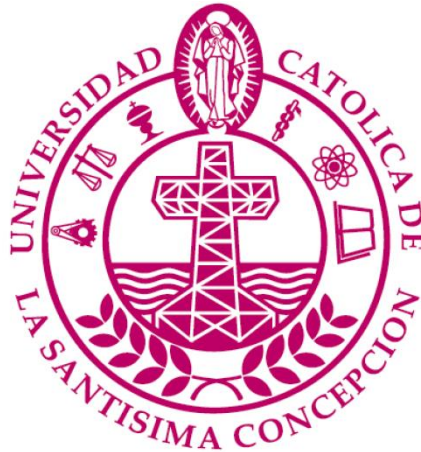


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL IMPACTO DE LA PROFUNDIDAD DE ENTIERRO
SOBRE TUBERÍAS, SOMETIDAS A CARGAS DE COMPRESIÓN**

VICENTE ANDRÉS CHÁVEZ CIFUENTES

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

Mauricio Villagrán V.

Profesor Informante

Claudio Oyarzo V.

Concepción, septiembre de 2016

Resumen

Las tuberías submarinas enterradas a poca profundidad son de uso frecuente en la industria costa afuera. A lo largo de los años se han presentado diversos casos en donde estas se deforman excesivamente estando enterradas, aparentemente producto de cargas de compresión a lo largo de estas, dejándolas fuera de servicio. Entre los factores que podrían provocar el pandeo se encuentra la licuación del suelo sobre la superficie del fondo marino. En este trabajo se presentan los resultados de un estudio experimental, en el que se busca determinar la contribución del suelo en la resistencia al pandeo de una tubería de cobre de 3m de largo, enterrada en arena bajo cargas de compresión. Para ello se varió las profundidades de entierro entre cero a cuatro veces el diámetro exterior de la tubería (0D, 1D, 2D, 3D, 4D). Los experimentos se realizaron basados en la metodología planteada por Ommundsen, 2009, en la cual se usaba un cajón de ensayo, para enterrar la tubería y se aplicaba una fuerza de compresión mediante una gata hidráulica que en su pistón contaba con una celda de carga para medir la fuerza de compresión, además en el centro de la tubería era colocado un *strain gauge* unidireccional para medir la deformación del ducto. Basado en los resultados obtenidos se concluye que la contribución del suelo a la resistencia al pandeo, es significativa llegando a obtenerse resistencias de alrededor del doble para profundidades de entierro iguales a un diámetro de la tubería y de hasta seis veces la resistencia al pandeo crítico, para 4 veces el diámetro. Lo anterior refuerza la hipótesis de que una eventual licuación del suelo pudiese generar deformaciones importantes al existir cargas de compresión residuales en la tubería.

Abstract

Submarine pipes buried at shallow depth are frequently used by the Offshore Industry. Throughout the years there have been a number of cases in which these pipes have excessively warped due to being placed underground. Apparently, this has occurred due to compressive loads along the pipes and have been, therefore, put out of service. Among the factors that could cause the warp are the liquefaction of the soil of the seafloor. In this paper, the results of an experimental study are presented which look forward to establishing the contribution of the soil in the resistance to warp of a three-meter-long copper pipe buried in sand under compressive loads. For this purpose, the depths varied from zero to four times the outer diameter of the pipe (0D, 1D, 2D, 3D, 4D). The experiments were made based on the methodology presented by Ommundsen (2009) in which a crate was used for testing. A pipe was buried and compression strength was applied by means of a hydraulic jack whose load cell at its piston was used to measure the compression strength. Furthermore, at the center of the pipe a unidirectional strain gauge was placed in order to measure its warp. On the basis of the obtained results, one may conclude that the contribution of the soil to the warp resistance is significant. It achieved twice the resistance for depths equal to one diameter of the pipe and even six times the resistance to critical warp with four times the diameter. All this reinforces the hypothesis that an eventual liquefaction of the soil could generate a significant warp in case there are residual compressive loads in the pipe.

A mis padres

Agradecimientos

En primer lugar agradecer a mi profesor guía el Sr. Mauricio Villagrán, por darme la oportunidad de trabajar con él, y por la muy buena disposición mostrada a lo largo de todo el período de trabajo.

Al profesor Claudio Oyarzo por sus certeros consejos durante el transcurso de este trabajo, los cuales me ayudaron a realizar un trabajo de mayor calidad.

A mis compañeros del laboratorio de hidráulica los cuales me ayudaron en diversas ocasiones durante el transcurso de esta tesis, especialmente a Luis Zamora y Javiera Padilla quienes fueron de gran ayuda en la utilización de los equipos de medición, facilitándome en gran medida esta labor. Mención especial a Francisco Vásquez el cual tuvo la dedicación y el tiempo de ayudarme en reiteradas ocasiones durante este trabajo.

Finalmente agradecer a mis padres, por entregarme todas las herramientas que estaban a su alcance, y el constante apoyo durante todos estos años de formación.

Índice de contenidos

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Objetivos.	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.2 Metodología.....	3
Capítulo 2. Marco teórico	4
2.1 Interacción suelo tubería.	4
2.1.1 Tipos de suelo y clasificación.....	4
2.1.2 Coeficientes de fricción.	8
2.2 Interacción suelo-oleaje-tubería.	10
2.2.1 Licuación.	12
2.3 Carga de pandeo teórico.....	15
2.4 Pandeo vertical.	16
2.4.1 Solución analítica para el pandeo vertical.	18
2.4.2 Estabilización de la tubería.	19
Capítulo 3. Análisis experimental.....	25
3.1 Preparación del cajón de ensayo.....	26
3.2 Preparación del <i>strain gauge</i>	28
3.3 Equipos.....	29
3.3.1 Tubería.....	29
3.3.2 Gata hidráulica.....	30
3.3.3 Sistema de adquisición de datos NI cDAQ-9174.	30
3.3.4 Celda de Carga.....	31
3.3.5 Strain Gauges.....	32
Capítulo 4. Experimentación.....	33
4.1 Descripción de los ensayos.....	34
Capítulo 5. Resultados	38
5.1 Granulometría.....	38
5.2 Calibración de la celda de carga.....	39

5.3 Resultados ensayos con distintas imperfecciones verticales.	41
5.4 Carga crítica de pandeo teórica.	43
5.5 Resultados ensayos con distintas profundidades de entierro.....	43
5.5.1 Profundidad de entierro 1D.....	43
5.5.2 Profundidad de entierro 2D.....	44
5.5.3 Profundidad de entierro 3D.....	46
5.5.4 Profundidad de entierro 4D.....	46
5.6 Resultados ensayos con distintas profundidades de entierro teórico.	48
Capítulo 6. Discusiones y Conclusiones.	49
6.1 Discusiones.....	49
6.2 Conclusiones.	55
Capítulo 7. Bibliografía.....	57

Índice de figuras

- Figura 1.1. Esquema tubería empotrada a poca profundidad en la costa.
- Figura 2.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS.
- Figura 2.2. Modelo de fricción anisotrópico entre la tubería y el suelo (Qiang Bai, 2014).
- Figura 2.3. Características del exceso de presión de poros entre terremotos y oleaje, (Zen & Yamazaki, 1990).
- Figura 2.4. Tubería enterrada en el fondo marino, (Jeng, 2001).
- Figura 2.5. Coeficiente de longitud efectiva valores teóricos y recomendados (ICHA tomo I, 2000).
- Figura 2.6. Pandeo vertical en una tubería enterrada en el fondo marino (Pedersen P T, 1988).
- Figura 2.7. Curva de respuesta al pandeo vertical (Qiang Bai, 2014).
- Figura 2.8. Imperfección entre la base del fondo marino y la tubería, (Qiang Bai, 2014).
- Figura 2.9. Imperfección con un vacío entre la tubería y la base del fondo marino, (Qiang Bai, 2014).
- Figura 2.10. Tubería con imperfección vertical bajo cargas axiales y verticales, (Qiang Bai, 2014).
- Figura 2.11. Fuerza axial y largo del vano, adimensional, (Qiang Bai, 2014).
- Figura 3.1. Cajón de ensayos, apoyos.
- Figura 3.2. Esquema de la gata hidráulica junto con la celda de carga.
- Figura 3.3. Cajón de ensayos.
- Figura 3.4. Imperfección vertical.
- Figura 3.5. Equipos de medición conectados a la tubería.
- Figura 3.6. a) Soldadura b) Pulido c) Etapa final.
- Figura 3.7. Gata hidráulica tipo botella con capacidad de 2 ton.
- Figura 3.8. a) NI cDAQ-9174 b) NI 9237 c) NI9235.
- Figura 3.9. a) Celda de carga Honeywell modelo 41 b) Celda de carga montada a la gata.
- Figura 3.10. a) Esquema *strain gauge* b) *strain gauge* instalado en la tubería.
- Figura 4.1. Zonas de carga y descarga.
- Figura 4.2. Ciclos de carga y descarga del pistón gráfico deformación.

Figura 4.3. Leyenda código ensayos.

Figura 5.1. Curva granulométrica de la arena Playa Blanca.

Figura 5.2. Factor de conversión vs mV/V .

Figura 5.3. Gráficos carga y deformación unitaria del ensayo L1N0DII.

Figura 5.4. Comparación de la carga para los ensayos L1A0DI, L5A0DI, y L1N0DII.

Figura 5.5. Gráficos carga y deformación unitaria del ensayo L1N1DI.

Figura 5.6. Comparación de la carga de los ensayos L1N2DI y L1N2DII.

Figura 5.7. Comparación de la deformación unitaria de los ensayos L1N2DI y L1N2DII.

Figura 5.8. Gráfico de carga ensayo L1N3DI.

Figura 5.9. Comparación de la carga de los ensayos L1N4DI y L1N4DII.

Figura 5.10. Comparación de la deformación unitaria de los ensayos L1N4DI y L1N4DII.

Figura 6.1. Comparación gráficos de carga ensayos L1N1DI, L1N2DI, L1N2DII, L1A3DI, L1N4DI, y L1N4DII.

Figura 6.2. Comparación gráficos deformación unitaria ensayos L1N1DI, L1N2DI, L1N2DII, L1A3DI, L1N4DI, y L1N4DII.

Figura 6.3. Diferencia vs carga crítica.

Figura 6.4. Carga crítica máxima/Carga crítica de pandeo vs Profundidad de entierro/Diámetro.

Figura 6.5. Curva teórica y experimental.

Índice de tablas

Tabla 2.1. Parámetros de diseño para suelos arenosos y arcillosos.

Tabla 2.2. Propiedades de suelos no cohesivos.

Tabla 2.3. Comparativa licuación inducida por terremotos y oleaje.

Tabla 3.1. Propiedades *strain gauge*, modelo PFL-20-11.

Tabla 4.1. Ensayos realizados.

Tabla 5.1 Granulometría de la arena playa Blanca.

Tabla 5.2. Diámetros efectivos, C_u y C_{cu} .

Tabla 5.3. Calibración de la celda de carga.

Tabla 5.4 Valores y resultado pandeo Euler.

Tabla 5.5 Carga crítica teórica.

Tabla 6.1. Porcentaje de aumento de resistencia al pandeo con respecto a la carga máxima de la tubería para distintas profundidades de entierro.

Tabla 6.2. Salto de deformación entre zona de compresión a tracción en la tubería.

Tabla 6.3. Diferencia y porcentaje de sobrestimación de los resultados teóricos con respecto a los experimentales.

Capítulo 1. Introducción

El estudio de las tuberías submarinas es uno de las estructuras más complejas en la ingeniería costera. La estabilidad de estas en el fondo marino resulta de suma importancia en la etapa de diseño, puesto que las tuberías pueden hundirse, flotar, pandearse o moverse verticalmente en el fondo marino. Es por esto que se han realizado grandes esfuerzos en entender, y proponer criterios de diseño frente a los modos de falla que presentan las tuberías.

Entre las tipologías de las tuberías submarinas, se pueden definir dos tipos, enterradas (profunda y poco profunda), o colocadas sobre la superficie del fondo marino. Puesto que los ductos enterrados a mucha profundidad presentan grandes costos y además su construcción resulta dificultosa; y por otra parte ductos sobre la superficie están expuestos a las corrientes, maquinarias de pesca, caída de objetos desde la superficie (ej. anclas); es que se opta generalmente por empotrar a poca profundidad las líneas de tuberías, como se observa en la Figura 1.1.

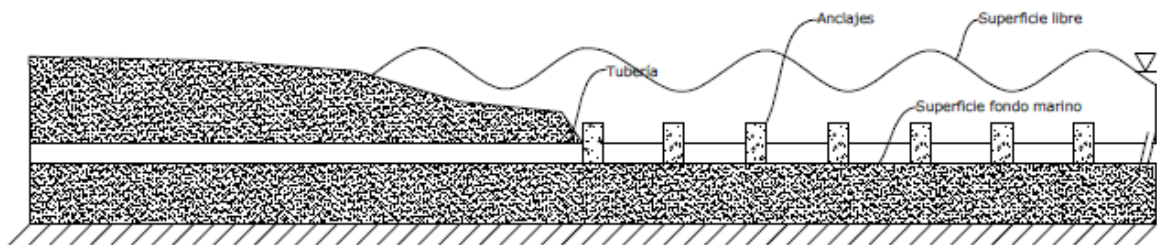


Figura 1.1. Esquema tubería empotrada a poca profundidad en la costa.

Aunque empotrar la tubería reduce el espectro de problemas, esto no quiere decir que no existan. Uno de los factores que debe ser tomado en cuenta es la inestabilidad del fondo marino alrededor de la tubería. Debido a que cuando las olas se propagan sobre el océano, estas generan una fluctuación en la presión de poros y esfuerzos efectivos, factor dominante en el análisis de la estabilidad del fondo marino.

En el momento en que la presión de poros se vuelve excesiva acompañado por un decremento de la tensión efectiva, el lecho marino puede moverse ya sea horizontal (falla cortante) y vertical (licuación), llevando a una inestabilidad en el fondo marino (Jeng 2001; Rahman 1997).

Dado que en condiciones de tormenta, el nivel del mar sube varios metros, aumentando así las fluctuaciones de la presión del oleaje en el fondo marino, resulta posible que se presente licuación sobre el lecho marino, provocando que tuberías enterradas en la costa pierdan la capacidad de confinamiento que les brinda el suelo sobre está, dejándola expuesta a pandearse por fuerzas internas y/o externas axiales transmitidas a lo largo del ducto.

En esta investigación, se abordará de manera experimental la incidencia en la resistencia a la compresión que otorga el suelo alrededor de la tubería. Esto se estudiará mediante diversas configuraciones experimentales en donde se variará el espesor de la capa de suelo sobre la tubería; y de esta manera cuantificar la resistencia a la compresión que se perdería por la eventual licuación del suelo circundante a la tubería.

1.1 Objetivos.

1.2.1 Objetivo general.

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo general cuantificar la contribución del suelo sobre la tubería en la resistencia de pandeo bajo cargas de compresión.

1.2.2 Objetivos específicos.

Como complemento a la investigación fueron abordados los siguientes objetivos específicos:

- Diseñar y calibrar un ensayo experimental que permita estudiar el pandeo de una tubería bajo cargas axiales.
- Relacionar experimentalmente el espesor de la capa de suelo sobre la tubería y la carga máxima de pandeo.
- Analizar el efecto de una imperfección vertical bajo el ducto, replicando el efecto de una roca u otras líneas de tubería bajo el ducto a instalar.

1.2 Metodología.

En primer lugar fue necesario validar un ensayo experimental con el fin de imitar el comportamiento de una tubería enterrada, siendo capaz de medir las variables principales que gobiernan el fenómeno del pandeo local, tales como la fuerza de compresión aplicada y la deformación en el ducto. De esta manera se diseñó y se construyó un cajón de ensayos, que se instrumentó con equipos que permitan medir dichas variables, los que corresponden a una celda de carga, y un *strain gauge* localizado en el centro de la tubería.

Posterior a esto se caracterizó la arena a utilizar en los ensayos, la cual era del sector de Playa Blanca (Coronel, VIII región), mediante un análisis granulométrico y se procedió a ejecutar los ensayos variando las profundidades de entierro entre cero a cuatro veces el diámetro de la tubería. Para ello se implementó una gata hidráulica conectada a una celda de carga para generar y conocer la carga de compresión que se aplica a la tubería. Adicionalmente, en el centro de la tubería se instaló el *strain gauge* que mide la deformación en el ducto y se indujo la zona de falla a través de una imperfección vertical, asegurando de esta forma que la falla ocurra en la zona monitoreada por el sensor de deformaciones. Una vez obtenidos los resultados de las diferentes configuraciones, se analizaron y compararon para obtener las conclusiones del proyecto.

Capítulo 2. Marco teórico

2.1 Interacción suelo tubería.

La interacción entre el fondo marino y la tubería, a menudo llamada modelo de interacción suelo-tubería, se compone de la rigidez del fondo marino, y la resistencia a la fricción del suelo a movimientos tanto longitudinales como laterales, los cuales están basados en la teoría de fricción de Coulomb.

Esta interacción afecta en varios aspectos a las tuberías submarinas, desde la instalación hasta su etapa de operación. Entre algunos factores podemos nombrar.

- La estabilidad lateral en la parte inferior de la tubería bajo fuerzas hidrodinámicas durante la instalación y operación.
- La expansión térmica de la tubería y el pandeo global.
- Los métodos de colocación de la tubería.
- Los claros libres (*spanning pipelines*) a lo largo de la tubería.

2.1.1 Tipos de suelo y clasificación.

Para la modelación de la interacción suelo-tubería, es necesario saber que tipo de suelo está en contacto con la tubería, para esto se realizan estudios geofísicos y geotécnicos que permiten clasificar el suelo a lo largo de la tubería, en la Tabla 2.1, se observan algunos parámetros de diseño para suelos arenosos y arcillosos, respectivamente.

En ambientes submarinos, generalmente la presión del agua es lo suficientemente alta y los suelos están saturados con agua, esto resulta de suma importancia, ya que dependiendo del comportamiento del suelo ante las cargas se puede diferenciar entre suelos drenados y no drenados.

Tabla 2.1. Parámetros de diseño para suelos arenosos y arcillosos.

	Suelos arenosos	Suelos arcillosos
Parámetros del material	Gradiente, gravedad específica	Límite líquido y plástico
	Relación de vacíos en estado suelto y denso	Gravedad específica Resistencia al corte remoldeada
Parámetros In-situ	Relación de vacíos y densidad relativa	Contenido de agua y índice de liquidez
	Densidad aparente y seca	Resistencia al corte no drenada
	Ángulo de fricción máximo	Sensibilidad, parámetros de consolidación
	Módulo de balasto	Módulo de balasto
	Permeabilidad	

Fuente: Qiang Bai, 2014.

Para el caso de las arcillas, las cuales presentan velocidades de carga comunmente mayores a la velocidad a la cual el agua en los poros puede entrar o salir de los vacíos entre partículas, presentan permeabilidades bajas (del orden de $10^{-9}m/s$), por tanto se dice que tienen comportamiento no drenado; donde su resistencia está dada por la “resistencia al corte no drenado”, denotada por el simbolo S_u o C_u . Por otra parte para el caso de las arenas donde el agua en los poros puede moverse dentro o fuera entre las partículas a una velocidad mayor que la velocidad de carga, se habla que tienen un comportamiento drenado, donde su resistencia esta dada en términos del ángulo de fricción ϕ .

En suelos no cohesivos (arenas) la densidad relativa D_r resulta una buena medida para caracterizar el suelo, la cual indica el grado de compactación de suelos en suelos granulares.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad [\text{Ec. 2.1}]$$

Dónde:

e_{max} = razón de vacíos en su estado más compacto.
 e_{min} = razón de vacíos en su estado más suelto.

e = razón de vacíos en su estado natural.

La Tabla 2.2 muestra una relación general entre la densidad relativa, la resistencia de penetración, y el ángulo de fricción interno (por Peck (1974), y Meyerhof (1956)) para suelos no cohesivos, datos que pueden ser usados en diseños preliminares.

Tabla 2.2. Propiedades de suelos no cohesivos.

Tipo de suelo	Resistencia a la penetración, N	Densidad relativa, D_r	Ángulo de fricción interna	
			Peck (1974)	Meyerhof (1956)
Arenas muy suelta	<4	<0.2	<29	<30
Arena suelta	4-10	0.2-0.4	29-30	30-35
Arena media	10-30	0.4-0.6	30-36	35-40
Arena densa	30-50	0.6-0.8	36-41	40-45
Arena muy densa	>50	>0.8	>41	>45

Fuente: Qiang Bai, 2014.

Otro excelente método para la clasificación del suelo para proyectos de líneas de tuberías es la clasificación ASTM Unified Soil Classification System (USCS), el cual se abordará a continuación.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS.

El método más utilizado actualmente para la clasificación de suelos es el USCS normado en la ASTM D 2487 (2011).

Este sistema cubre los suelos grueso y finos, separando a ambos por el tamizado a través de la malla 200 (0.075 mm), puesto que partículas gruesas no atraviesan dicha malla caso contrario a las partículas finas. Considerando a un suelo como grueso si más del 50% es retenido en la malla 200, y fino si más del 50% atraviesa la malla 200.

A continuación en la Figura 2.1 muestra el diagrama de flujo que ayudan a la clasificación de suelo para USCS.

CLASIFICACION DE SUELOS USCS

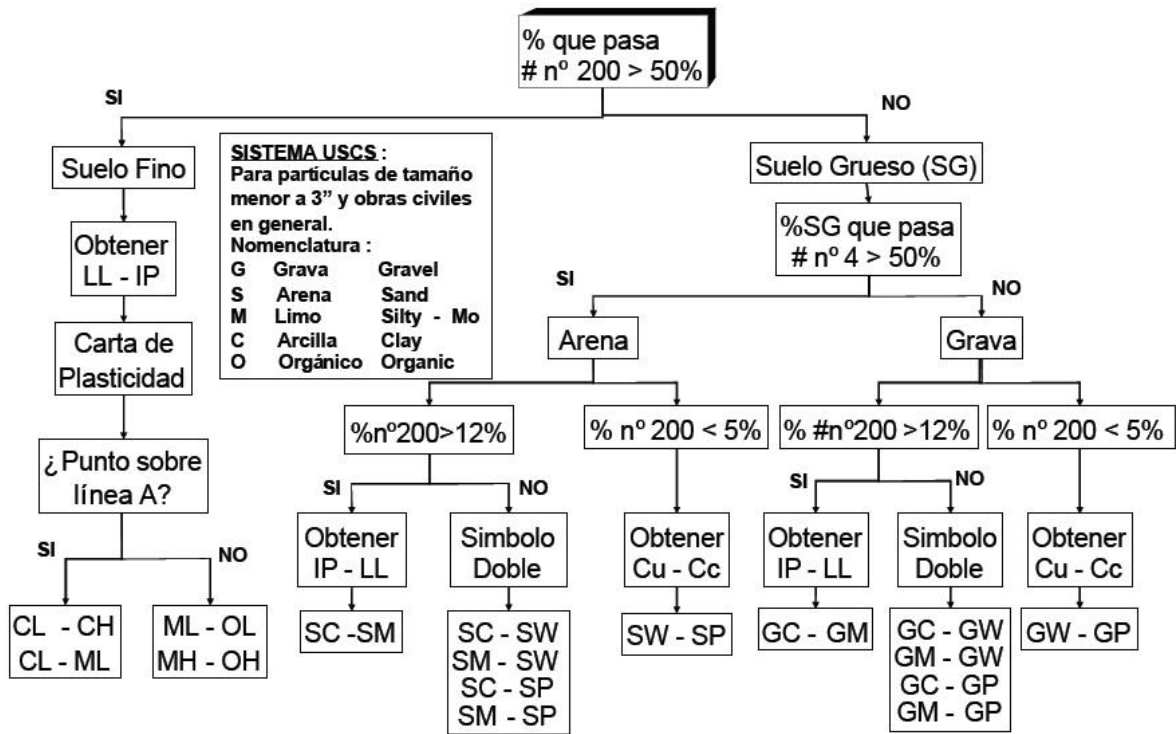


Figura 2.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS.

Para clasificar adecuadamente los suelos, es necesario conocer su distribución granulométrica. En el caso de la fracción gruesa, como las arenas (material con un tamaño mayor a 0.075 mm) se utiliza el análisis granulométrico por tamices. El cual se realiza de acuerdo a las normas ASTM D-421-85, 2007 y/o NCh 165 Of. 77. Donde fueron necesarios los coeficientes de uniformidad y curvatura, para la correcta clasificación de la arena Playa Blanca.

Coeficientes de Uniformidad (C_u).

Como una medida simple de la uniformidad de la curva granulométrica de un suelo Hazen (1892), propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad [\text{Ec. 2.2}]$$

Dónde:

d_{60} = diámetro o tamaño de la partícula por el cual pasa el 60% de la muestra.

d_{10} = diámetro o tamaño de la partícula por el cual pasa el 10% de la muestra.

Para suelos con $C_u < 3$ se consideran suelos muy uniformes. Para efectos de la clasificación USCS, se consideran granulometrías uniformes $C_u < 6$ para arenas.

Coeficientes de Curvatura (C_{cu}).

Para establecer la forma de la curva granulométrica se utiliza el coeficiente de curvatura.

$$C_{cu} = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} \quad [\text{Ec. 2.3}]$$

Donde valores muy pequeños de C_{ccu} indican que la curva granulométrica es convexa (bien graduado), valores próximos a 1 indican que la curva es casi lineal o recta, mientras que valores mayores a 1 que la curva es cóncava (mal graduado).

2.1.2 Coeficientes de fricción.

El modelo de fricción de Coulomb es el método más simple y clásico para describir la interacción suelo-tubería a lo largo de la superficie del suelo. En este modelo, la fuerza de fricción es proporcional a la presión normal de la tubería al suelo, y se encuentran dos coeficientes de fricción, el lateral y el axial.

El coeficiente de fricción lateral es aplicable para un movimiento lateral de una tubería sin enterrar en el fondo marino, mientras que el coeficiente de fricción axial es aplicable para un movimiento longitudinal (axial), de una tubería sin enterrar en el fondo marino. Un modelo de fricción anisotrópico, se muestra la Figura 2.2 en donde se definen los coeficientes de fricción en la dirección lateral y longitudinal de la tubería.

Modelos de fricción que no son fáciles de cuantificar, ya que depende tanto de las características de la tubería y del suelo.

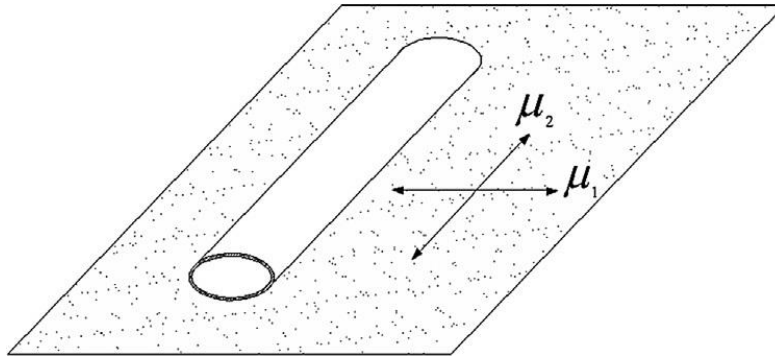


Figura 2.2. Modelo de fricción anisotrópico entre la tubería y el suelo (Qiang Bai, 2014).

Efectos de la fricción lateral.

La selección de un coeficiente de fricción lateral depende de las propiedades del suelo y el tipo de análisis que se tenga en consideración. Un rango amplio de coeficientes de fricción deben ser tomados en cuenta, debido a la incertidumbre que presentan, por ejemplo en el análisis de liras de expansión (*loop expansion*), un alto coeficiente lateral de fricción lleva a una alta retención por fricción, por lo tanto grandes momentos de flexión y tensiones en la curva que conecta la lira de expansión a la tubería; lo que requiere una gran fuerza de compresión efectiva para iniciar el pandeo. Si un coeficiente bajo es usado, la retención lateral se reduce significativamente y resulta en que la tubería se pandee más fácilmente (Qiang Bai, 2014).

Efectos de la fricción axial.

La elección de un coeficiente de fricción axial depende del tipo de análisis a ser desarrollado. Por ejemplo, la máxima carga de tracción (*pull loads*) esperada debe ser calculada asumiendo grandes fuerzas de fricción, mientras que el movimiento de expansión para la misma tubería debe ser calculado usando el menor valor del rango, porque una menor fricción axial incrementa la expansión al final de la tubería. Además una fricción axial baja permite que una prolongada tubería, cree suficiente fuerza axial de compresión efectiva para iniciar el pandeo lateral.

El entierro de la tubería tiene un pequeño efecto en el coeficiente axial o de fricción. Sin embargo, el empotramiento de la tubería en el fondo marino tiene efectos significativos en la fuerza requerida para mover la tubería lateralmente (Qiang Bai, 2014).

2.2 Interacción suelo-oleaje-tubería.

La respuesta dinámica de los suelos marinos al oleaje ha recibido considerable atención desde 1940, las primeras teorías que se desarrollaron estaban basadas en algunos supuestos, consideraban que el fluido entre los poros era incompresible, que el esqueleto del suelo era rígido, que el flujo de agua en los poros seguía la Ley de Darcy, y que además la distribución del exceso de presión de poros satisfacía la ecuación de Laplace (Hunt 1959; Putnam 1949; Reid y Kajiura 1957). Luego un segundo enfoque analítico fue desarrollado, asumiendo que el suelo se comportaba como un líquido viscoso, es decir como un medio viscoelástico (Gade 1958; MacPherson 1980; Mallard y Darymple 1977). Posterior a esto un tercer enfoque fue desarrollado realizando un modelo lineal del suelo, que consideraba como un medio poroso elástico, usando la teoría de consolidación de Biot (Biot 1941).

Esta teoría trata la consolidación de manera tridimensional con una carga que puede ser variable en el tiempo, también asume que el suelo marino es un material elástico e isotrópico, lo que significa que las propiedades mecánicas del fondo marino bajo pequeñas deformaciones son reversibles, lineales, e isotrópicas. Además el agua contenida en los poros es incompresible, y puede fluir a través del esqueleto poroso de acuerdo con la Ley de Darcy, teoría que ha sido utilizada por un gran número de investigadores ligados al ambiente marino (Dalrymple y Liv 1982; Madsen 1978; Yamamoto 1977 y 1978)

La teoría de Biot representaba la respuesta del suelo a una pequeña amplitud dinámica, de manera satisfactoria, para una serie de fenómenos de la interacción onda-suelo. Sin embargo, para arenas y limos muy densos no se requiere todas las ecuaciones de Biot, para determinar la presión dinámica, y el modelo de presión potencial es adecuado para estos suelos (Madsen 1978; Sleath 1970).

Además de los enfoques mencionados anteriormente sobre la interacción suelo-tubería, se han desarrollado de igual manera estudios sobre la interacción suelo-oleaje-tubería, problema que resulta aún más complejo que el caso suelo-tubería.

Basado en la teoría potencial, se estudió la presión dinámica inducida por el oleaje sobre tuberías enterradas (MacPherson 1978; Spierenburg 1986; MacDougal 1988). No obstante esta teoría se aleja un poco de las condiciones reales del suelo y el flujo en los poros en un medio de dos-fases, además no proporciona ninguna información acerca de las tensiones efectivas y desplazamientos del suelo en el fondo del mar.

Magda (1997) por otra parte, estudió la distribución de la presión de poros inducida por el oleaje alrededor de una tubería variando los grados de saturación del suelo de manera experimental y numérica. Encontrando que para grados de saturación $S=1$, la distribución alrededor de la tubería era uniforme, pero a menores grados de saturación ($S=0.99, 0.98, 0.96$) la distribución de la presión de poros alrededor del ducto comenzaba a no ser uniforme, presentando magnitudes más bajas, en la parte inferior de la tubería; con esto se comprobó que pequeños cambios en el grado de saturación afectan de gran manera la distribución de presión en las tuberías.

Luego, Jeng (2000) realizó un estudio mediante elementos finitos, analizando la respuesta del fondo marino no homogéneo alrededor de una tubería enterrada, utilizando variaciones en los valores de la permeabilidad y módulo de corte del suelo. Factores importantes en la respuesta del fondo marino al oleaje, ya que la permeabilidad es la que permite la infiltración de fluidos a través de los vacíos del suelo, la cual debido al peso propio del suelo y la presión del agua, conlleva a que el suelo se consolide, disminuyendo la permeabilidad del suelo a medida que se aumenta la profundidad. Por otra parte, la rigidez del suelo aumenta con la profundidad (como consecuencia de la constante sobrecarga en el fondo del mar).

En una siguiente publicación Jeng (2001), investigó las deformaciones y tensiones de una tubería enterrada, mediante elementos finitos, dejando de lado el supuesto que la tubería es rígida y no deformable. En su investigación comparó el efecto del fondo marino con la

tubería y sin esta, llegando a la conclusión de que la presencia de esta afecta las proximidades del ducto. Asimismo, investigó de que manera afecta la profundidad de entierro de la tubería, demostrando que a medida que aumenta la profundidad, decrecen las presiones de poros en las proximidades de la tubería.

Un estudio más reciente demostró que la teoría de onda solitaria y la cnoidal de olas son más adecuados para aguas someras (Qiu 2006). Sin embargo, en el estudio de la influencia no lineal de ondas en aguas someras, la teoría cnoidal es más apropiada. Basado en la teoría de la consolidación de Biot y la aproximación de primer orden de la teoría de ondas cnoidales, Fu (2015) estudió la respuesta dinámica del fondo marino alrededor de una tubería bajo la acción de olas irregulares de forma experimental, comparándolo con resultados analíticos. Demostrando que a medida que aumenta la profundidad del agua bajo las mismas condiciones de oleaje, la presión de poros aumenta de manera gradual. Y que además presenta una distribución sinusoidal alrededor de la tubería.

2.2 1 Licuación.

Sin lugar a duda el fenómeno de la licuación inducida por el oleaje es uno de los tópicos más importantes en la interacción oleaje-fondo marino. Este fenómeno se origina, a medida que el tren de olas pasa, la distribución normal total de la presión del agua en el fondo marino varía de un punto a otro, estos cambios de la presión ocurren en muchos ciclos a lo largo de la duración de un tren de olas, y a su vez inducen tensiones cíclicas de corte en los suelos subyacentes. Si las tensiones cíclicas de corte inducidas por el oleaje, exceden la resistencia al corte cíclico del suelo, se genera el fenómeno de licuación, consiguiendo generar deformaciones en el suelo, causando movimientos en estructuras soportadas o enterradas en el lecho marino (Nataraja 1983).

El fenómeno de la licuación en fondos marinos es muy similar al que ocurre por acción sísmica, pero presenta tres importantes diferencias. Los períodos de las ondas de mar son más largos que los períodos de un evento sísmico, las duraciones de las tormentas son considerablemente mayores que la duración de un terremoto, además las cargas de las olas son impuestas sobre la superficie del fondo del mar, por tanto la licuación comienza desde

la superficie del fondo marino hacia los estratos inferiores, caso contrario al que ocurre durante un terremoto. En la Tabla 2.3 se muestran las principales diferencias entre la licuación sísmica y la licuación por oleaje, además en la Figura 2.3, se ilustran las principales características en la generación del exceso de presión de poros, observándose que para el caso sísmico una vez que el exceso de presión de poros alcanza la licuación, está se mantiene hasta que el evento sísmico termine, en cambio para el caso del oleaje la licuefacción puede ocurrir en intervalos, sucediendo en varias ocasiones dentro de una misma tormenta, esto se debe a que el fondo marino se densifica cuando la cresta de la ola pasa por sobre este, y luego cuando el valle de la ola pasa por sobre el fondo, este se mueve hacia arriba, pudiendo ocurrir licuefacción (Zen & Yamazaki, 1990).

Tabla 2.3. Comparativa licuación inducida por terremotos y oleaje.

Fuerzas externas	Terremotos	Oleaje
Cargas	Tensiones cíclicas de corte	Presión del agua oscilante
Input	Base	Superficie
Período	Del orden de 1 s	Del orden de 10 s
Duración	Varios minutos	Un par de días
Exceso de presión de poros	Positivo, aumenta gradualmente	Positivo y negativo, oscilatorio
Tensiones efectivas	Disminuye	Disminuye y aumenta alternadamente
Fenómeno de licuación	Ocurre una vez	Ocurre de manera transitoria y repetidamente

Fuente: Zen & Yamazaki, 1990.

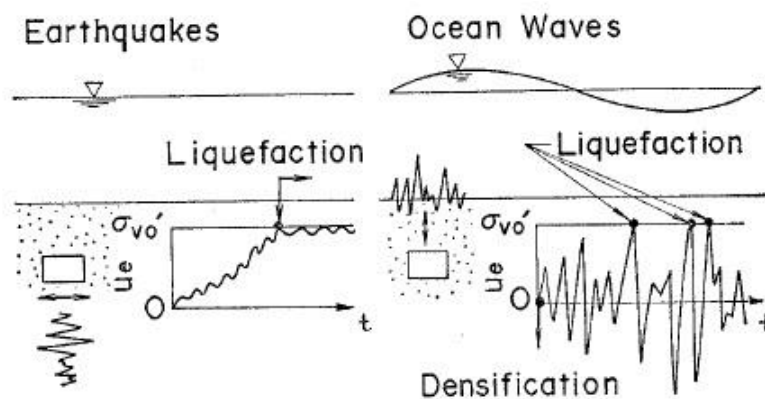


Figura 2.3. Características del exceso de presión de poros entre terremotos y oleaje, (Zen & Yamazaki 1990).

Aunque se ha investigado ampliamente la licuación bajo la acción de las olas, hay relativamente poca información sobre la interacción entre una tubería enterrada y el fondo marino. Teh (2006), demostró que el concepto convencional de estabilidad de la tubería puede cambiar si el fondo del mar (cuando está no drenado, por ejemplo limos y arenas finas, materiales susceptibles a licuefacción) se licua antes de que la tubería se vuelva inestable, originando que la tubería se hunda en el fondo del mar, convirtiéndose inestable antes de alcanzar el punto de inestabilidad convencional. De esta manera Teh (2006) propone un método para determinar la gravedad específica mínima de las tuberías, a la cual se vuelven auto-enterradas, en lugar de empotradas cuando el lecho se vuelve inestable/licuado.

Otro punto importante a mencionar es como afecta la tubería a la acumulación de presión de poros y la licuación que presenta en sus cercanías, Sumer (2006) realizó un estudio experimental sobre esto, concluyendo que la presencia de la tubería afecta la acumulación del exceso de presión de poros en el fondo de la tubería, acumulándose mucho más rápido en comparación a un mismo punto distante, no así en la parte superior la cual no se ve afectada por la presencia del ducto. Además concluyó que a medida que la licuación se propaga hacia estratos inferiores, esta situación cambia en las proximidades de la tubería, donde la licuación se produce inicialmente en el fondo de la tubería y luego se desarrolla a lo largo de su perímetro hacia arriba.

Sin embargo, de todos los estudios antes señalados, todos abordan el problema de la interacción fondo marino-tubería, de manera que la tubería se encuentra perpendicular a la propagación del oleaje como se observa en la Figura. 2.4.

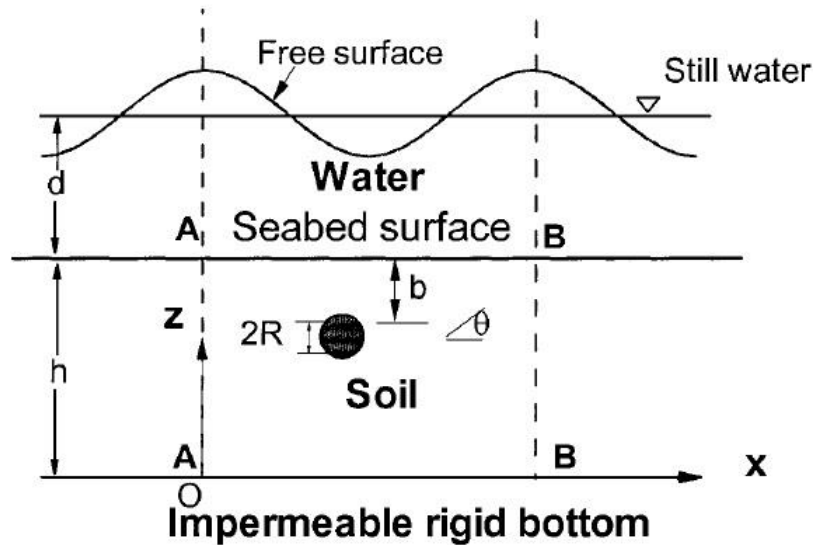


Figura 2.4. Tubería enterrada en el fondo marino, (Jeng, 2001).

2.3 Carga de pandeo teórico.

Para calcular la carga crítica de pandeo por compresión, esta puede ser obtenida mediante la ecuación de carga crítica de Euler, que depende de las características del material, la longitud del elemento, y la sección transversal, en la ecuación 2.4 se observa la ecuación señalada.

$$F_{crítica} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(kL)^2} \quad [\text{Ec. 2.4}]$$

Dónde:

E = módulo de Young.

I_{min} = inercia mínima.

L = largo del elemento.

k = coeficiente de longitud efectiva, obtenidos de la figura 2.5.

La columna pandeada se indica con línea de segmentos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones ideales son aproximadas	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código de las condiciones de los extremos						
					Rotación fija y traslación fija	Rotación libre y traslación fija
					Rotación fija y traslación libre	Rotación libre y traslación libre

Figura 2.5. Coeficiente de longitud efectiva valores teóricos y recomendados (ICHA tomo I, 2000).

2.4 Pandeo vertical.

Generalmente, las tuberías no son perfectamente rectas, y presentan regularmente desalineamientos. Si una tubería no está libre de expandirse en condiciones de operación, la restricción de la deformación axial se traduce en una fuerza axial de compresión en la tubería. Cuando la resistencia lateral de una tubería enterrada excede la fuerza de retención vertical, contra el movimiento de elevación creado por el peso sumergido de la tubería, la rigidez a la flexión de la tubería, y la resistencia del suelo sobre la tubería, tienden a mover hacia arriba la tubería, y un desplazamiento vertical considerable puede ocurrir. Este fenómeno es llamado pandeo vertical (del inglés *upheaval buckling*), el cual es un modo de falla que da lugar a posibles deformaciones locales plásticas, o eventual colapso del ducto.

Este fenómeno se ha aumentado en los últimos años, por la continua tendencia a que ocurran grandes temperaturas y presiones en condiciones de operación en la tubería,

factores muy importantes para que se gatille el pandeo vertical. En la Figura 2.6, se observa el pandeo vertical de una tubería enterrada bajo el mar.

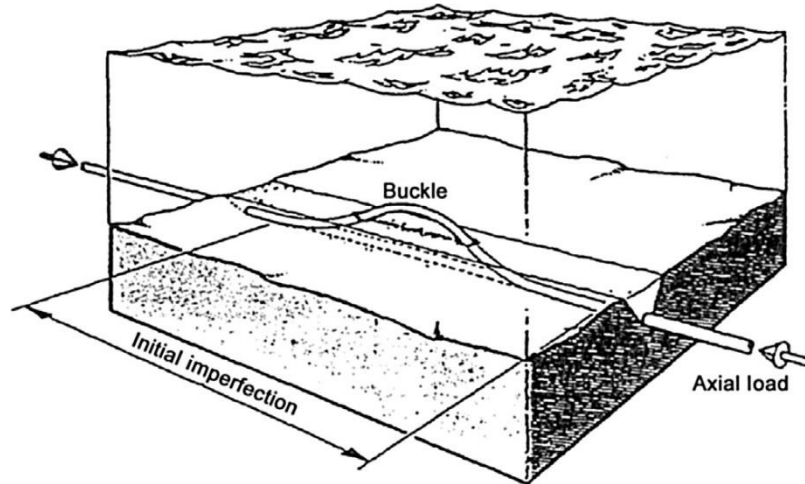


Figura 2.6. Pandeo vertical en una tubería enterrada en el fondo marino (Pendersen P T, 1988).

El método más común usado para prevenir el pandeo vertical, es incrementar la descarga efectiva en una tubería en una zanja, es decir proporcionando una mayor profundidad de entierro al ducto, y así previendo una mayor retención contra el pandeo vertical.

El pandeo vertical presenta un gran grado de sensibilidad a las imperfecciones (OTC papers, 1990). La Figura 2.7, ilustra la relación entre las imperfecciones en la tubería y la fuerza axial efectiva para el pandeo vertical; imperfecciones con una gran curvatura (menor radio de curvatura), tienen una menor fuerza de compresión que una curvatura menor (mayor radio de curvatura) para iniciar el pandeo.

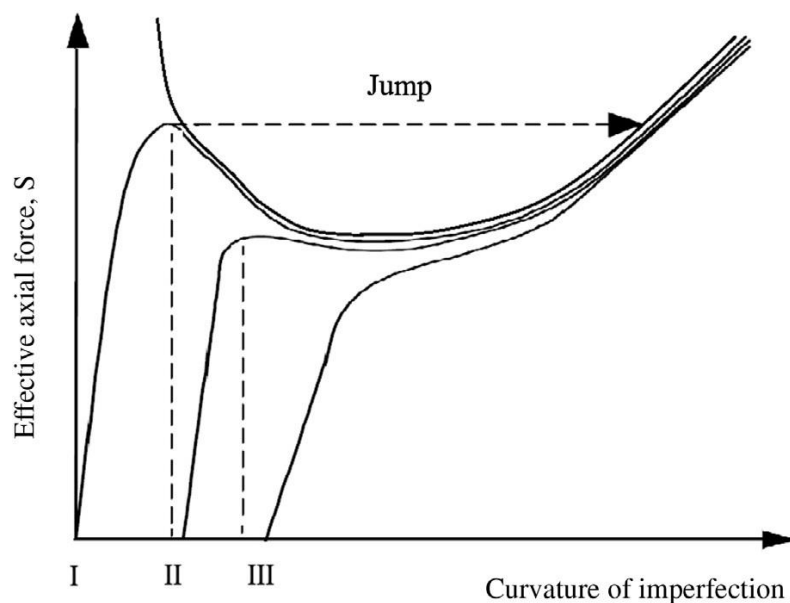


Figura 2.7. Curva de respuesta al pandeo vertical (Qiang Bai, 2014).

2.4.1 Solución analítica para el pandeo vertical.

Como se indicó anteriormente el pandeo vertical es producto de una fuerza axial de compresión efectiva producto de la temperatura y presión en condiciones de operación, en tuberías empotradas en un fondo marino irregular. Este fenómeno se relaciona con algunos factores, como.

- La geometría, peso y propiedades del material de la tubería.
- Presión y temperatura operacional.
- Perfil del fondo marino y características ambientales.
- Cobertura y propiedades del suelo.

Además otro punto importante señalado anteriormente es que las imperfecciones verticales tienen suma importancia en el análisis del pandeo vertical, algunas fuentes de estas imperfecciones son.

- Imperfecciones en el fondo marino, tales como el perfil del fondo marino, lugares de cruce entre tuberías.

- Imperfecciones durante el proceso de instalación por ejemplo, soldaduras.
- Imperfecciones durante la apertura de la zanja, y posterior colocación del ducto.

La Figura 2.8 (a), muestra que cuando la relación entre la altura y la longitud de la imperfección en la base, es mayor que la forma natural del montículo de entierro bajo la tubería, habrán vacíos bajo la tubería. La longitud de la imperfección bajo a tubería es L_1 , la cual es menor que la longitud de onda natural del ducto. En esta condición la respuesta de la tubería a la imperfección, bajo la carga de compresión sigue la curva *I* en la Figura 2.7. La deflexión del ducto aumentará suavemente con la tensión efectiva axial inicial, y una larga deflexión llegara después de cierta tensión efectiva axial crítica.

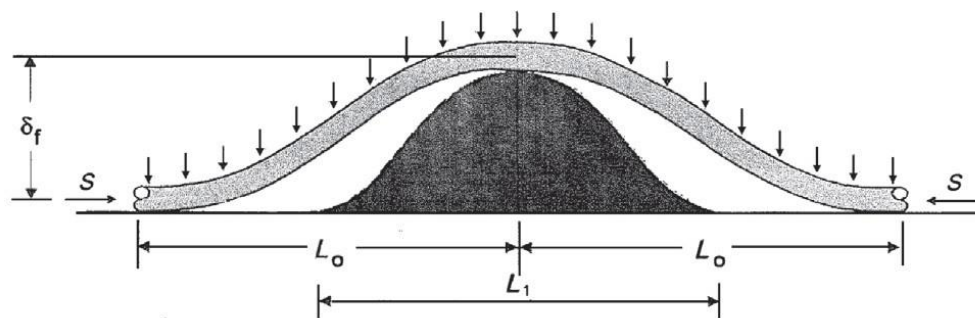
Figura 2.8 (b), ilustra que la tubería sigue la forma de la base del fondo marino. La longitud de la imperfección bajo la tubería es L_2 , la cual es mayor que la longitud de onda natural del ducto, y la respuesta de la imperfección bajo cargas axiales es presentada en la curva *II* de la Figura 2.7.

Una separación parcial entre la tubería y la base, se observa en la Figura 2.8, siendo posible que una gran imperfección en la tubería puede ser creada con el aumento de la tensión axial efectiva, pudiendo ocurrir o no el pandeo vertical.

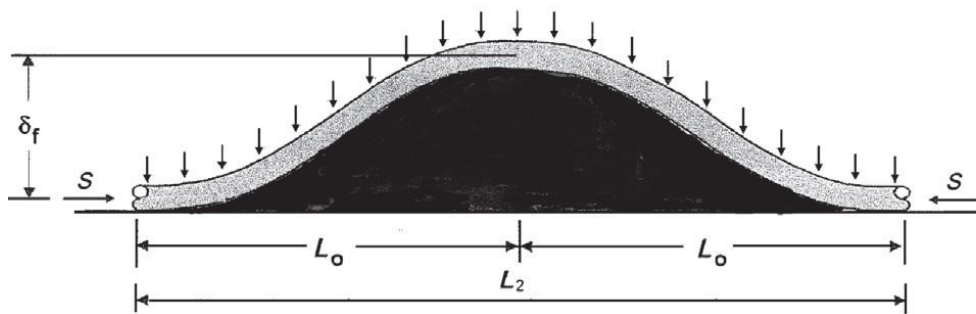
2.4.2 Estabilización de la tubería.

Muchos métodos analíticos están disponibles en la literatura para el pandeo vertical. Sin embargo, estos métodos tienen algunas limitaciones por los diversos supuestos en los que se basan.

- Comportamiento lineal elástico del material.
- Interacción suelo-tubería, axial y lateral simplificada.
- Teoría de deflexión.
- Forma inicial impuesta y configuración post pandeo según el modo de pandeo asumido.



(a) Imperfección con vacíos la base del fondo marino y la tubería.



(b) Imperfección con contacto pleno entre la tubería y el fondo marino.

Figura 2.8. Imperfección entre la base del fondo marino y la tubería, (Qiang Bai, 2014).

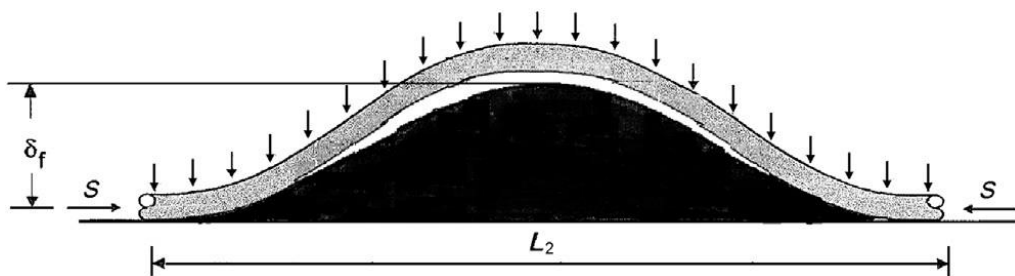


Figura 2.9. Imperfección con un vacío entre la tubería y la base del fondo marino, (Qiang Bai, 2014).

Configuración de los claros libres.

Para hacer una evaluación inicial de la tendencia de una tubería a desarrollar pandeo vertical, y derivar en la forzante bajo condiciones de diseño y operacionales, los claros libres mostrados en la Figura 2.8 (a), es usada para el análisis. La configuración de los vanos bajo la tubería depende de las propiedades de la tubería, fuerza axial, cargas verticales y deformación vertical.

La Figura 2.10, muestra el perfil de una tubería con una imperfección vertical bajo cargas axiales y verticales. Esta es una configuración típica del paso de una tubería enterrada en el fondo marino. Donde la distancia horizontal se representa por x , medida desde el lado izquierdo de la tubería. La altura de la tubería es w , medida desde la superficie del fondo marino hacia arriba. La altura de la imperfección vertical es δ , y la distancia total del vano bajo la tubería es $2L$. Solo se considera la mitad del sistema, debido a la simetría de este.

La tubería se idealiza como una viga elástica que lleva una fuerza axial efectiva de S_0 y una rigidez flexural de EI . De la teoría elemental viga-columna la carga hacia abajo $q(x)$ por unidad de longitud requerida para mantener la tubería en equilibrio es.

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} - S_0 \frac{d^2 w}{dx^2} = -q \quad [\text{Ec. 2.5}]$$

Con las siguientes condiciones de borde.

$$w(0) = 0; \quad w'(0) = 0; \quad w''(0) = 0;$$

$$w(L) = \delta; \quad w'(L) = 0$$

La ecuación 2.5, solamente es aplicable si la tubería está en una condición elástica. La longitud del vano bajo la tubería es L , y puede ser encontrado usando las condiciones de borde antes descritas. Por otra parte la solución de la configuración de la tubería es diferente si la fuerza efectiva axial es en tracción o compresión.

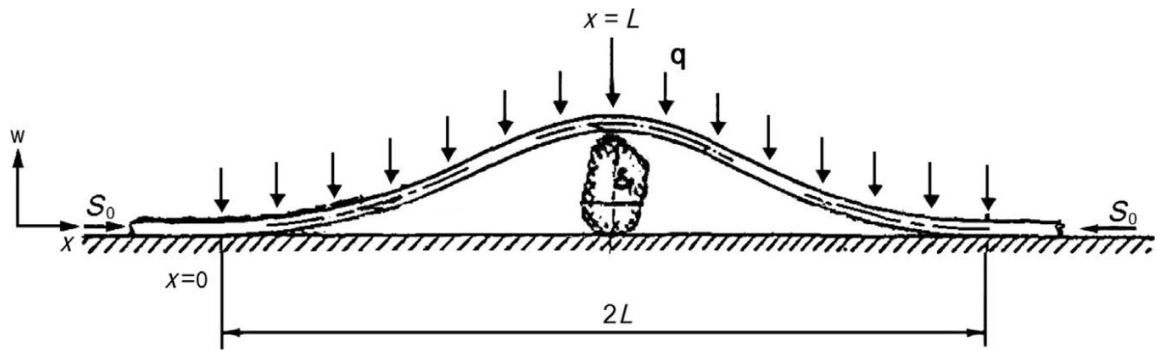


Figura 2.10. Tubería con imperfección vertical bajo cargas axiales y verticales, (Qiang Bai, 2014).

La relación entre la altura y longitud del vano, son diferentes para distintas fuerzas axiales, en el caso sin fuerza axial efectiva, resulta en:

$$\frac{\delta}{\alpha} = \frac{L^4}{72} \quad [\text{Ec. 2.6}]$$

Para una compresión axial efectiva:

$$\frac{\delta}{\alpha} = \frac{[(kL)^2 + 4] \cos(kL) - 4(kL) \sinh(kL) - (kL)^2 + 4}{2[1 - \cosh(kL)]k^4} \quad [\text{Ec. 2.7}]$$

Dónde:

$$k = \sqrt{\frac{|S_0|}{EI}} \quad \text{y} \quad \alpha = \frac{q}{EI}$$

Y luego la ecuación para el largo del vano sin fuerza axial, Ec. [2.6], se rescribe como:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{72EI\delta}{q}} \quad [\text{Ec. 2.8}]$$

Luego de que el perfil de la tubería es calculado, el perfil puede ser diferenciado para determinar la curvatura d^2w/dx^2 y su segunda derivada d^4w/dx^4 , donde el momento

flector y la tensión de momento a lo largo de la tubería, pueden ser calculados siguiendo las siguientes ecuaciones.

$$M(x) = EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad [\text{Ec. 2.9}]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M(x)D_0}{2I} \quad [\text{Ec. 2.10}]$$

Donde la tensión de corte de la sección transversal de la tubería, a lo largo de está es expresada como:

$$V(x) = EI \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} - S_0 \frac{\partial w}{\partial x} \quad [\text{Ec. 2.11}]$$

Carga crítica de pandeo para claros libres.

El pandeo vertical ocurre cuando la tensión de corte en la tubería Ec. [2.11], a $x = L$ (la mayor altura de imperfección en la Figura 2.10), es cero en una tubería bajo una carga axial efectiva de compresión. Entonces:

$$\tan(kL) - (kL) = 0 \quad [\text{Ec. 2.12}]$$

La solución más pequeña para esta ecuación es:

$$kL = 4.493 \quad [\text{Ec. 2.13}]$$

Sustituyendo este resultado en la Ec. [2.7], tenemos que la tensión axial crítica de compresión:

$$|S_{critical}| = 3.962 \sqrt{\frac{qEI}{\delta}} \quad [\text{Ec. 2.14}]$$

Y el correspondiente largo del vano es expresado como:

$$L_{critical} = 2.257 \sqrt[4]{\frac{\delta EI}{q}} \quad [\text{Ec. 2.15}]$$

La relación entre la longitud del vano y la fuerza axial efectiva es presentada en la Figura 2.11, basada en los resultados de las Ecs. [2.6]-[2.7].

Donde el eje horizontal es una fuerza axial adimensional, $S_0 L_0^2 / EI$ y el eje vertical axial es la longitud del vano adimensional L / L_0 . El término L_0 es la longitud del vano de la tubería cuando no hay fuerza axial, que es expresado en la Ec. [2.8]. El punto crítico de pandeo se muestra con líneas punteadas. La correlación polinomial mostrada en la figura puede ser usada en cálculos de ingeniería rápidos.

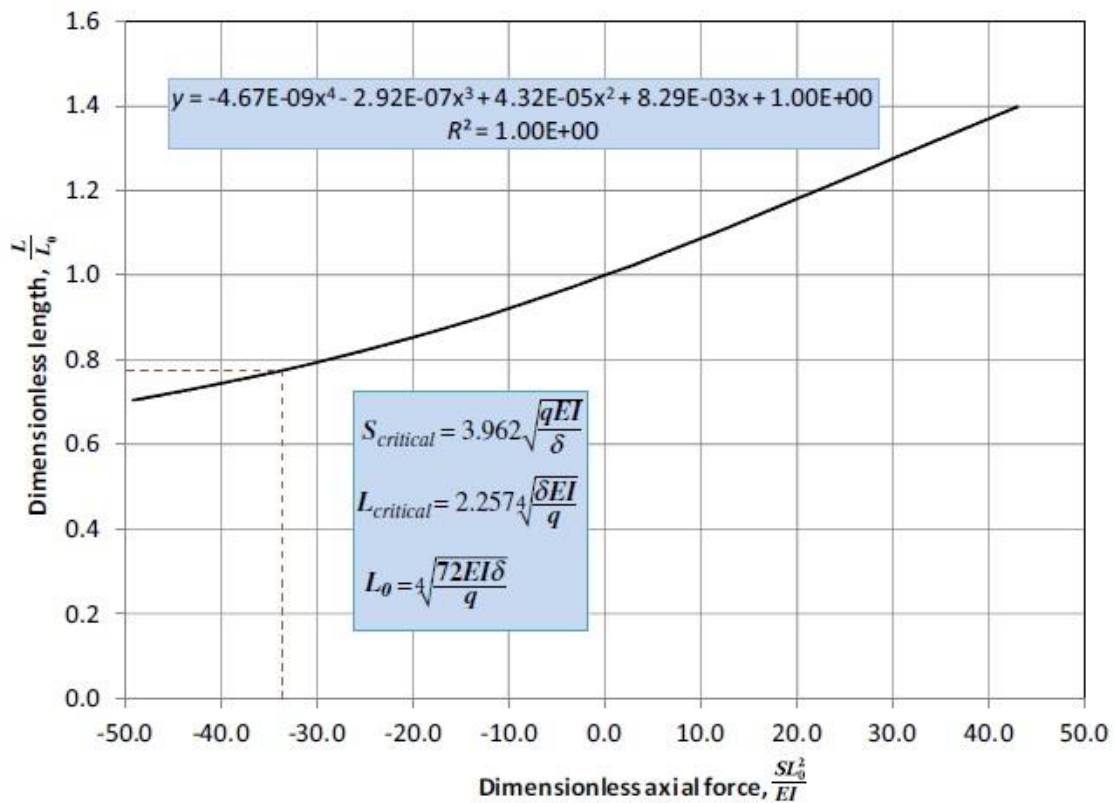


Figura 2.11. Fuerza axial y largo del vano, adimensional, (Qiang Bai, 2014).

Capítulo 3. Análisis experimental

El experimento consistió en enterrar una tubería de cobre de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro en un cajón de ensayos a diversas profundidades de entierro (1D, 2D, 3D, 4D) tomando como profundidad de entierro el diámetro exterior del ducto, y aplicando una fuerza de compresión axial hasta alcanzar la falla por pandeo del ducto. Para lograr esto se posiciona la tubería entre dos apoyos uno al comienzo (apoyo B) y otro al final (Apoyo A) de la cámara de ensayos como se observa en la Figura 3.1. En el extremo del apoyo B se aplicaba la fuerza axial por medio de una gata hidráulica. Esta fuerza fue medida mediante una celda de carga al final del pistón de la gata hidráulica. En la Figura 3.2 se muestra un esquema de cómo se aplicaba la fuerza a la tubería.

Por otra parte debajo del centro del ducto se posicionaba una imperfección vertical de 1 cm, con el fin de inducir el pandeo del ducto en un punto conocido. Además sobre el centro de la tubería se instalaba un *strain gauge* para medir su deformación longitudinal en el centro de esta a medida que se aplicaba la fuerza.

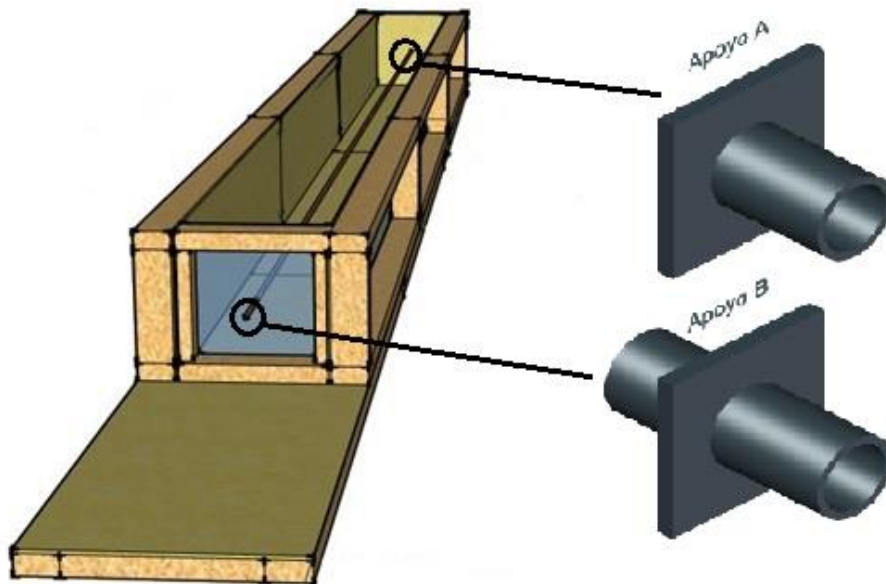


Figura 3.1. Cajón de ensayos, apoyos.

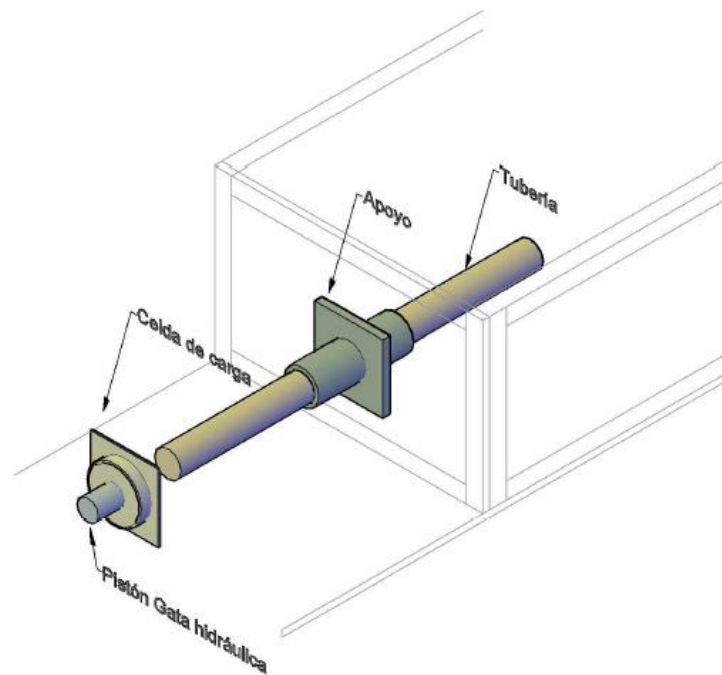


Figura 3.2. Esquema de la gata hidráulica junto con la celda de carga.

3.1 Preparación del cajón de ensayo

Al comenzar el ensayo se rellenó el cajón de ensayos a la altura de los apoyos de la tubería, procurando compactar el suelo lo mejor posible manualmente (Figura 3.3). En seguida se posicionó la imperfección vertical en el centro del cajón con una altura igual a 1 cm (Figura 3.4), con respecto a la altura que tendría la tubería si estuviera perfectamente horizontal, esta imperfección daba una pequeña componente vertical de la fuerza axial por encima de la imperfección, facilitando la deformación de esta, y focalizando el punto de pandeo (Ommundsen, 2009).

Luego se instaló la tubería, y se le adhirió el *strain gauge* (en la sección 3.2 se explica de manera más detallada la preparación del *strain gauge*). Posteriormente se rellenó el cajón de ensayos hasta alcanzar la cubierta de arena necesaria para la experiencia (0D, 2D, 4D, etc.), y la densidad requerida. Para alcanzar la densidad se pesó la arena requerida, y se rellenó el cajón lo más uniformemente posible, para luego compactar la arena manualmente.



Figura 3.3. Cajón de ensayos.



Figura 3.4. Imperfección vertical.

Realizado lo anterior se conectaba la celda de carga y el *strain gauge* al DAQ (Sistema de adquisición de datos), y se procedía a realizar el ensayo (Figura 3.5). Al comenzar el ensayo se debía esperar aproximadamente 10 segundos, sin aplicar cargas a la tubería, dado

que era necesario estabilizar la señal que entregaba el *strain gauge* al DAQ, y además eliminar el ruido de la señal del *strain gauge*, transcurrido el tiempo, se efectuó el ensayo aplicando la carga, mediante la gata hidráulica de manera periódica e uniforme hasta un largo del pistón de la gata previamente establecido.

Luego se liberó la carga de la gata hidráulica, se detenía el DAQ, y se obtuvo los datos desde el PC, para su posterior procesamiento mediante el software MATLAB.

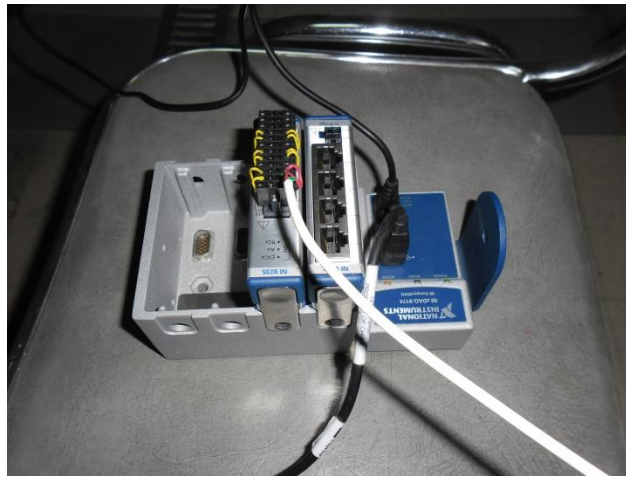


Figura 3.5. Equipos de medición conectados a la tubería.

3.2 Preparación del *strain gauge*.

La preparación de los *strain gauges* se realizó sobre una mesa de trabajo, previamente limpiada con alcohol. Luego se cortaba alrededor de 70 cm de cable de 2 hilos, se retraía la aislación protectora de cada hilo, y luego se soldaba los terminales a cada hilo (Figura 3.6 a). Posterior a esto se aislaba cada terminal soldado al hilo con cinta aislante, para así evitar el contacto entre ambos terminales. En seguida se pulía la superficie donde se adhería el *strain gauge* eliminando todo residuo en la tubería (Figura 3.6 b), luego se limpiaba la superficie pulida con alcohol para así remover todas las impurezas (grasa, polvo, etc.). Y así proceder con el pegado del *strain gauge* mediante un adhesivo instantáneo, asegurando que toda la superficie quede cubierta por este, para luego presionar la superficie donde se encuentra el sensor, para eliminar el exceso de adhesivo y burbujas de aire que pudiesen

existir entre la tubería y el *strain gauge*. Finalmente se envolvía el *strain gauge* en cinta aislante, para evitar que la humedad de la arena afecte las mediciones (Figura 3.6 c).

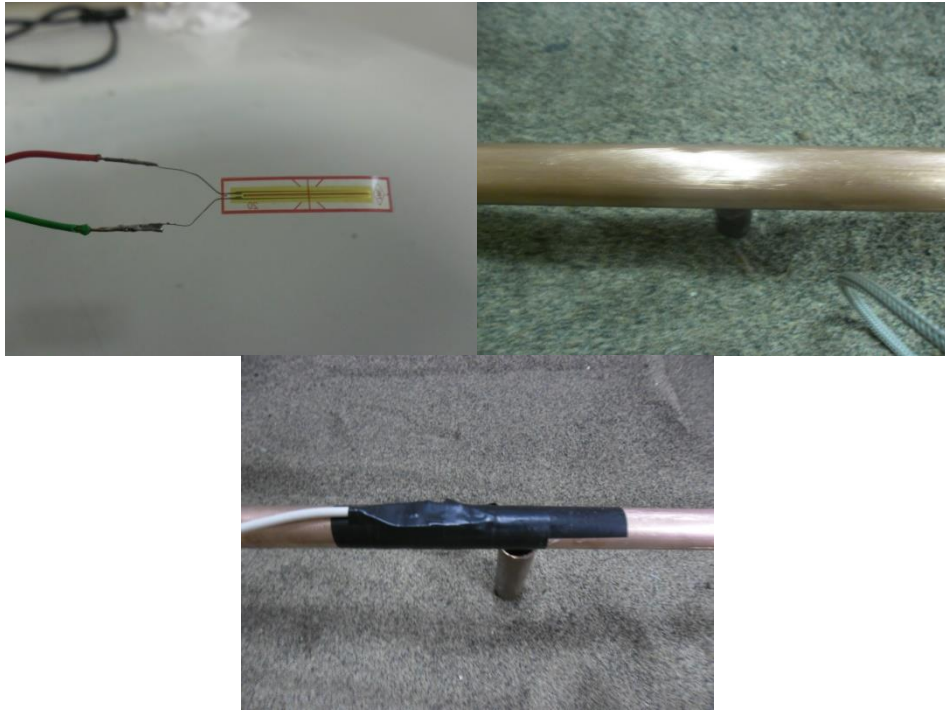


Figura 3.6. a) Soldadura b) Pulido c) Etapa final.

3.3 Equipos.

3.3.1 Tubería.

La tubería utilizada para estos experimentos, es una tubería de cobre con diámetro nominal de 1/2 pulgada.

Propiedades de la tubería de cobre.

- Resistencia a la tracción σ_t : 39 kg/cm^2
- Densidad: 8.94 gr/cm^3
- Módulo de Poisson: 0.34

Parámetros geométricos.

- Diámetro nominal: ½ pulg
- Espesor: 0.028 pulg
- Largo de la tubería: 3 m
- Peso por metro, w : 0.301 $kg * m$

3.3.2 Gata hidráulica.

Una gata hidráulica fue usada para aplicar una fuerza de compresión en la tubería, con capacidad de 2 Ton. Esta gata hidráulica fue modificada al final de su pistón para unir la celda de carga a la gata mediante un perno, y al final de la celda de carga se montaba una placa de acero rígida como apoyo para la celda. En la Figura 3.7 se aprecia la gata hidráulica utilizada.



Figura 3.7. Gata hidráulica tipo botella con capacidad de 2 ton.

3.3.3 Sistema de adquisición de datos NI cDAQ-9174.

El NI cDAQ-9174 es un sistema de adquisición de datos que se conecta al PC, el cual mediante el software Labview permite exportar las mediciones de los módulos conectados al DAQ, en la Figura 3.8 a) se observa el DAQ, además en la Figura 3.8 b) y c) se aprecian los módulos para la medición de la celda de carga (NI 9237) y los *strain gauges* respectivamente (NI 9235).



Figura 3.8. a) NI cDAQ-9174 b) NI 9237 c) NI9235.

3.3.4 Celda de Carga.

La celda de carga es un transductor que convierte una fuerza en una señal eléctrica. Esta celda de carga es montada en el final del pistón de la gata hidráulica, midiendo la carga de compresión aplicada de la gata hidráulica a la tubería. El modelo utilizado para los experimentos es el modelo 41, desarrollado por Honeywell, el cual mide cargas de tensión o compresión entre 2 kg a 226000 kg.

Para la adquisición de datos se conecta la celda de carga al DAQ (Adquisición de datos), en la Figura 3.9 a) se muestra la celda de carga utilizada en el ensayo, y en la Figura 3.9 b) se observa la celda de carga montada a la gata hidráulica.

Cabe destacar que es necesario realizar una calibración para la celda de carga, punto que es abordado en la sección 5.2.



Figura 3.9. a) Celda de carga Honeywell modelo 41 b) Celda de carga montada a la gata.

3.3.5 Strain Gauges.

Strain gauge recibe el nombre del sensor utilizado para el registro de deformaciones. El principio bajo el cual funciona este sensor es que ante un esfuerzo de tracción o de compresión en el área transversal del *strain gauge*, esta se verá disminuida o aumentada produciéndose una variación en su resistencia eléctrica. Pudiendo así relacionar el cambio de resistencia con la variación de la longitud.

El *strain gauge* utilizado para medir las deformaciones de los elementos, corresponden a la marca Tokyo Sokki Kenkyujo, modelo PFL-20-11. En la Figura 3.10 a) se observa un esquema del *strain gauge*, mientras que en la Figura 3.10. b) se muestra un *strain gauge* adherido en la tubería, además en la Tabla 3.1 se indican las propiedades del *strain gauge* modelo PFL-20-11

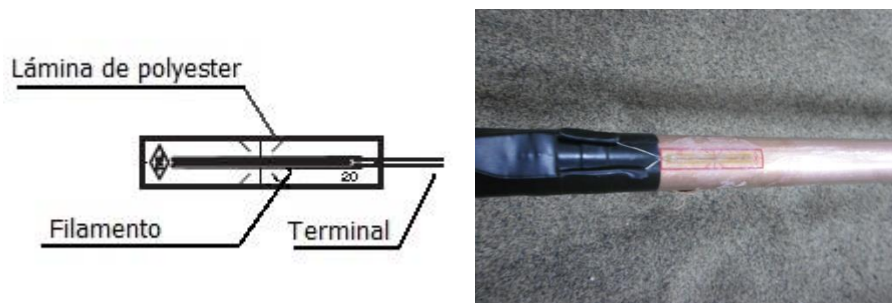


Figura 3.10. a) Esquema *strain gauge* b) *strain gauge* instalado en la tubería.

Tabla 3.1. Propiedades *strain gauge*, modelo PFL-20-11.

Material del filamento	Aleación Cu-Ni
Material de la lámina	Polyester
Temperatura de operación	-20 a +80 °C
Deformación limite	2% (20000×10^{-6})
Resistencia Ω	120

Es necesario mencionar que la calibración de los *strain gauges* se realizó mediante una rutina en MATLAB.

Capítulo 4. Experimentación

En una primera etapa de los ensayos fue necesario definir el largo de las tuberías que iban a ser utilizadas, tomando en cuenta que la extensión de la tubería fuera lo suficientemente larga para que se pudiera definir la zona de pandeo del ducto y que además el largo fuera acorde al largo comercial máximo de seis metros. Realizados estos ensayos de prueba se definió tomar como largo para todos los ensayos, una longitud de tres metros.

A medida que se fueron realizados los ensayos, y se aumentaban las capas de suelo por sobre la tubería, fue necesario mejorar la cámara de ensayos, como también el montaje de la gata hidráulica, a causa de que para profundidades de entierro mayores a cuatro veces el diámetro de la tubería, la resistencia que ofrecía el suelo a la compresión era tan grande, que provocaba la rotación de la gata hidráulica producto de la no suficiente rigidez de la plataforma que sostenía la gata. Por esta razón, los primeros ensayos que se realizaron a profundidades de entierro mayores a cuatro veces el diámetro fueron descartados. Es por esto que los ensayos realizados antes del mejoramiento del cajón de ensayos son llamados con la configuración antigua, y los ensayos realizados después del mejoramiento son llamados con la configuración nueva.

Asimismo, dado que los equipos de medición transforman la fuerza y deformación en una señal de voltaje, variaciones en la corriente eléctrica del laboratorio, como por ejemplo uso de aparatos que tuvieran una gran demanda de energía cerca de las inmediaciones del laboratorio, provocaban lecturas con mucho ruido en los resultados, especialmente en los *strain gauges*, razón por la cual algunos ensayos también debieron ser descartados.

Otro punto importante a señalar es que en una primera instancia se utilizaron *strain gauges* bidireccionales, pero las deformaciones en el eje transversal de la tubería resultaron tan pequeñas, en comparación a las transversales que se optó por solo por utilizar *strain gauges* unidireccionales que midieran en la dirección transversal del ducto.

4.1 Descripción de los ensayos

Se realizaron un total de 16 ensayos de los cuales se consideraron solo nueve. En la Tabla 4.1 se muestra la cantidad de ensayos de cada tipo realizado, de los cuales se observan que se ejecutaron tres ensayos con dos distintas alturas de imperfección, estos ensayos se realizaban sin capas de suelo por sobre la tubería, cubriendo de arena solo hasta la parte superior del ducto, variando la altura de imperfección entre uno y cinco centímetros. De estos ensayos dos corresponden a la configuración antigua (Imperfección vertical 1 cm, y 5 cm), y uno a la configuración nueva (Imperfección vertical 1 cm), lamentablemente las mediciones realizadas con el *strain gauge* con la configuración antigua, estaban muy contaminadas con la señal eléctrica, por lo cual los gráficos de deformación fueron descartados.

Por otra parte se efectuaron seis ensayos con distintas capas de suelo variando desde una a cuatro capas de suelo por sobre la tubería, siendo cada capa equivalente al diámetro exterior de la tubería, utilizando una imperfección de 1 cm para todos los ensayos, siendo un ensayo con la configuración antigua y los demás con la nueva. El gráfico de deformación para el ensayo con tres capas de suelo, fue descartado, debido a que entrego resultados erróneos.

En estos experimentos se comprimió manualmente la arena, para esto se eligió la mayor densidad obtenida de una serie de pruebas a escala mediante un cubo con volumen de 535 cm^3 , y se efectuaron varias pruebas de densidad, obteniéndose valores de densidad entre 1.38 gr/cm^3 a 1.62 gr/cm^3 , siendo el primero un ensayo sin compactar, y el último un ensayo de cuatro capas compactadas. Con lo anterior señalado se consideró tomar como densidad 1.6 gr/cm^3 .

Tabla 4.1. Ensayos realizados.

	Cantidad
Ensayo sin capas de suelo sobre la tubería	
Imperfección vertical de 1 cm (Nueva y antigua configuración)	2
Imperfección vertical de 5 cm (Antigua configuración)	1
Ensayos con capas de suelo (Imperfección vertical de 1 cm)	
1 capa (Nueva configuración)	1
2 capas (Nueva configuración)	2
3 capas (Antigua configuración)	1
4 capas (Nueva configuración)	2
Total	9

Como se mostrará en el capítulo 5, en los gráficos de fuerza, se evidenciará una zona de carga y descarga, correspondiente al sube y baja de la palanca de la gata hidráulica, comportamiento que se puede observar a modo de ejemplo en la Figura 4.1.

Además en la Figura 4.2, se muestra un gráfico de deformación unitaria, en donde se observa los ciclos del pistón.

Para hacer más fácil de entender y tener un orden en el nombre de los ensayos, se utilizó una leyenda para los nombres de estos. Para el caso de las imperfecciones se empleó el código “L” seguido por la altura de la imperfección, por otra parte la configuración utilizada para realización de los ensayos antigua o nueva, es representada por el código “A” para la configuración antigua, y “N” para la nueva. además para la profundidad de entierro se utilizaron los códigos 0D, 1D, 2D, 3D, y 4D respectivamente. Finalmente para el número de pruebas del mismo tipo realizadas se utilizaron números romanos.

Por ejemplo el ensayo con una imperfección de 1 cm, realizado con la configuración antigua, sin capas de suelo, realizado por segunda vez, tendría como código el mostrado en la Figura 4.3.

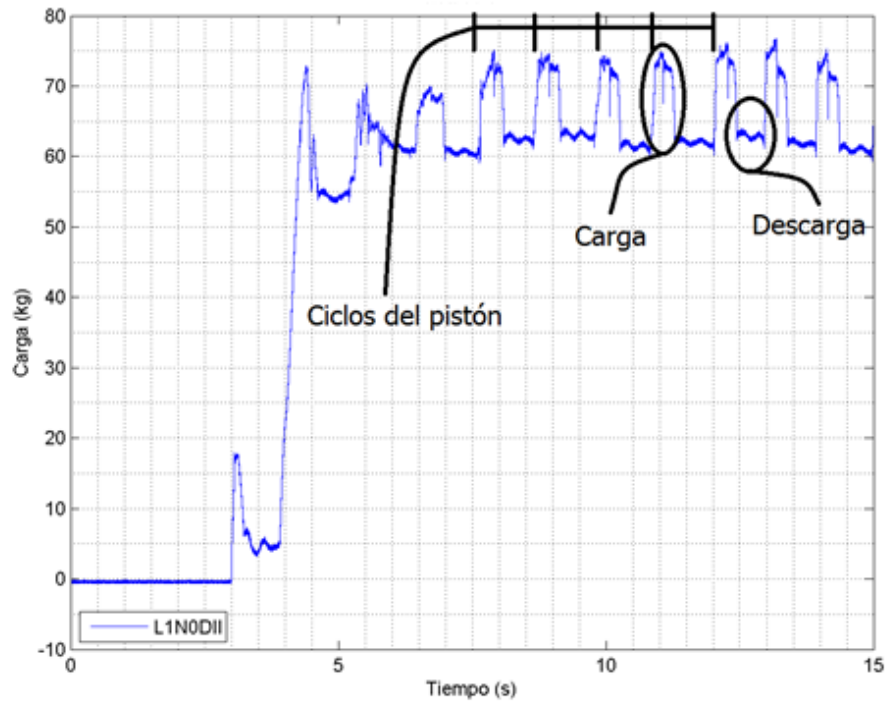


Figura 4.1. Zonas de carga y descarga gráfico carga.

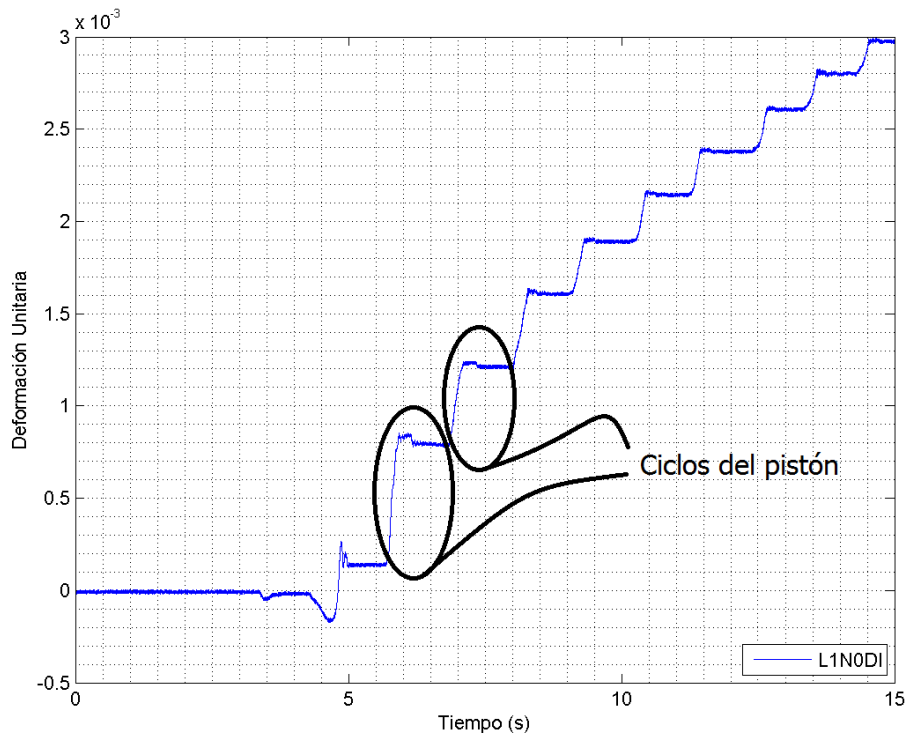


Figura 4.2. Ciclos de carga y descarga del pistón gráfico deformación.

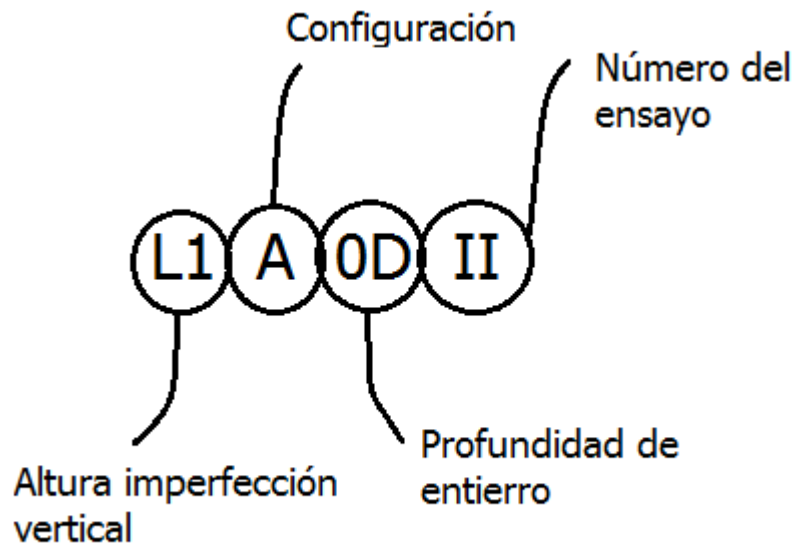


Figura 4.3. Leyenda código ensayos.

Capítulo 5. Resultados

5.1 Granulometría.

La Figura 5.1, muestra la granulometría de la arena de Playa Blanca, donde se observa el porcentaje y el peso de la arena retenida en cada tamiz, graficando en las ordenadas el porcentaje que pasa por cada tamiz, y el tamaño de las partículas en la abscisas en escala logarítmica. En la Tabla 5.1 se aprecia la granulometría de la muestra de suelo ensayada.

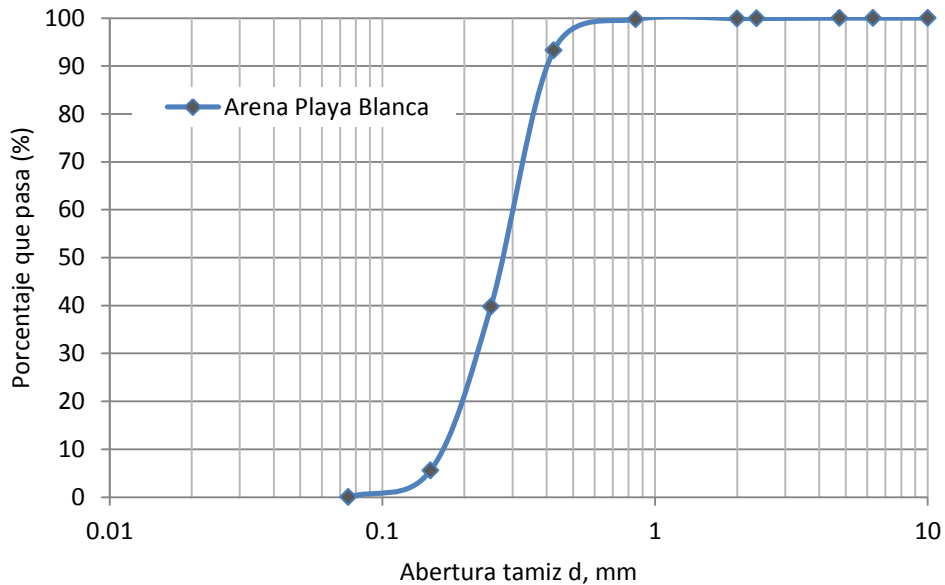


Figura 5.1. Curva granulométrica de la arena Playa Blanca.

Luego de obtener los valores de los diámetros de las partículas d_{10} , d_{30} y d_{60} , estos fueron reemplazados en las ecuaciones 2.2 y 2.3, obteniéndose los valores de C_u y C_{cu} para la arena Playa Blanca. Con estos valores (Tabla 5.2), y de acuerdo a la norma (ASTM D-2487-11), se concluyó que la arena Playa Blanca es un material uniforme, mal graduado y se denomina SP.

Tabla 5.1. Granulometría de la arena playa Blanca.

Tamiz N°	Abertura tamiz (mm)	Masa retenida (gr)	Masa que pasa (gr)	% Retenido	% Que pasa
3/8	10	0	497,04	0	100
1/4	6,3	0	497,04	0	100
4	4,75	0	497,04	0	100
8	2,36	0,38	496,66	0,08	99,9
10	2	0,12	496,54	0,02	99,9
20	0,85	0,75	495,79	0,15	99,7
40	0,425	32,19	463,6	6,48	93,3
60	0,25	266	197,6	53,52	39,8
100	0,15	170,07	27,53	34,22	5,5
200	0,075	27,53	0	5,54	0,0

Tabla 5.2. Diámetros efectivos, C_u y C_{cu} .

d_{10} (mm)	d_{30} (mm)	d_{60} (mm)	C_u	C_{cu}
0,16	0,22	0,31	1,906	0,953

5.2 Calibración de la celda de carga.

Para realizar la transformación de las mediciones entregadas por el DAQ (mV/V), a kg es necesario obtener el factor de conversión, el cual se obtuvo colgando pesos conocidos a la celda de carga, en la Tabla 5.3 se encuentran las cargas utilizadas, su valor en mV/V , y el factor obtenido para dicha carga.

Además en la Figura 5.2 se muestra un gráfico del factor de conversión en las ordenadas y el valor de mV/V (milivoltios por voltio) en las abscisas, observándose que para carga y descarga se obtienen valores muy parecidos. Observándose que a medida que se aumentan las cargas la señal se estabiliza llegando a un valor constante del factor de conversión, el cual resultado de 0.444.

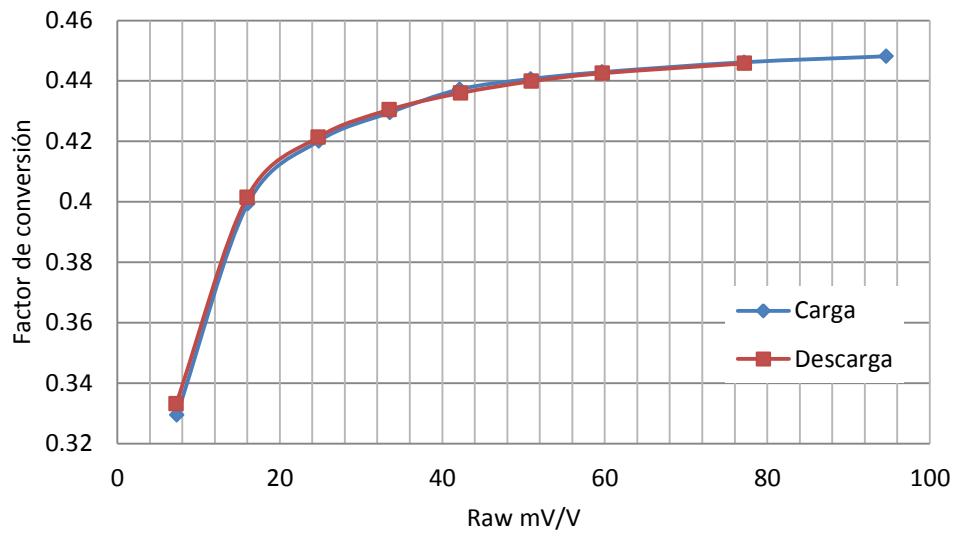


Figura 5.2. Factor de conversión vs mV/V.

Tabla 5.3. Calibración de la celda de carga.

Load (kg)	Raw mV/V	Factor kg/mV/V
2.411	7.320	0.32938
6.411	16.054	0.39934
10.411	24.782	0.42010
14.411	33.549	0.42955
18.411	42.111	0.43720
22.411	50.862	0.44063
26.411	59.632	0.44290
34.411	77.124	0.44618
42.411	94.635	0.44815
34.411	77.190	0.44579
26.411	59.682	0.44253
22.411	50.951	0.43985
18.411	42.229	0.43598
14.411	33.478	0.43046
10.411	24.710	0.42133
6.411	15.971	0.40140
2.411	7.238	0.33309

5.3 Resultados ensayos con distintas imperfecciones verticales.

En la Figura 5.3 se observa el gráfico correspondiente al ensayo L1N0DII. En la parte superior de la figura se muestra el gráfico de deformación unitaria del *strain gauge* posicionado en el centro del ducto, y en el gráfico inferior la carga aplicada por la gata hidráulica al ducto.

Del gráfico se desprende que la tubería alcanza una carga máxima en el primer ciclo de aproximadamente 75 kg. Por otra parte en el gráfico deformación unitaria vs tiempo, se alcanza una deformación unitaria máxima de 4×10^{-3} , quedando con una deformación permanente de 0.7×10^{-3} en la descarga de la tubería.

Además en la Figura 5.4 se muestran los tres gráficos de carga, siendo de los ensayos L5A0DI, L1A0DI, y L1N0DII. Se observa que se requiere de menos fuerza para alcanzar la carga máxima utilizando una imperfección de 5, siendo esta de aproximadamente de 68 kg, y para 1 cm la fuerza máxima en ambas pruebas corresponden aproximadamente a los 75 kg, mostrándose la influencia que presenta en la carga crítica una imperfección de mayor altura.

Además en este gráfico se muestra una clara diferencia en los ciclos necesarios para alcanzar la carga máxima entre los ensayos L1A0DI, y L1N0DII, siendo para el ensayo con la nueva configuración más fácil alcanzar la carga máxima. Esto se debe a que con la configuración nueva con cada ciclo de carga y descarga del pistón se entrega más fuerza a la tubería, en comparación a la configuración antigua.

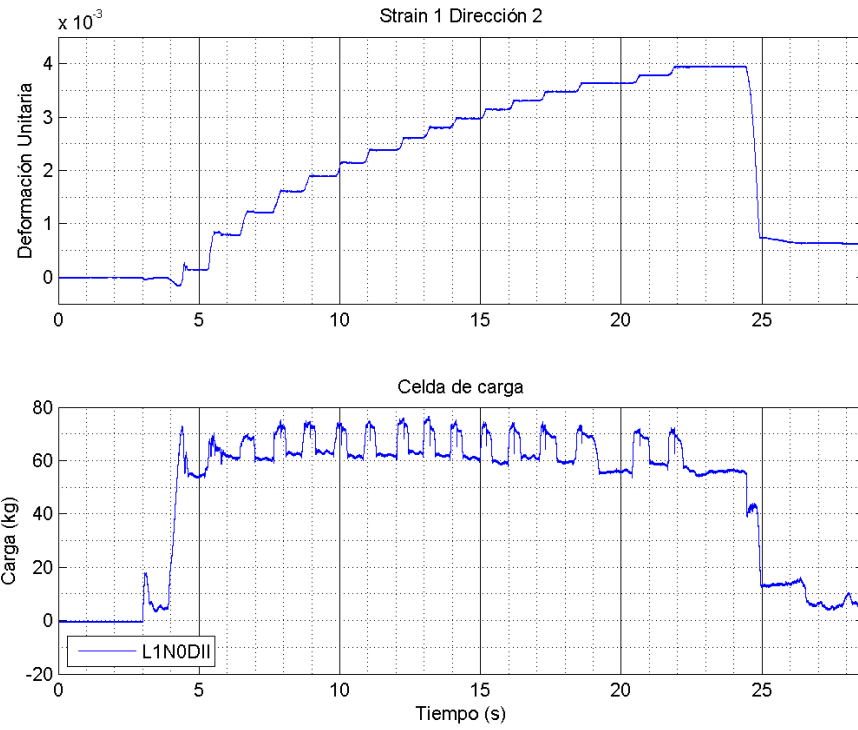


Figura 5.3. Gráficos carga y deformación unitaria del ensayo L1N0DII.

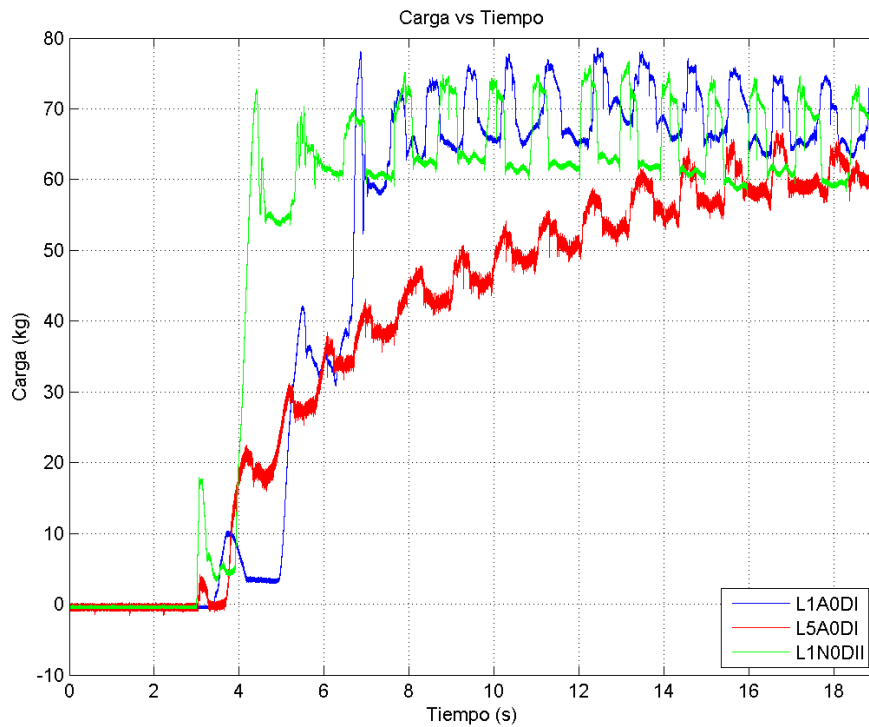


Figura 5.4. Comparación de la carga para los ensayos L1A0DI, L5A0DI, y L1N0DII.

5.4 Carga crítica de pandeo teórica.

Reemplazando en la ecuación 2.4, los valores mostrados en la Tabla 5.4, se obtiene una carga crítica de pandeo de 73.9 kg. Valor muy cercano al obtenido experimentalmente, el cual es de 75 kg.

Tabla 5.4. Valores y resultado pandeo Euler.

E (Módulo de Young)	1.20E+10	<i>kg/m²</i>
Inercia mínima	4.89E-09	<i>m⁴</i>
Largo	2.8	<i>m</i>
K	1	
F crítico	73.9	<i>kg</i>

5.5 Resultados ensayos con distintas profundidades de entierro.

5.5.1 Profundidad de entierro 1D.

En la Figura 5.5 se observa en el gráfico de carga, que la fuerza máxima corresponde aproximadamente a 130 kg, siendo esta la resistencia que brinda el confinamiento del suelo al ducto, para luego inmediatamente después de alcanzada la resistencia última del suelo, llegar a la resistencia última de la tubería que resulta cercana a los 75 kg, rango plástico de la tubería.

Luego en el gráfico deformación unitaria vs tiempo, se alcanzan una deformación máxima de alrededor de 1.8×10^{-3} , quedando con una deformación permanente de 0.55×10^{-3} .

En esta figura se observa una zona de compresión denotada por la deformación negativa en el gráfico de deformación unitaria, zona que comienza cuando empieza a aplicarse carga, y finaliza cuando la carga máxima del ensayo es alcanzada. Luego inmediatamente después comienza el pandeo de la tubería, provocándose un abrupto salto en la deformación unitaria, pasando a ser positiva la deformación.

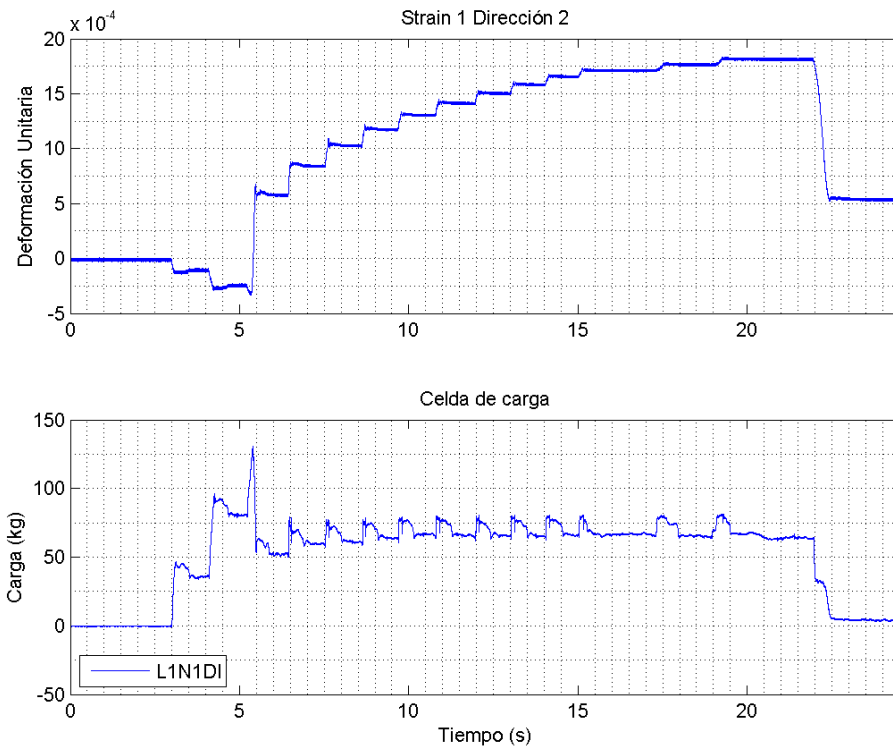


Figura 5.5. Gráficos carga y deformación unitaria del ensayo L1N1DI.

5.5.2 Profundidad de entierro 2D.

A continuación se muestra en la Figura 5.6, la comparación de la gráfica de carga entre dos ensayos realizados a una profundidad de entierro de 2D, alcanzándose para el ensayo L1N2DI una carga máxima de 196 kg, mientras que en la prueba L1N2DII una carga máxima de 160 kg. El aumento de resistencia del primer ensayo se debe a que como la compactación se realiza manualmente no es posible asegurar que la densidad del suelo sea igual entre los ensayos, por tanto ocurre una diferencia de carga máxima entre ambos.

En la Figura 5.7 en ambos ensayos se alcanza una deformación máxima de 2×10^{-3} , haciéndose aún más evidente y mayor la zona de compresión, siendo esta zona mayor para el ensayo L1N2DI.

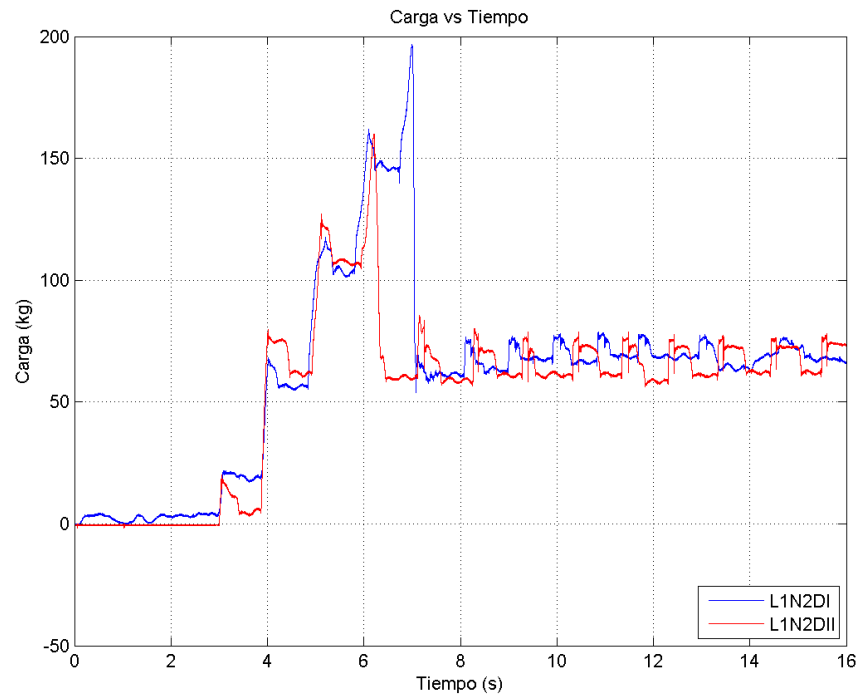


Figura 5.6. Comparación de la carga de los ensayos L1N2DI y L1N2DII.

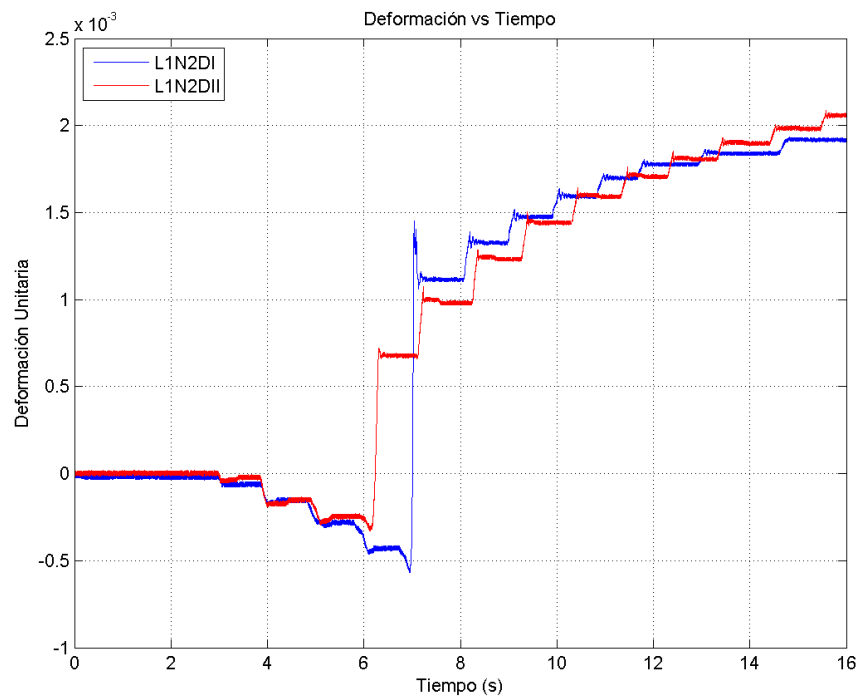


Figura 5.7. Comparación de la deformación unitaria de los ensayos L1N2DI y L1N2DII.

5.5.3 Profundidad de entierro 3D.

El siguiente ensayo fue realizado con la configuración antigua, a una profundidad de 3D, alcanzándose una carga máxima de 225 kg. Cabe mencionar que este ensayo al ser realizado con la configuración antigua, tiene un menor incremento de la carga máxima respecto a los ensayos realizados a la configuración nueva.

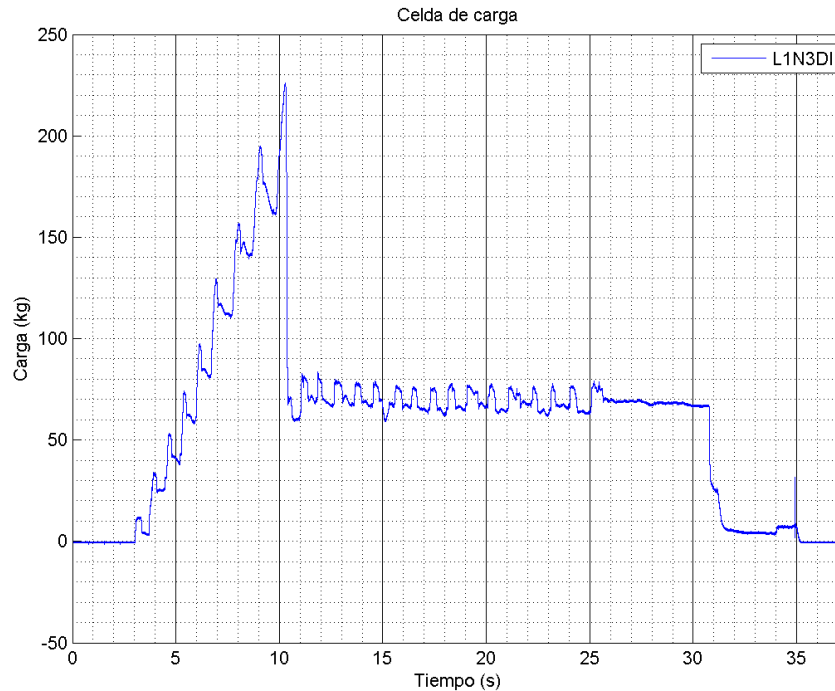


Figura 5.8. Gráfico de carga ensayo L1N3DI.

5.5.4 Profundidad de entierro 4D.

Se realizaron dos ensayos con cuatro capas de suelo por sobre la tubería, utilizando la configuración nueva en ambos ensayos, alcanzado en la prueba L1N4DI una carga última de 450 kg, mientras que en la prueba L1N4DII una carga última de 375 kg. Por otra parte en el gráfico de deformación se observan deformaciones máximas de 2.7×10^{-3} para la prueba L1N4DI y 3.1×10^{-3} en la prueba L1N4DII.

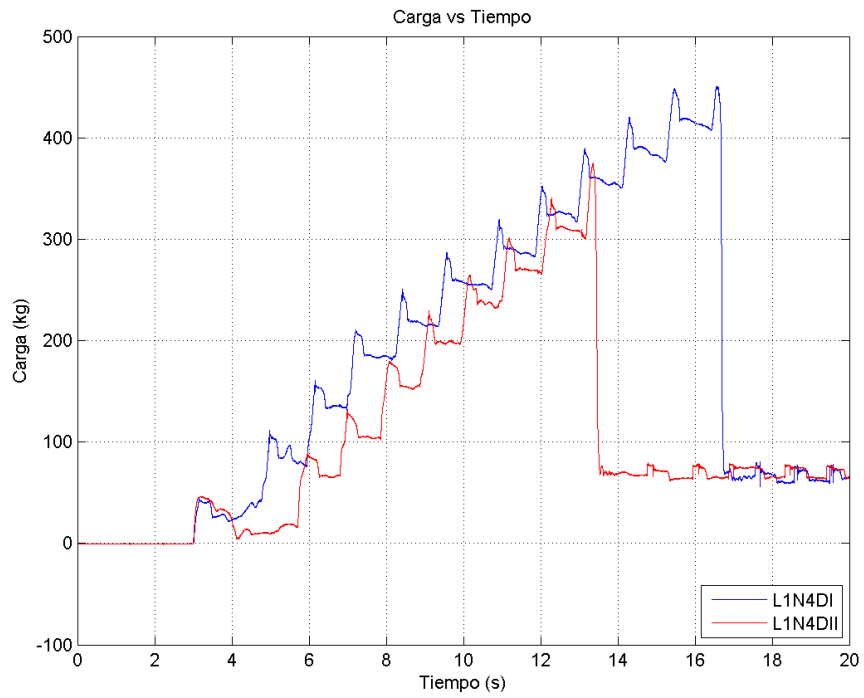


Figura 5.9. Comparación de la carga de los ensayos L1N4DI y L1N4DII.

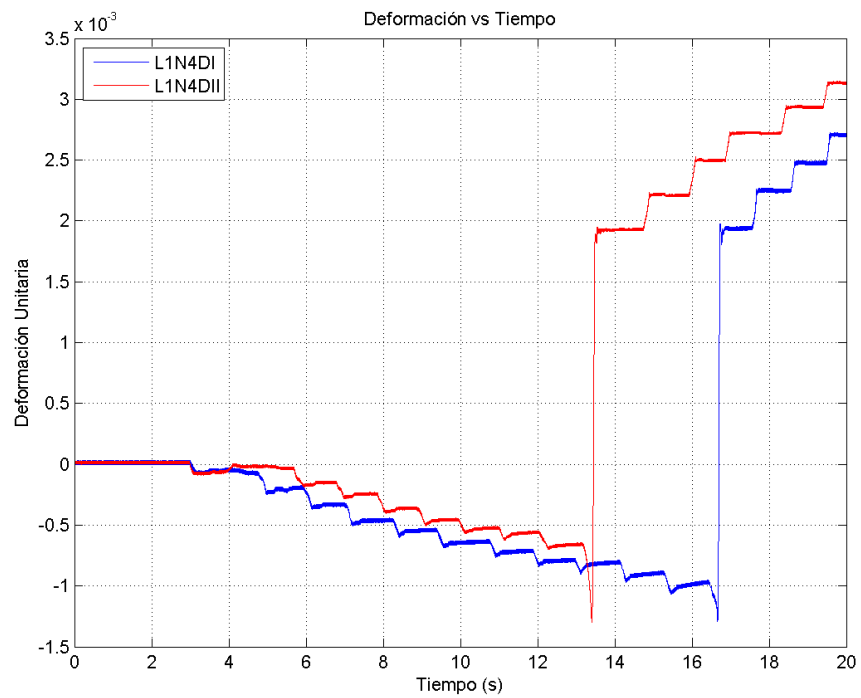


Figura 5.10. Comparación de la deformación unitaria de los ensayos L1N4DI y L1N4DII.

5.6 Resultados ensayos con distintas profundidades de entierro teórico.

Utilizando la ecuación 2.14, tomando como el módulo de Young $1.20 * 10^{10} \text{ kg/m}^2$, correspondiente a las tuberías de cobre Cu-DHP, la inercia de $4.8909 * 10^{-9} \text{ m}^4$, la altura de la imperfección (δ), como 0.01 m, y la carga hacia abajo como unidad de longitud (q) como la densidad del suelo por el ancho de la tubería por la profundidad de entierro, la cual varia de 1D a 4D. Resulta la siguiente tabla.

Tabla 5.5. Carga crítica teórica.

Altura	Carga crítica (kg)
1D	194
2D	275
3D	336
4D	389

Capítulo 6. Discusiones y Conclusiones.

6.1 Discusiones.

Como se observó en los resultados, estratos de suelo por sobre la tubería presentan un gran aumento en la resistencia máxima de pandeo en la tubería, siendo este aumento considerablemente alto en el caso de cuatro capas de suelo, en la Tabla 6.1 se observa el porcentaje que aumenta cada capa de suelo con respecto a la resistencia de la tubería.

Tabla 6.1. Porcentaje de aumento de resistencia al pandeo con respecto a la carga máxima de la tubería para distintas profundidades de entierro

Ensayo	Profundidad (D)	% porcentaje
L1N1DI	1	73.3
L1N2DI	2	113.3
L1N2DII	2	161.3
L1A3DI	3	300
L1N4DII	4	400
L1N4DI	4	500

En la Figura 6.1 se observan todos los ensayos realizados con distintas profundidades de entierro, mostrándose que una vez alcanzada la carga máxima en los distintos ensayos, la tubería inmediatamente comienza a recibir la carga última de la tubería, la que resulta en 75 kg. Respecto a lo anterior, en los videos tomados en los distintos ensayos, se notó que inmediatamente después de alcanzada la carga máxima en los ensayos, la tubería rompía el suelo y comenzaba a pandearse hacia arriba, comenzando a deformarse progresivamente.

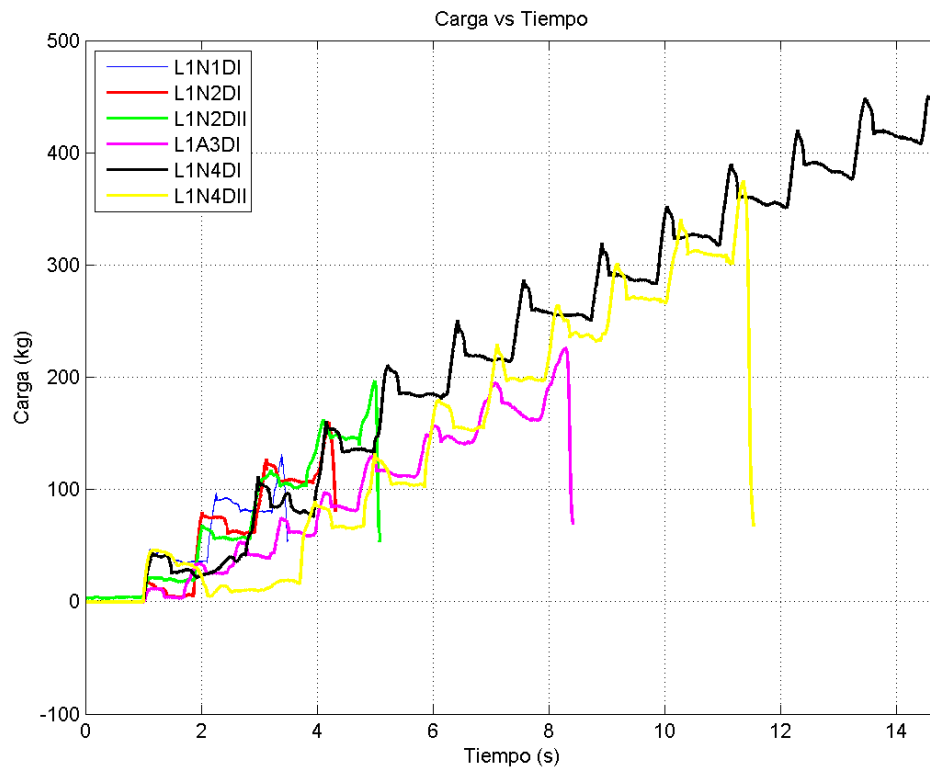


Figura 6.1. Comparación gráficos de carga ensayos L1N1DI, L1N2DI, L1N2DII, L1A3DI, L1N4DI, y L1N4DII.

Por otra parte en la Figura 6.2, se muestra que a medida que se aumentan los estratos de suelo, resulta cada vez más grande una deformación negativa de la tubería en su centro (compresión), este tramo de deformación negativa dura hasta que es alcanzada la carga máxima en el ensayo. Luego inmediatamente después de obtenida la resistencia máxima la deformación se torna positiva (tracción) siguiendo de esta manera, hasta que termina el ensayo, ocurriendo un salto entre la deformación negativa y positiva. Siendo este salto, al igual que el tramo de deformación negativa, mayor a media que la carga crítica de pandeo es mayor, debido a que la tubería almacena energía elástica durante la etapa en que se comprime, para luego liberar esta energía una vez comenzado el pandeo.

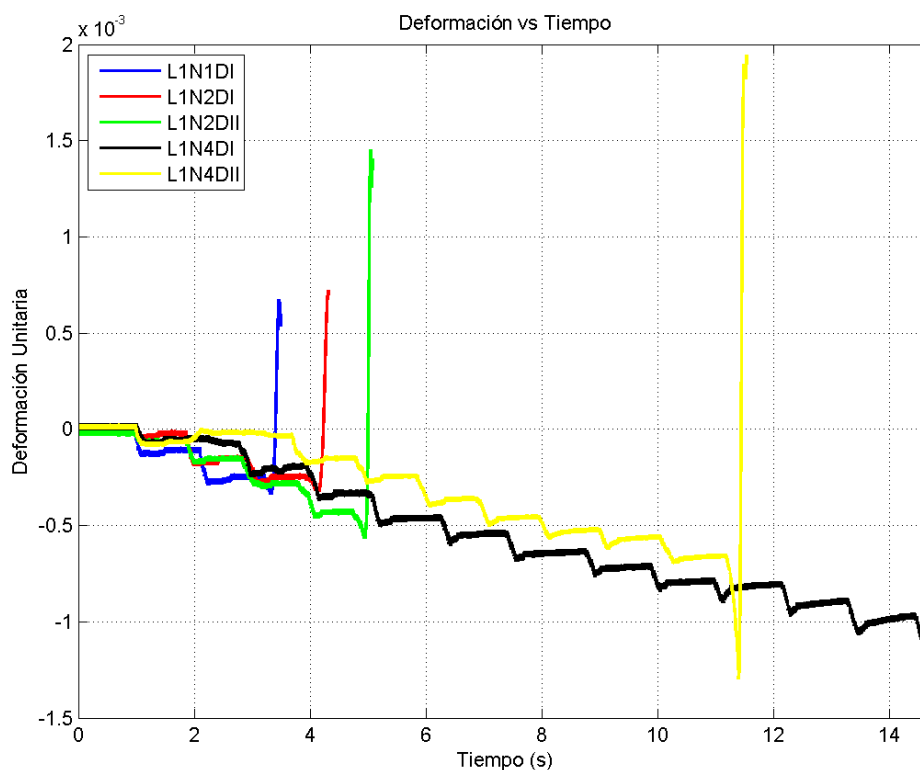


Figura 6.2. Comparación gráficos deformación unitaria ensayos L1N1DI, L1N2DI, L1N2DII, L1A3DI, L1N4DI, y L1N4DII.

Obteniendo la diferencia, entre el final de la zona de compresión, y el comienzo de zona a tracción del gráfico anterior, se obtiene la siguiente tabla, en la que además se encuentra la carga máxima asociada al ensayo, y las capas de suelo con las que contaba.

Tabla 6.2. Salto de deformación entre zona de compresión a tracción en la tubería.

Ensayo	Diferencia (10^{-3})	Carga máxima (kg)	Capas de suelo
L1N1DI	1.01	130	1
L1N2DI	1.05	160	2
L1N2DII	2.02	196	2
L1N4DI	3.27	450	4
L1N4DII	3.19	375	4

Graficando la carga máxima en el eje x, y la diferencia en el eje y, se obtiene la Figura 6.3. Observándose que entre los 160 y 375 kg, la diferencia aumenta enormemente, mientras que en los extremos el aumento es más gradual.

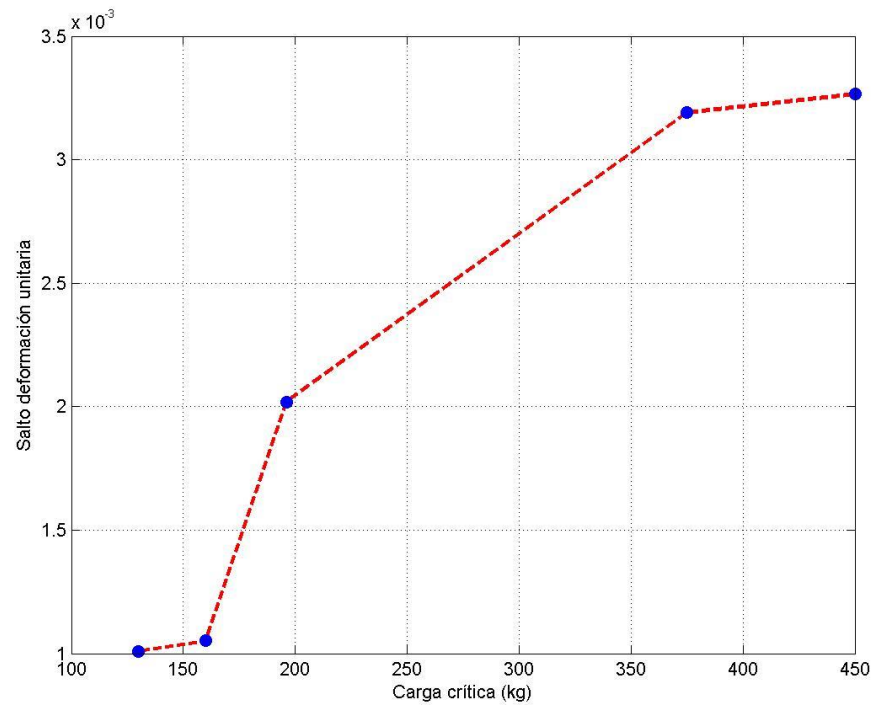


Figura 6.3. Diferencia vs carga crítica.

Adimensionalizando las variables del eje x y del eje y, se obtiene el gráfico 6.4. Esto se logra dividiendo la profundidad de entierro de cada ensayo por el diámetro exterior de la tubería para el eje x, y para el eje y dividiendo la carga máxima de pandeo de cada ensayo por la carga crítica de pandeo teórica obtenida en la sección 5.4.

En este gráfico vemos el incremento que otorga cada capa de suelo adicional a la tubería, mostrándose que hasta la profundidad de 3D, la gráfica muestra una tendencia de carácter lineal, pero para profundidades mayores a 3D, la carga máxima aumenta de manera significativa con respecto a profundidades inferiores, alcanzando valores de entre cinco a seis veces con respecto a la carga crítica de pandeo teórica, además se observa la ecuación cuadrática propuesta para los datos, la cual es:

$$y = 0.257x^2 + 0.0394x + 1.189 \quad [\text{Ec. 2.16}]$$

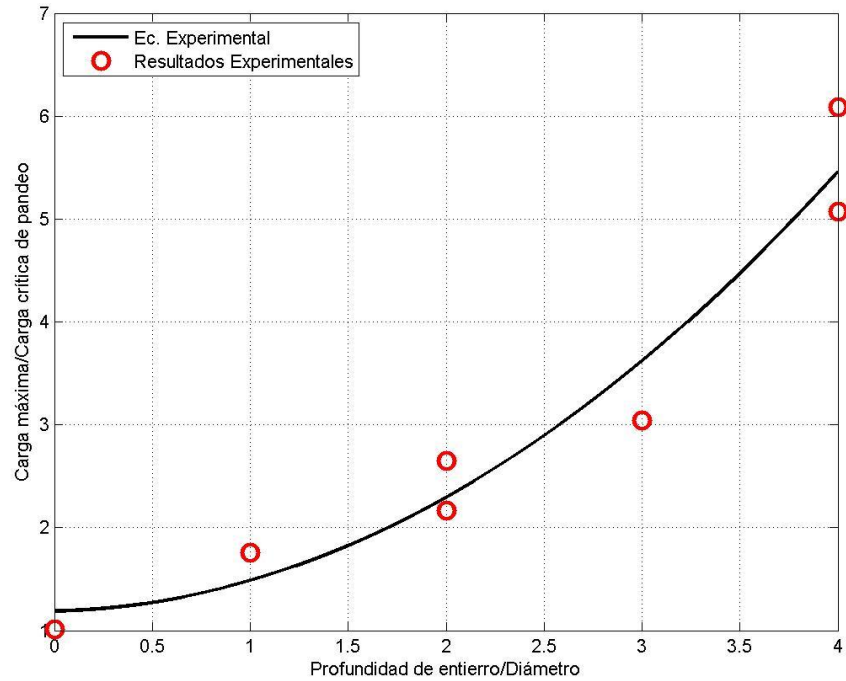


Figura 6.4. Carga crítica máxima/Carga crítica de pandeo vs Profundidad de entierro/Diámetro.

Luego, tomando los valores teóricos obtenidos de la Tabla 5.5, y adimensionalizándolos de igual manera que el gráfico anterior, y superponiéndolos con el gráfico 6.4, se obtiene la Figura 6.5. En donde se observa que los resultados teóricos sobrestiman la resistencia de pandeo del suelo, en relación a los ensayos experimentales, la Tabla 6.3 muestra la diferencia y el porcentaje de sobrestimación de los resultados teóricos respecto a los experimentales, obteniéndose para profundidades de 1 a 3D una sobrestimación que varía entre el 40% al 70%, en cambio para una profundidad de 4D los resultados teóricos logran un aumento del 3.7% respecto al ensayo L1N4DII, lográndose para el ensayo L1N4DI una subestimación del 13.6%, obteniéndose valores muy cercanos al resultado teórico en ambos ensayos.

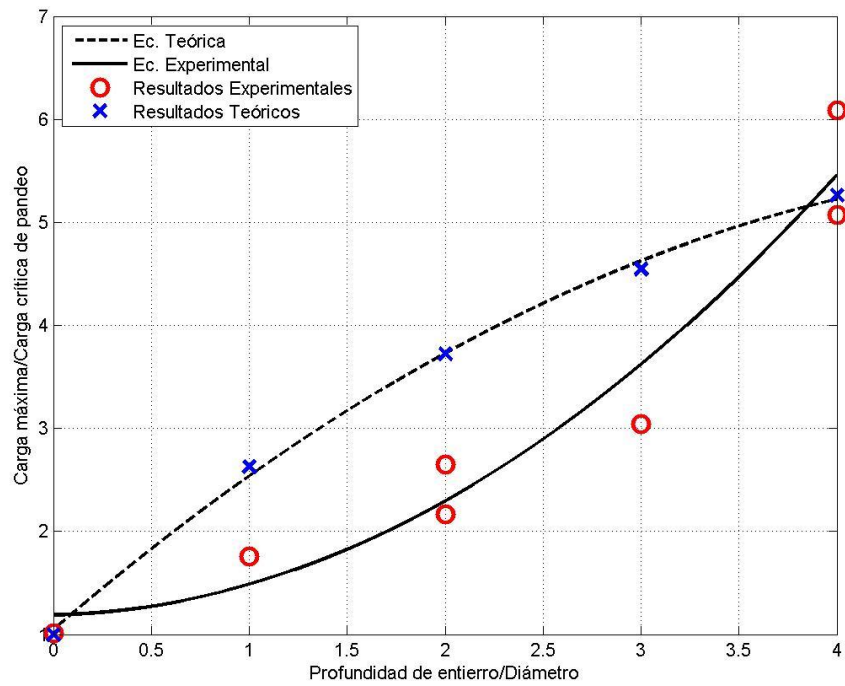


Figura 6.5. Curva teórica y experimental.

Tabla 6.3. Diferencia y porcentaje de sobrestimación de los resultados teóricos con respecto a los experimentales.

Profundidad	Ensayo	Diferencia	% porcentaje
1	L1N1DI	0.87	49.2
2	L1N2DI	1.56	71.9
	L1N2DII	1.07	40.3
3	L1A3DI	1.50	49.3
4	L1N4DI	0.83	-13.6
	L1N4DII	0.19	3.7

6.2 Conclusiones.

Realizados los ensayos, analizando y comparando los distintos resultados se llegaron a las siguientes conclusiones.

El diseño del ensayo permitió estudiar el comportamiento de la tubería enterrada bajo cargas de compresión, ya que se pudo medir claramente las cargas y deformaciones que ocurrían en cada momento. El proceso de calibración fue complejo lo que impidió la obtención de una cantidad estadísticamente representativa de resultados.

Los resultados experimentales demuestran que a medida que se incrementan los estratos de suelos, se aumenta la resistencia al pandeo de la tubería, siendo este aumento no lineal para profundidades de entierro superiores a los 3D.

Durante el proceso de carga, existe un pequeño acortamiento en la tubería, que es fácilmente detectable por el *strain gauge*, y que se mantiene hasta alcanzar la carga máxima. Este fenómeno se debe a que el suelo sobre la tubería contribuye a la acumulación de energía elástica en la tubería, la que luego se libera iniciado el pandeo, por tanto este acortamiento aumenta en función de la carga máxima, generando mayores deformaciones.

Comparando los resultados teóricos con los experimentales expuestos en la Figura 6.5, se observa una diferencia en el comportamiento. Esta diferencia podría deberse a la falta de ensayos, tal que el valor estadístico de la carga máxima de pandeo para cada condición de entierro se aproxime de mejor manera al modelo teórico. También podría darse una subestimación teórica de la carga de pandeo, debido a limitaciones de las ecuaciones que fueron ajustadas para casos de tubería de mayor diámetro

Finalmente, de existir licuación en el suelo sobre la tubería, está pierde una gran parte de su resistencia a la compresión, simulando una condición de ducto no enterrado. Esto resulta sumamente importante ya que la tubería podría pandearse únicamente por el efecto de licuación, gracias a cargas de compresión remanentes asociadas a cargas residuales generadas durante su instalación, períodos previos de oleajes u otros. Estos casos

presentarían dinámicas de falla más rápidas y violentas, correspondientes a condiciones no deseadas en el diseño.

Capítulo 7. Bibliografía.

- Biot, M. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, Vol 12, N°2. *Journal of Applied Physics*, (págs. 155-164). New York.
- Dalrymple, R. A., & Liu, P. L.-F. (1982). Gravity waves over a poroelastic seabed. *Proceedings of Ocean structural dynamics symposium, ASCE, Covallis*, 181-195.
- Gade, H. G. (1958). Effects of a nonrigid, impermeable bottom on plane surface waves in shallow water. *Journal of Marine Research*, 16 (2), 61-82.
- Hazen, A. (1892). Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration. *24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health*, vol. 34, pp. 539-556.
- Hunt, J. N. (1959). On the damping of gravity waves propagated over a permeable surface. *Journal Geotechnical Research*, 64(4), 437-442.
- Jeng, D. S., & Lin, Y. S. (2000). Response of inhomogeneous seabed around buried pipeline under ocean waves. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, 321-332.
- Jeng, D. S., Postma, P. F., & Lin, Y. S. (2001). Stresses and deformation of buried pipeline. *Journal of Transportation Engineering*, 398 - 407.
- MacPherson, H. (1978). Wave forces on pipeline buried in permeable seabed. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE*, 407-419.
- MacPherson, H. (1980). The attenuation of waves over a nonrigid bed. *Journal of Fluid Mechanics*, 721-742.
- Madsen, O. S. (1978). Wave-Induced pore pressures and effective stresses in a porous bed. *Geotechnique*, 28(4), 377-393.
- Magda, W., Maeno, S., & Nago, H. (1997). Wave-induced pore-pressure response on a submarine pipeline buried in seabed sediments - experiment and numerical verification. *Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology, Okoyama University*, Vol 3, 75 - 95.
- Mallard, W. W., & Dalrymple, R. A. (1977). Water waves propagating over a deformable bottom. *Offshore Technology Conference*, 141-146.

- McDougal, W. G., Davidson, S. H., Monkmeyer, P. L., & Sollitt, C. K. (1988). Wave-induced forces on buried pipelines. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol. 114, 220- 236.
- Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 1-19.
- MGV-AVOT. (2005). *Informe de investigación sobre la deformación producida en las líneas de suministro de agua mar planta Chile III, Methanex Chile.*
- Ommundsen, M. (2009). *Upheaval buckling of buried pipelines, Master Thesis. University of Stavanger.*
- Peck, R. B., Hansen, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering, 2da ed.* New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Pedersen P T, M. J. (1988). Large deflection upheaval buckling of marine pipeline (BOSS) Vol. 3: Structures. *Conference on Behaviour of Offshore Structures*, (págs. 965 - 981). Norway: Trondheim.
- Putnam, J. A. (1949). Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom. *Transactions American Geophysical Union*, 30(39, 349-356.
- Qiang Bai, Y. B. (2014). *Subsea pipeline design, analysis, and installation.* Oxford: Elsevier.
- Qiu, D. (2006). *Waves and seepage mechanics.*: National Defense Publishing, Beijing, China.
- Rahman, M. S., Seed, H. B., & Booker, J. R. (1997). Instability and movement of ocean floor sediments. *Journal of Offshore and Polar Engineering*, 7(3), 220-225.
- Reid, R. D., & Kajiura, K. (1957). On the damping of gravity waves over a permeable seabed. *Transactions American Geophysical Union*, 38(5), 662-666.
- Sleath, J. F. (1970). Wave-induced pressures in beds of sand. *Journal of the Hydraulics Engineering*, 367-378.
- Spiereburg, S. E. (1986). Wave-induced pore pressures around submarine pipelines. *Coastal Engineering*, 10, 33-48.

- Teh, T. C., Palmer, A., Bolton, M. D., & Damgaard, J. (2006). The stability of submarine pipelines on liquefied seabeds. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 244-251.
- Thusyanthan, I., Mesmar, S., Robert, D. J., Wang, J., & Haigh, S. K. (2011). Upheaval buckling assessment based on pipeline features. *Offshore Technology Conference, OTC 21802*, (págs. 95 - 114).
- Yamamoto, T. (1977). Wave-induced instability in sea beds. *Coastal Sediments, ASCE*, 898-913.
- Yamamoto, T. (1978). Sea bed instability from Waves. *Offshore Technology Conference*.
- Zen, K., & Yamazaki, H. (1990). Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 90 - 104.