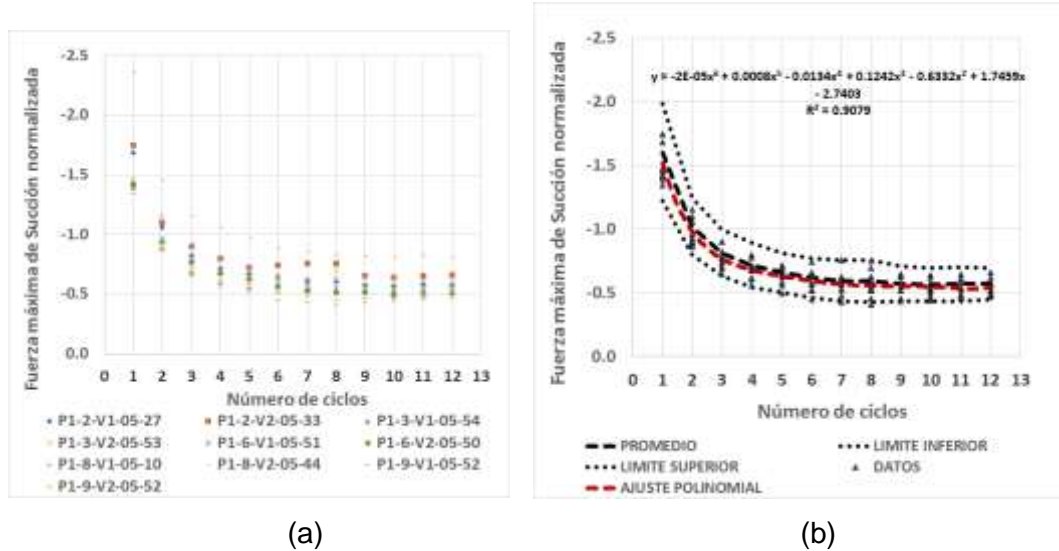


Figura 5. 75. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

5.9.2 Fuerza máxima de succión vs número de ciclos para Perfil 2

La Figura 5.76 (a) presenta la fuerza máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 2 y el diámetro 0.297 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. En la Figura 5.76 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.

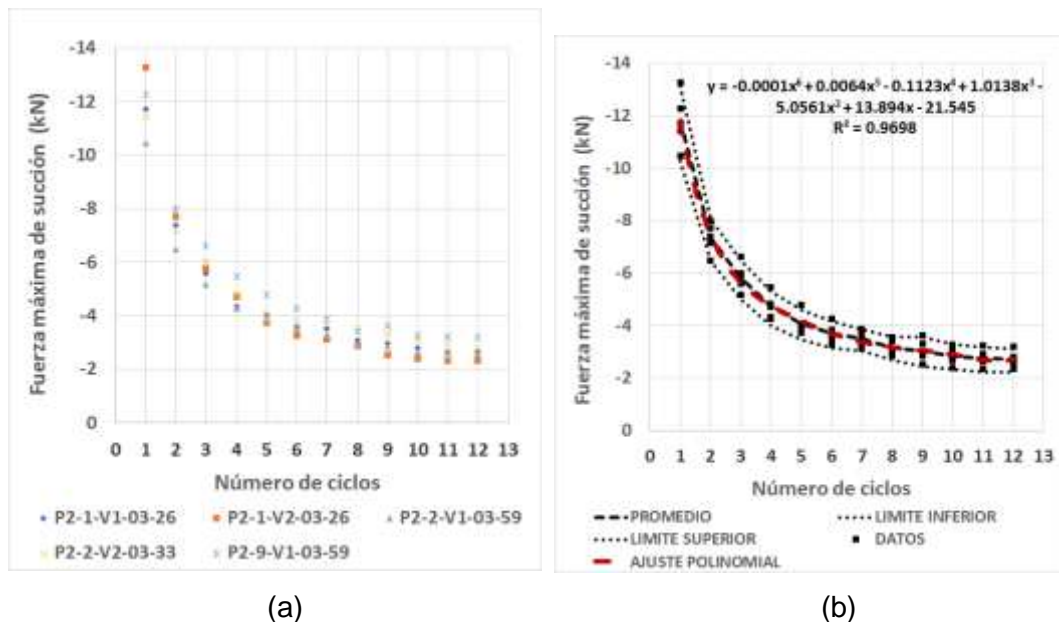


Figura 5. 76. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.77 (a) presenta la fuerza normalizada máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 2 y el diámetro 0.297 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. En la Figura 5.77 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.

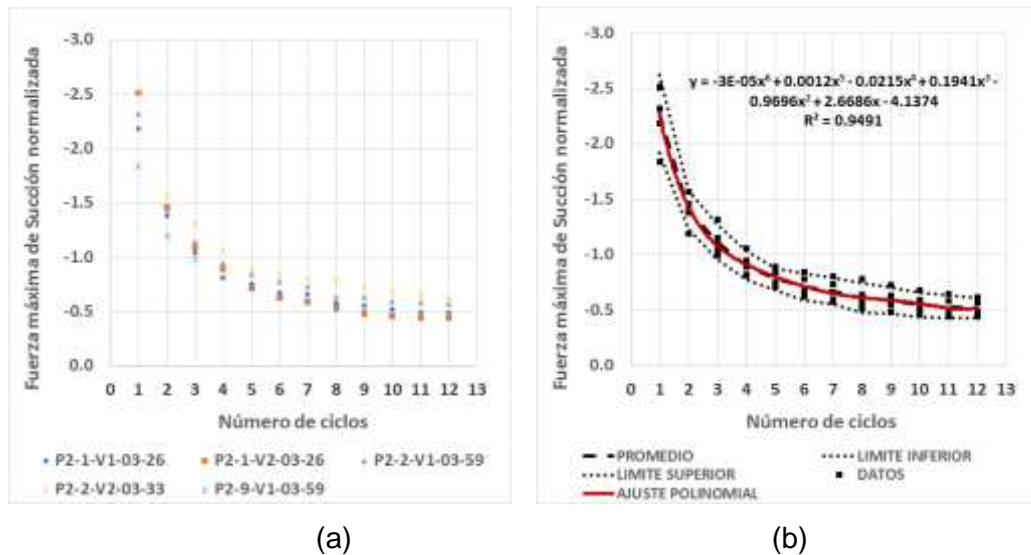


Figura 5. 77. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

La Figura 5.78 (a) presenta la fuerza máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 2 y el diámetro 0.495 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. En la Figura 5.78 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.

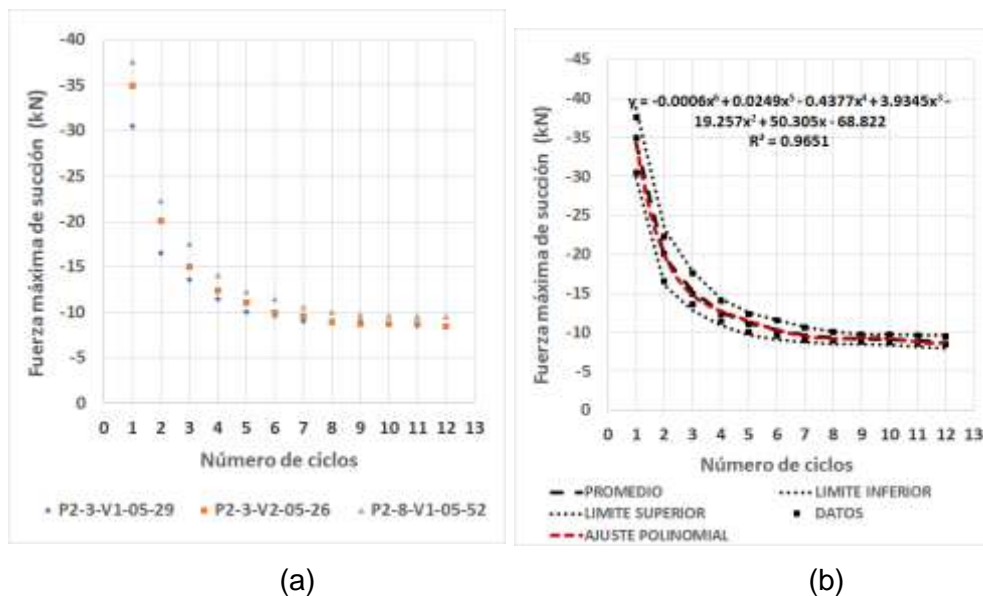


Figura 5. 78. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva.

La Figura 5.79 (a) presenta la fuerza normalizada máxima de succión versus el número de ciclos para el perfil 2 y el diámetro 0.495 m. Se observa un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. En la Figura 5.79 (b) se presenta un ajuste polinomial del valor promedio de fuerzas a lo largo de la interacción cíclica.

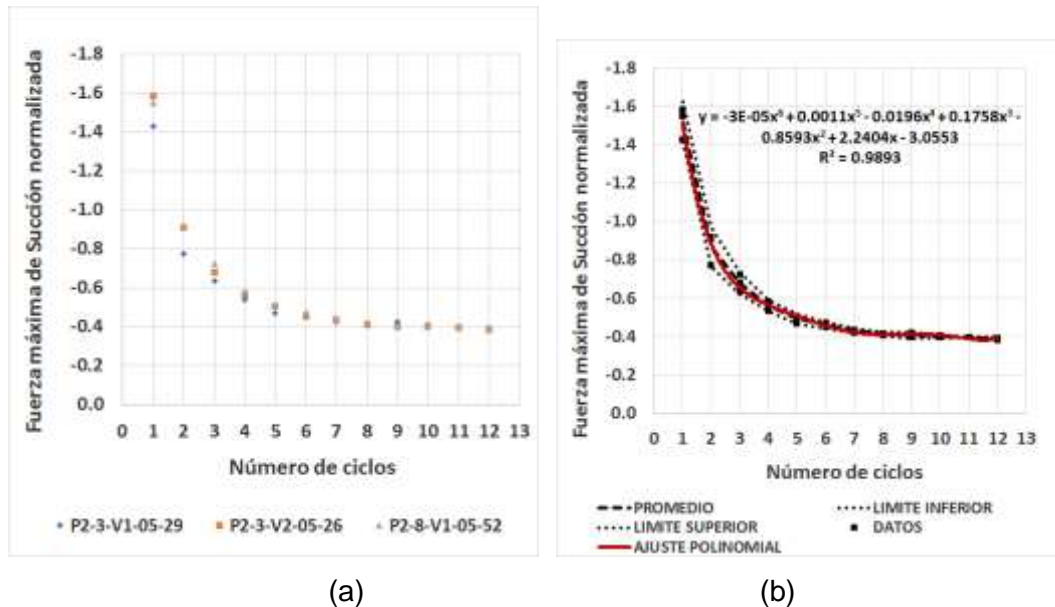


Figura 5. 79. Fuerza máxima de succión versus número de ciclos en Perfil 2 y $D = 0.495$ m (a) Fuerza normalizada y (b) Límites superior e inferior y ajuste de la curva normalizada.

5.9.3 Comparación entre perfil 1 y perfil 2

La Figura 5.80 presenta la comparación de las fuerzas máximas de succión versus número de ciclos para los dos perfiles y los dos diámetros. Se observa que los valores de fuerza de succión en el perfil 2 son mayores que el perfil 1. Asimismo para mayor diámetro del ducto se tiene mayor valor de fuerza en cada perfil evaluado. A partir del ciclo 8 la tendencia de todas las curvas es horizontal. En la Figura 5.81 se observa que para menor diámetro de ducto la fuerza normalizada de succión es mayor con relación para cada perfil de suelo. También se observa que a partir del noveno ciclo presenta una tendencia horizontal.

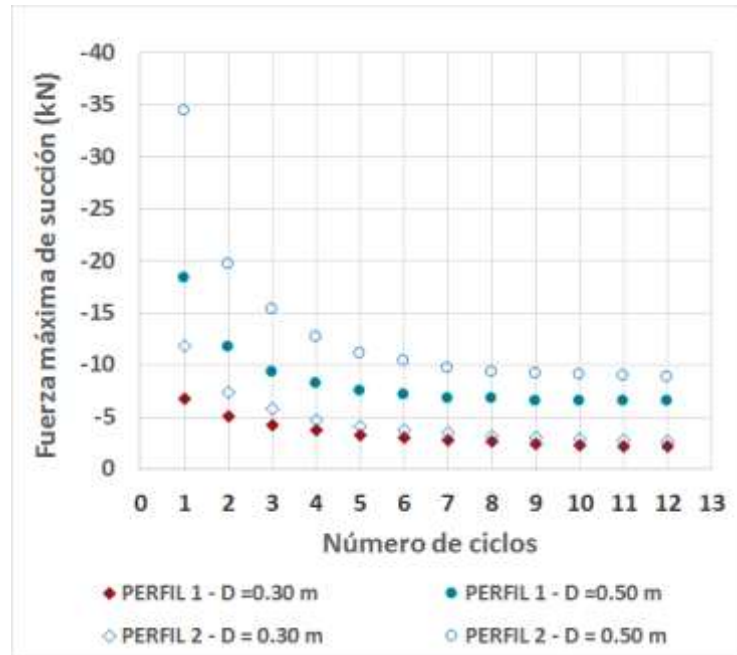


Figura 5. 80. Comparación de fuerza de succión versus número de ciclos en los dos perfiles y diámetros.

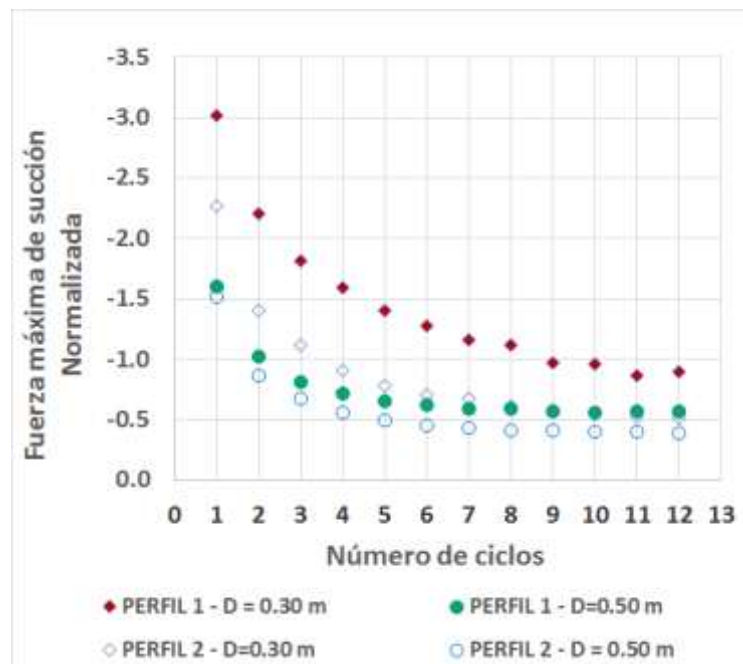


Figura 5. 81. Comparación de fuerza normalizada de succión versus número de ciclos en los dos perfiles y diámetros.

5.10 COMPRESIÓN Y SUCCIÓN EN INTERACCIÓN CÍCLICA

En este ítem se presenta la relación entre la fuerza de compresión y succión a lo largo de la interacción cíclica. También se puede evaluar la influencia del tipo de

diámetro y del suelo. Esta evaluación fue realizada para los dos tipos de suelos y dos tipos de diámetro.

5.10.1 Perfil 1

En la Figura 5.82 (a) presenta la fuerza máxima de compresión versus fuerza máxima de succión en el perfil 1 con el diámetro 0.297 m. Se observa para cada ensayo la fuerza obtenida en los doce ciclos por ensayo. La relación entre la fuerza máxima de compresión y succión presentan una relación lineal con una pendiente aproximada a 3.0. Figura 5.82 (b) presenta la relación entre las fuerzas normalizadas de compresión y succión, donde se observa también un comportamiento lineal.

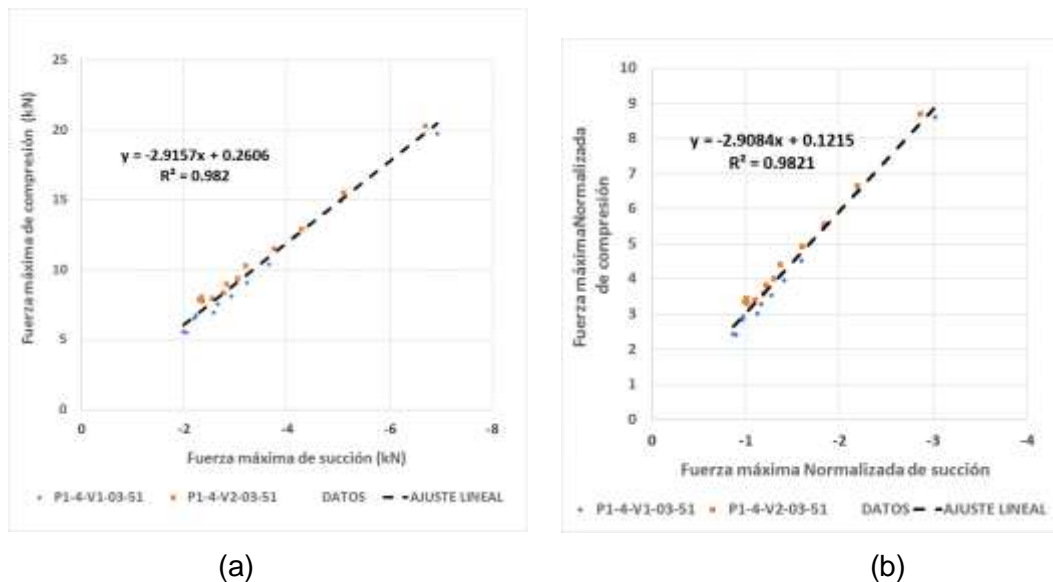


Figura 5. 82. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

En la Figura 5.83 (a) presenta la fuerza máxima de compresión versus fuerza máxima de succión. La relación entre la fuerza máxima de compresión y succión presentan una relación lineal con una pendiente aproximada a 3.0. Figura 5.83 (b) presenta la relación entre las fuerzas normalizadas de compresión y succión para el perfil 1 evaluando la interacción en el ducto 0.495 m.

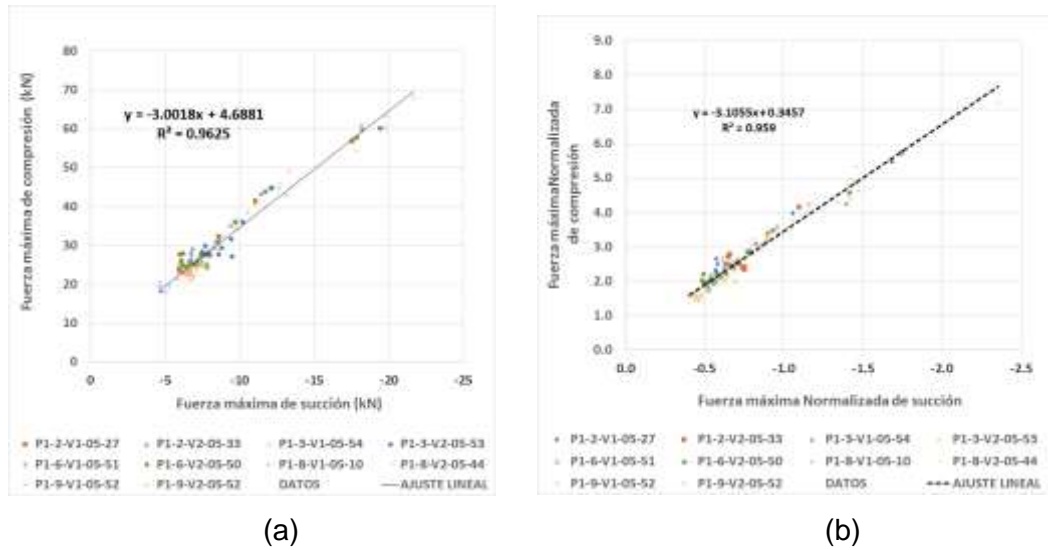


Figura 5. 83. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

5.10.2 Perfil 2

En la Figura 5.84 (a) presenta la fuerza máxima de compresión versus fuerza máxima de succión para el ducto de 0.297 m. La relación entre la fuerza máxima de compresión y succión presentan una relación lineal con una pendiente aproximada a 3.7. Figura 5.84 (b) presenta la relación entre las fuerzas normalizadas de compresión y succión para el perfil 2 evaluando la interacción en el ducto 0.297 m.

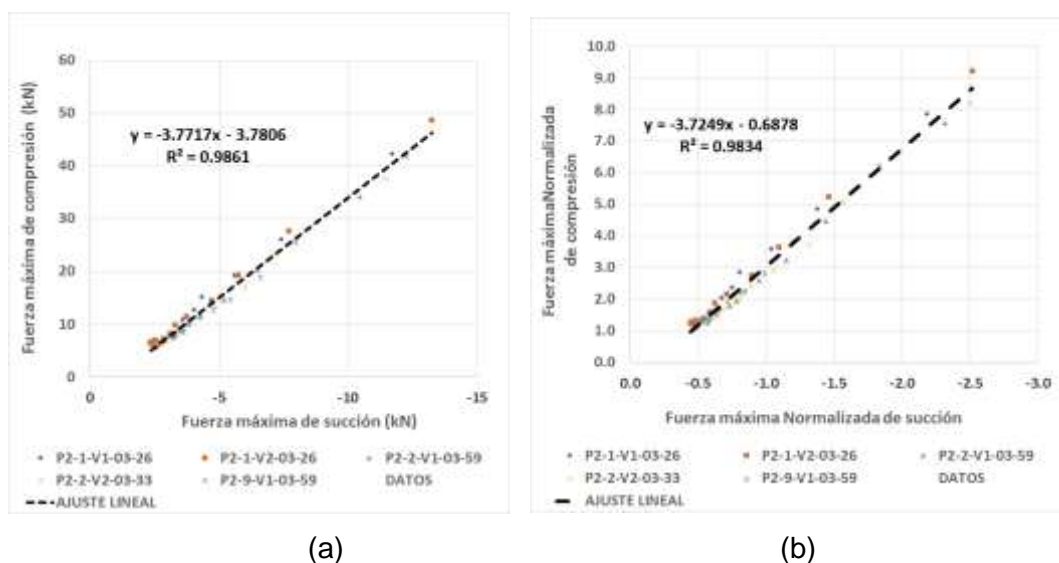


Figura 5. 84. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y D = 0.297 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

En la Figura 5.85 (a) presenta la fuerza máxima de compresión versus fuerza máxima de succión para el ducto de 0.297 m. La relación entre la fuerza máxima de compresión y succión presentan una relación lineal con una pendiente aproximada a 3.7. Figura 5.85 (b) presenta la relación entre las fuerzas normalizadas de compresión y succión para el perfil 1 evaluando la interacción en el ducto 0.495 m.

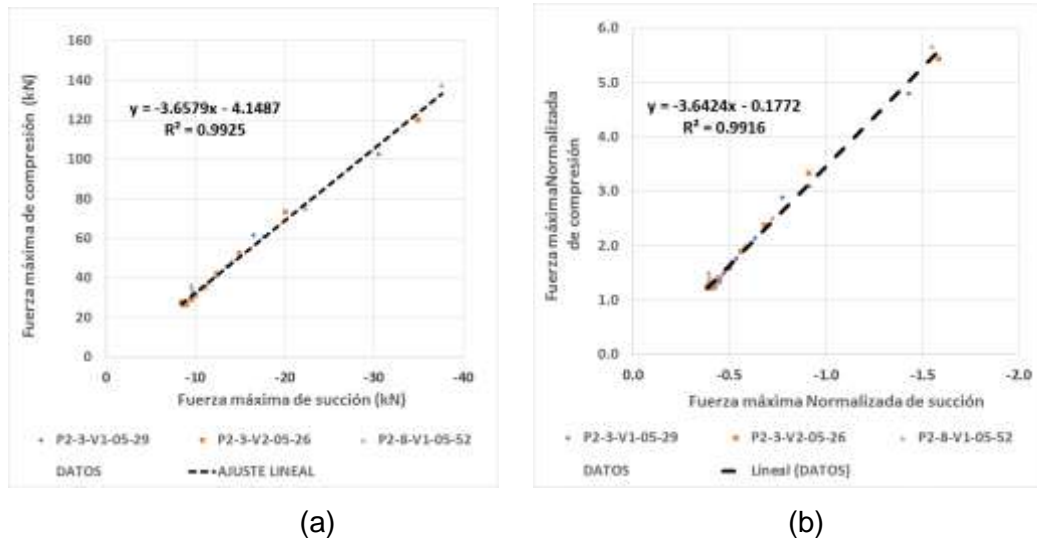
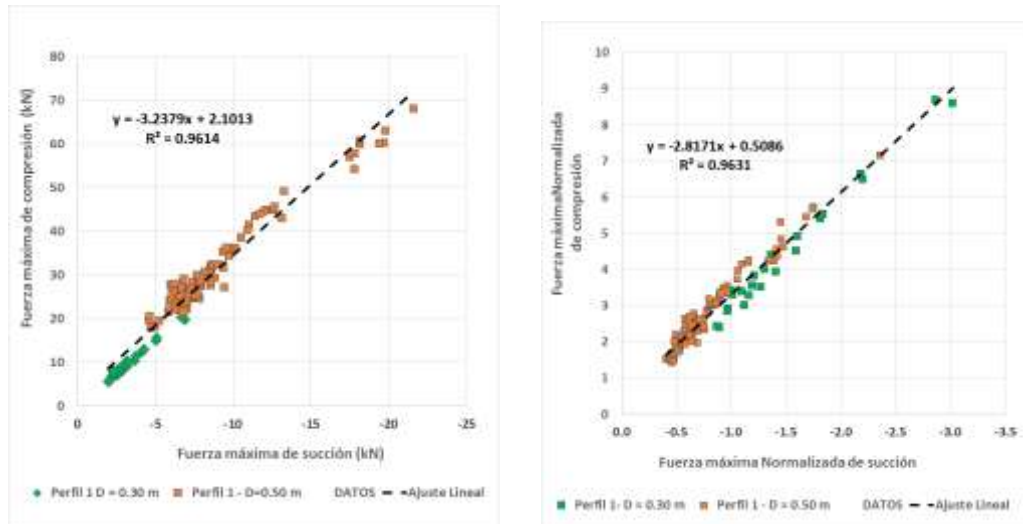


Figura 5. 85. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y D = 0.495 m (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

5.10.3 Influencia del diámetro y de tipo de suelo

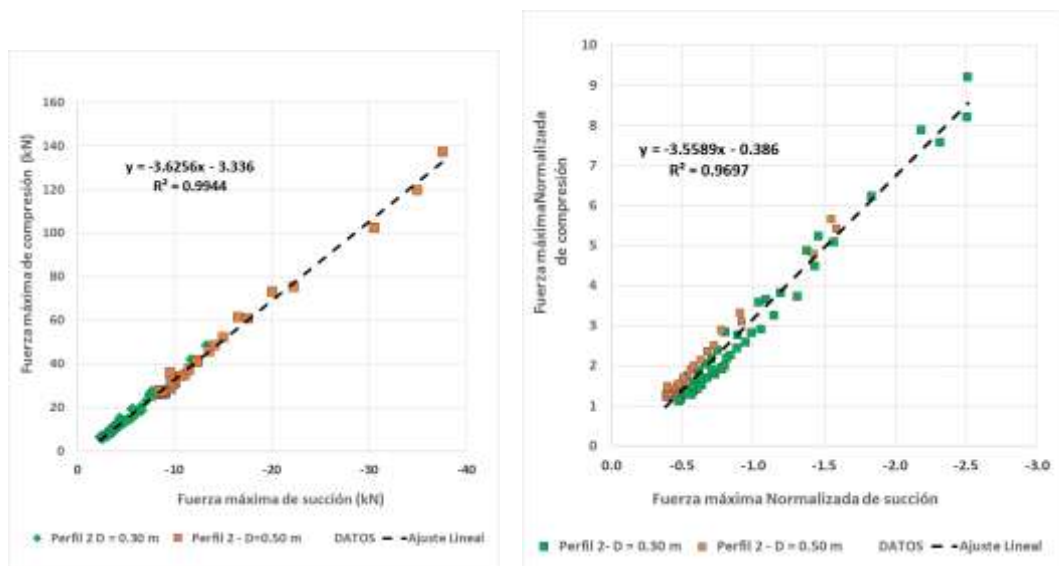
La Figura 5.86 (a) y Figura 5.86 (b) presenta la relación entre la fuerza de compresión succión y la relación de las fuerzas normalizadas, respectivamente. Se observa que la relación presenta un ajuste lineal y no depende del tipo de diámetro del ducto. Además, diferentes ensayos realizados con diferentes tasas de enterramiento presentan ese comportamiento. Igualmente, la Figura 5.87 (a) y Figura 5.87 (b) presenta un comportamiento lineal entre las fuerzas de compresión y succión para el perfil 2 siendo evaluados para los dos diámetros. En el perfil 1 se observa que la pendiente del ajuste lineal es de 3.24 con R2 de 0.9614 y en el perfil 2 presenta una pendiente de 3.63 con un R2 de 0.9944.



(a)

(b)

Figura 5. 86. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 1 y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.



(a)

(b)

Figura 5. 87. Fuerza compresión versus fuerza de succión en el Perfil 2 y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

En la Figura 5.88 (a) y Figura 5.88 (b) se presenta los datos experimentales de la fuerza de compresión y succión máxima y fuerzas normalizadas de todos los ensayos con diferentes perfiles de suelos y dos diámetros, respectivamente. Se observa que el comportamiento lineal es independiente del tipo de perfil de suelo, diámetro del ducto y tasa de enterramiento.

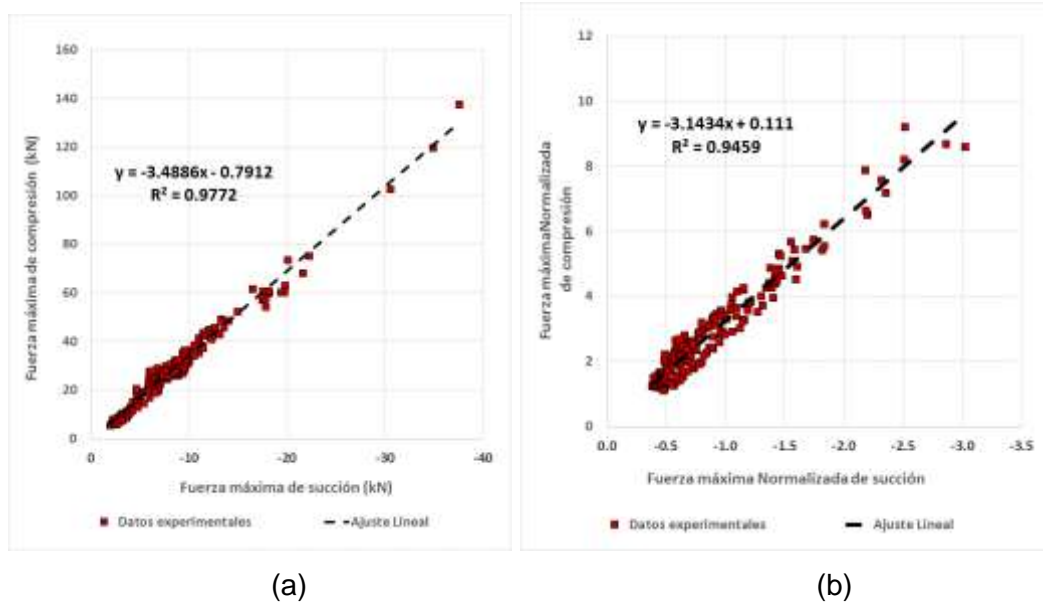


Figura 5. 88. Comparación de la fuerza compresión versus fuerza de succión para los dos perfiles y dos diámetros (a) Fuerza (kN) y (b) Normalización.

5.11 RIGIDEZ CÍCLICA PARA GRANDES DESPLAZAMIENTOS

En este ítem se presenta se presenta los valores de rigidez experimentales de la condición de suelo intacto y remoldeado. Asimismo, se evalúa la rigidez vertical versus los ciclos de interacción para los perfiles 1 y 2. También la influencia del tipo de suelo y diámetro del ducto en la rigidez vertical.

5.11.1 Rigidez vertical en suelo intacto y remoldeado

En la Figura 5.89 (a) se presenta la rigidez vertical para los diámetros de 0.297m y 0.495 m en el primer ciclo y el doceavo ciclo. La rigidez normalizada es presentada en la Figura 5.89 (b) donde se observa que el valor de rigidez disminuye rápidamente a lo largo de la interacción cíclica. Para este perfil de suelo en el primer ciclo, los valores de rigidez se encuentran en un intervalo entre 1000 a 9000 kN/m/m; para el caso de rigidez vertical normalizada puede variar entre 10 a 160. Y para la condición remoldeada (Ciclo 12) se tiene un intervalo de rigidez vertical entre 100 a 3000 kN/m/m y la rigidez normalizada presenta valores dentro de un intervalo entre 5 a 60.

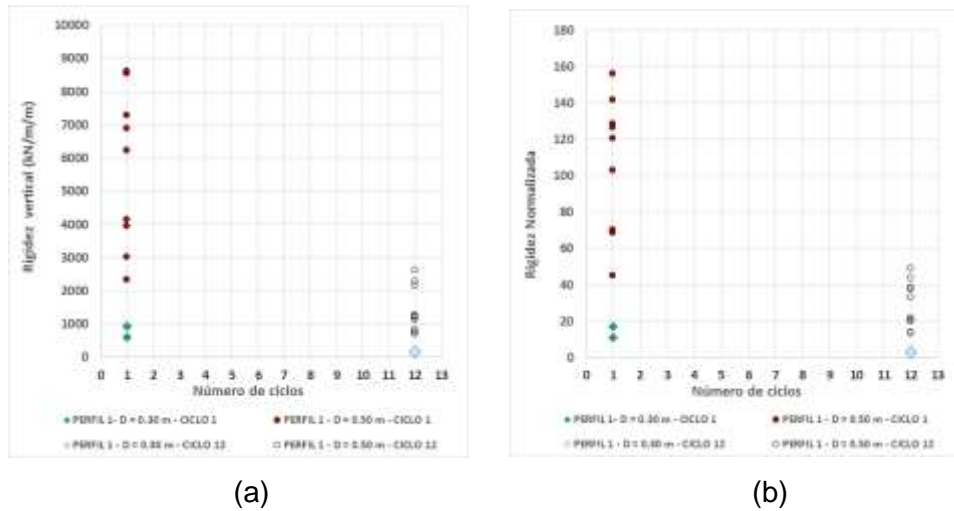


Figura 5. 89. Rigidez vertical versus número de ciclos para perfil 1 y dos diámetros (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Normalización.

En la Figura 5.90 (a) se presenta la rigidez vertical para los diámetros de 0.297m y 0.495 m en el primer ciclo y el doceavo ciclo para el perfil 2. La rigidez normalizada es presentada en la Figura 5.90 (b) donde se observa que el valor de rigidez disminuye a lo largo de la interacción cíclica. En el perfil 2 evaluando en el primer ciclo se tiene que los valores de rigidez se encuentran en un intervalo entre 2000 a 6000 kN/m/m; para el caso de rigidez vertical normalizada puede variar entre 15 a 50. Y para la condición remodelada (Ciclo 12) se tiene un intervalo de rigidez vertical entre 100 a 1500 kN/m/m y la rigidez normalizada presenta valores dentro de un intervalo entre 2 a 10.

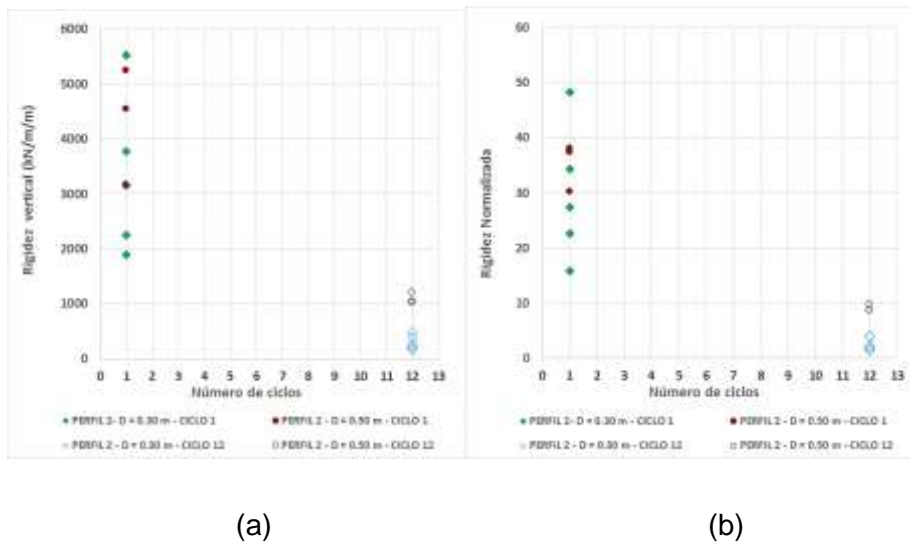


Figura 5. 90. Rigidez vertical versus número de ciclos para perfil 2 y dos diámetros (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Normalización.

5.11.2 Rigidez vertical versus número de ciclos en Perfil 1

En la Figura 5.91 (a) se presenta la rigidez vertical para los doce ciclos en el perfil 1. Y en la Figura 5.91 (b) se presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa que no existe una tendencia clara para el ajuste de la curva. Los valores de rigidez varían entre 100 a 1000 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

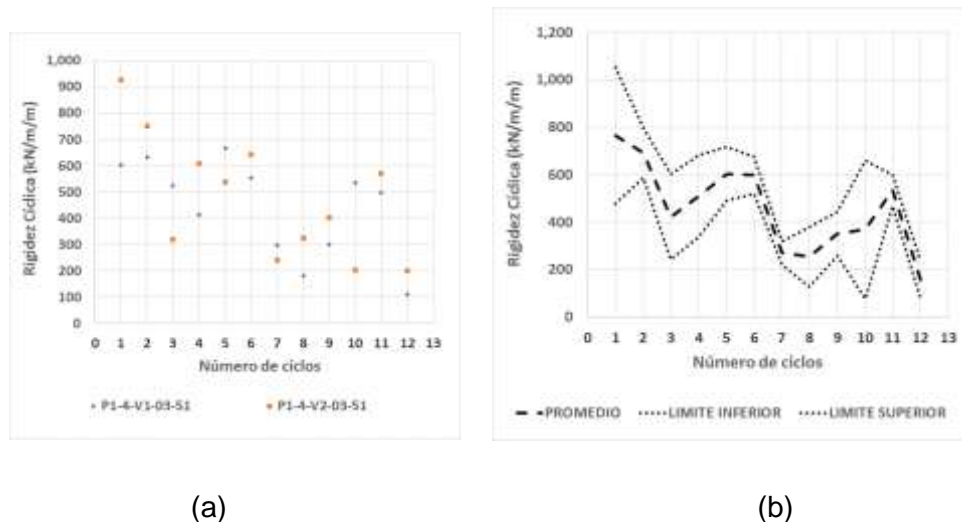


Figura 5. 91. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y $D = 0.297$ m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.

En la Figura 5.92 (a) se presenta la rigidez normalizada vertical para los doce ciclos en el perfil 1. En la Figura 5.92 (b) se presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Los valores de rigidez varían entre 2 a 18 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

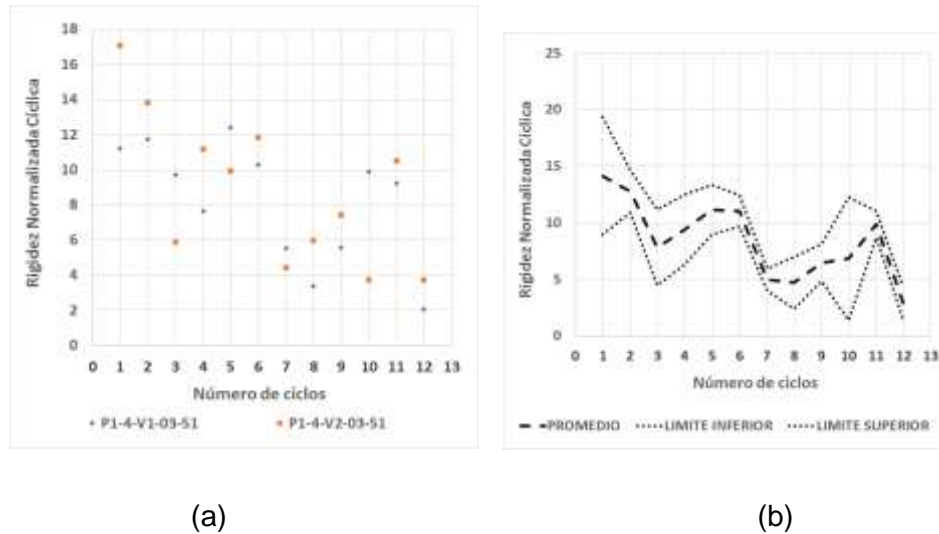


Figura 5. 92. Rigidez cíclica Normalizada versus Número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.297 m. (a) Rigidez Normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.

En la Figura 5.93 (a) se presenta la rigidez vertical para los doce ciclos en el perfil 2. Además en la Figura 5.93 (b) se presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa una tendencia clara para el ajuste de la curva (polinomial). Los valores de rigidez varían entre 500 a 9000 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

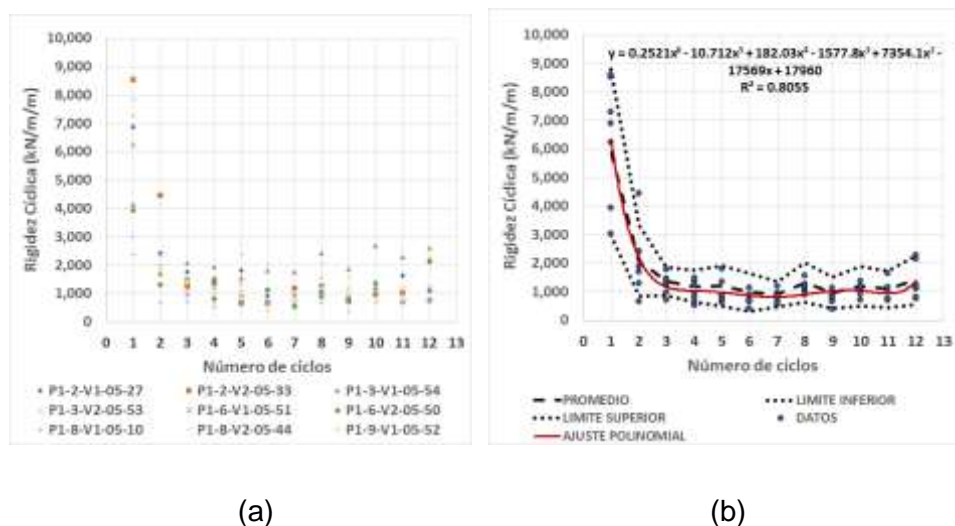


Figura 5. 93. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.

En la Figura 5.94 (a) se presenta la rigidez vertical normalizada para los doce ciclos en el perfil 2. Además en la Figura 5.93 (b) se presenta la tendencia

de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa una tendencia clara para el ajuste de la curva (polinomial). Los valores de rigidez varían entre 10 a 350 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

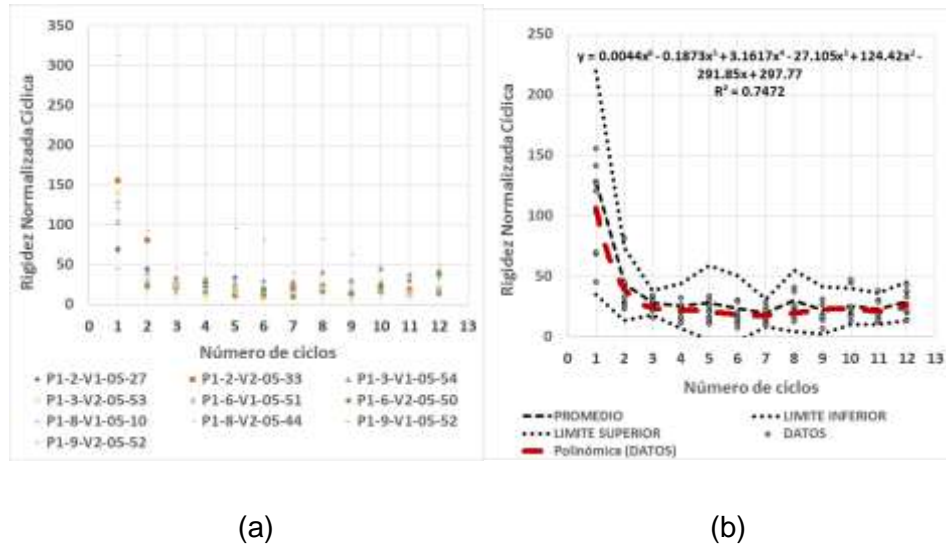


Figura 5. 94. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.

5.11.3 Rigidez vertical versus número de ciclos en Perfil 2

En la Figura 5.95 (a) se presenta la rigidez vertical para los doce ciclos en el perfil 2, donde se observa que la rigidez del suelo disminuye a mayor número de ciclos. La geometría de la curva es cóncava. La Figura 5.95 (b) presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa que la curva presenta un ajuste polinomial. Los valores de rigidez varían entre 500 a 6000 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

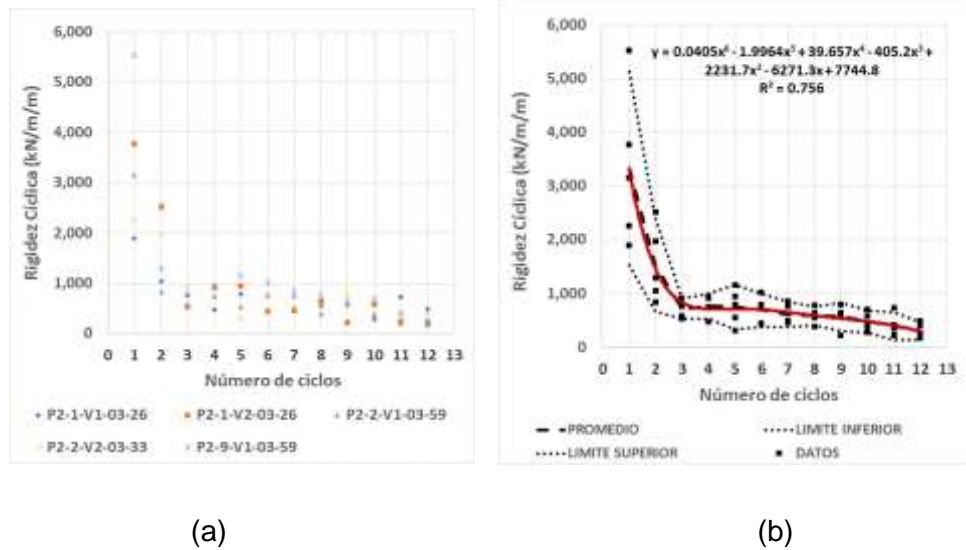


Figura 5. 95. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.

En la Figura 5.96 (a) se presenta la rigidez vertical normalizada para los doce ciclos en el perfil 2 y diámetro de 0.297 m, donde se observa que la rigidez del suelo disminuye a mayor número de ciclos. La geometría de la curva es cóncava. La Figura 5.96 (b) presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa que la curva presenta un ajuste polinomial. Los valores de rigidez varían entre 500 a 6000 desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

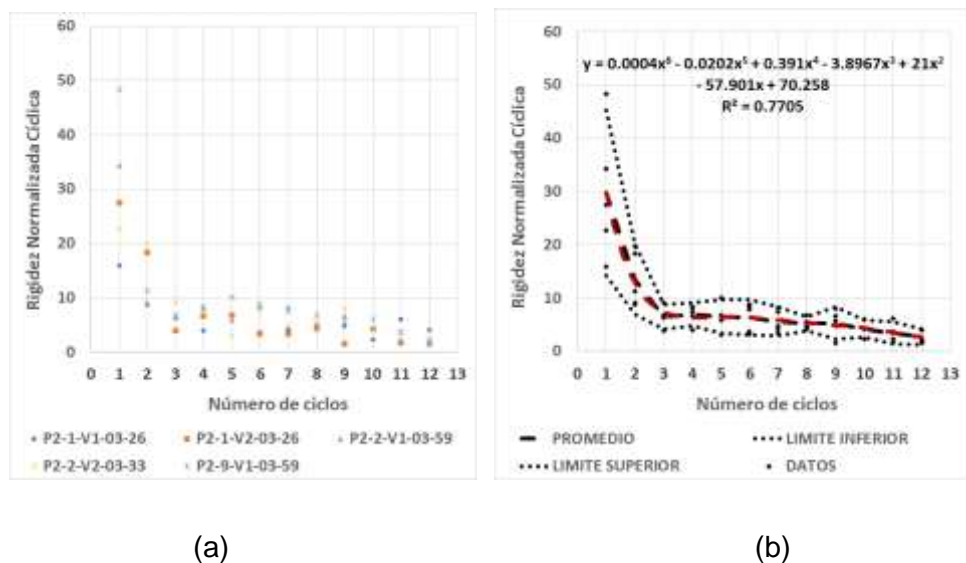


Figura 5. 96. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.297 m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.

En la Figura 5.97 (a) se presenta la rigidez vertical para los doce ciclos en el perfil 2 y diámetro de 0.495 m, donde se observa que la rigidez del suelo disminuye a mayor número de ciclos. El valor de rigidez presenta una tendencia horizontal a partir de sexto ciclo. La Figura 5.97 (b) presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa que la curva presenta un ajuste polinomial. Los valores de rigidez varían entre 6000 a 1000 kN/m/m desde el primer ciclo al doceavo ciclo.

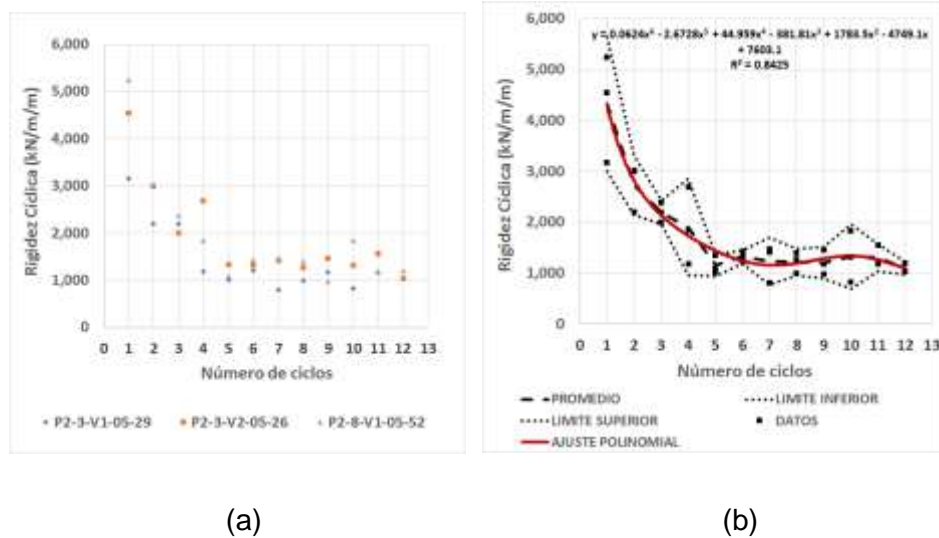
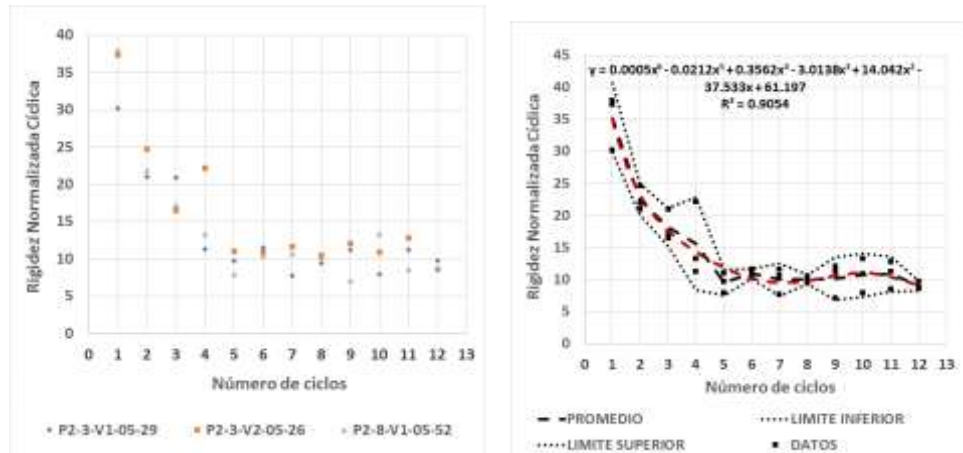


Figura 5. 97. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en Perfil 1 y D = 0.495 m. (a) Rigidez (kN/m/m) y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva.

En la Figura 5.98 (a) se presenta la rigidez vertical normalizada para los doce ciclos para el perfil 2 y diámetro de 0.495 m, donde se observa que la rigidez del suelo disminuye a mayor número de ciclos. El valor de rigidez presenta una tendencia horizontal a partir de séptimo ciclo. La Figura 5.98 (b) presenta la tendencia de la curva de degradación del material a lo largo del evento cíclico. Se observa que la curva presenta un ajuste polinomial. Los valores de rigidez normalizada varían entre 5 a 40 desde el primer ciclo al doceavo ciclo.



(a)

(b)

Figura 5. 98. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en Perfil 2 y D = 0.495 m. (a) Rigidez normalizada y (b) Límites máximo y mínimo y ajuste de la curva normalizada.

5.11.4 Influencia del diámetro y de tipo de suelo

En la Figura 5.99 se presenta la relación de la rigidez cíclica versus el número de ciclos para los dos perfiles y los dos diámetros. Se observa que los valores se tornan constantes a partir del séptimo ciclo. La interacción con el diámetro mayor presenta mayor valor de rigidez vertical. Se observa que a partir del quinto ciclo se encuentran dentro del intervalo de 500 a 2000 kN/m/m.

La rigidez normalizada versus Número de ciclos se presenta en la Figura 5.100, donde se observa que en el primer ciclo (condición suelo intacto) se presenta una mayor diferencia entre los valores normalizados, sin embargo, a partir del segundo ciclo se observa un comportamiento constante de los valores normalizados que son independientes del tipo de suelo y diámetro del ducto.

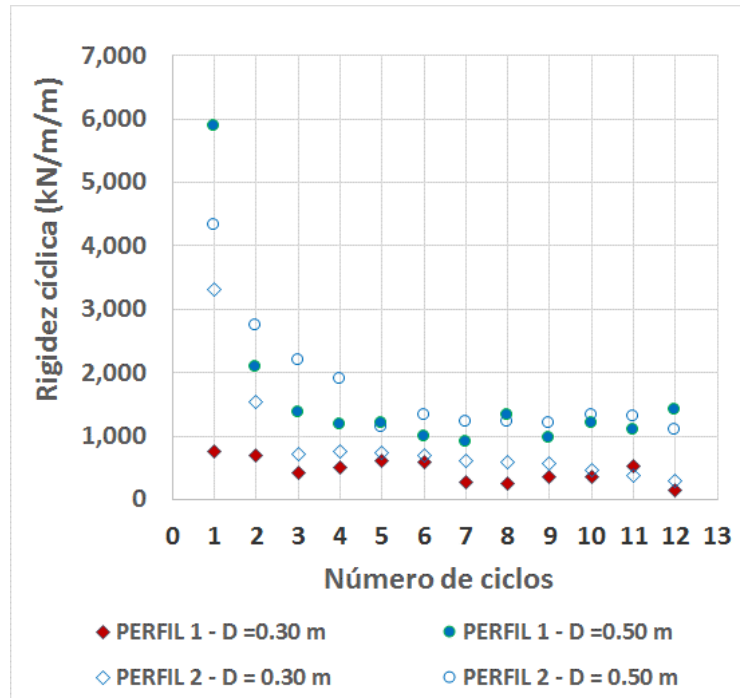


Figura 5. 99. Rigidez cíclica versus Número de ciclos en dos perfiles y dos diámetros.

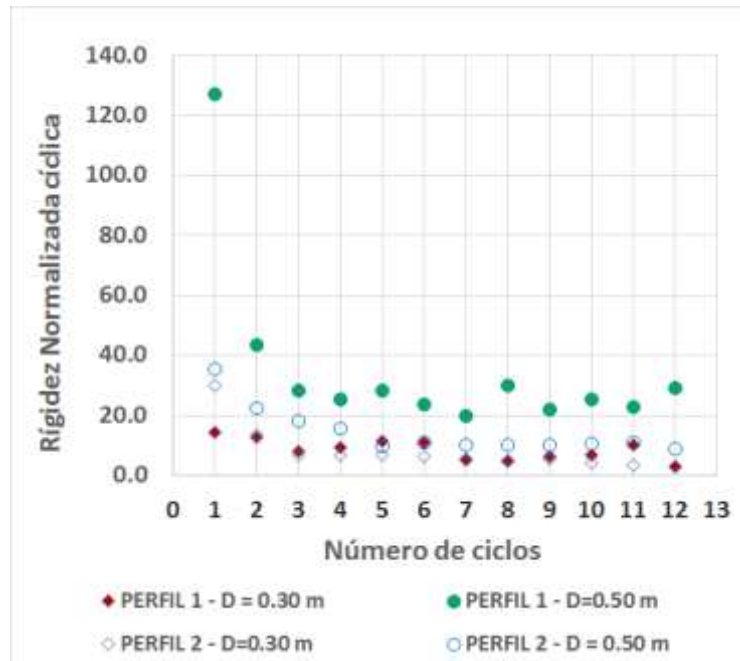


Figura 5. 100. Rigidez cíclica normalizada versus Número de ciclos en dos perfiles y dos diámetros.

CONCLUSIONES

- Existe muy poca información en relación a los parámetros geotécnicos de suelos marinos peruanos. Los perfiles de resistencia artificiales obtenidos por ensayos centrífugos fueron comparados con información de campañas in situ en las costas peruanas realizados por diferentes autores (Keller, 1982; Lee et al., 1990; Grupe et al., 2001). Los perfiles obtenidos por Lee et al. (1990) presentan menores valores de resistencia no drenada que el Perfil 1 (extremamente blando) pero se ajusta más a valores obtenidos por Grupe et al. (2001). Por otro lado, en el caso del Perfil 2 (Suelo blando) puede encontrarse dentro de los límites dados por Keller (1982). Para profundidades entre 0 a 2.0 metros se puede presentar una variación de 2 kPa hasta 34 kPa y los dos perfiles 1 y 2 están dentro de ese intervalo. Ese intervalo puede ocurrir por la variabilidad de tipo de materiales en la cuenca de Perú. La resistencia no drenada es dependiente en gran medida del contenido de agua y el tamaño del grano (Grupe et al., 2001).
- La técnica de modelamiento de modelos fue utilizado para garantizar que las leyes de escala en este estudio son válidas. Para esta técnica fue considerando un prototipo de ducto de diámetro 0.3 m con un desplazamiento en el suelo de 2 veces el diámetro de ducto. Los parámetros para cada modelo: i) ducto de 15 mm con $N = 20$ y ii) ducto de 9 mm con $N = 33$ fueron utilizados en los ensayos centrífugos. Se concluye que los valores de fuerza en la interacción cíclica son muy similares. Esto indica que las leyes de escala utilizadas son adecuadas para esta investigación.
- Las curvas de fuerza de interacción cíclica vertical obtenidas a partir de ensayos centrífugos son muy similares a las obtenidas por Hodder et al. (2008), donde se muestra una combinación entre un modelo lineal y no lineal para la interacción suelo – riser, indicando que la respuesta tiene la forma de una banana. También, se concluye que la degradación de la resistencia del suelo se desarrolla conforme aumenta el número de ciclos.
- Las curvas experimentales de fuerza de interacción cíclica vertical presentan dos etapas: i) en la fase de penetración puede ser observado

un mecanismo “*Deep flow*” mientras que en ii) la fase de extracción se puede observar un mecanismo de levantamiento (*Uplift*) donde los factores de capacidades de carga utilizados en los modelos de penetración y extracción son dependientes de la dirección de la carga.

Ensayo de consolidación

- Este ensayo fue monitoreado en tiempo real. La evaluación del proceso fue considerado como una consolidación unidimensional propuesto por Terzaghi. El tiempo de consolidación fue evaluado a partir de las curvas de poropresión y asentamiento versus tiempo. Se concluye que el tiempo de consolidación para alcanzar un grado de consolidación mayor a 85% es de 4 horas para este material.
- Las poropresiones pico en el perfil 1 y perfil 2 fueron estimados con ecuaciones analíticas y comparados con los valores promedios pico obtenidos por los sensores durante el ensayo centrífugo. Los valores experimentales y analíticos presentan valores muy próximos.
- El método Asaoka permitió obtener los parámetros de consolidación vertical (c_v) y asentamiento total (S_t) para los dos perfiles de suelo. Para el perfil 1 se obtuvo un valor de c_v igual a $10.9 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ y un asentamiento S_t igual a 3.35 m. Por otro lado, en el perfil 2 se obtuvo un valor de c_v igual a $16.6 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ y un asentamiento S_t igual a 3.18 m.
- Los valores de coeficiente de consolidación vertical c_v se encuentran en el orden de magnitud con el valor obtenido por ensayos oedométricos evaluados por Trejo (2015). Diferencia de valores puede ser explicada debido al tipo de ensayo que puede representar condiciones de campo en relación a un ensayo de laboratorio.

Enterramiento inicial estático

- Enterramiento inicial: En esta fase se realizaron los ensayos con tasas de enterramientos hasta el valor de 50%. Se concluye que para esta tasa de enterramiento se alcanza la máxima área de contacto. En caso se tenga mayor tasa de enterramiento el área de contacto se reduce.
- Los valores de tasa de enterramiento generalmente se encuentran en el orden de 25% y 50%. Experimentalmente se determinó que para valores

mayores de 50% los valores no aumentan en fuerza normalizada. Esto puede deberse al contacto del ducto con el suelo, que para una mayor tasa de enterramiento el área de contacto puede reducir (el máximo valor de contacto es el diámetro D del ducto).

- Los valores experimentales de fuerza normalizada versus enterramiento presentan un intervalo de N_c de 4 a 6. Asimismo, fueron comparados los datos experimentales con la literatura donde se encuentran entre los límites propuestos por diferentes autores.

Rigidez Vertical para desplazamientos pequeños

- Valores de rigidez vertical se encuentran dentro de un intervalo 23 kN/m/m a 113 kN/m/m para el Perfil 1. Para el otro perfil, los valores de rigidez se encuentran en el intervalo de 87 kN/m/m a 218 kN/m/m.
- Los valores de rigidez experimental son mayores a los valores obtenidos por la literatura (Bridge, 2005; DNVGL, 2017). La normalización de la rigidez presenta una tendencia con la tasa de enterramiento siendo inversamente proporcional. Valores máximos normalizados se encuentran en el orden de 10 para enterramientos menores a 25%.
- Valores obtenidos por modelo lineal (DNV, 2007; Guha et al., 2016) son poco representativos en la interacción suelo-ducto. Esto quiere decir que es importante conocer el comportamiento del suelo para poder evaluar de forma correcta la interacción vertical.

Fuerza de compresión en suelo intacto

- Valores de fuerza de interacción vertical experimental obtenidos para los diámetros de 0.30 m y 0.50 m, se encuentran aproximadamente en la relación de 1 a 2, respectivamente. Esta misma relación se obtiene para ambos perfiles de suelos.
- Para el perfil 1, los valores de fuerza de interacción vertical normalizada obtenidos con diámetros de 0.30 m y 0.50 m son muy cercanos a los obtenidos en la literatura (Hodder & Cassidy, 2010; Martin & White, 2012; Aubeny et al., 2005; skempton, 1951). Por el contrario, valores de fuerza

normalizada obtenidos en el perfil 2 presentaron valores alejados a la literatura.

- Basado en los estudios de Einav & Randolph (2005) y Yafrate & DeJong (2007) se propuso una ecuación que permite obtener la resistencia no drenada con el diámetro del ducto y en consecuencia se puede obtener la fuerza vertical de interacción.
- Valores experimentales obtenidos por ensayos centrífugos son comparados con los obtenidos por la ecuación propuesta donde se presenta una buena correlación entre ambos. Estas comparaciones fueron realizadas para los perfiles 1 y 2 y los dos diámetros $D = 0.297$ m y $D = 0.495$ m.
- En conclusión esta ecuación propuesta permite la obtención de la fuerza vertical intacta del ducto a partir del perfil de resistencia no drenada obtenida a partir del ensayo T-bar.

Fuerza de compresión en suelo remoldeado

- Valores de fuerza de interacción vertical experimental en condiciones remoldeadas son evaluadas para el ciclo 12 para los dos perfiles de suelo y dos diámetros. Los perfiles presentan que a mayor diámetro ocurre mayor fuerza de interacción.
- Los perfiles de fuerza experimental en condición remoldeada son normalizados en función de la resistencia no drenada en condición remoldeada y la geometría del ducto (Diámetro y longitud). La forma de las curvas son de tipo no lineal y presenta una geometría cóncava. Los valores de fuerza normalizada experimental en los dos perfiles y diámetros presentan valores cercanos. Esto indica que esta fuerza normalizada (Figura 5.40) ayuda a encontrar una fuerza vertical para diferentes diámetros de ductos y perfiles de resistencia pero solo en condición remoldeada.
- Una ecuación fue propuesta para la condición remoldeada para obtener una estimativa del perfil de interacción vertical. Además se concluye que el perfil propuesto se encuentra dentro de la franja de valores de perfiles de fuerza experimental. Las curvas experimentales y propuestas presentan una geometría cóncava y presentan valores muy cercanos.

- En Conclusión, los valores de fuerzas verticales en estado remoldeado obtenidos con la ecuación propuesta son muy cercanos a los valores experimentales remoldeados para el perfil 1 y 2 y utilizando los diámetros del ducto de 0.297 m y 0.495 m.

Fuerza de extracción en suelo intacto y remoldeado

- Valores de fuerza de extracción vertical experimental en condiciones intactas y remoldeadas son presentadas para los dos perfiles de suelo y dos diámetros evaluados.
- Valores máximos de succión correspondientes a la interacción para el diámetro 0.297 m en los perfiles 1 y 2 son muy próximos. Igualmente en la interacción del ducto de diámetro 0.495 m, se observa que los valores son muy cercanos máximos de succión en los perfiles 1 y 2.
- A partir de la evaluación de la influencia del tipo del diámetro del ducto se obtiene que el valor en R_d (máximo valor promedio succión en $D = 0.495$ m dividido entre máximo valor promedio en $D = 0.297$ m) es independiente si se evalúa en diferentes tipos de suelos. Esto quiere decir que la relación de R_d entre el perfil 1 y 2 es próximo a la unidad.
- De la evaluación de la influencia del tipo de suelo, se observa que valores de succión son mayores en el perfil 2 que el perfil 1 para el análisis en un mismo diámetro de ducto.
- En el caso de las fuerzas de extracción en condición remoldeada se obtienen valores próximos para ambos perfiles de suelo. En conclusión, las fuerzas de extracción en condición remoldeada son independientes del tipo de suelo para un mismo diámetro evaluado.

Comparación de Fuerza de compresión y extracción en suelo intacto y remoldeado

- La relación entre la fuerza de compresión y la fuerza de succión es de tipo lineal comparadas en condiciones de suelo intactas (primer ciclo). Este comportamiento lineal es independiente del tipo de perfil del suelo y del diámetro del ducto. Asimismo, esta relación de fuerzas normalizadas también presenta un ajuste de tipo lineal.

Máxima fuerza de compresión en interacción cíclica

- La fuerza de interacción versus el número de ciclos permite obtener cuantitativamente la degradación del suelo en la interacción cíclica. Un valor de una fuerza aproximadamente constante se puede obtener a partir del décimo ciclo. La curva presenta una geometría cóncava y puede ser ajustada por una ecuación polinomial. Este comportamiento ocurre para los dos tipos de suelos y diámetros del ducto.
- La evaluación de las fuerzas verticales para un mismo diámetro y diferentes perfiles de suelo se observa un comportamiento constante a partir del séptimo ciclo, es decir los valores de fuerzas de interacción se superponen evidenciando que el suelo pasa de un estado intacto a un estado remoldeado.

Máxima fuerza de succión en interacción cíclica

- La curva de fuerza de succión versus el número de ciclos presenta un comportamiento decreciente a mayor número de ciclos. También esta curva presenta un ajuste polinomial y presenta una geometría cóncava. Este mismo comportamiento se presenta para los dos perfiles de suelo y diámetros evaluados.
- Mayor diámetro del ducto presenta mayor fuerza de succión. A partir del octavo ciclo las fuerzas de succión presentan aproximadamente un valor constante.

Fuerza de compresión y succión en interacción cíclica

- La curva de fuerza máxima de succión versus fuerza máxima de compresión en todos los 12 ciclos presenta un comportamiento lineal. Para el caso del perfil 1, el ajuste lineal presenta una pendiente a 3.0 en la interacción de los dos diámetros. Por otro lado, el perfil 2 también presenta un ajuste lineal con una pendiente de 3.7 en la interacción de los dos diámetros del ducto.
- Datos experimentales evaluados en su totalidad presentados en una curva de fuerza de compresión versus fuerza de succión considerando los dos

perfiles y los dos diámetros de la interacción se determina un comportamiento lineal que es independiente del tipo de suelo y del diámetro del ducto.

Rigidez cíclica vertical para grandes desplazamientos

- La rigidez vertical y rigidez normalizada disminuye rápidamente a lo largo de la interacción cíclica. Para el perfil 1 de suelo en el primer ciclo, los valores de rigidez se encuentran en un intervalo entre 1000 a 9000 kN/m/m; para el caso de rigidez vertical normalizada puede variar entre 10 a 160. Y para la condición remodelada (Ciclo 12) se tiene un intervalo de rigidez vertical entre 100 a 3000 kN/m/m y la rigidez normalizada presenta valores dentro de un intervalo entre 5 a 60. Por otro lado, En el perfil 2 evaluando en el primer ciclo se tiene que los valores de rigidez se encuentran en un intervalo entre 2000 a 6000 kN/m/m; para el caso de rigidez vertical normalizada puede variar entre 15 a 50. Y para la condición remodelada (Ciclo 12) se tiene un intervalo de rigidez vertical entre 100 a 1500 kN/m/m y la rigidez normalizada presenta valores dentro de un intervalo entre 2 a 10.
- La curva de rigidez cíclica versus número de ciclos en el perfil 1 no presenta una tendencia clara para un ajuste de curva pero si sufre una disminución de los valores a mayor número de ciclos. En el caso del Perfil 2, la tendencia de la curva es más clara donde puede ser ajustada a una curva de tipo polinomial. Estas curvas son de tipo cóncava.
- Una comparación de las curvas de rigidez versus número de ciclos para los dos perfiles y dos diámetros se puede concluir que los valores se tornan constantes a partir del séptimo ciclo. La interacción con el diámetro mayor presenta mayor valor de rigidez vertical. Se observa que a partir del quinto ciclo los valores se encuentran dentro del intervalo de 500 a 2000 kN/m/m.
- En el caso de la rigidez normalizada versus Número de ciclos se concluye que en el primer ciclo (condición suelo intacto) se presenta una mayor diferencia entre los valores normalizados, sin embargo, a partir del segundo ciclo se observa un comportamiento constante de los valores normalizados que son independientes del tipo de suelo y diámetro del ducto.

Aplicaciones en la Geotecnia *offshore*

- Resultados del modelamiento físico permiten tener valores referenciales de fuerza de interacción vertical para ductos comerciales y perfiles de resistencia no drenada correspondientes a suelos marinos. Estos valores permitirán tener un intervalo de verificación durante el diseño geotécnico.
- Resultados de fuerza vertical a lo largo de la profundidad son valores muy útiles que pueden ser utilizados para calibrar simulaciones numéricas de la interacción vertical suelo – ducto.
- Valores obtenidos en etapa de enterramiento inicial presentan información valiosa para estimar cuantitativamente el valor de fuerza vertical durante la etapa de lanzamiento del ducto en el suelo marino debido que ese enterramiento se produce solo por el peso propio de la estructura.
- Los resultados obtenidos a partir del modelamiento físico, tales como Curva fuerza interacción vertical versus desplazamiento pueden ser útiles para el diseño geotécnico de los ductos durante el movimiento vertical.
- Durante la etapa de mantenimiento se retiran ductos del suelo marino que presentan una componente por fuerza de succión. Los resultados obtenidos permiten estimar el valor de fuerza de succión para dos tipos de ductos y dos perfiles de resistencia de suelo marino. Esta información es valiosa para diseñar las capacidades de las maquinarias que permitirán el retiro de los ductos marinos.
- Resultados de fuerza vertical de compresión y de succión permitieron obtener una correlación donde no depende del diámetro del ducto y de la resistencia no drenada del suelo marino. Fuerza de compresión es aproximadamente 3 veces mayor que fuerza de succión. Con esta correlación, en la práctica se puede estimar rápidamente la fuerza de succión máxima de forma sencilla conociendo la fuerza de compresión que son parámetros relevantes en el diseño geotécnico.
- Para el diseño geotécnico de la interacción de ductos en el suelo se utilizan la resistencia de suelo intacto y residual. Valores de resistencia pueden ser obtenidos a partir del ensayo T-bar cíclico.
- Las ecuaciones semiempírica propuestas para obtención de fuerza de compresión en suelo intacto (eq. 5.6) y fuerza de compresión en suelo

remoldeado (eq. 510) son útiles para el diseño de la interacción vertical suelo-ducto. De forma sencilla, conociendo el perfil de resistencia cíclico a partir del ensayo T-bar se puede obtener la curva de fuerza de interacción versus profundidad. Generalmente, en investigación offshore realizar ensayo T-bar es una práctica común.

- Con los resultados obtenidos se pudo cuantificar los valores de fuerza vertical en suelo intacto y suelo remoldeado, que simulan dos etapas importantes en el diseño geotécnico de interacción vertical de ductos que son la etapa de colocación de los ductos y la etapa de operación, respectivamente.
- Con la información obtenida de la interacción cíclica se puede indicar, en la etapa de operación, cuando el suelo se encuentra remoldeado, que presenta una resistencia residual. Esta condición es alcanzada a los 10 ciclos de movimiento.
- Valores de rigidez para pequeños y grandes desplazamientos son de importancia en el diseño geotécnico en interacción vertical durante la etapa de colocación de ductos y etapa de operación, respectivamente. Asimismo, permiten conocer la degradación de la rigidez de la interacción vertical debido a la pérdida de resistencia del suelo marino.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, M. S. S., Almeida, M. C. F., Trejo, P. C., Rammah, K. I., Lukiantchuki, J. A., Guimaraes, M. P. P., & Oliveira, J. R. M. S. (2014). The geotechnical beam centrifuge at COPPE centrifuge laboratory. *Physical Modelling in Geotechnics - Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2014, ICPMG 2014, 1*, 271–277. <https://doi.org/10.1201/b16200-32>
- Almeida, M. de S. S., & Marques, M. E. S. (2013). Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils. In *Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b15788>
- Aubeny, C. P., Biscontin, G., & Zhang, J. (2006). Seafloor interaction with steel catenary risers. In *Offshore Technology Research Center*.
- Aubeny, C. P., Shi, H., & Murff, J. D. (2005). Collapse Loads for a Cylinder Embedded in Trench in Cohesive Soil. *International Journal of Geomechanics*, 5(4), 320–325. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1532-3641\(2005\)5:4\(320\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2005)5:4(320))
- Aubeny, C., & Dunlap, W. (2003). Penetration of cylindrical objects in soft mud. *Oceans 2003: Celebrating the Past... Teaming Toward the Future, 4*, 2068–2073. <https://doi.org/10.1109/OCEANS.2003.178220>
- Aubeny, C. P., & Biscontin, G. (2009). Seafloor-Riser Interaction Model. *International Journal of Geomechanics*, 9(3), 133–141. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2009\)9:3\(133\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:3(133))
- Aubeny, C. P., & Shi, H. (2007). Effect of rate-dependent soil strength on cylinders penetrating into soft clay. *IEEE Journal of Oceanic Engineering*, 32(1), 49–56. <https://doi.org/10.1109/JOE.2007.890944>
- Bai, Y. (2001). *Pipelines and risers* (Vol. 3). Elsevier Science.
- Bhattacharyya, A., Tognarelli, M. A., Li, G., Ghosh, R., Clukey, E. C., & Sun, Q. (2011). Simulation of SCR behavior at touchdown zone - Part I: Numerical analysis of global scr model versus sectional SCR model. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, 2*, 870–880. <https://doi.org/10.4043/22557-ms>
- Bridge, C. (2005). *Effects of Seabed interaction on steel catenary risers*. University of Surrey.

- Bridge, C., Howells, H., Toy, N., Parke, G. A. R., & Woods, R. (2003). Full-scale model tests of a steel catenary riser. In S. Chakraborti, C. Brebbia, D. Almorza, & P. Gonzalez (Eds.), *Fluid Structure Interaction II* (Vol. 71, pp. 107–116). WIT Press.
- Bridge, C., & Willis, N. (2002). Steel catenary risers - Results and conclusions from large scale simulations of seabed interaction. *Proceedings of the International Conference on Deep Offshore Technology*, 1–15.
- Bridge, C., Laver, K., Clukey, E., & Evans, T. (2004). Steel catenary riser touchdown point vertical interaction models. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, 2, 1356–1364. <https://doi.org/10.4043/16628-ms>
- Brinch Hansen, J. (1970). A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. In *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute* (Vol. 28, Issue 28).
- Bruton, D. A. S., Carr, M., & White, D. J. (2007). The influence of pipe-soil interaction on lateral buckling and walking of pipelines-The safebuck JIP. *Proceedings of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, OSIG 2007, September*, 133–148.
- Bruton, D., White, D., Langford, T., & Hill, A. (2009). Techniques for the Assessment of Pipe-Soil Interaction Forces for Future Deepwater Developments. *Offshore Technology Conference*. <https://doi.org/10.4043/otc-20096-ms>
- Castellanos, A., Lombana, J., & Ortiz, M. (2017). Exploración y explotación de hidrocarburos aguas afuera (offshore). Estrategia logística para Barranquilla, una ciudad en transformación. *Equidad & Desarrollo*, 85–111.
- Cathie, D. N., Jaek, C., Ballard, J. C., & Wintgens, J. F. (2005). Pipeline geotechnics - State-of-the-art. *Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005 - Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, 95–114. <https://doi.org/10.1201/noe0415390637.ch5>
- Chatterjee, S., Randolph, M. F., White, D. J., & Wang, D. (2011). Large deformation finite element analysis of vertical penetration of pipelines in seabed. In S. Gourvenec & D. White (Eds.), *Frontiers in Offshore Geotechnics* (pp. 785–790). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/noe0415390637>

- Chatterjee, S., Yan, Y., Randolph, M. F., & White, D. J. (2012). Elastoplastic consolidation beneath shallowly embedded offshore pipelines. *Geotechnique Letters*, 2(2), 73–79. <https://doi.org/10.1680/geolett.12.00031>
- Cheuk, C. Y., & White, D. J. (2011). Modelling the dynamic embedment of seabed pipelines. *Geotechnique*, 61(1), 39–57. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.148>
- Cheuk, C. Y., & White, D. J. (2008). Centrifuge modelling of pipe penetration due to dynamic lay effects. *Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - OMAE*, 3(i), 633–641. <https://doi.org/10.1115/OMAE2008-57923>
- Cheuk, C. Y., White, D. J., & Bolton, M. D. (2008). Uplift Mechanisms of Pipes Buried in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(2), 154–163. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2008\)134:2\(154\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:2(154))
- Clukey, E. C., Haustermans, L., & Dyvik, R. (2005). Model tests to simulate riser-soil interaction in touchdown point region. In S. Gourvenec & M. Cassidy (Eds.), *proceedings of the first international symposium on frontiers in offshore geotechnics*, (pp. 651–658). Taylor & Francis. <https://doi.org/10.1201/noe0415390637>
- Clukey, E., Ghosh, R., Mokalala, P., & Dixon, M. (2007). Steel Catenary Riser (SCR) design issues at touch down area. *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference*, 814–819.
- Clukey, E. C., Gilbert, R. B., Andersen, K. H., & Dahlberg, R. (2013). Reliability of Suction Caissons for Deep Water Floating Facilities. *Geo-Congress 2013, 1991(2005)*, 456–474. <https://doi.org/10.1061/9780784412763.035>
- Clukey, E. C., Gilbert, R. B., Andersen, K. H., & Dahlberg, R. (n.d.). Reliability of Suction Caissons for Deep Water Floating Facilities. In *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty* (pp. 456–474). <https://doi.org/10.1061/9780784412763.035>
- Clukey, E. C., Young, A. G., Dobias, J., & Garmon, S. (2008). Soil Response and Stiffness Laboratory Measurements of SCR Pipe/Soil Interaction. *Offshore Technology Conference*, 4. <https://doi.org/10.4043/19303-ms>

- Da Silva, B. (2005). *Análise de estabilidade de taludes ao longo da rota de um duto submarino na Bacia de Campo, RJ*. Pontifica Universidade Catolica do Rio de Janeiro PUC-Rio.
- Dean, E. T. R. (2010). *Offshore geotechnical engineering Principles and Practice*. Thomas telford Limited. <https://doi.org/10.1177/0340035206070163>
- Dingle, H. R. C., White, D. J., & Gaudin, C. (2008). Mechanisms of pipe embedment and lateral breakout on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(5), 636–652. <https://doi.org/10.1139/T08-009>
- Elliott, B. J., Zakeri, A., Macneill, A., Phillips, R., Clukey, E. C., & Li, G. (2013). Centrifuge modeling of steel catenary risers at touchdown zone part I: Development of novel centrifuge experimental apparatus. *Ocean Engineering*, 60, 200–207. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2012.11.012>
- Elliott, B. J., Zakeri, A., Macneill, A., Phillips, R., Clukey, E. C., & Li, G. (2013). Centrifuge modeling of steel catenary risers at touchdown zone part II: Assessment of centrifuge test results using Kaolin clay. *Ocean Engineering*, 60, 208–218. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2012.11.012>
- Elosta, H., Huang, S., & Incecik, A. (2013). Dynamic response of steel catenary riser using a seabed interaction under random loads. *Ocean Engineering*, 69, 34–43. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2013.05.022>
- Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, 1 169 (2004).
- Fernandez, R. J. (2012). *Voladura Para La Instalacion De Ductos*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gaudin, C., & White, D. J. (2009). New centrifuge modelling techniques for investigating seabed pipeline behaviour. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, 1(1991), 448–451. <https://doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-448>
- Giertsen, E., Verley, R., & Schroder, K. (2004). CARISIMA A CATENARY RISER/SOIL INTERACTION MODEL FOR GLOBAL RISER ANALYSIS. *Proceedings of OMAE2004: 23rd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 1–8.

- Gourvenec, S., & White, D. (Eds.). (2011). A systematic approach to offshore engineering for multiple-project developments in geohazardous areas. In *Frontiers in Offshore Geotechnics* (pp. 3–32). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/noe0415390637>
- Grupe, B., Becker, H. J., & Oebius, H. U. (2001). Geotechnical and sedimentological investigations of deep-sea sediments from a manganese nodule field of the Peru Basin. *Deep-Sea Research Part II: Topical Studies in Oceanography*, 48(17–18), 3593–3608. [https://doi.org/10.1016/S0967-0645\(01\)00058-3](https://doi.org/10.1016/S0967-0645(01)00058-3)
- Guha, I., Randolph, M. F., & White, D. J. (2016). Evaluation of Elastic Stiffness Parameters for Pipeline–Soil Interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(6), 04016009. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001466](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001466)
- Guimarães, M. (2014). *Modelagem Centrífuga Da Movimentação Lateral De Dutos Em Areia*. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- Hill, A. J., & Jacob, H. (2008). In-Situ Measurement of Pipe-Soil Interaction in Deep Water. *Offshore Technology Conference*, May, 5–8. <https://doi.org/10.4043/19528-ms>
- Hodder, M. S., & Byrne, B. W. (2010). 3D experiments investigating the interaction of a model SCR with the seabed. *Applied Ocean Research*, 32(2), 146–157. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2009.09.004>
- Hodder, M. S., Cassidy, M. J., & White, D. J. (2008). Centrifuge modelling of riser-soil stiffness degradation in the touchdown zone of a steel catenary riser. *Proceedings of the ASME 27th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 3, 241–249. <https://doi.org/10.1115/OMAE2008-57302>
- Hodder, M. S., Cassidy, M. J., & White, D. J. (2008). Centrifuge modelling of riser-soil stiffness degradation in the touchdown zone of a steel catenary riser. *Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - OMAE*, 3, 241–249. <https://doi.org/10.1115/OMAE2008-57302>
- Hodder, M. S., White, D. J., & Cassidy, M. J. (2010). Analysis of Soil Strength Degradation during Episodes of Cyclic Loading, Illustrated by the T-Bar

- Penetration Test. *International Journal of Geomechanics*, 10(3), 117–123.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000041](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000041)
- Hodder, M., White, D., & Cassidy, M. (2009). Effect of Remolding and Reconsolidation on the Touchdown Stiffness of a Steel Catenary Riser: Observations from Centrifuge Modeling. *Offshore Technology Research Center*.
<https://doi.org/10.4043/otc-19871-ms>
- Hodder, M. S. (2009). *Geotechnical analysis of offshore pipelines and steel catenary risers* (Issue December). University of Western Australia.
- Hu, H. (2010). *Pipeline/Riser Soil Interaction Analysis*. National University of Singapore.
- Hu, H. J. E., Leung, C. F., Chow, Y. K., & Palmer, A. C. (2011). Centrifuge modelling of SCR vertical motion at touchdown zone. *Ocean Engineering*, 38(7), 888–899. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2010.12.002>
- Hu, H. J. E., Leung, C. F., Chow, Y. K., Palmer, A. C., & Chan, H. C. N. (2014). Soil strength degradation due to SCR's vertical motion at touchdown zone. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, 4, 3020–3028. <https://doi.org/10.4043/25037-ms>
- In, F., & Geotechnics, O. (2005). Frontiers in Offshore Geotechnics. In *Frontiers in Offshore Geotechnics*. <https://doi.org/10.1201/noe0415390637>
- Jeanjean, P., Watson, P. G., Kolk, H. J., & Lacasse, S. (2011). The new API recommended practice for geotechnical engineering: RP 2GEO. In S. Gourvenec & D. J. White (Eds.), *Frontiers in Offshore Geotechnics II - Proceedings of the 2nd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics* (Issue 1975, pp. 903–908). Taylor & Francis. <https://doi.org/10.1201/b10132-138>
- Keller, G. H. (1982). Organic matter and the geotechnical properties of submarine sediments. *Geo-Marine Letters*, 2(3–4), 191–198. <https://doi.org/10.1007/BF02462762>
- Lee, H., Kayen, R. E., & McArthur, W. G. (1990). Consolidation, triaxial shear strength and Index-property characteristics of organic-rich sediment from the Peru continental margin: results from leg 112. In E. Suess & R. Von Huene (Eds.), *Proceedings of the Ocean Drilling program* (Vol. 112, pp. 2–4).

- Lehane, B. M., O’loughlin, C. D., Gaudin, C., & Randolph, M. F. (2009). Rate effects on penetrometer resistance in kaolin. *Geotechnique*, 59(1), 41–52. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.00072>
- Li, X. (2015). *The uplift of offshore shallow foundations*. University of Western Australia.
- Liang, H. (2009). Review of research on interactions between deepwater steel catenary risers and soft clay seabeds. *Journal of Marine Science and Application*, 8(2), 163–167. <https://doi.org/10.1007/s11804-009-8115-z>
- Madabhushi, G. (2015). *Centrifuge Modelling for Civil Engineers* (1st ed.). CRC Press.
- Martin, C. M., & Randolph, M. F. (2006). Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. *Geotechnique*, 56(2), 141–145. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.141>
- Mekha, B. B. (2001). New frontiers in the design of steel catenary risers for floating production systems. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 123(4), 153–158. <https://doi.org/10.1115/1.1410101>
- Merifield, R. S., White, D. J., & Randolph, M. F. (2009). Effect of Surface Heave on Response of Partially Embedded Pipelines on Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(6), 819–829. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000070](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000070)
- Merifield, R., White, D. J., & Randolph, M. F. (2008). The ultimate undrained resistance of partially embedded pipelines. *Géotechnique*, 58(6), 461–470. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.00097>
- Merino, H. (2010). *Análisis estructural de un ducto para el transporte de petróleo y gas*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Meza, A. (2008). *Tendido de un sistema de ductos de recolección de en, producción “gathering” y reinyección de gas en selva peruana - lote 88*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Motta, H. P. G. (2008). *Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica*. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- Murff, J. D., Wagner, D. A., & Randolph, M. F. (1989). Pipe penetration in cohesive soil. *Geotechnique*, 39(2), 213–229.

- Oliveira, J. R. M. S., Almeida, M. S. S., Almeida, M. C. F., & Borges, R. G. (2010). Physical Modeling of Lateral Clay-Pipe Interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), 950–956.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000311](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000311)
- Oliveira, J. R. M. S., Almeida, M. S. S., Motta, H. P. G., & Almeida, M. C. F. (2011). Influence of Penetration Rate on Penetrometer Resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(7), 695–703.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000480](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000480)
- Oliveira, J. R. M. S. (2005). *Modelagem em Centrífuga de um Problema de Interação Solo Estrutura*. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ.
- Pacheco, L. de Almeida. (2006). *Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral*. universidade federal do rio de janeiro - UFRJ.
- Palmer, A. C., & King, R. A. (2004). *Subsea Pipeline Engineering*. Penn Well.
- Pequeno, J. (2013). *Comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentos de massa em solos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro UFRJ.
- Pereira, P. S. D., Morooka, C. K., Shiguemoto, D. A., & Coelho, F. M. (2006). Self standing hybrid riser system in waves and current. *Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - OMAE, February*.
<https://doi.org/10.1115/OMAE2006-92402>
- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungs-festigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Mechanik*, 1, 15–20.
- Randolph, M. F., & Houlsby, G. T. (1984). Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil. *Geotechnique*, 34(4), 613–623.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)93760-x](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)93760-x)
- Randolph, M. F., & White, D. (2008). Pipeline Embedment in Deep Water: Processes and Quantitative Assessment. *Offshore Technology Conference*.
<https://doi.org/10.4043/otc-19128-ms>
- Randolph, M., & Gourvenec, S. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. In *Offshore Geotechnical Engineering* (Spon Press).
<https://doi.org/10.1680/ogepap.36413>

- Randolph, M., & Quiggin, P. (2009). Non-linear hysteretic seabed model for catenary pipeline contact. *Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - OMAE*, 3, 145–154. <https://doi.org/10.1115/OMAE2009-79259>
- Rismanchian, A. (2015). *Pipe-soil interaction during lateral buckling of marine pipelines* (Vol. 1). University of Western Australia.
- Romero, M. I. (2007). *Obstrucción de ductos submarinos de petróleo causado por la deposición de parafinas*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Ruswandi, M. I. (2009). *Improvisation of Deepwater weight Distributed Steel Catenary Riser*. Universitetet i Stavanger.
- Sancio, R. B., Clukey, E. C., Lekakakis, D., & Aubeny, C. (2017). DeepStar® study on effect of coupled horizontal and vertical interaction of Steel Catenary Risers with the seabed within the touchdown region. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, 1(1), 112–126. <https://doi.org/10.4043/27637-ms>
- schofield, A. N. (1980). Cambridge geotechnical centrifuge operations. *Geotechnique*, 30, 227–268.
- Senders, M. (2008). *Suction Caissons in Sand As Tripod Foundations for Offshore Wind Turbines*. University of Western Australia.
- Silva, G. M. C. (2015). *Parâmetros Cam-Clay do Caulim Usado em Modelos Centrífugos na COPPE-UFRJ*. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- Sprigman, S., Laue, J., Boyle, R., White, J., & Zweidler, A. (2001). The ETH Zurich Geotechnical Drum Centrifuge. *IJPMG*, 1, 59–70.
- Supechawarote, C. (2006). *Inclined load capacity of suction caissons* (Vol. 5) [University of Western Australia]. <https://doi.org/10.1002/nag.319>
- Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*. Taylor & Francis.
- Thethi, R., & Moros, T. (2001). Soil interaction effects o simple catenary riser response. *Deepwater Pipeline & Riser Technology Conference, March 2001*, 1–25.
- Tho, K. K., Leung, C. F., Chow, Y. K., & Palmer, A. C. (2012). Deep cavity flow mechanism of pipe penetration in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(1), 59–69. <https://doi.org/10.1139/T11-088>
- Torres, A. (2009). *Estudio del comportamiento de ductos para transporte de petróleo en alta mar*. Universidad Nacional de Ingeniería.

- Trejo, P. C. (2015). *Interacao ciclica solo-duto em argila mole: modelagem física en centrifuga*. UFRJ.
- Tsukada, R. I. (2009). *Comportamento Dinâmico de Riser Rígido em Catenária Devido à Vibração Induzida por Vórtices em Águas Profundas*. Universidade Estadual de Campinas.
- Verley, R., & Lund, K. M. (1995). A soil resistance model for pipelines placed on clay soils. *International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*. <https://www.osti.gov/biblio/205471>
- Vipulanandan, C., Yanhouide, J. A., & Joshaghani, S. M. (2013). Deepwater axial and lateral sliding pipe-soil interaction model study. *Pipelines 2013: Pipelines and Trenchless Construction and Renewals - A Global Perspective - Proceedings of the Pipelines 2013 Conference*, 1584–1593. <https://doi.org/10.1061/9780784413012.148>
- Wang, D., White, D. J., & Randolph, M. F. (2010). Large-deformation finite element analysis of pipe penetration and large-amplitude lateral displacement. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(8), 842–856.
- Wantland, G. M., O'Neill, M. W., Reese, L. C., & Kalajian, E. H. (1979). Lateral stability of pipelines in clay. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, 1979-May*, 1025–1034. <https://doi.org/10.4043/3477-ms>
- Westgate, Z. J., White, D. J., & Randolph, M. F. (2009). Video observations of dynamic embedment during pipelaying in soft clay. *Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - OMAE*, 3, 699–707. <https://doi.org/10.1115/OMAE2009-79814>
- Westgate, Z. J., White, D. J., Randolph, M. F., & Brunning, P. (2010). Pipeline laying and embedment in soft fine-grained soils: Field observations and numerical simulations. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, 1(1), 326–340. <https://doi.org/10.2523/20407-ms>
- Westgate, Z. J. (2013). *the As-Laid Embedment of Subsea Pipelines*. University of civil and resource engineering.
- White, D. J., & Hodder, M. (2010). A simple model for the effect on soil strength of episodes of remoulding and reconsolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(7), 821–826. <https://doi.org/10.1139/T09-137>

White, D. J., & Randolph, M. F. (2007). Seabed characterisation and models for pipeline-soil interaction. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 17(3), 193–204.

Wood, D. M. (2004). *Geotechnical Modeling*.
https://doi.org/10.2208/jscej.2005.780_1

Yan, Y. (2013). *Novel Methods For Characterising Pipe-soil Interaction Forces In Situ In Deep Water*. University of western Australia.

Youssef, B. S. (2011). *The integrated stability analysis of offshore pipelines*. University of Western Australia.

A N E X O S

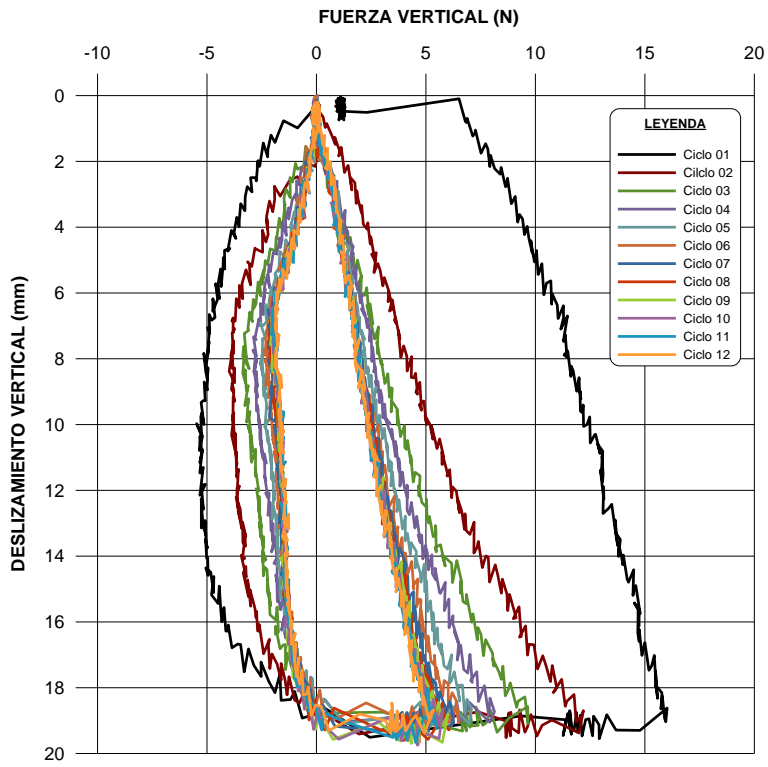
**A
N
E
X
O
A**

***ENSAYOS DE INTERACCIÓN VERTICAL
SUELO-RISER***

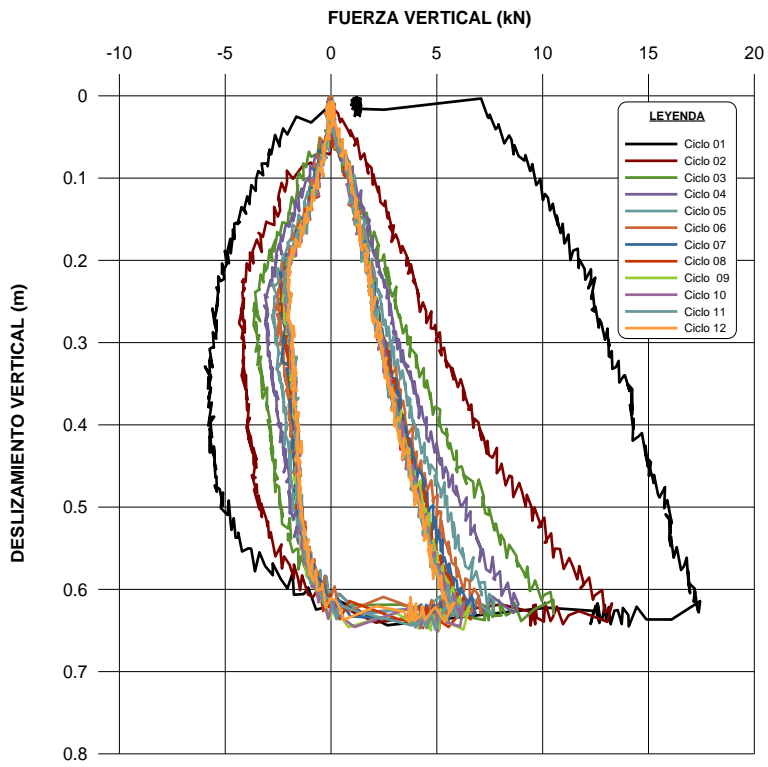
A N E X O

A.1

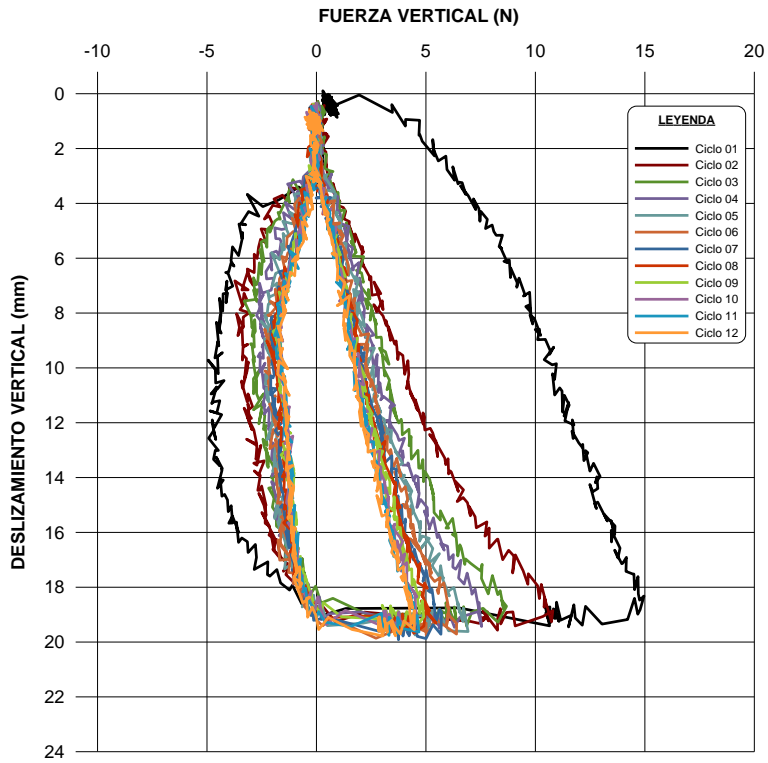
PERFIL 1



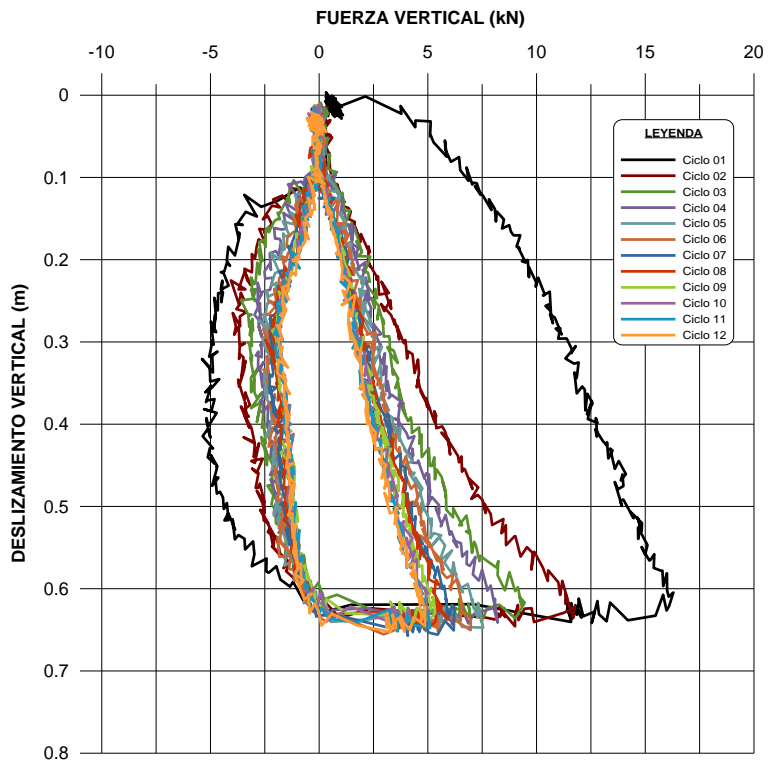
Su 4kPa - Test 1 - P1
(Modelo)



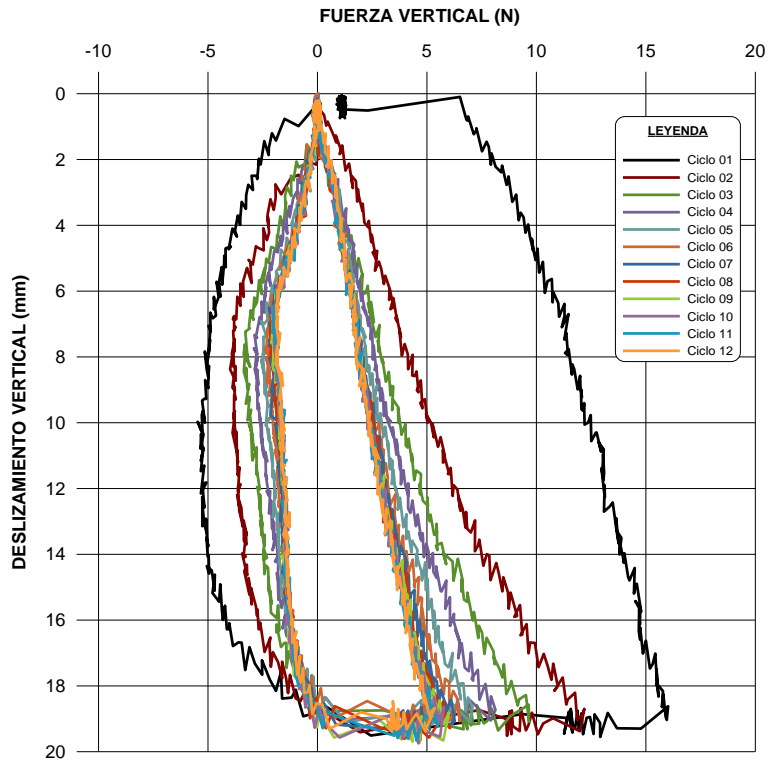
Su 4kPa - Test 1 - P1
(Prototipo)



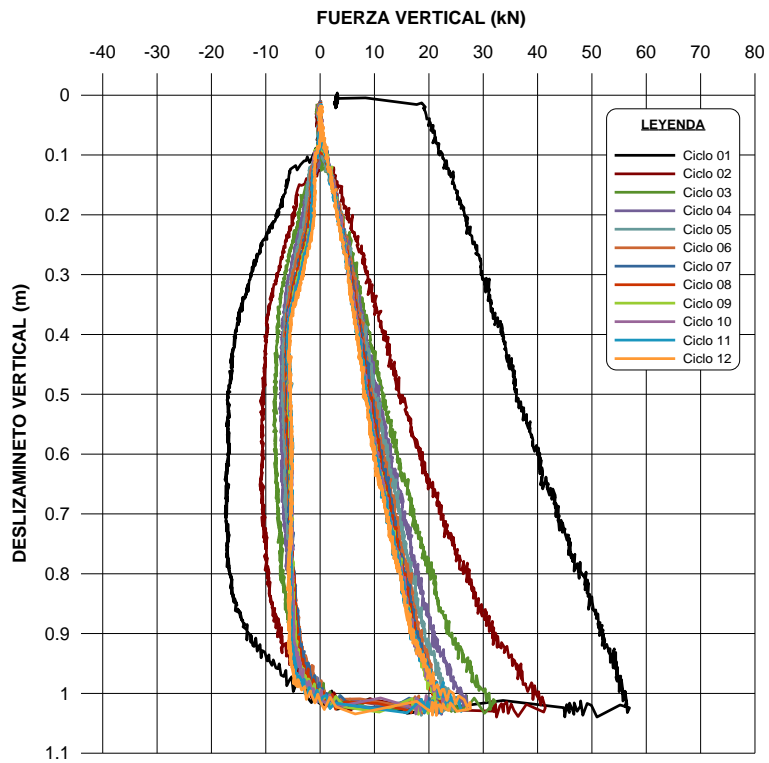
Su 4kPa - Test 1 - P2
(Modelo)



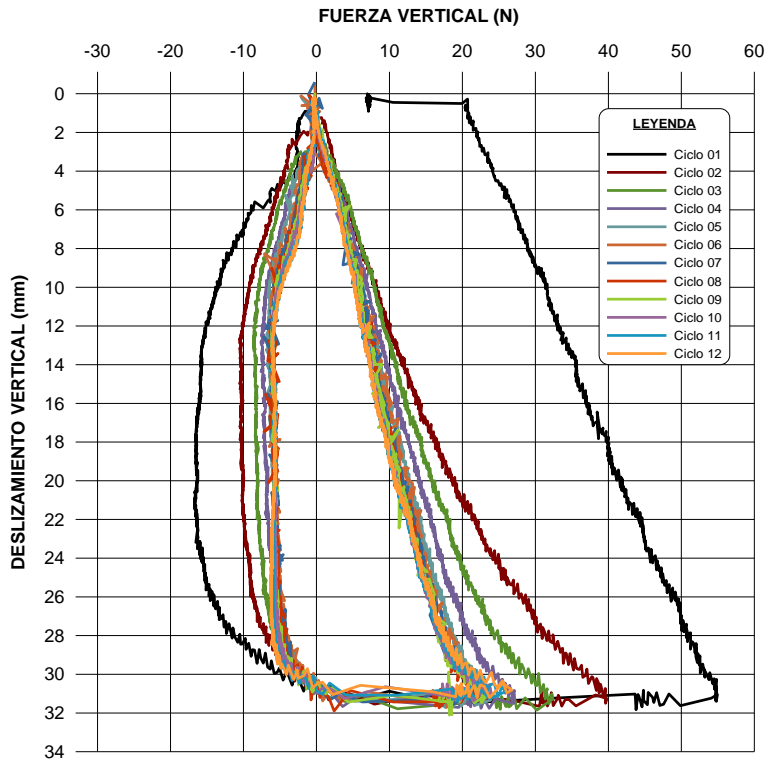
Su 4kPa - Test 1 - P2
(Prototipo)



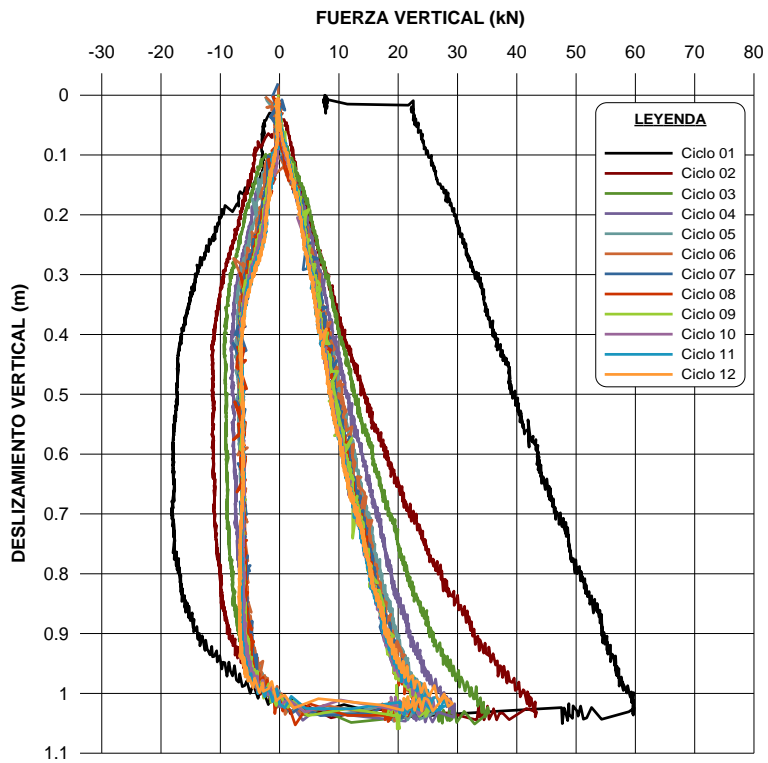
Su 4kPa - Test 2 - P1
(Modelo)



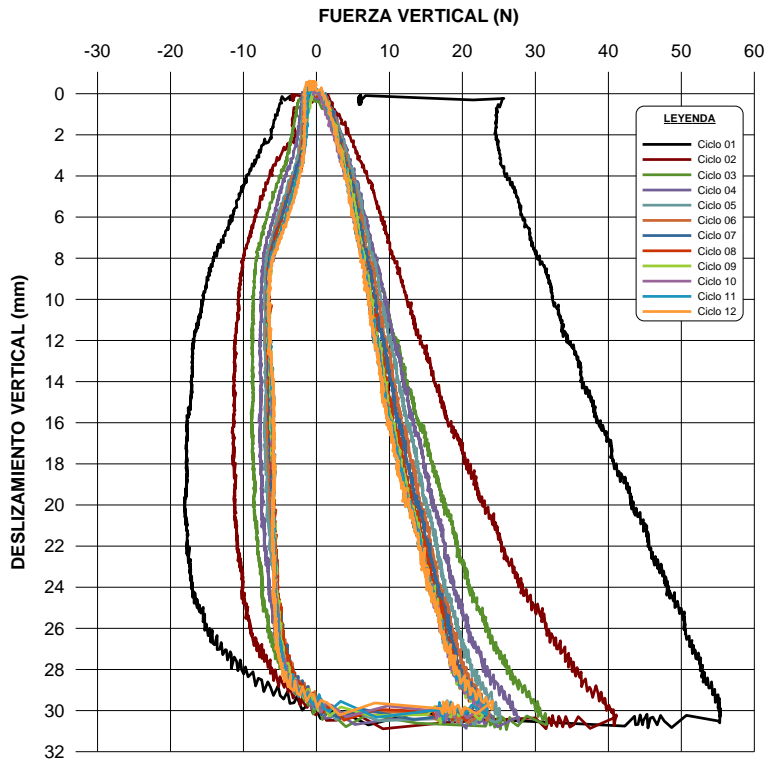
Su 4kPa - Test 2 - P1
(Prototipo)



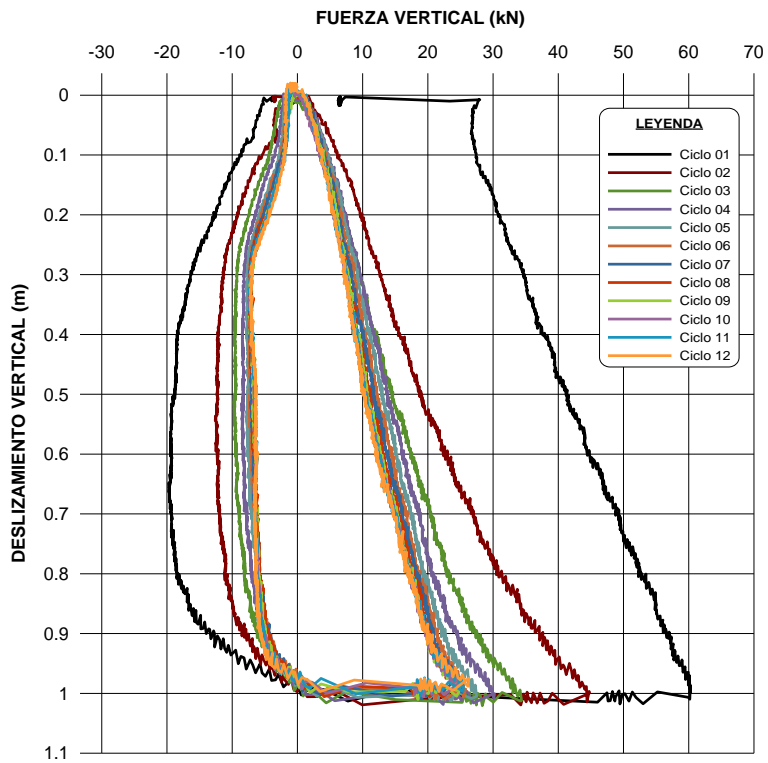
Su 4kPa - Test 2 - P2
(Modelo)



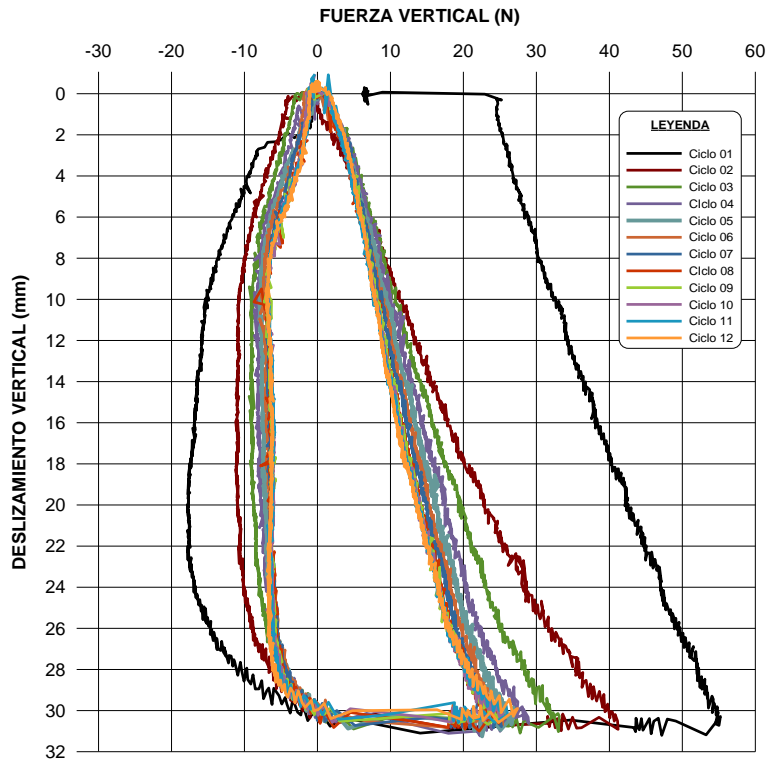
Su 4kPa - Test 2 - P2
(Prototipo)



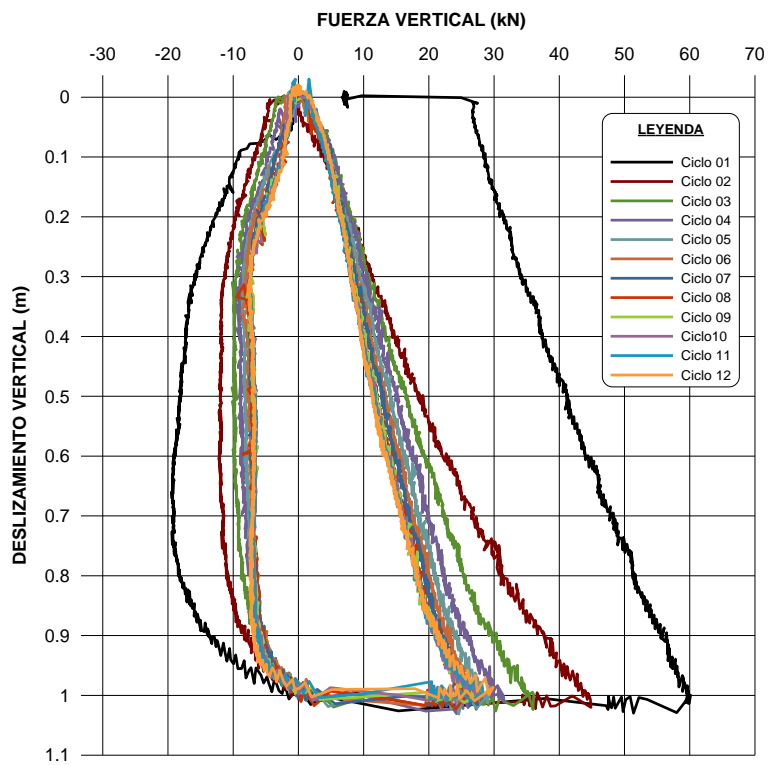
Su 4kPa - Test 3 - P1
(Modelo)



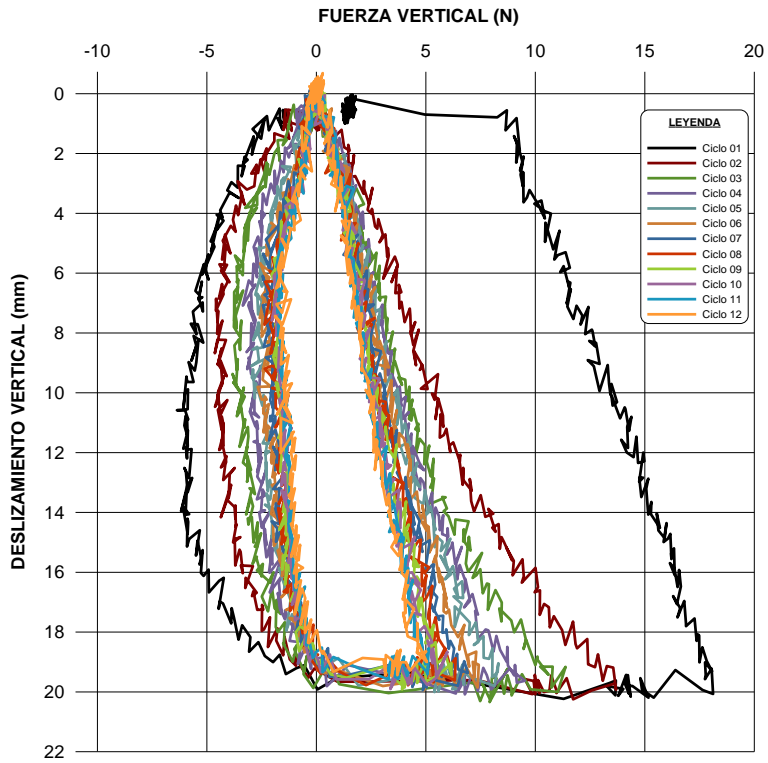
Su 4kPa - Test 3 - P1
(Prototipo)



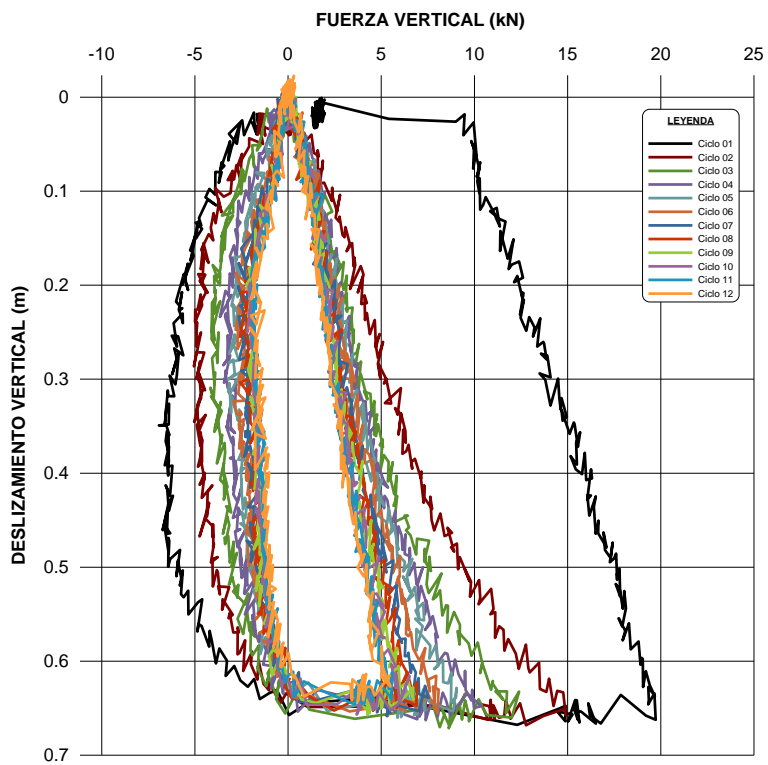
Su 4kPa - Test 3 - P2
(Modelo)



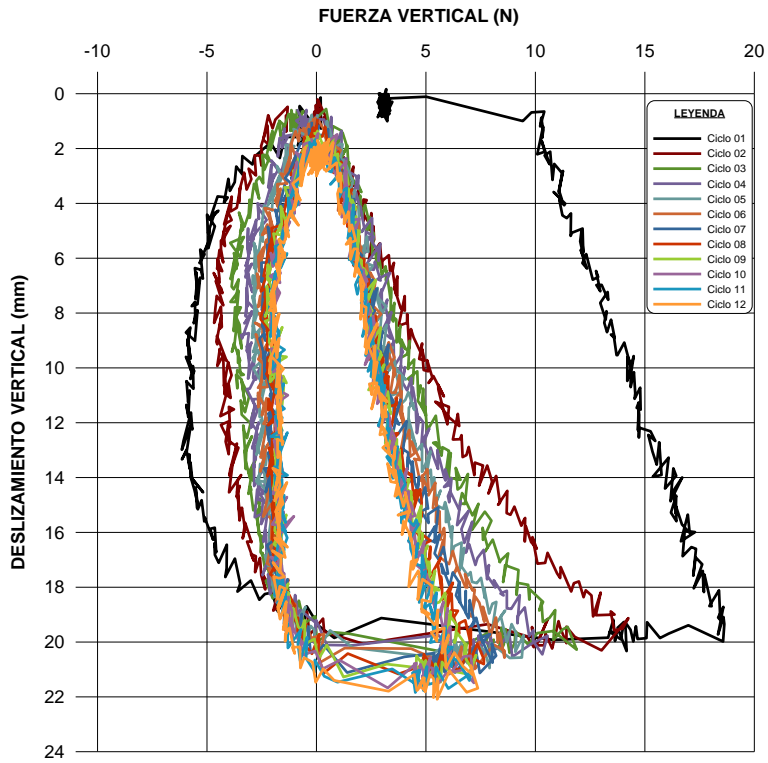
Su 4kPa - Test 3 - P2
(Prototipo)



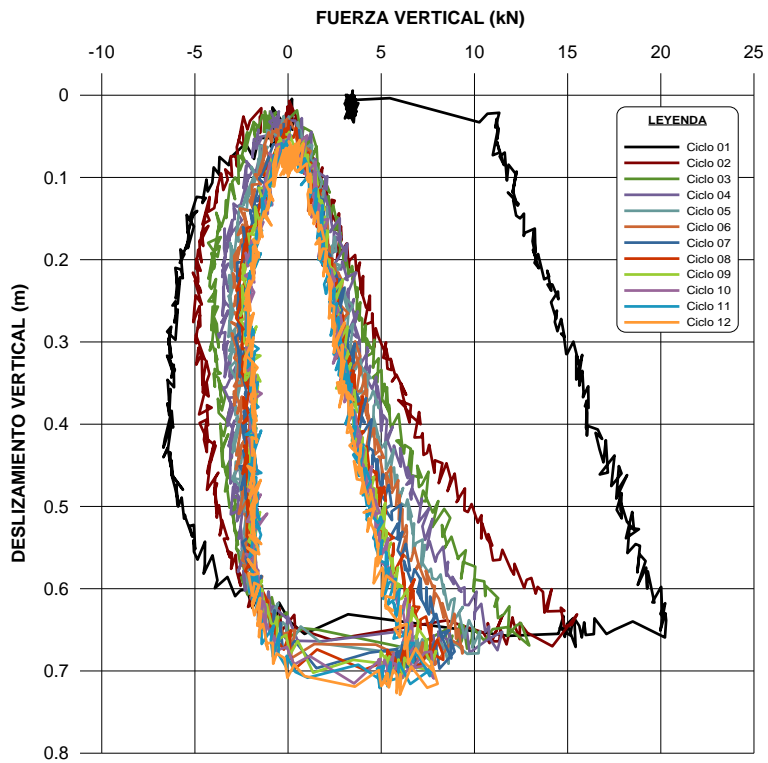
Su 4kPa - Test 4 - P1
(Modelo)



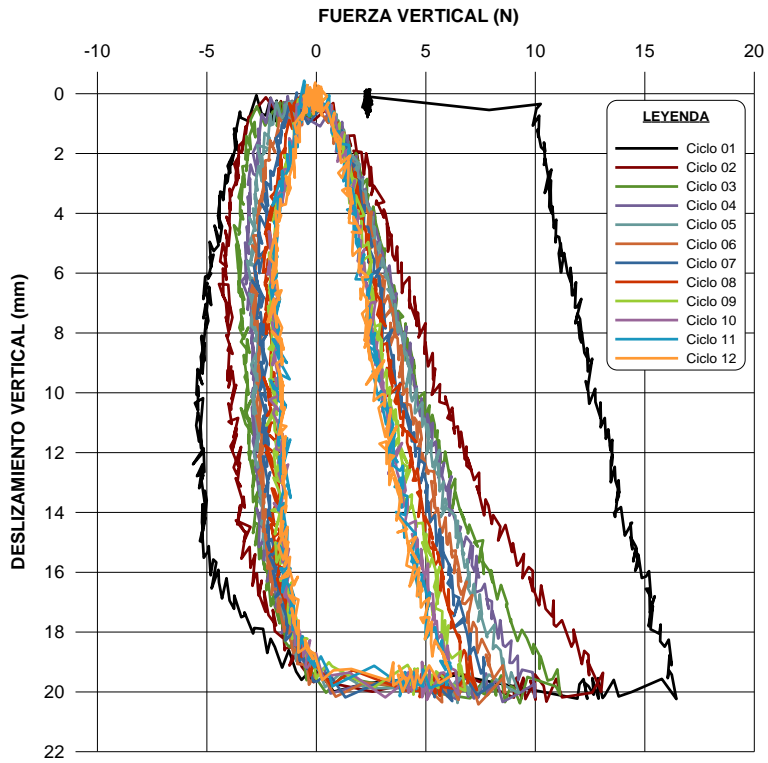
Su 4kPa - Test 4 - P1
(Prototipo)



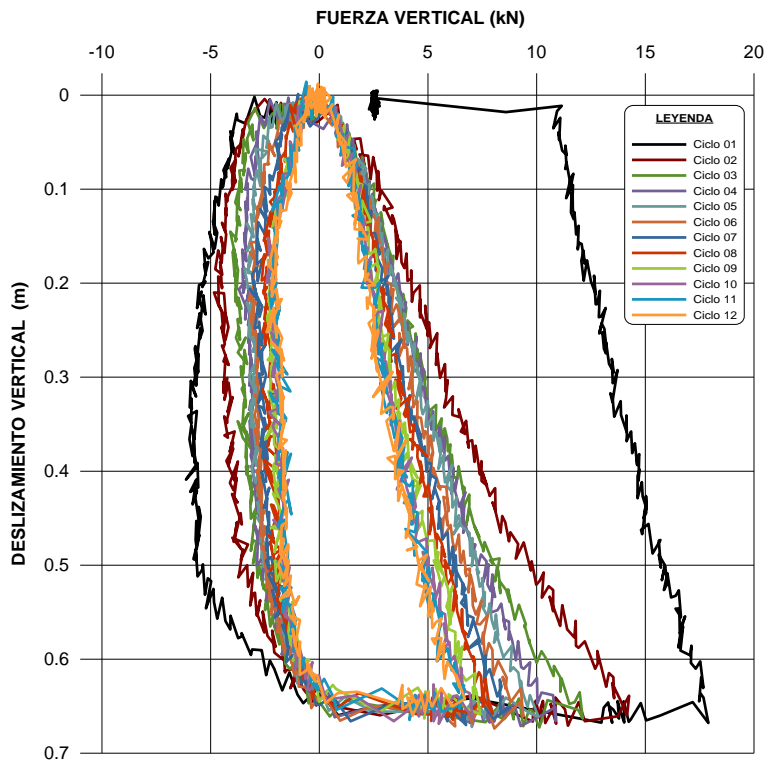
Su 4kPa - Test 4 - P2
(Modelo)



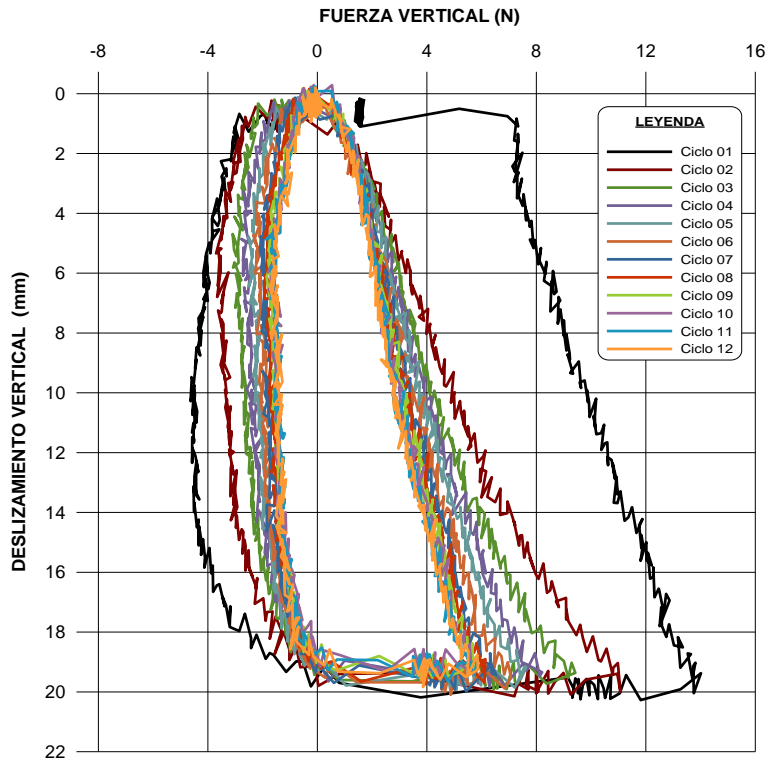
Su 4kPa - Test 4 - P2
(Prototipo)



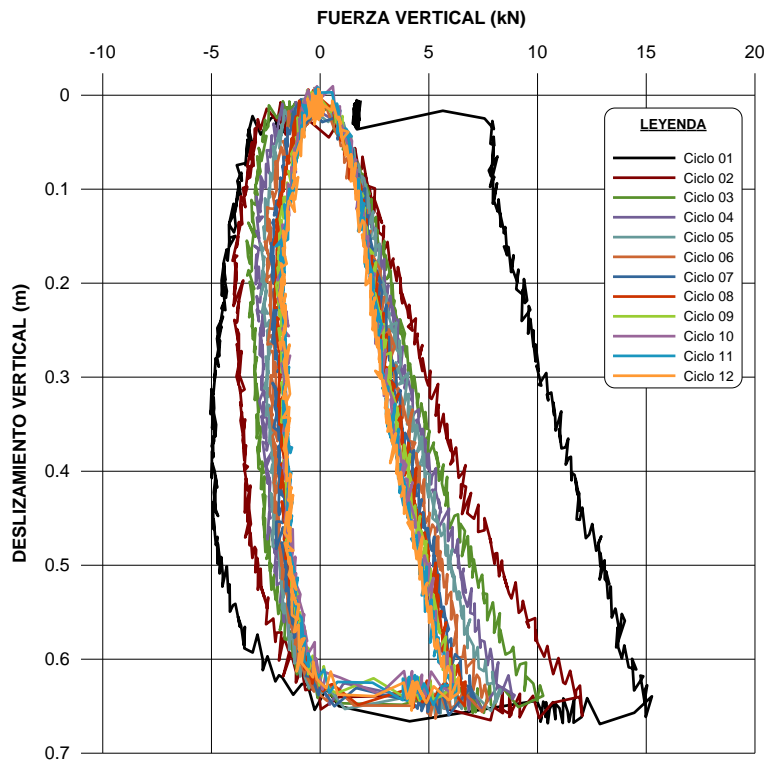
Su 4kPa - Test 5 - P1
(Modelo)



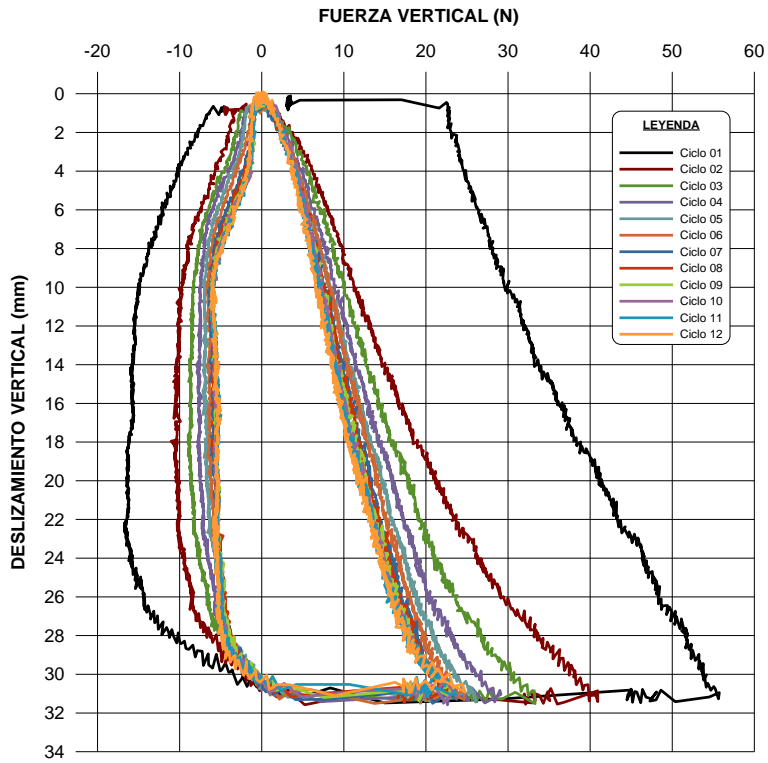
Su 4kPa - Test 5 - P1
(Prototipo)



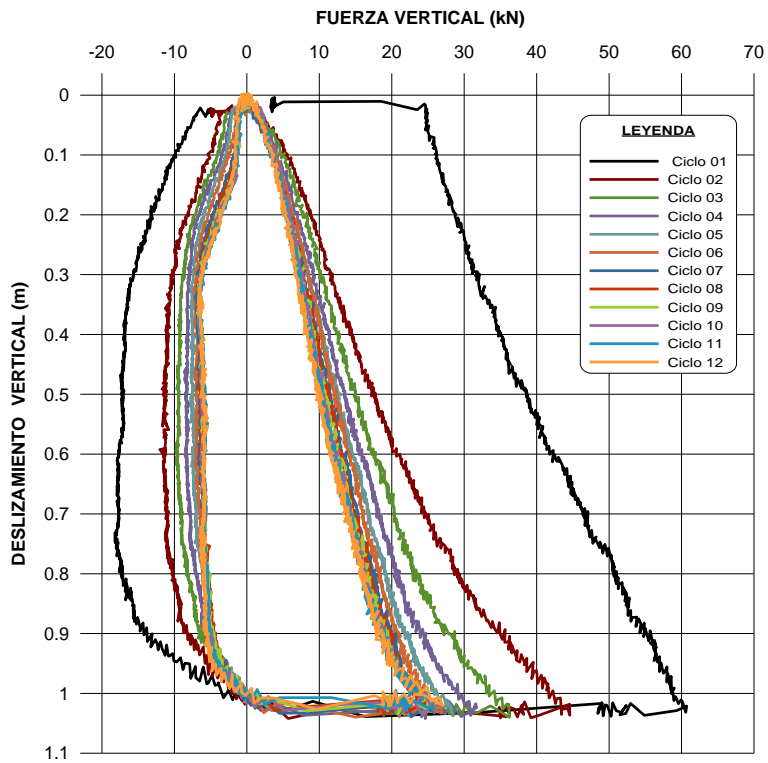
Su 4kPa - Test 5 - P2
(Modelo)



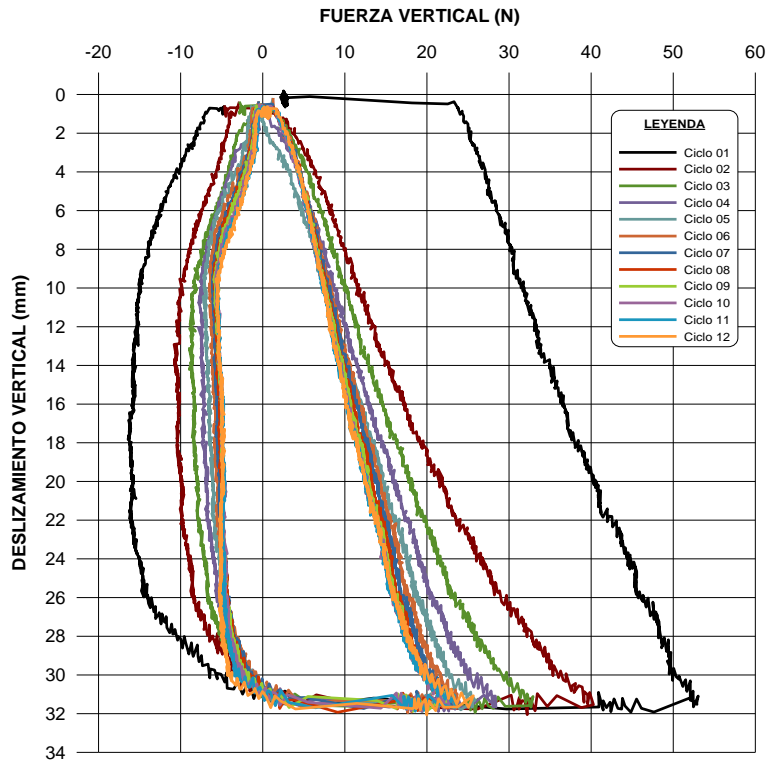
Su 4kPa - Test 5 - P2
(Prototipo)



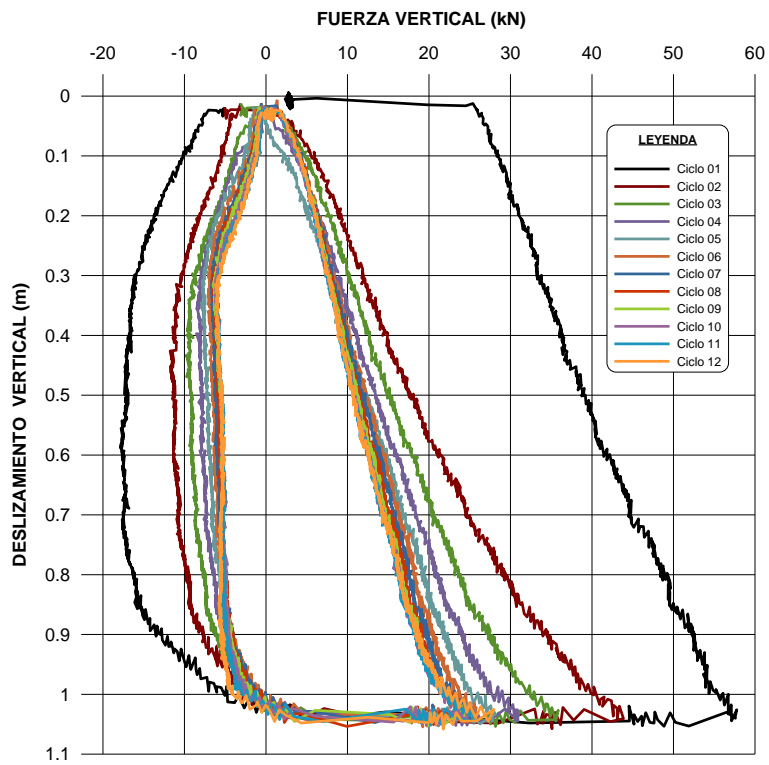
Su 4kPa - Test 6 - P1
(Modelo)



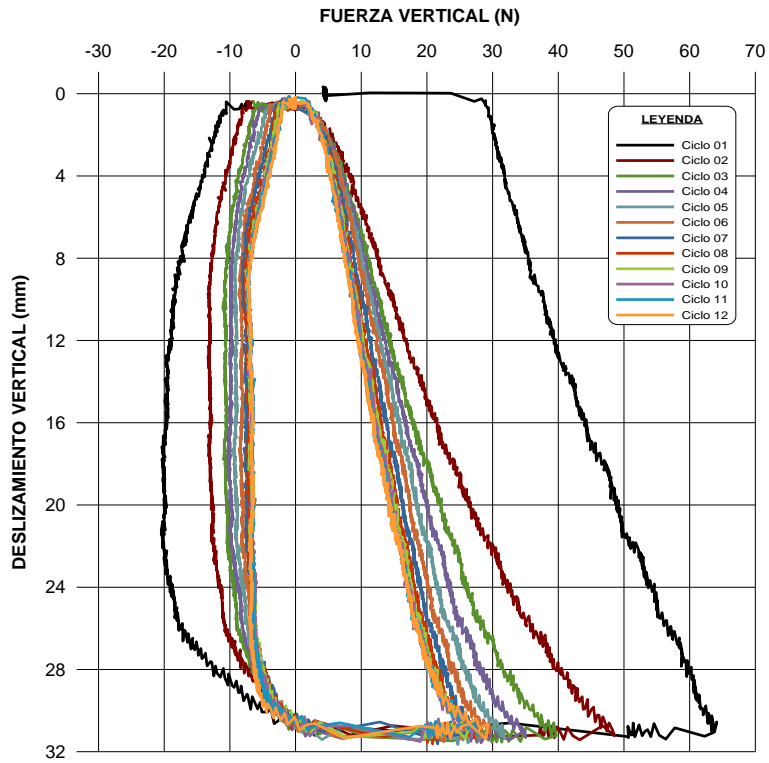
Su 4kPa - Test 6 - P1
(Prototipo)



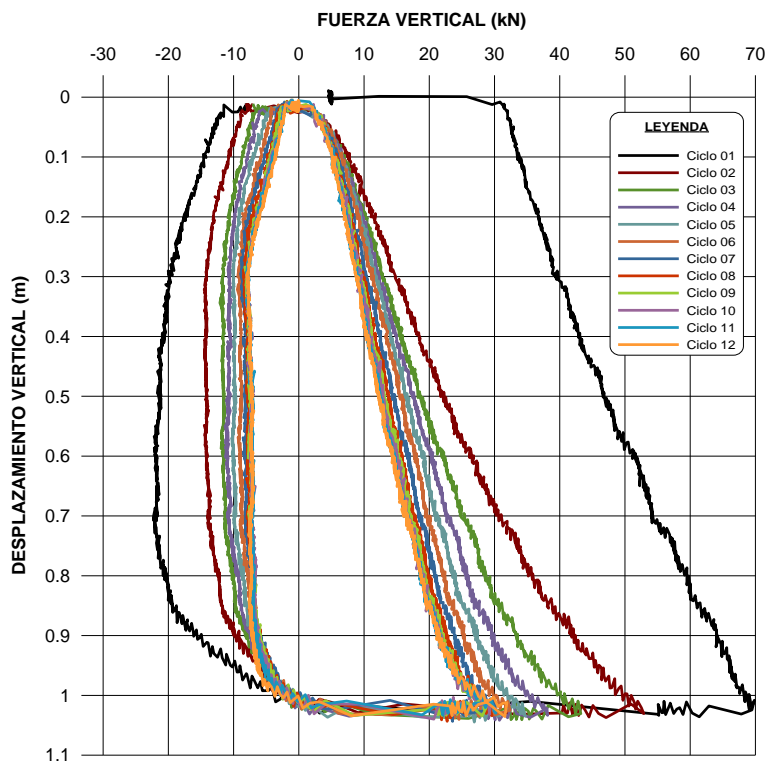
Su 4kPa - Test 6 - P2
(Modelo)



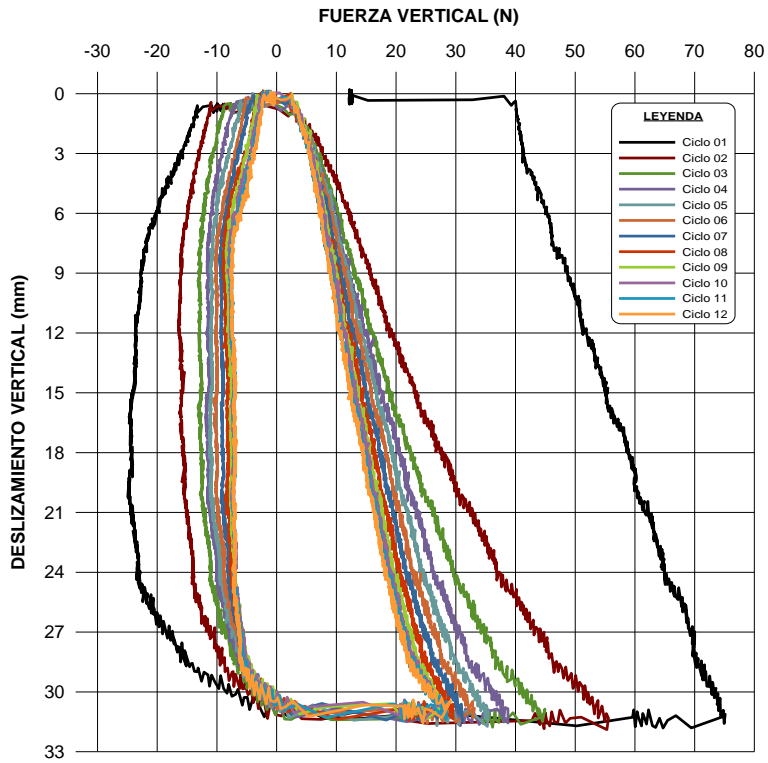
Su 4kPa - Test 6 - P2
(Prototipo)



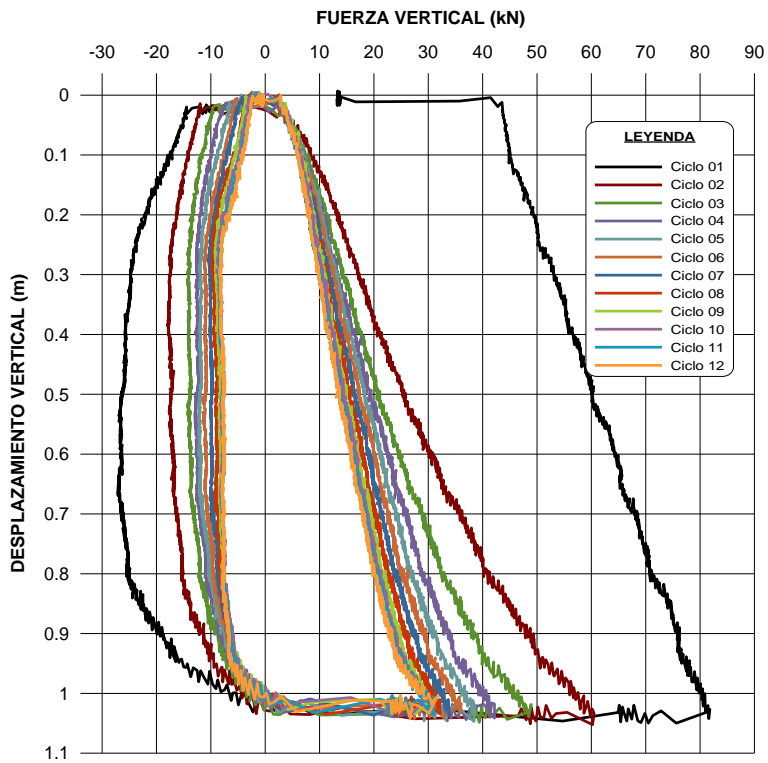
Su 4kPa - Test 7 - P1
(Modelo)



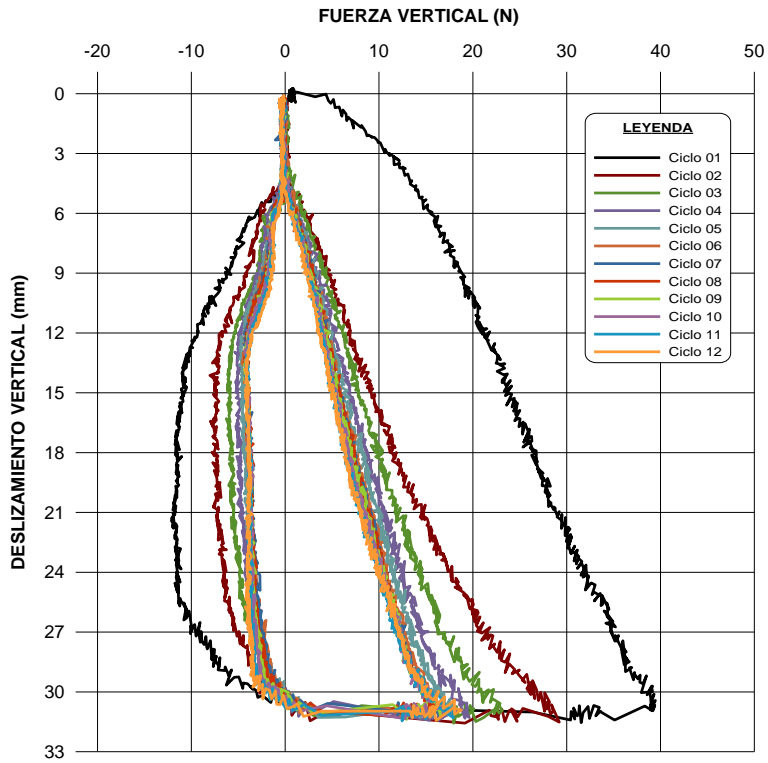
Su 4kPa - Test 7 - P1
(Prototipo)



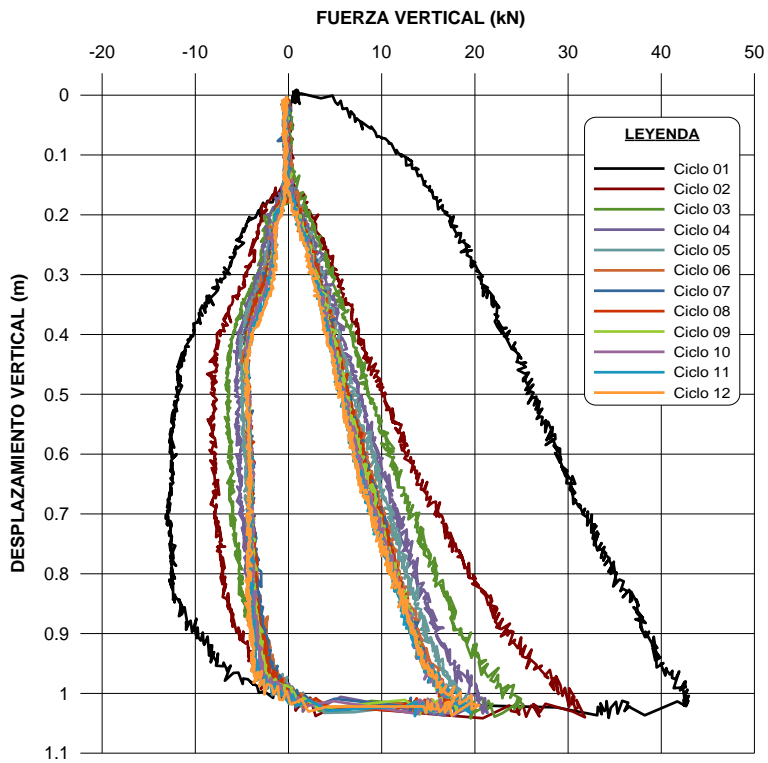
Su 4kPa - Test 7 - P2
(Modelo)



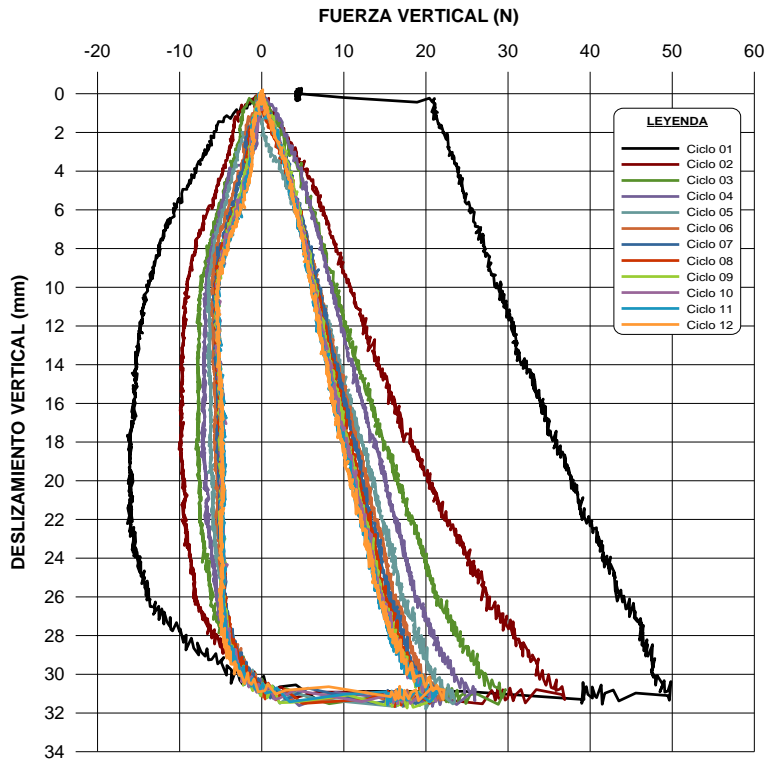
Su 4kPa - Test 7 - P2
(Prototipo)



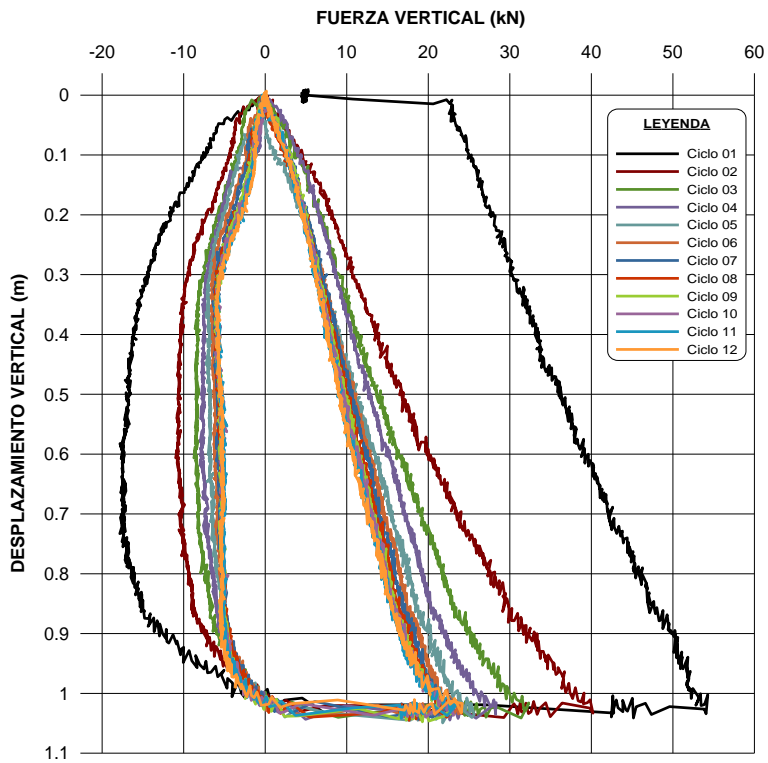
Su 4kPa - Test 8 - P1
(Modelo)



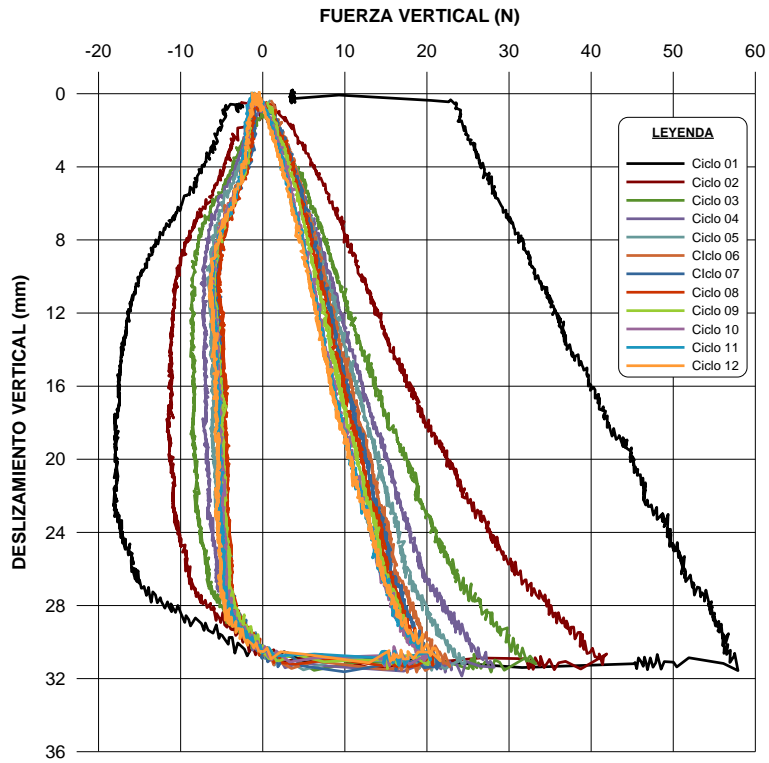
Su 4kPa - Test 8 - P1
(Prototipo)



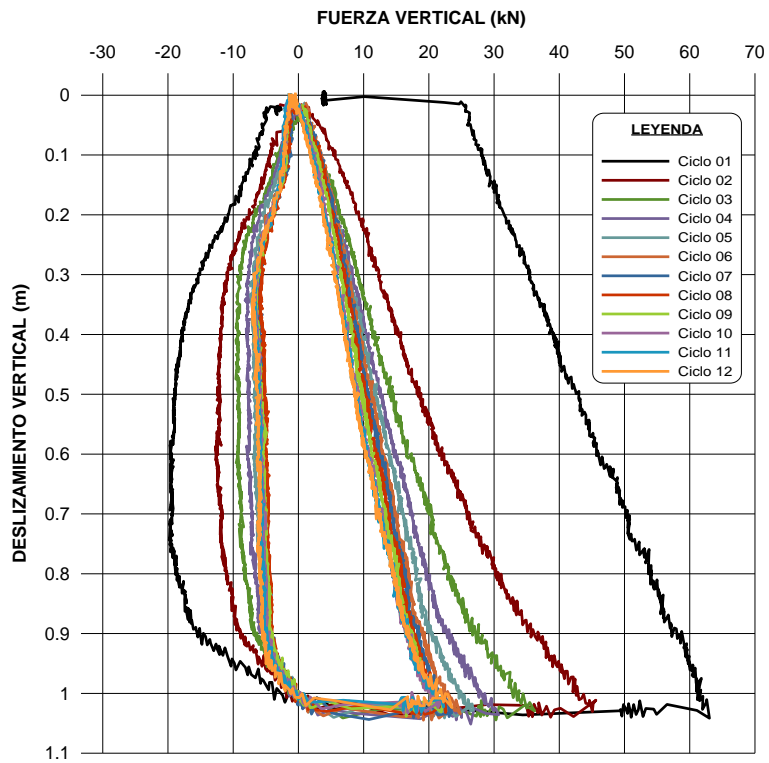
Su 4kPa - Test 8 - P2
(Modelo)



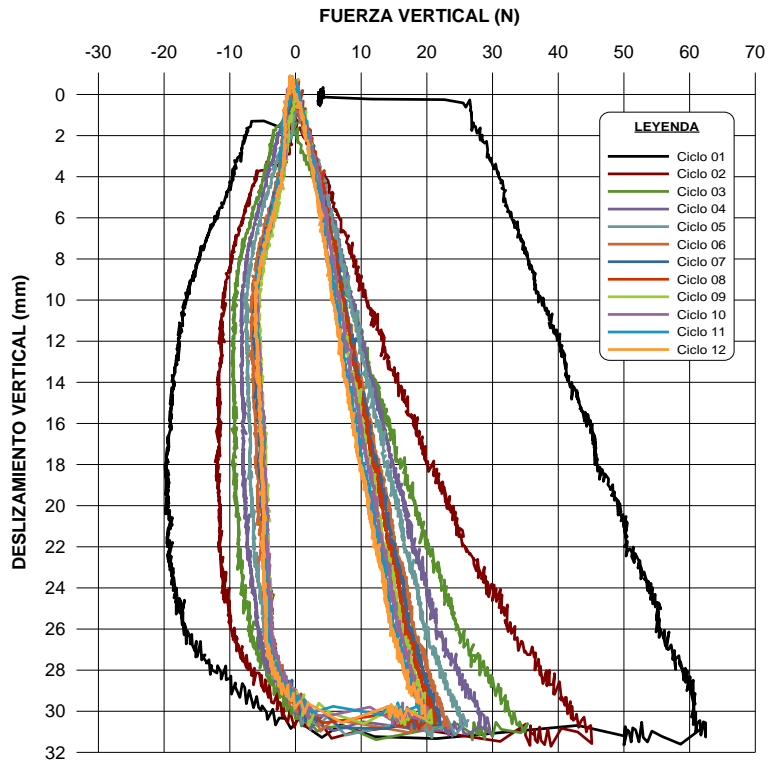
Su 4kPa - Test 8 - P2
(Prototipo)



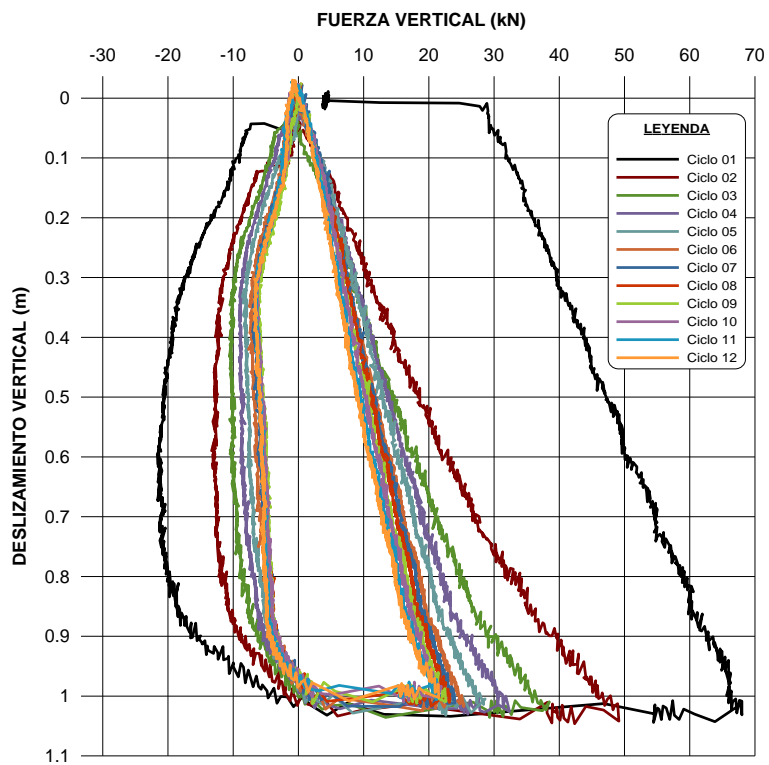
Su 4kPa - Test 9 - P1
(Modelo)



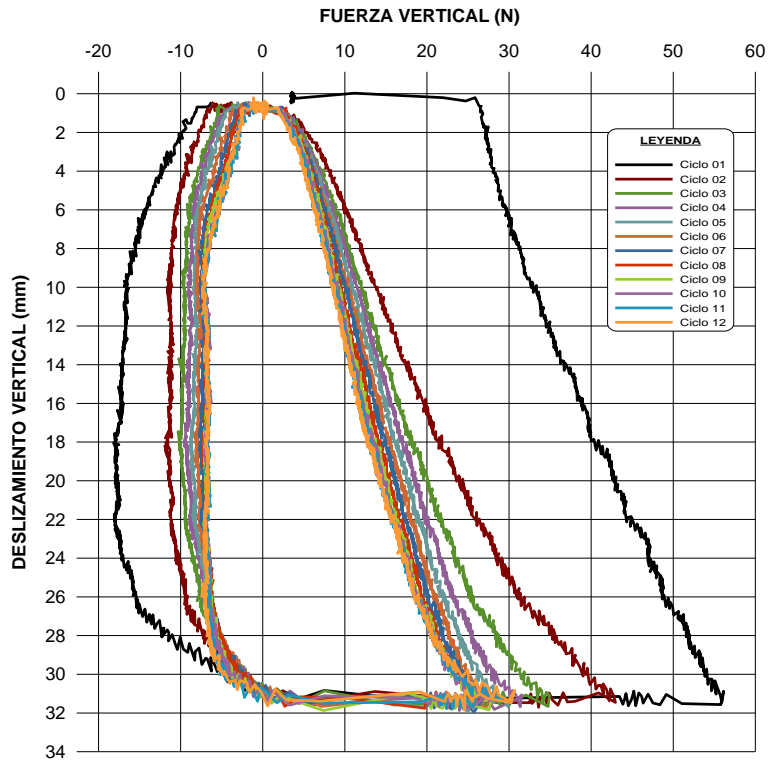
Su 4kPa - Test 9 - P1
(Prototipo)



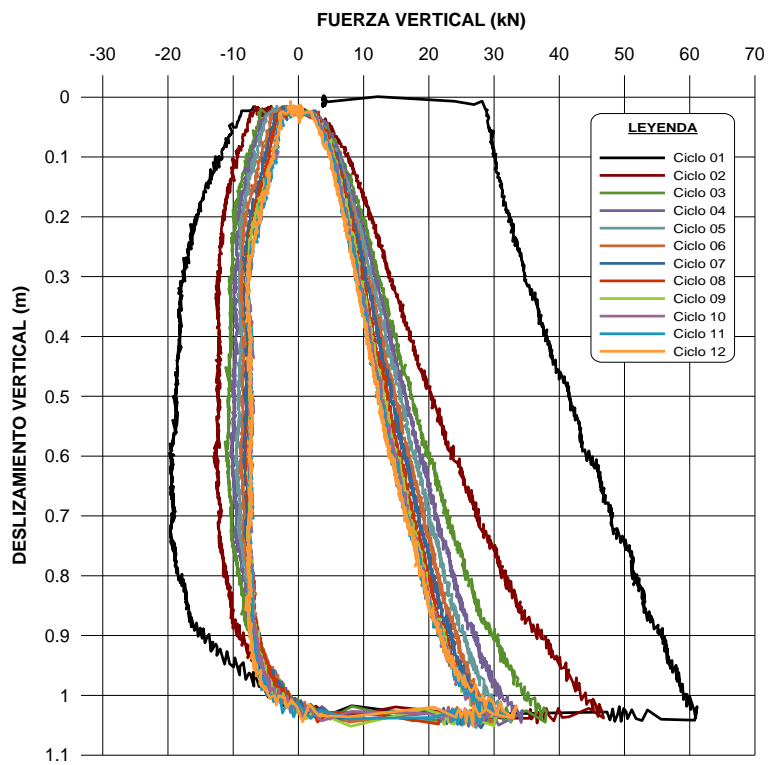
Su 4kPa - Test 9 - P2
(Modelo)



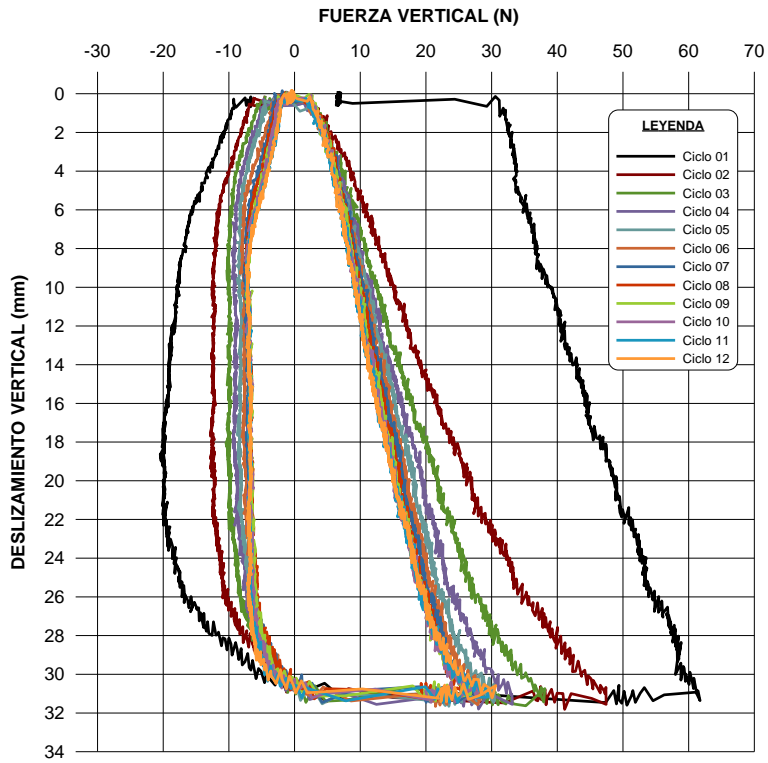
Su 4kPa - Test 9 - P2
(Prototipo)



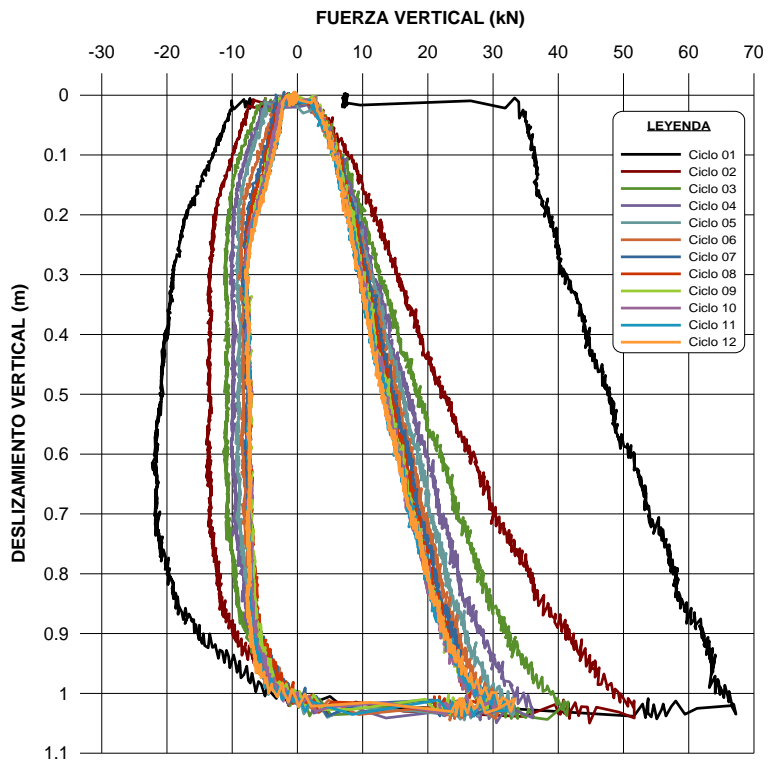
Su 4kPa - Test 10 - P1
(Modelo)



Su 4kPa - Test 10 - P1
(Prototipo)



Su 4kPa - Test 10 - P2
(Modelo)

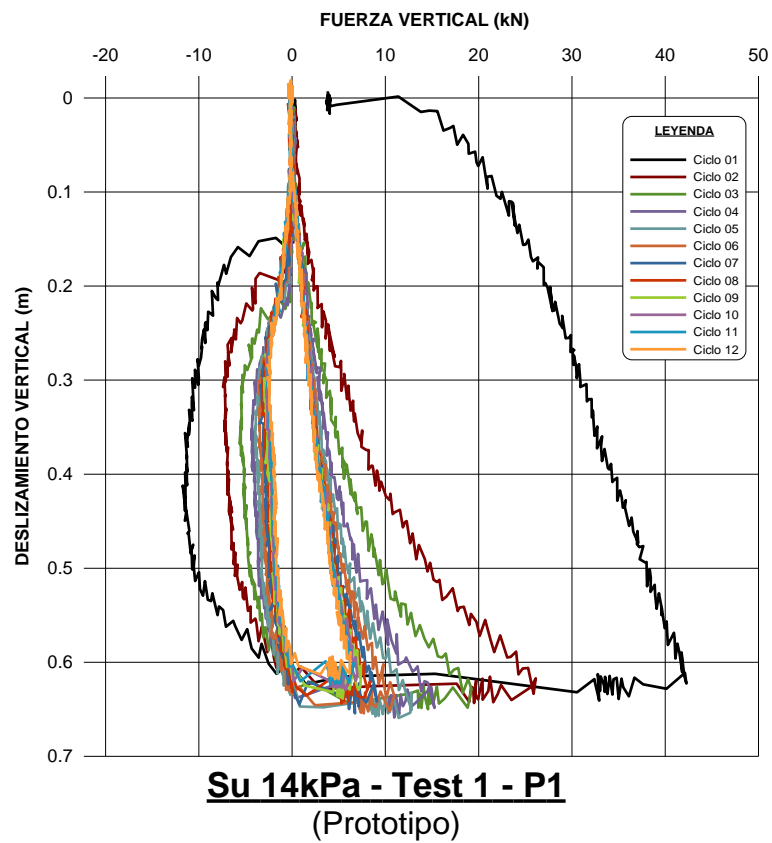
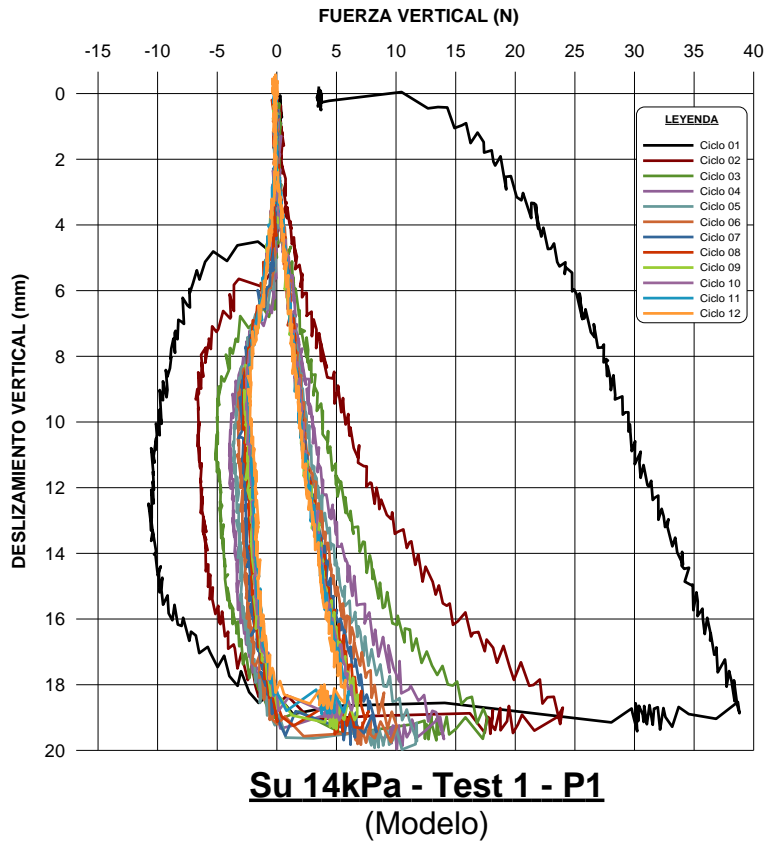


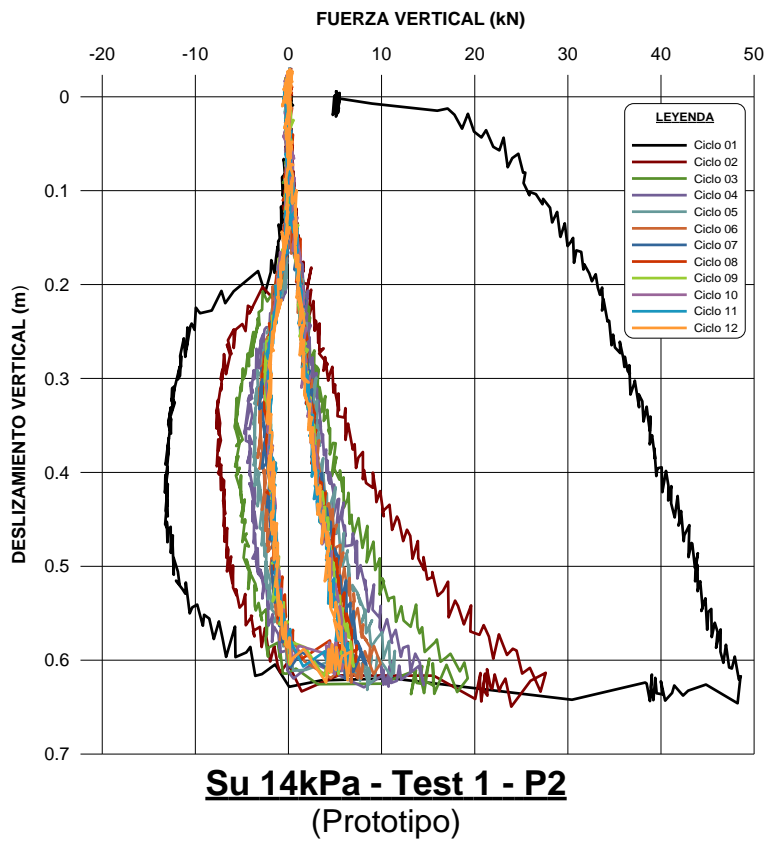
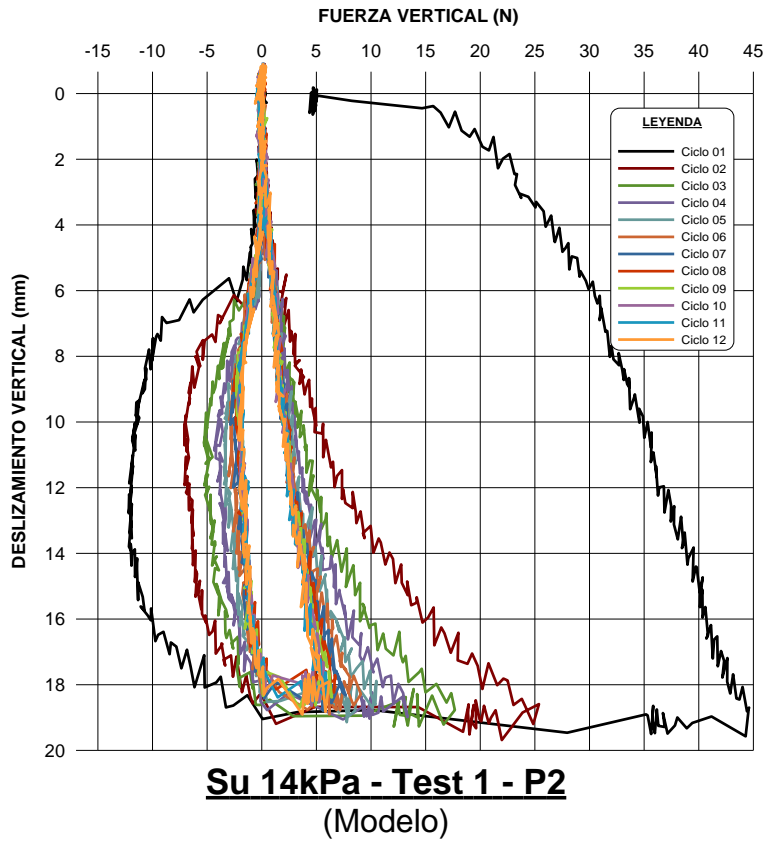
Su 4kPa - Test 10 - P2
(Prototipo)

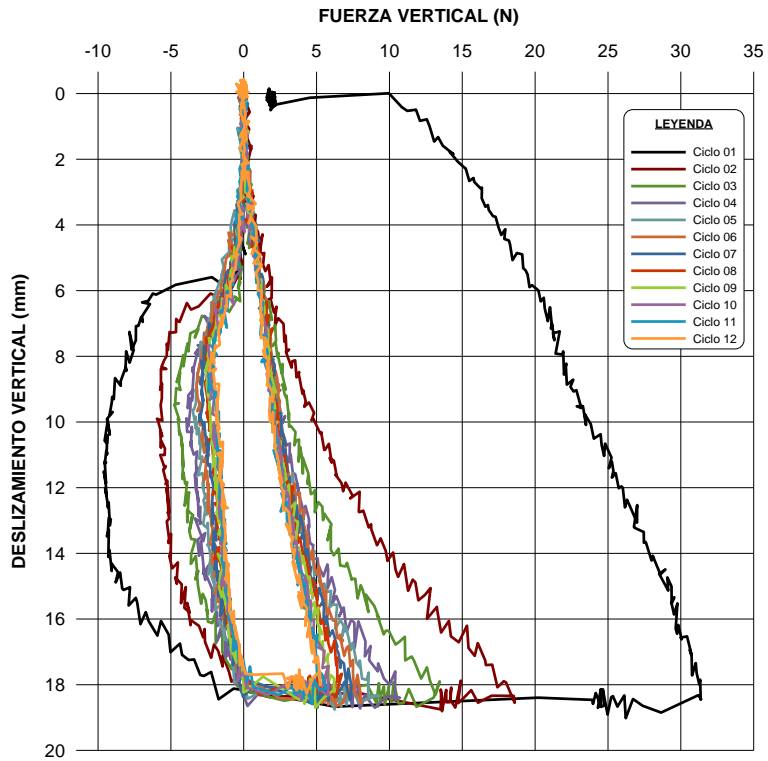
**A
N
E
X
O**

A.2

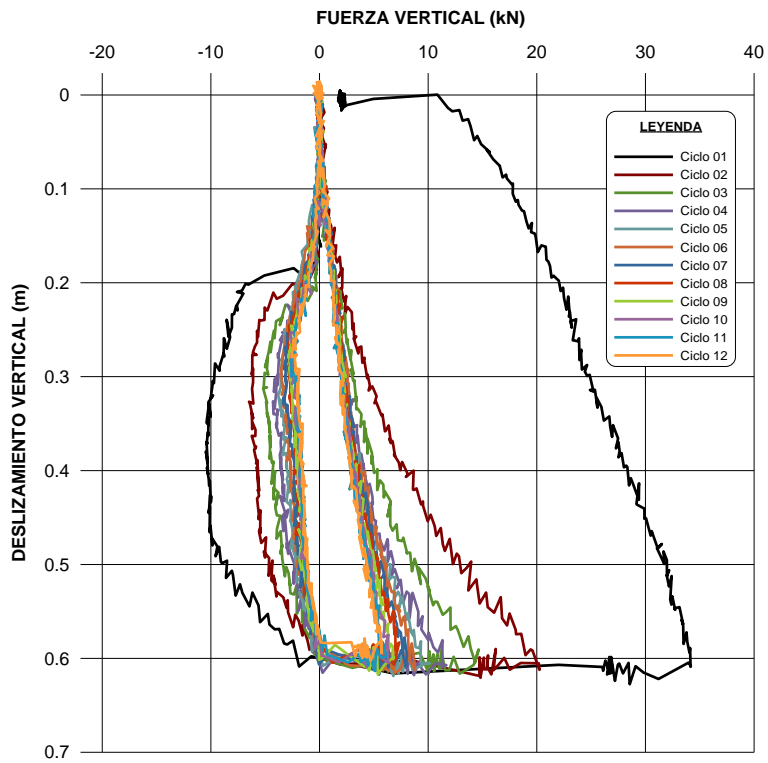
PERFIL 2



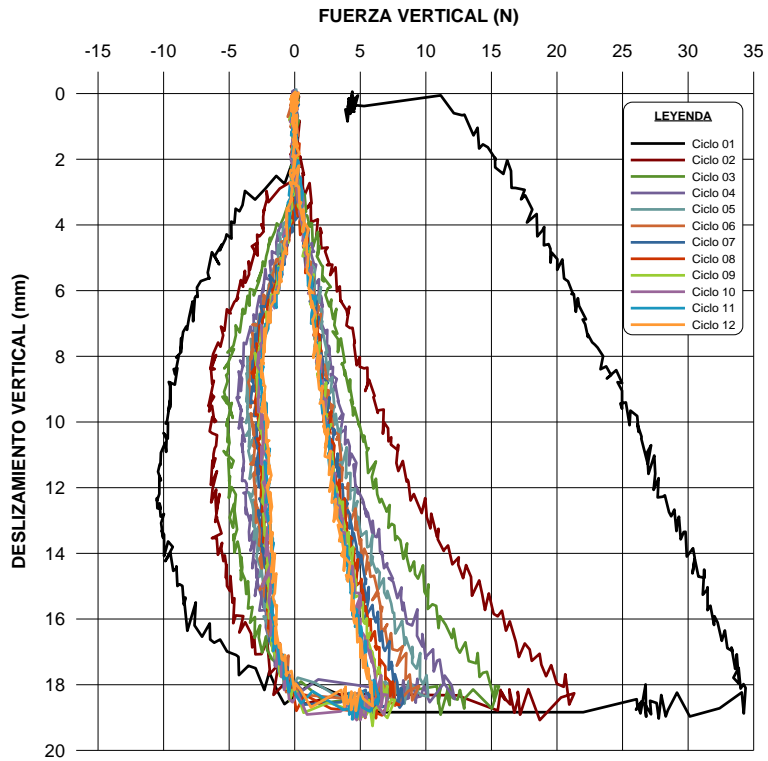




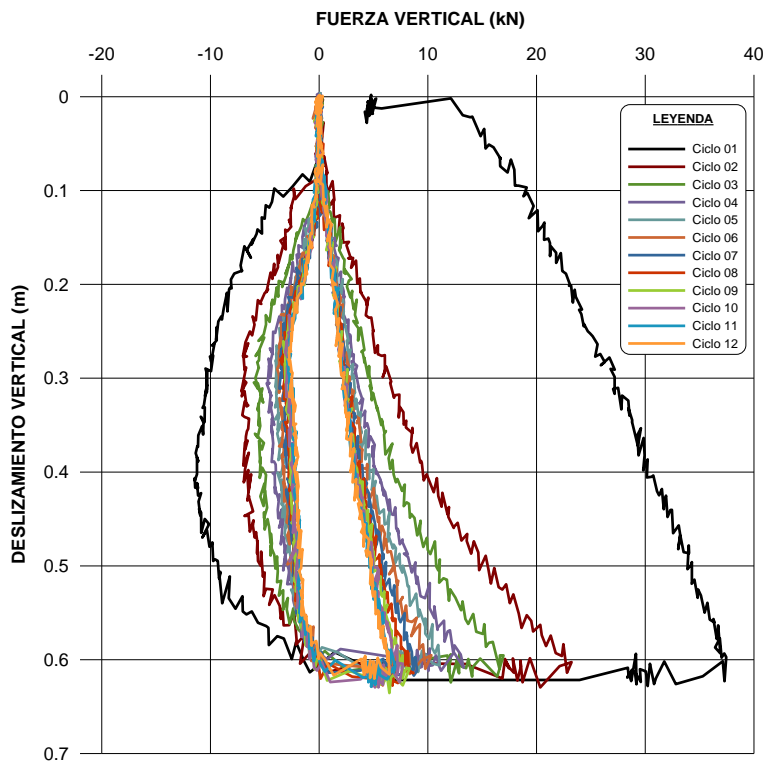
Su 14 kPa - Test 2 - P1
(Modelo)



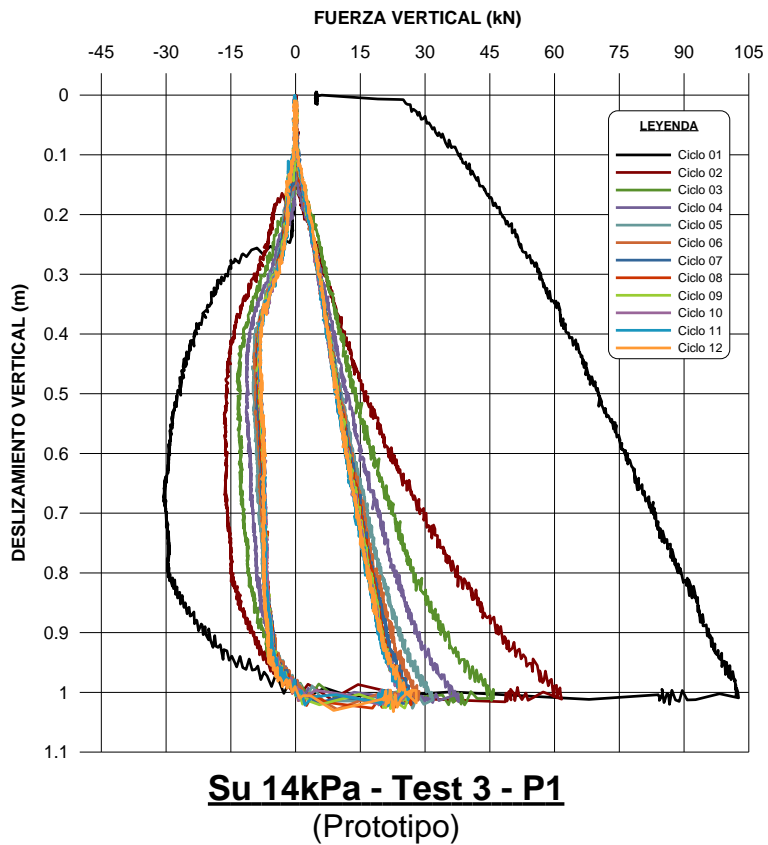
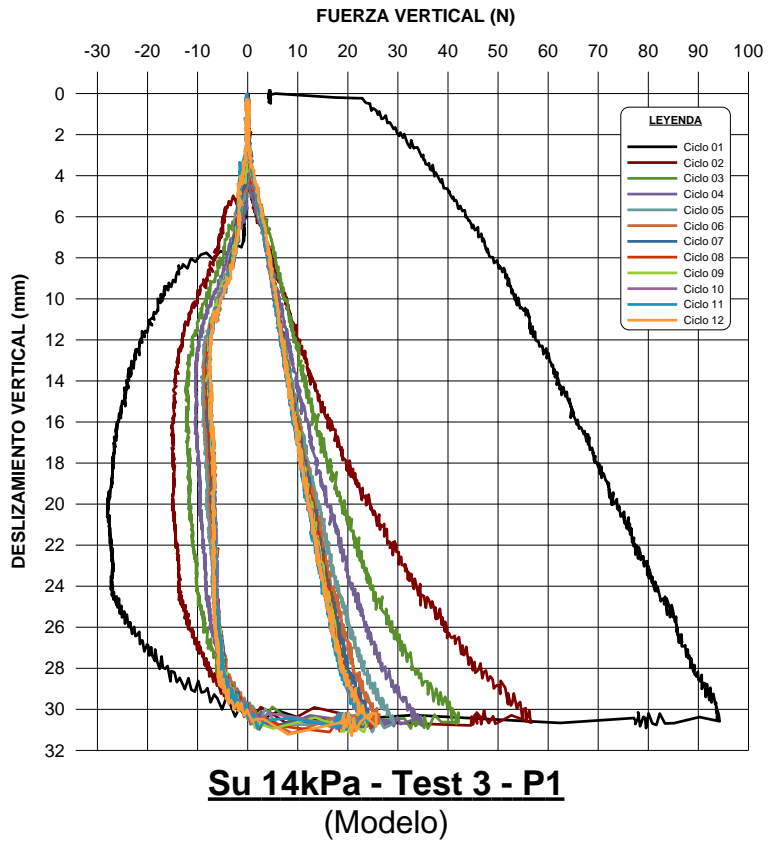
Su 14kPa - Test 2 - P1
(Prototipo)

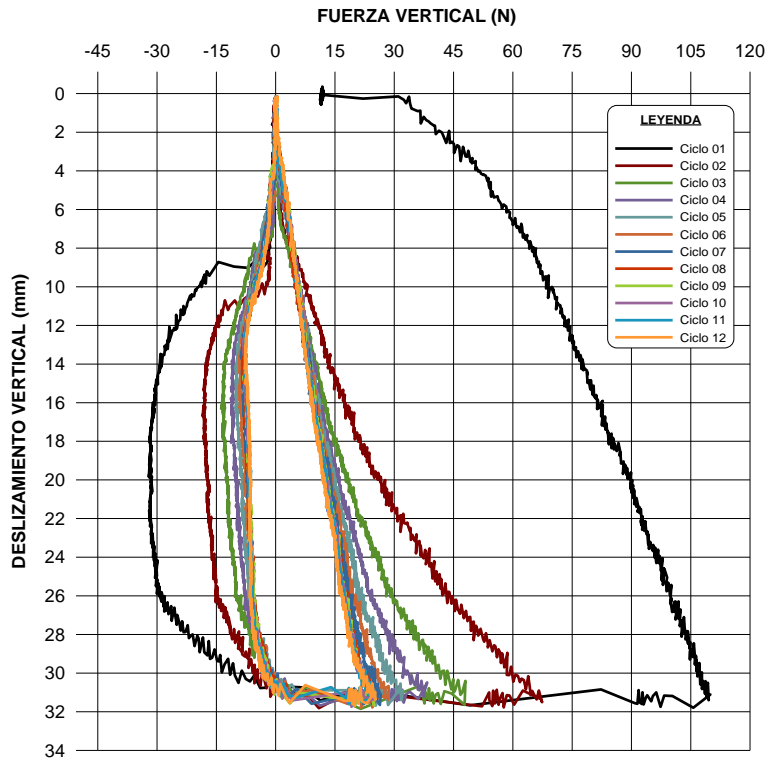


Su 14kPa - Test 2 - P2
(Modelo)

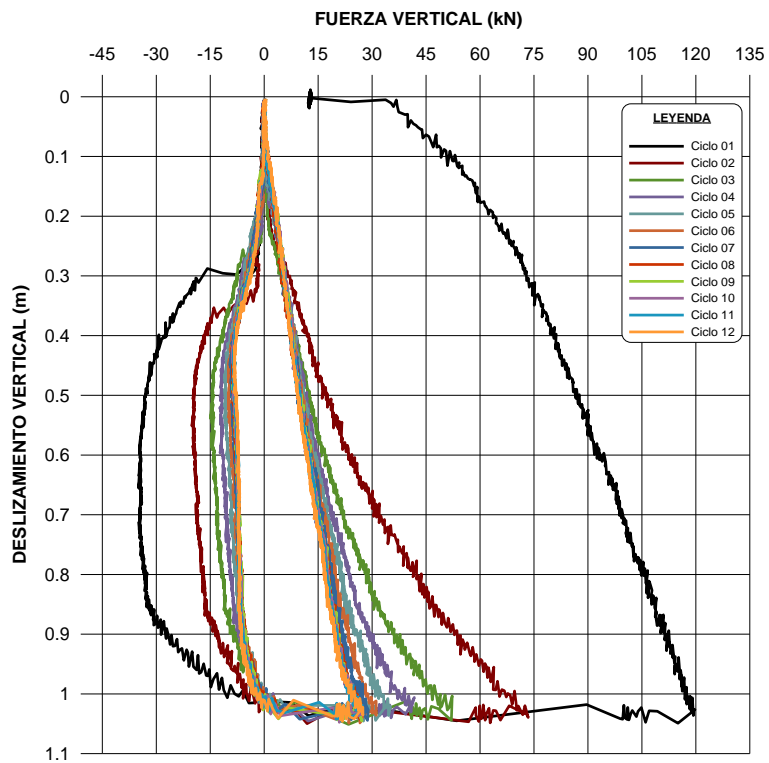


Su 14kPa - Test 2 - P2
(Prototipo)

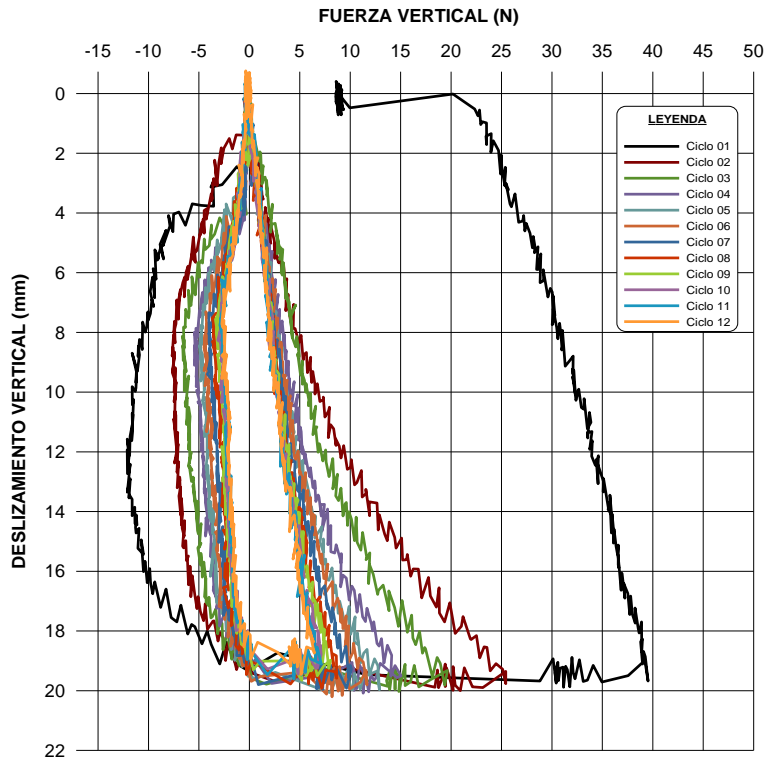




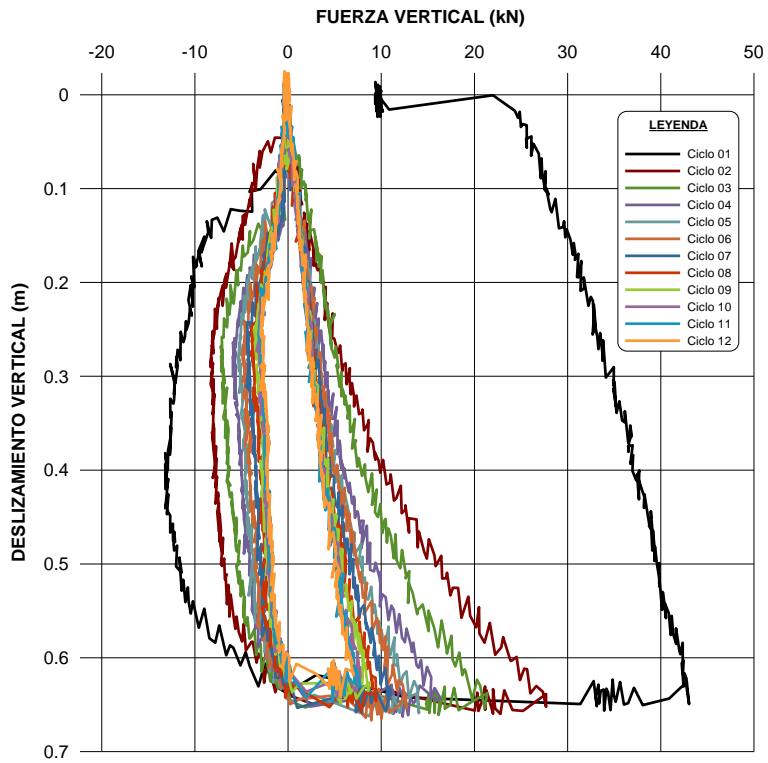
Su 14kPa - Test 3 - P2
(Modelo)



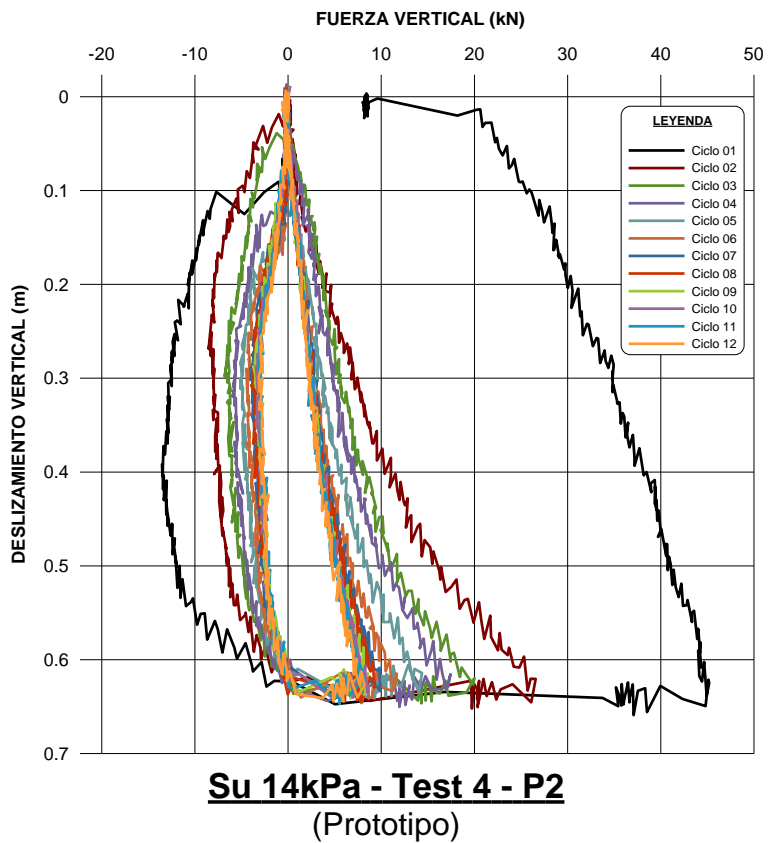
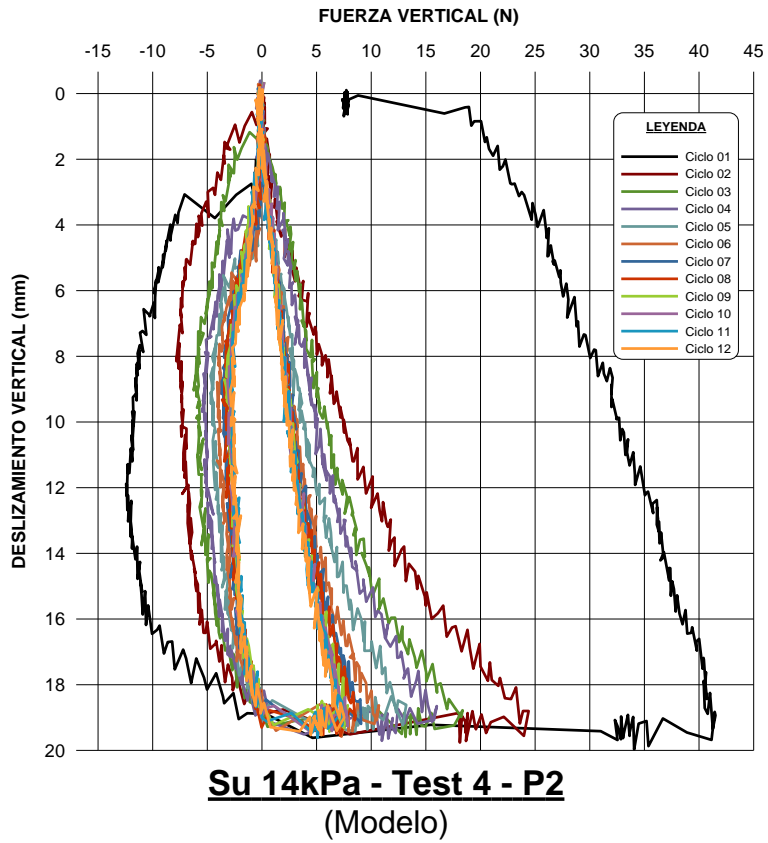
Su 14kPa - Test 3 - P2
(Prototipo)

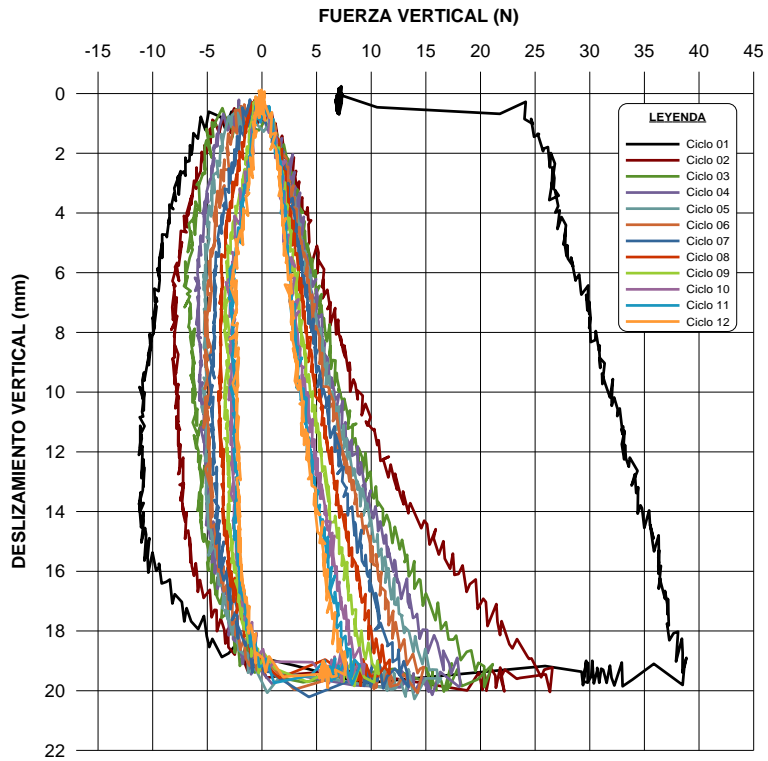


Su 14kPa - Test 4 - P1
(Modelo)

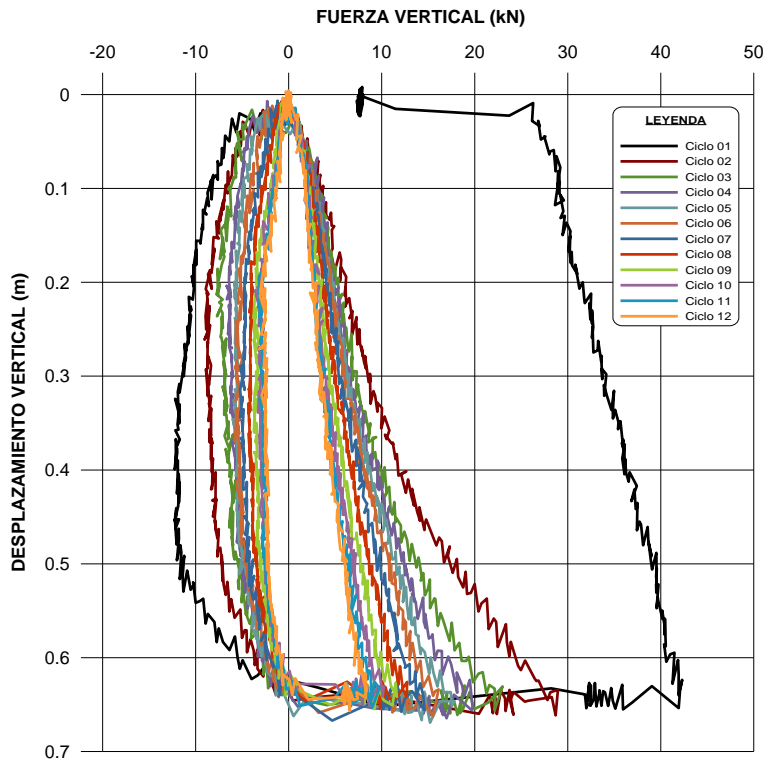


Su 14kPa - Test 4 - P1
(Prototipo)

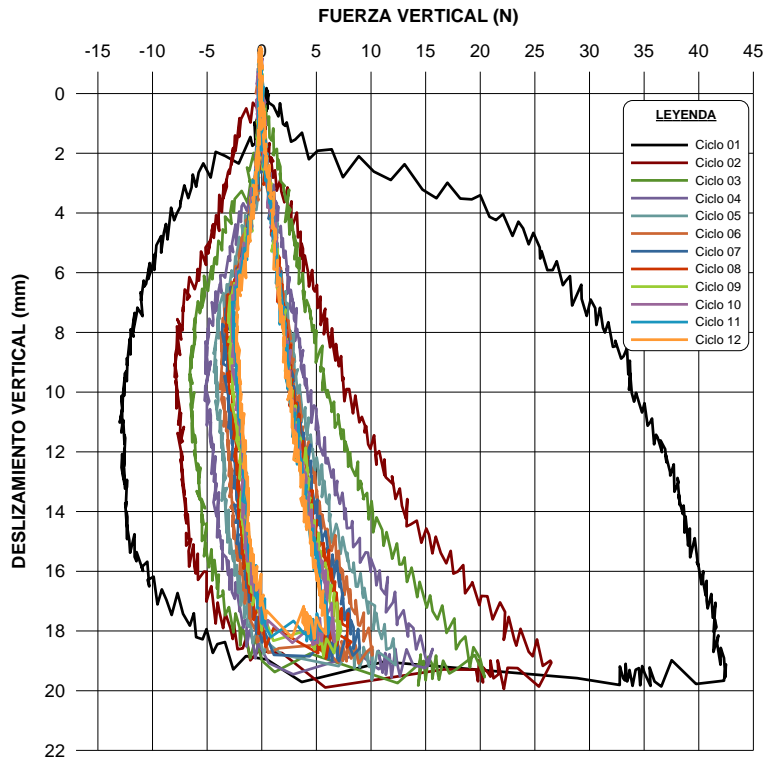




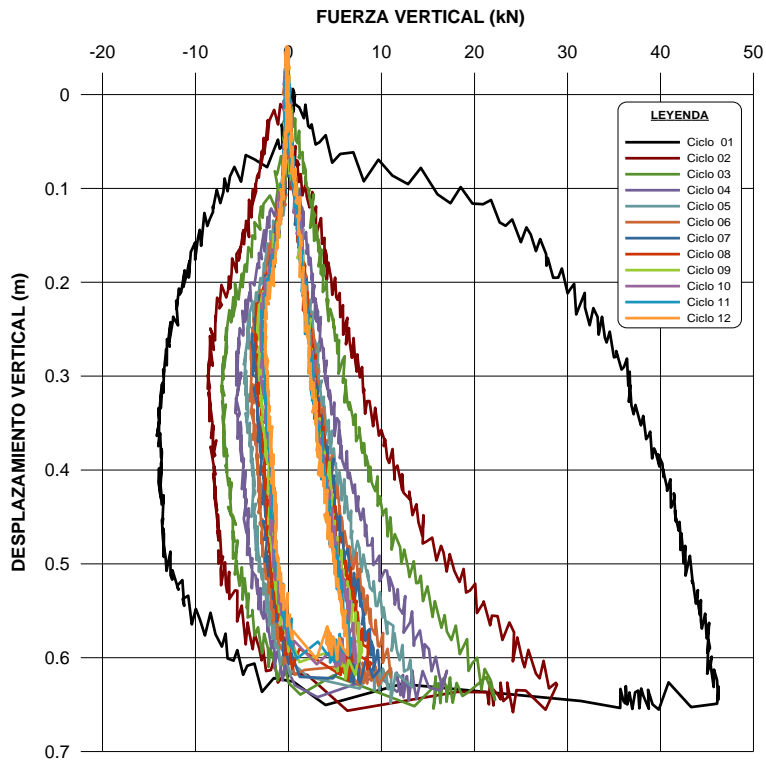
Su 14kPa - Test 5 - P1
(Modelo)



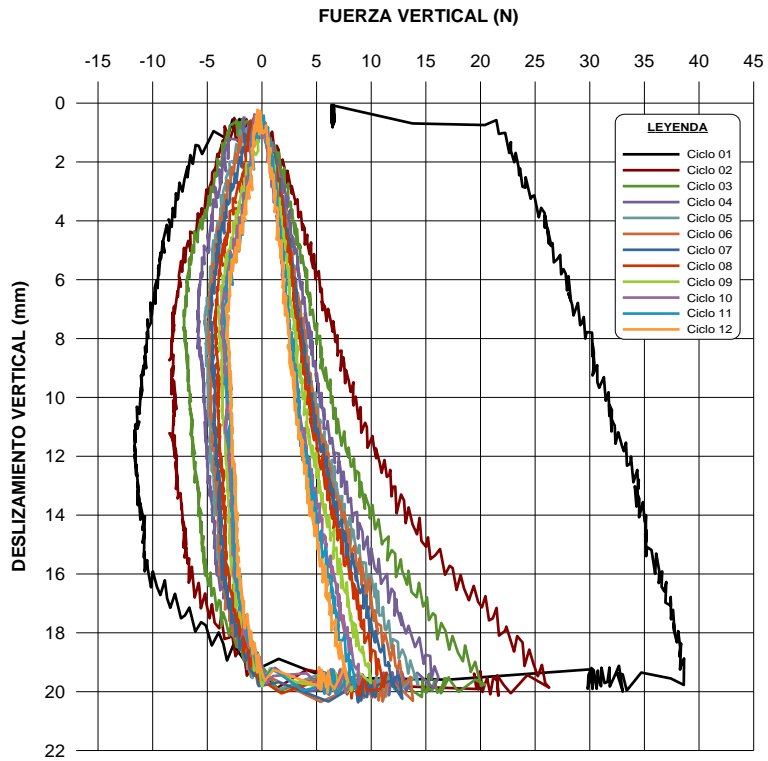
Su 14kPa - Test 5 - P1
(Prototipo)



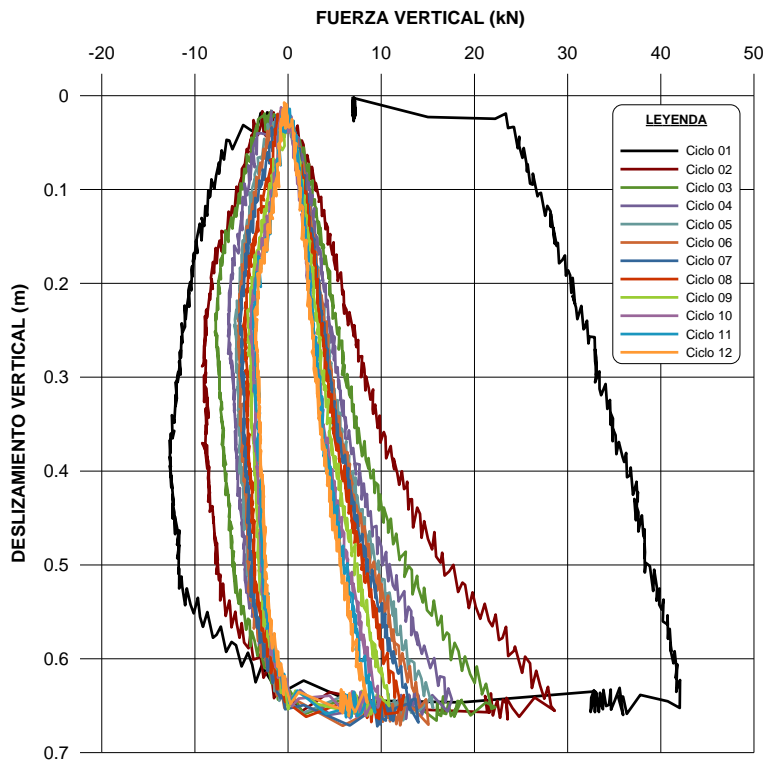
Su 14kPa - Test 5 - P2
(Modelo)



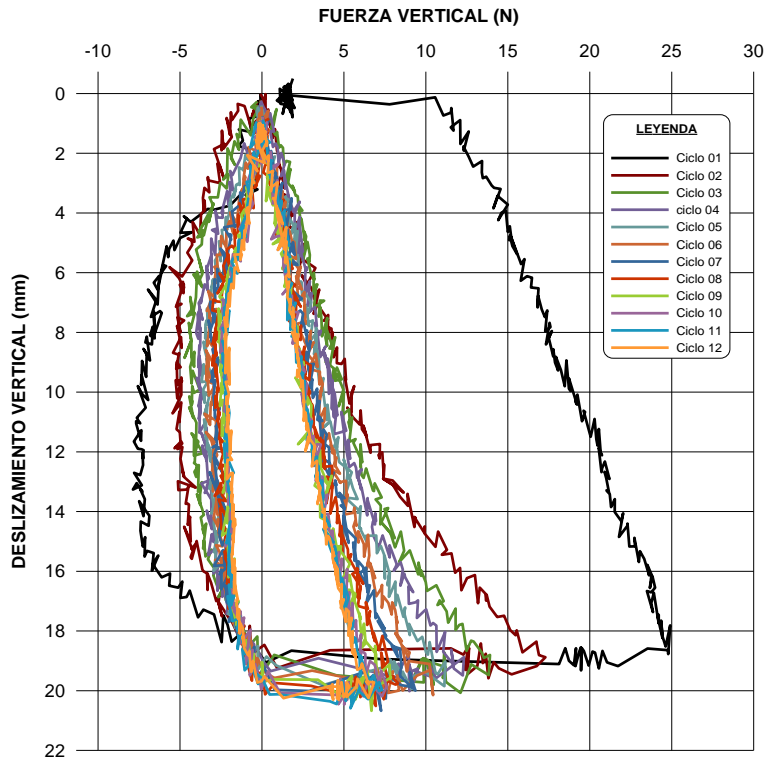
Su 14kPa - Test 5 - P2
(Prototipo)



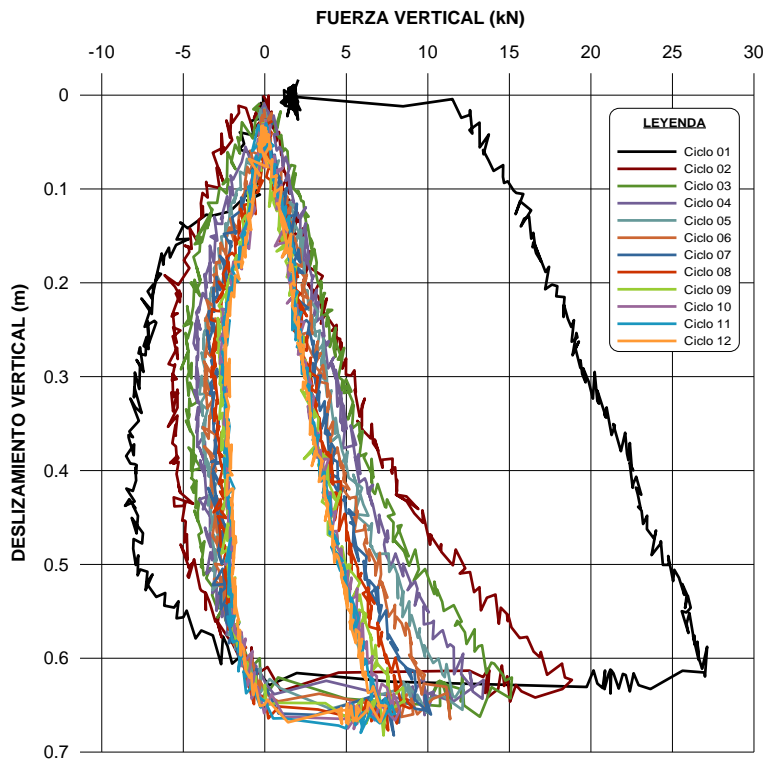
Su 14kPa - Test 5 - P3
(Modelo)



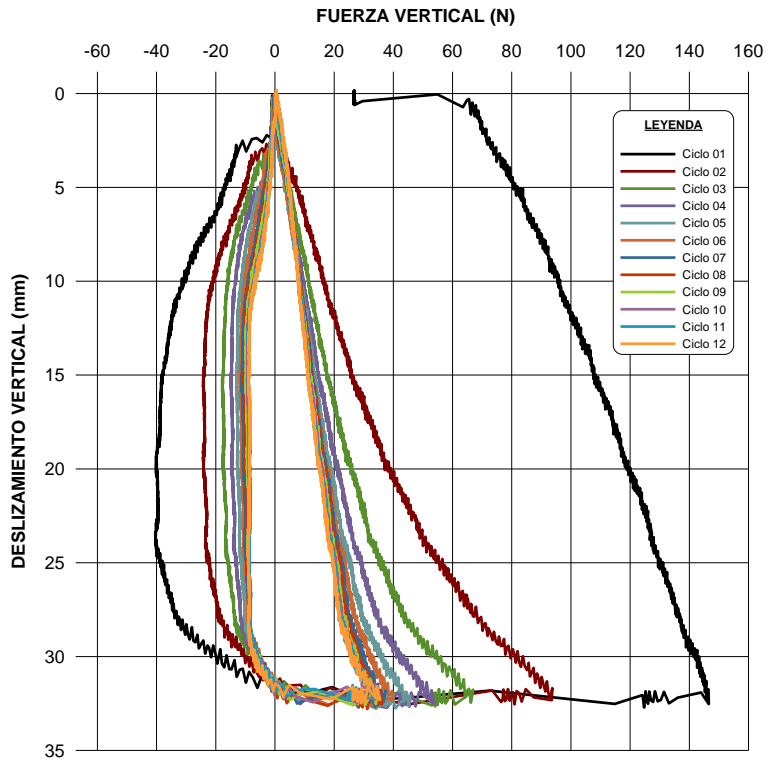
Su 14kPa - Test 5 - P3
(Prototipo)



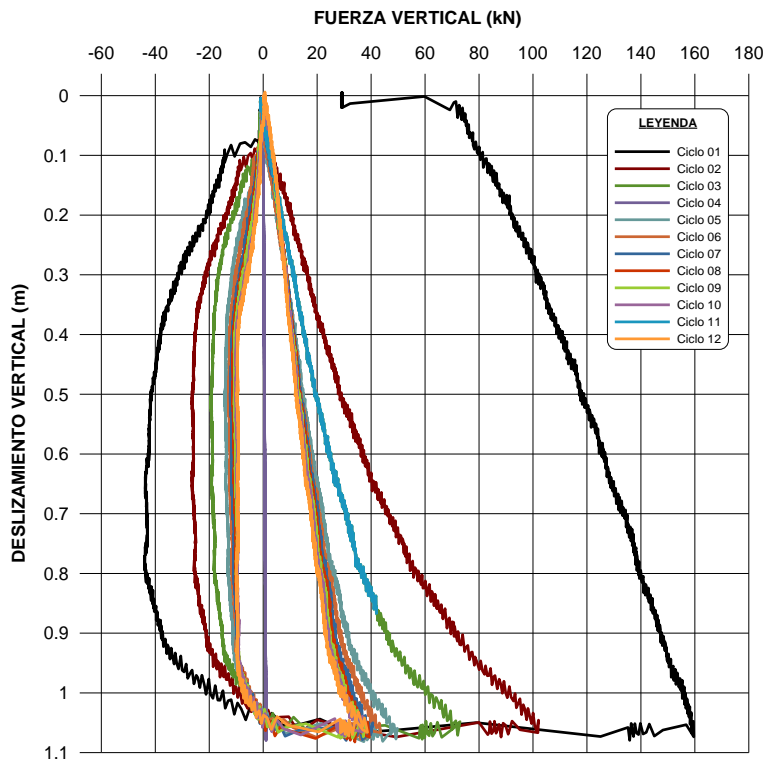
Su 14kPa - Test 6 - P1
(Modelo)



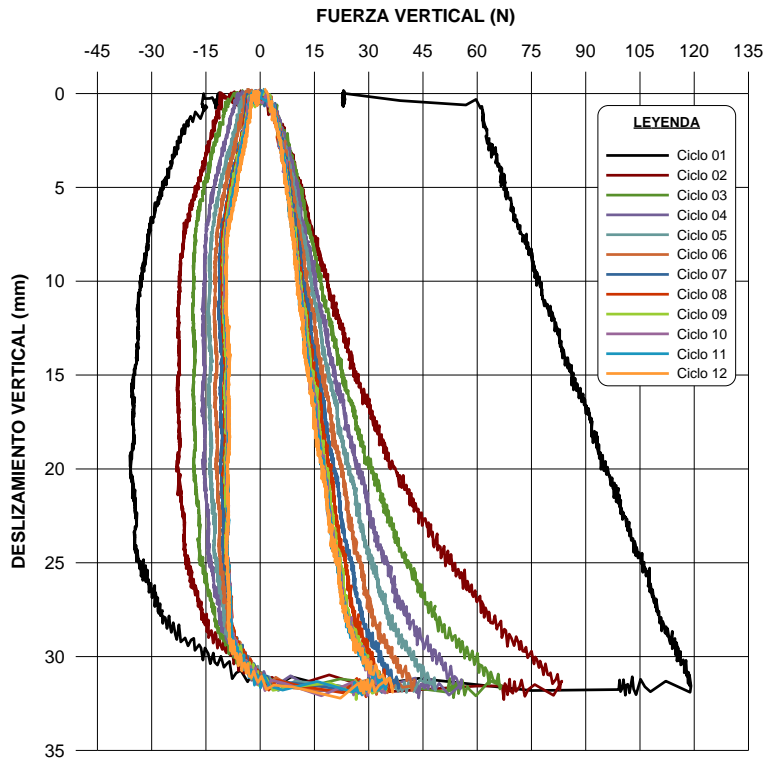
Su 14kPa - Test 6 - P1
(Prototipo)



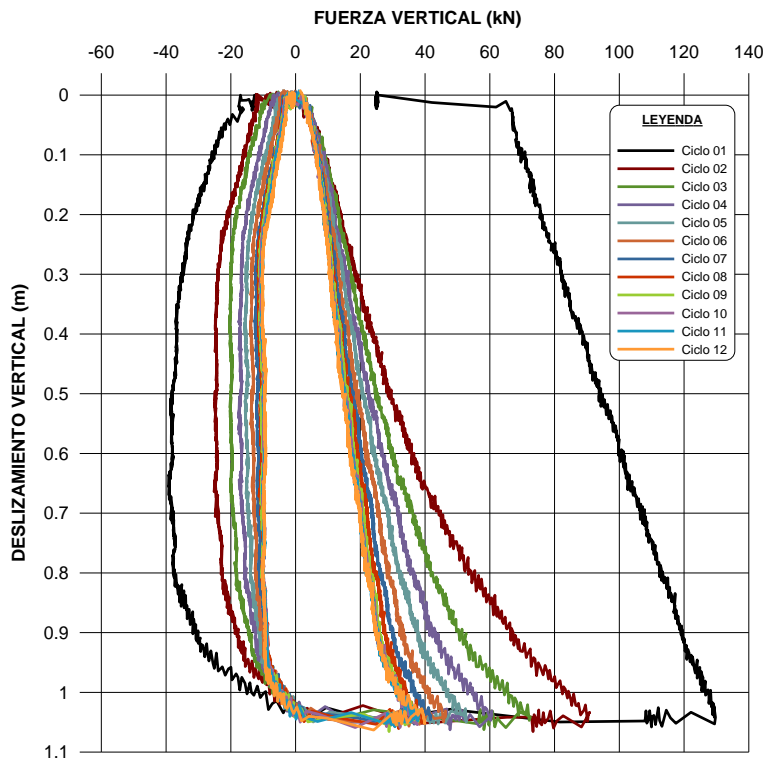
Su 14kPa - Test 6 - P2
(Modelo)



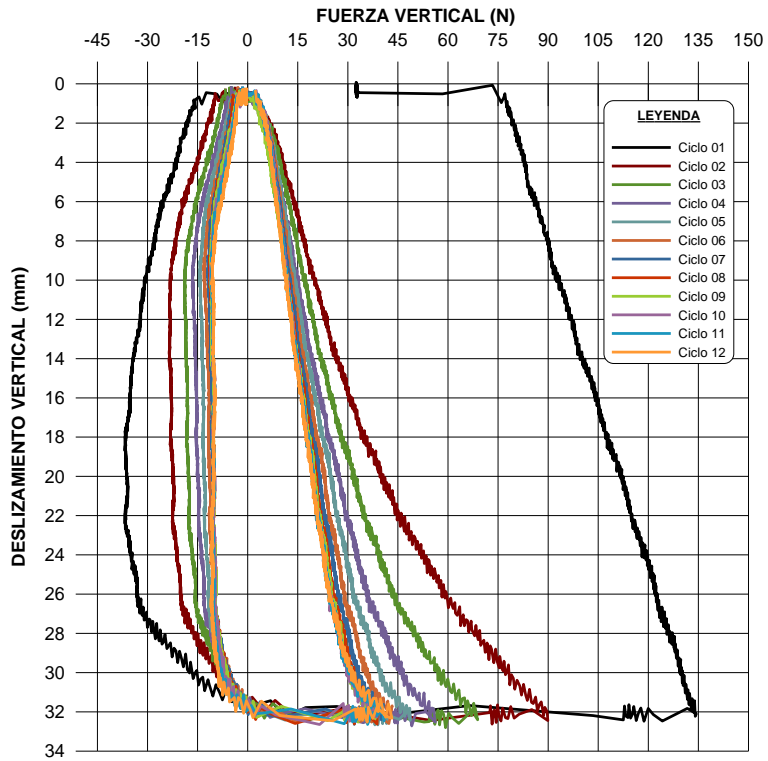
Su 14kPa - Test 6 - P2
(Prototipo)



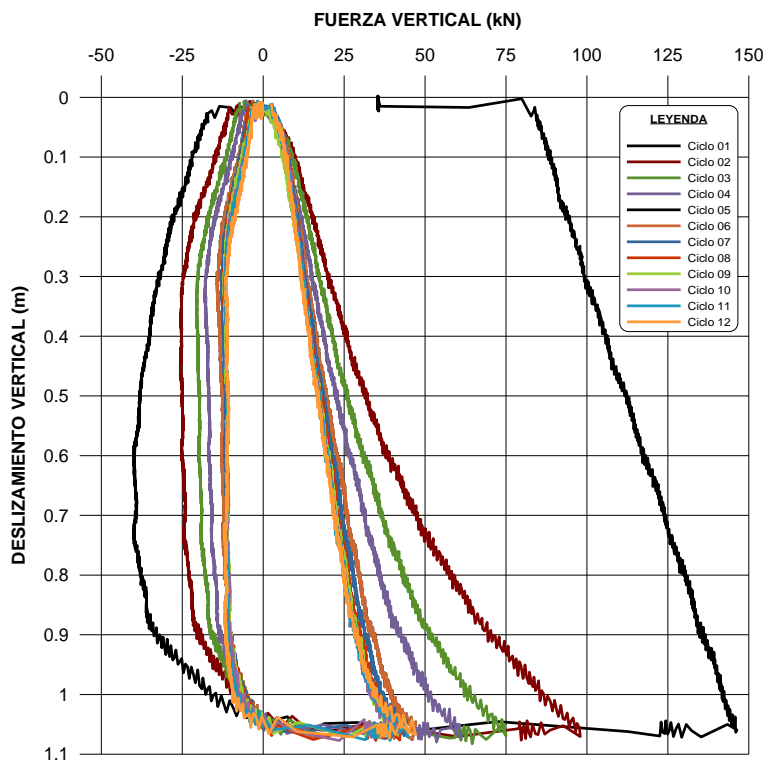
Su 14kPa - Test 7 - P1
(Modelo)



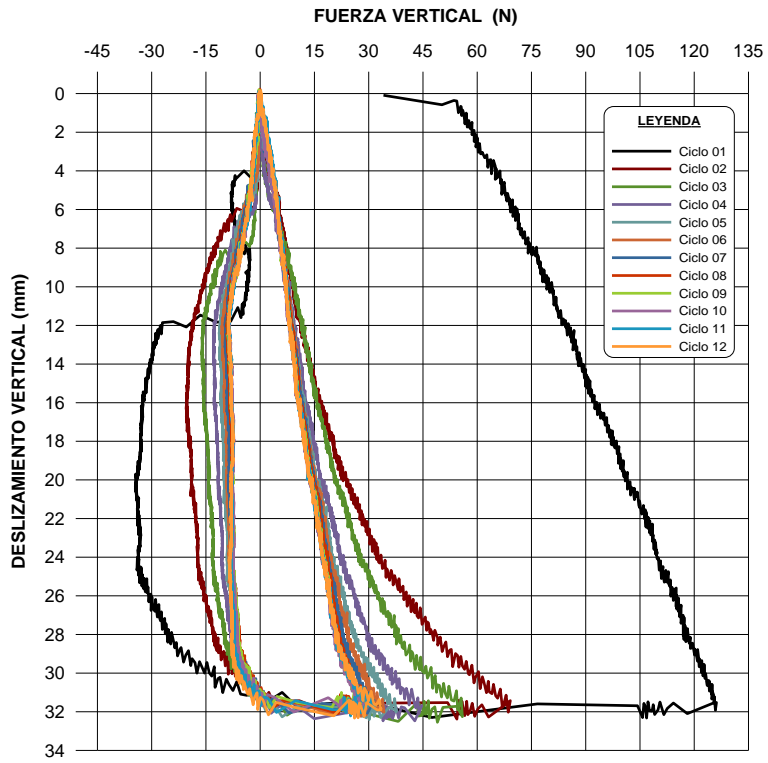
Su 14kPa - Test 7 - P1
(Prototipo)



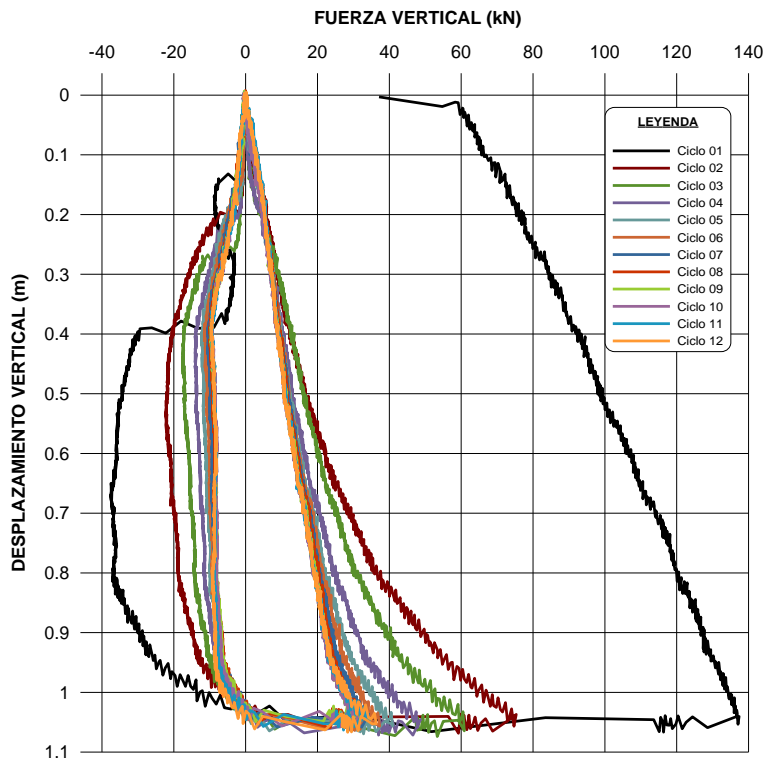
Su 14kPa - Test 7 - P2
(Modelo)



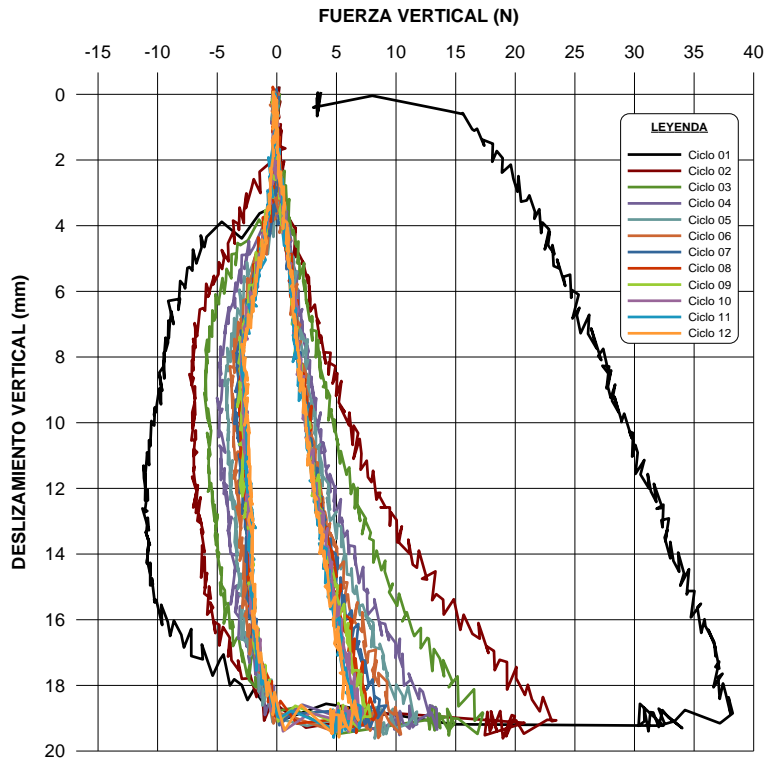
Su 14kPa - Test 7 - P2
(Prototipo)



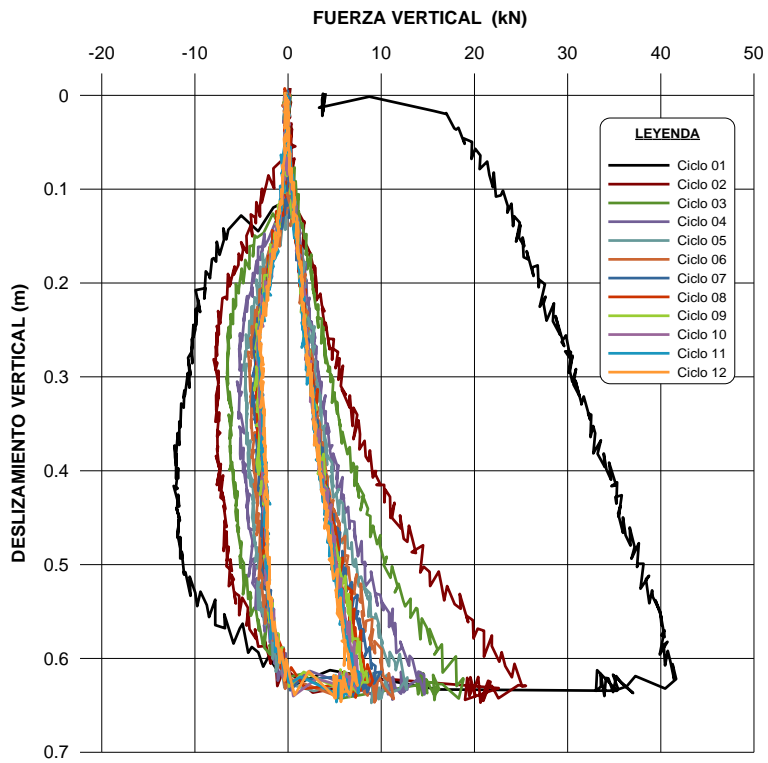
Su 14kPa - Test 8 - P3
(Modelo)



Su 14kPa - Test 8 - P3
(Prototipo)



Su 14kPa - Test 9 - P1
(Modelo)



Su 14kPa - Test 9 - P1
(Prototipo)

