

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE OLEODUCTOS Y  
GASODUCTOS EN DESLIZAMIENTOS DE TIERRA**

**ERIKA PAOLA CABEZA PINZÓN**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2009**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE OLEODUCTOS Y  
GASODUCTOS EN DESLIZAMIENTOS DE TIERRA**

**ERIKA PAOLA CABEZA PINZÓN**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de  
Ingeniera Civil**

**Director:**

**M.Sc. Jaime Suárez**

**Co – Director:**

**Harry Nelson Ramírez Ariza**

**Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2009**

## DEDICATORIA

*A Dios que me ha permitido culminar  
una etapa más de mi vida.*

*A mi mamá por su apoyo, su amor, su confianza, sus consejos  
y sus deseos de hacer de mi vida lo mejor.*

*A mi papá por su apoyo.*

*A mis hermanos Sulay, Néstor y Liliana  
por su ayuda, su apoyo, su amistad y confianza.*

*A Gloria por creer en mí y por todos estos años  
de amistad incondicional.*

**GRACIAS**

## **AGRADECIMIENTOS**

*A Dios por estar a mi lado en todo momento y darme sabiduría e inteligencia para lograr cumplir esta meta.*

*Al Ingeniero Jaime Suárez, por compartir sus conocimientos y experiencias, valioso aporte para el desarrollo de este proyecto.*

*Al Ingeniero Harry Ramírez y su esposa, por su colaboración, disposición de tiempo y por su interés en el buen desarrollo de la investigación.*

*A Geotecnología por su colaboración y disposición en los momentos que fue necesaria su ayuda.*

*A la Escuela de Ingeniería Civil por brindarme todo el conocimiento adquirido a través de la enseñanza de sus experiencias.*

*A la Ingeniera Alba C. León, el Geólogo Diego Torres, Ingeniero Héctor Torres, por su interés, apoyo y colaboración en todo momento.*

*A mis amigos y compañeros, Gloria, Carolina, Gustavo, Efraín, Oscar P, Adriana, Diana B, Orlando, Luz Dary, por su colaboración, amistad y constante apoyo.*

*A Yesid por compartir su tiempo conmigo, por su confianza, apoyo y colaboración en el transcurso de la realización de este proyecto.*

***MUCHAS GRACIAS***

## TABLA DE CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1. CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA</b> .....	<b>2</b>
1.1. NIVEL DE ESPECIFICACIÓN DEL PRODUCTO (PSL).....	2
1.2. GRADOS .....	3
1.3. DIMENSIONES .....	3
1.4. DIÁMETRO.....	4
1.5. ESPESOR DE LA PARED .....	5
1.6. PESO .....	6
1.7. LONGITUD .....	8
1.8. LINEALIDAD.....	9
1.9. UNIONES .....	9
1.10. MANO DE OBRA Y DEFECTOS .....	10
1.11. PROPIEDADES MECÁNICAS .....	11
1.12. PROPIEDADES QUÍMICAS.....	13
1.13. INSPECCIÓN Y PRUEBA .....	16
1.13.1. Prueba de Composición Química .....	16
1.13.2. Prueba de Propiedades Mecánicas .....	17
1.13.3. Prueba Hidrostática.....	24
1.13.4. Inspección No Destructiva .....	28
1.14. ETIQUETA .....	33
<b>2. FALLAS</b> .....	<b>37</b>
2.1. CAUSAS GENERALES DE LAS FALLAS.....	37
2.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS .....	40
2.3. FALLAS POR PROCESOS GEOTÉCNICOS .....	41
2.4. FALLAS POR DESLIZAMIENTOS .....	47
2.4.1. Fallas por Esfuerzos Longitudinales a Compresión.....	49
2.4.2. Fallas por Esfuerzos Longitudinales a Tensión.....	68
2.4.3. Fallas por Esfuerzos Transversales al Ducto.....	69

<b>3. MONITOREO .....</b>	<b>84</b>
3.1. MONITOREO DE DEFORMACIÓN DE LA TUBERÍA .....	84
3.1.1. Bases de Monitoreo de Deformación .....	85
3.1.2. Instalación Típica de Strain-gauge .....	86
3.1.3. Cambios Típicos de la Deformación.....	86
3.1.4. Tipos de Strain-gauge y Procedimiento de Instalación.....	87
3.2. MONITOREO GEOTÉCNICO .....	89
3.2.1. Inclinómetros .....	91
3.2.2. Extensómetros .....	92
3.2.3. Piezómetros .....	93
3.2.4. Sistema de Levantamiento Topográfico .....	93
3.2.5. Cables TDR/OTDR .....	94
3.2.6. Sistema GEOPIG (Inertial Geometry Inspection System) .....	97
3.3. CASO TRAMO BOQUEMONTE – BRICEÑO K22+990 – K31+700 .....	105
<b>4. MODELACIÓN.....</b>	<b>108</b>
4.1. MODELACIÓN NUMÉRICA CON ELEMENTOS FINITOS.....	111
4.2. MODELOS CONSTITUTIVOS .....	114
4.2.1. Modelo Elástico.....	115
4.2.2. Modelo Plástico.....	116
4.2.3. Modelo Hipoplástico.....	117
4.2.4. Modelo Viscohipoplástico .....	119
<b>5. CONCLUSIONES .....</b>	<b>121</b>
<b>6. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>123</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Porcentaje de distribución de causas de eventos en tuberías. ....	37
<b>Figura 2.2.</b> Tipos de falla en tuberías de Oleoductos y Gasoductos. ....	40
<b>Figura 2.3.</b> Causas de falla en oleoductos y gasoductos más comunes a nivel mundial. ....	41
<b>Figura 2.4.</b> Riesgos geológicos en Oleoductos y Gasoductos. ....	42
<b>Figura 2.5.</b> Movimientos de masa en tuberías. (a) Deslizamiento paralelo (b) Deslizamiento transversal. ....	43
<b>Figura 2.6.</b> Efectos del movimiento del terreno en tuberías debido a subsidencias. ....	43
<b>Figura 2.7.</b> Deslizamiento en el Derecho de vía de la tubería. ....	44
<b>Figura 2.8.</b> Deslizamiento fuera del Derecho de vía de la tubería. ....	45
<b>Figura 2.9.</b> Flujo de lodo sobre la franja de la tubería. ....	46
<b>Figura 2.10.</b> Movimientos de fallas geológicas sobre ductos. ....	46
<b>Figura 2.11.</b> Diagrama de DPS debido a deslizamientos. ....	47
<b>Figura 2.12.</b> (a) La tubería atraviesa la zona DPS en cualquier ángulo. (b) La tubería atraviesa la zona DPS en la dirección del movimiento. (c) La tubería atraviesa la zona DPS perpendicular al movimiento. ....	48
<b>Figura 2.13.</b> Modelo idealizado bloque de DPS longitudinal. ....	53
<b>Figura 2.14.</b> Desplazamiento, fuerza y deformación de la tubería para el Caso I. (a) Desplazamiento del terreno y la tubería. (b) Fuerza axial en la tubería. (c) Deformación axial en la tubería. ....	55
<b>Figura 2.15.</b> Desplazamiento, fuerza y deformación para el caso II. (a) Desplazamiento del terreno y la tubería. (b) Fuerza axial en la tubería. (c) Deformación axial en la tubería. ....	57
<b>Figura 2.16.</b> Modelo idealizado Rampa de DPS longitudinal. ....	57
<b>Figura 2.17.</b> Modelo idealizado Rampa/paso de DPS longitudinal. ....	58
<b>Figura 2.18.</b> Modelo simplificado para DPS Rampa/paso con deformación de la tubería menor a la deformación del suelo. ....	60
<b>Figura 2.19.</b> Modelo simplificado para DPS Rampa/paso con deformación a tensión de la tubería igual a la deformación del terreno. ....	63
<b>Figura 2.20.</b> Modelo idealizado corona de DPS longitudinal. ....	63
<b>Figura 2.21.</b> Modelo simplificado para DPS corona con deformación de la tubería menor que la deformación del terreno. ....	65

<b>Figura 2.22.</b> Modelo simplificado para DPS corona con deformación máxima de la tubería igual a la deformación del terreno. ....	67
<b>Figura 2.23.</b> Deformación normalizada de la tubería Vs longitud de la zona DPS. ....	67
<b>Figura 2.24.</b> Modelo de DPS transversal. (a) Distribución espacial. (b) Localización Abrupta. ....	70
<b>Figura 2.25.</b> Tubería sujeta a DPS abrupta y distribuida transversalmente: (a) Tubería (b) Desplazamiento abrupto en el borde. (c) Movimiento distribuido entre los bordes. ....	71
<b>Figura 2.26.</b> Modelo físico de la deformación transversal en la tubería y el terreno. ....	71
<b>Figura 2.27.</b> Deformación máxima a tensión Vs Desplazamiento máximo del terreno. ....	72
<b>Figura 2.28.</b> Deformación máxima de la tubería Vs Deformación del terreno. ....	73
<b>Figura 2.29.</b> Desplazamiento máximo de la tubería Vs Desplazamiento del terreno. ....	74
<b>Figura 2.30.</b> Deformación de la tubería y el terreno para $W = 30$ m. ....	75
<b>Figura 2.31.</b> Distribución del momento de flexión para tres anchos ( $\delta = \delta_{cr}$ ). ....	76
<b>Figura 2.32.</b> Distribución de fuerza axial para tres anchos ( $\delta = \delta_{cr}$ ). ....	77
<b>Figura 2.33.</b> Deformación Máxima de la tubería Vs Desplazamiento del terreno. ....	78
<b>Figura 2.34.</b> Modelo analítico de O'Rourke para tubería sujeta a DPS transversal distribuida espacialmente. ....	79
<b>Figura 2.35.</b> Sistema de Cable flexible. ....	81
<b>Figura 3.1.</b> Esquema de un Inclinómetro. ....	91
<b>Figura 3.2.</b> Esquema de un Extensómetro vertical. ....	92
<b>Figura 3.3.</b> Esquema de Piezómetro de alambre vibratorio. ....	93
<b>Figura 3.4.</b> Instalación de cables TDR. ....	95
<b>Figura 3.5.</b> Dislocación del cable TDR. ....	96
<b>Figura 4.1.</b> Modelo Winkler usado para el análisis de efectos en tuberías enterradas. ....	109
<b>Figura 4.2.</b> Modelos usados en la interacción suelo – tubería. (a) Viga con base elástica. (b) Modelo Shell. (c) Modelo con deformación plana. (d) Modelo Híbrido. ....	111

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.1.</b> Grados de tubería con extremo plano. ....	3
<b>Tabla 1.2</b> Tolerancias para diámetros de tubería .....	5
<b>Tabla 1.3.</b> Tolerancias para diámetros en los extremos.....	5
<b>Tabla 1.4.</b> Tolerancias para espesores de tubería. ....	6
<b>Tabla 1.5.</b> Tolerancias para peso de tuberías. ....	8
<b>Tabla 1.6.</b> Tolerancias para longitudes de tuberías.....	9
<b>Tabla 1.7</b> Especificaciones a Tensión para PSL 1 .....	11
<b>Tabla 1.8</b> Especificaciones a Tensión para PSL 2 .....	12
<b>Tabla 1.9.</b> Requerimientos químicos para el análisis del producto por porcentaje de peso en PSL 1.....	14
<b>Tabla 1.10.</b> Requerimientos químicos para el análisis del producto por porcentaje de peso en PSL 2.....	15
<b>Tabla 2.1.</b> Esfuerzo efectivo de fluencia y parámetros de Ramberg – Osgood para cinco grados de tubería. ....	50

## TABLA DE ILUSTRACIONES

<b>Ilustración 2.1.</b> Colapso de tubería por causa de un deslizamiento. ....	39
<b>Ilustración 3.1.</b> Instalación típica de Strain-gauges en la tubería. ....	86
<b>Ilustración 3.2.</b> Strain-gauge soldado a la tubería. ....	88
<b>Ilustración 3.3.</b> Sistema de monitoreo con el uso de "Pig".....	97

## RESUMEN

**TITULO:** ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE OLEODUCTOS Y GASODUCTOS EN DESLIZAMIENTOS DE TIERRA.\*

**AUTOR:** ERIKA PAOLA CABEZA PINZÓN\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Oleoductos, Deslizamientos de tierra, Tubería enterrada, Deformación Permanente del Suelo (DPS), Esfuerzos longitudinales y transversales, Interacción suelo – tubería.

El sistema de Oleoductos y Gasoductos sigue siendo el método más seguro y económico para el transporte de gas y petróleo en grandes distancias y a lo largo de diversos tipos de suelo. Por esta razón, cientos de compañías a nivel mundial operan sus líneas de tubería las 24 horas del día.

Esta investigación está orientada al análisis del comportamiento de ductos enterrados ante la deformación permanente del suelo (DPS) ésta se refiere al movimiento irre recuperable del suelo tal como el deslizamiento de tierra. Este análisis es fundamental para establecer un programa de monitoreo y mitigación con el fin de prevenir futuras fallas en la tubería. Así mismo, se muestran los modelos numéricos más usados, los cuales idealizan de una forma aproximada la interacción suelo – tubería para establecer su respuesta ante dichos eventos.

Este proyecto trata de resumir aspectos importantes de estudios previos propuestos y realizados por varios autores para comprender el comportamiento de la tubería cuando es sometida a esfuerzos longitudinales y transversales, principalmente, por causa de deslizamientos. De igual manera, describe cuatro modelos analíticos utilizados para idealizar los efectos de la deformación permanente del suelo longitudinal sobre la tubería y a su vez la respuesta de la tubería a deformación transversal en función de la cantidad del movimiento, la extensión de la zona de movimiento.

Finalmente, muestra las bases de algunos modelos numéricos idealizados, capaces de aproximar la interacción suelo-tubería a la realidad, mediante el uso de elementos finitos basados en la representación del suelo y la tubería en conjunto con modelos constitutivos. Se consideran ciertos parámetros, de acuerdo al modelo utilizado, los cuales contribuyen al desarrollo de la idealización.

---

\*Proyecto de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Suárez Díaz Jaime. Co-Director: Ramírez Ariza Harry Nelson

## ABSTRACT

**TITLE: ANALYSIS OF GEOTECHNICAL BEHAVIOR OF OIL PIPELINES AND GAS PIPELINES IN LANDSLIDE.\***

**AUTHOR: ERIKA PAOLA CABEZA PINZÓN\*\***

**KEY WORDS:** pipelines, landslides, buried pipe, Permanent Ground Deformation (PGD), longitudinal and transverse stress, soil-pipe interaction.

Oil and gas pipeline systems continue to be the safest, the most secure and economic method of transporting gas and oil over long distances and along of diverse types of soil. For this reason, hundreds of worldwide companies have their pipelines work 24 hours a day.

This research aims to analyze the behavior of buried pipes in front of permanent ground deformation (PGD) which refers to irrecoverable movements of soil such as landslide. This analysis is essential to establish a monitoring mitigation program in order to prevent upcoming faults in the pipeline. Likewise, the most used numerical models are shown; they idealize the soil-pipe interaction approximately with the purpose of establishing its response to those events.

This project tries to summarize important aspects of former studies proposed and accomplished by several author in order to understand the behavior of pipeline under longitudinal and transverse stress, principally because of landslides. Similarity, it describes four analytical models used to idealize the effects of permanent deformation of the longitudinal soil on the pipe as well as the response of the pipeline to transverse deformation depending on the amount of movement, the extent of the movement zone.

Finally, this study shows the basis of some numerical idealized models capable to approximate the soil-pipe interaction to reality through the use of finite elements which are based on the representation of soil and pipeline along with constitutive models. Moreover, certain parameters are taken into account according to the used model. Those parameters contribute to the development of idealization.

---

\*Degree Thesis

\*\*Faculty of Physical Mechanical Engineering. Civil Engineering Academy. Director. Engineer. Suarez Díaz Jaime. Codirector. Engineer. Ramírez Ariza Harry Nelson

## INTRODUCCIÓN

Los sistemas de oleoductos y gasoductos son comúnmente usados para el transporte de petróleo y sus derivados, gas natural, etc. sobre áreas extensas y a su paso se encuentran con una gran variedad de riesgos y condiciones difíciles del suelo, debido a la morfología geológica de nuestro país. Por esto, la industria del petróleo y el gas hoy en día se enfrenta a grandes desafíos que van más allá de la exploración y producción en zonas difíciles.

El análisis geotécnico es una fase importante en los estudios respectivos para el diseño y construcción de obras de gran desarrollo lineal, el cual tiene por objetivo establecer las mejores condiciones de estabilidad para conservar su integridad el mayor tiempo posible y asegurar un buen funcionamiento.

Este documento se enfoca en las tuberías enterradas y continuas, con la finalidad de dar a conocer su comportamiento ante los diversos eventos que experimentan a través del tiempo, considerando, que los deslizamientos ha sido uno de los eventos más frecuentes y graves.

Cabe resaltar la importancia que tiene la gran variedad de fallas geológicas, accidentes topográficos y zonas inestables que presenta el sistema montañoso colombiano, estos aspectos son base fundamental para seleccionar el corredor más óptimo.

La investigación presenta un estudio generalizado conformado por cuatro capítulos, donde se identifican las características, fallas, sistemas de monitoreo de las tuberías, al igual, que ciertas características de modelación con el fin de idealizar el comportamiento de la interacción suelo – tubería.

## **1. CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA**

El diseño, selección del material y construcción de tuberías son establecidos por códigos y normas que prescriben ciertos requerimientos mínimos. El propósito de los códigos y normas es garantizar que la estructura sea segura para operar bajo las condiciones que ha de ser usada. Algunos ejemplos de los códigos y normas que son comúnmente usados durante el diseño y construcción de tuberías son:

API 5L: API Specifications for Line Pipe

API 6D: Specifications for Pipeline Valves, End Closures, Connectors and Swivels

API 1104: Welding of Pipeline and Related Facilities

ASME B31.8: Gas Transmission and Distribution Piping Systems

ASME B16.5: Pipe Flanges and Flanged Fittings.

ASME B16.21: Nonmetallic Flat Gaskets for Pipe Flanges

ASME B31.4: Oil Transmission and Distribution Piping Systems

Ademas de estos, otras normas regionales, nacionales e internacionales pueden ser usadas en situaciones específicas.

### **1.1. NIVEL DE ESPECIFICACIÓN DEL PRODUCTO (PSL)**

Dentro de la norma API 5L se establecen los requisitos para dos niveles de especificación del producto (PSL 1 y PSL 2). Estas dos designaciones definen ciertos requerimientos especializados. El PSL 2 tiene algunos requerimientos exclusivos para carbón equivalente, prueba de dureza Notch, límite máximo de elasticidad y resistencia máxima a la tracción. Cuando los requisitos se aplican a sólo uno de los dos niveles, éstos son designados. Los requisitos que no son asignados a un PSL específico, aplican para los dos niveles mencionados anteriormente.

## 1.2. GRADOS

Los grados cubiertos por esta especificación (API 5L) son A25, A, B, X42, X46, X52, X56, X60, X65, X70 y X80 y algunos grados intermedios. La tubería de nivel PSL 1 puede ser suministrada en los grados A25 a X70 y la tubería con nivel PSL 2 puede ser suministrada en los grados B a X80.

GRADO	SIMBOLO
A25, clase I	A25
A25, clase II	A25R
A	A
B	B
X42	X42
X46	X46
X52	X52
X56	X56
X60	X60
X65	X65
X70	X70
X80	X80

*Tabla 1.1. Grados de tubería con extremo plano.*

El acero de clase II es refosforizado y en algunos casos presenta mejores propiedades de enroscado que la clase I porque posee un alto contenido de fósforo con respecto a la clase I, puede ser algo más difícil para doblar.

## 1.3. DIMENSIONES

Los tamaños usados son designaciones adimensionales las cuales son derivadas del diámetro exterior específico, medido en unidades inglesas y proporcionan un método apropiado de referenciación para el tamaño de la tubería en las tablas. El

tamaño de tubería 2 3/8 y mayor a éste es expresado como enteros y fracciones. Los tamaños más pequeños serán expresados con tres decimales.

La tubería con nivel PSL 1 puede ser suministrada en tamaños desde 0.405" hasta 80" y la tubería con nivel PSL 2 puede ser suministrada en tamaños desde 4 1/2" hasta 80". La tubería de línea es suministrada en los diámetros externos y espesores especificados, según las necesidades establecidas; tales dimensiones serán de acuerdo a las especificaciones establecidas en las respectivas normas.

#### **1.4. DIÁMETRO**

El diámetro externo debe estar dentro de las tolerancias descritas en las tablas 1.2 y 1.3. Para realizar la medición de diámetro en tubería de 20" es común emplear un medidor externo, calibrador u otro dispositivo de medida, permitiendo el paso sobre los extremos, en una distancia de 4" (101.6 mm), de un círculo de medición con un diámetro no mayor que el diámetro externo especificado de la tubería además de la tolerancia mostrada en la tabla 1.3.

Para tubería soldada con arco sumergido, las unidades de medida del círculo pueden ser ranurados para permitir el paso del medidor sobre la soldadura reforzada. Las mediciones del calibrador son hechas al menos una vez cada 4 horas por cada cambio de operación. Las mediciones de diámetro de la tubería mayor de 20" se hacen con una cinta de diámetro. (API, 2000)

Cualquier tubería que sea encontrada fuera de la tolerancia se somete a medición individual del tramo hacia atrás, hasta el final y hasta los dos siguientes tramos medidos secuenciales y que se encuentren dentro de la tolerancia. Por acuerdo entre el comprador y el fabricante, las tolerancias en los diámetros exteriores en los extremos de la tubería pueden ser aplicadas en lugar de los diámetros internos de los extremos de la tubería.

Tamaño	Tolerancia (con respecto al diámetro externo)
< 2 3/8	0.41 mm - 0.79 mm
≥ 2 3/8 y ≤ 4 1/2 soldadura continua	± 1.00 %
≥ 2 3/8 y < 20	± 0.75%
≥ 20 con costura	± 1.00 %
≥ 20 y ≤ 36 soldada	± 0.75% - 0.25%
> 36 soldada	6.35 mm - 3.20 mm

**Tabla 1.2** Tolerancias para diámetros de tubería

Tamaño	Tolerancia Mínima	Tolerancia Máxima	Fuera de Redondez	
			Tolerancia diámetro y eje	Diferencial máximo entre diámetro Min y Máx
≤ 10 3/4	0.40 mm	1.59 mm	-	-
> 10 3/4 y ≤ 20	0.79 mm	2.38 mm	-	-
> 20 y ≤ 42	0.79 mm	2.38 mm	± 1%	≤ 12.7 mm
> 42	0.79 mm	2.38 mm	± 1%	≤ 15.9 mm

**Tabla 1.3.** Tolerancias para diámetros en los extremos.

### 1.5. ESPESOR DE LA PARED

El espesor de la tubería varía de acuerdo al tipo de grado, el material usado, la ubicación y la presión de diseño. La presión de diseño no debe ser mayor a la presión máxima de operación (MOP). El espesor establecido en el diseño debe proveer los respectivos esfuerzos para prevenir posibles deformaciones y rupturas por tensión, contracción, expansión térmica y reacción externa. En ocasiones, se debe tener en cuenta las propiedades de los materiales empleados a bajas y/o altas temperaturas en el caso de presentarse algún evento en el proceso de construcción, prueba y operación de la línea de transporte.

Cada tramo de tubería es medida conforme a las especificaciones dadas en la norma. El espesor en cualquier localización debe estar dentro de las tolerancias descritas en la tabla 1.4, excepto el área de soldadura la cual no será limitada por la tolerancia. Las medidas de espesor son realizadas con un calibrador mecánico o con un dispositivo no destructivo con la precisión apropiada.

Tamaño	Tipo de tubería	Tolerancia ( % de espesor especificado)	
		Grado B o menor	Grado X42 o superior
$\leq 2 \frac{7}{8}$	Total	20.0 - 12.5	15.0 - 12.5
$> 2 \frac{7}{8} < 20$	Total	15.0 - 12.5	15.0 - 12.5
$\geq 20$	Soldada	17.5 - 12.5	19.5 - 8.0
$\geq 20$	Con costura	15.0 - 12.5	17.5 - 10.0

**Tabla 1.4.** Tolerancias para espesores de tubería.

## 1.6. PESO

Los costos de la construcción de un sistema de tuberías se ven afectados en un 50% por el peso de la tubería designada en el diseño. Cada tramo de tubería de 5 9/16 o mayor debe ser pesada por separado, los tramos de tubería menores son pesados individualmente o en grupos convenientes, es opción del fabricante. Para todos los tamaños de tubería, los pesos del artículo, y donde sea aplicable, los pesos de la carga de tubería, son determinados y registrados. La tubería enroscada y acoplada es pesada con los respectivos acoplamientos teniendo en cuenta que estén al interior de las roscas protectoras.

Para tubería con extremo plano, los pesos determinados como están descritos en la expresión mostrada más adelante, serán conforme a los pesos calculados, dentro de las tolerancias descritas en tabla 1.5.

Igualmente, para tubería enroscada y acoplada, los pesos determinados serán conforme a los pesos calculados o los pesos ajustados, dentro de las tolerancias dadas en la tabla 1.5.

Los pesos calculados de longitudes completas son determinados de acuerdo con la siguiente ecuación (API, 2000):

$$W_L = (w_{pe} \times L) + e_w$$

Donde:

$W_L$  = Peso calculado de una parte de la tubería de longitud L, Lb(kg).

$W_{pe}$  = Peso del extremo por unidad de longitud redondeada al valor más cercano 0.01 lb/ft (0.01 kg/m).

L = longitud de la tubería, incluyendo los extremos, definida en 7.5 ft (m)

$e_w$  = Ganancia de peso o pérdida debido a los extremos, lb(kg). Para tubería con extremo plano,  $e_w = 0$ .

El peso por unidad de longitud de extremo plano,  $w_{De}$ , es calculado usando la siguiente ecuación y redondeando al valor más cercano 0.01 lb/ft (0.01 kg/m): (API, 2000).

$$\text{En unidades U.S (lb/ft)} = W_{pe} = 10.69 (D-t)t$$

$$\text{En unidades S.I (kg/m)} = W_{pe} = 0.02466 (D-t)t$$

Donde:

D: Diámetro externo especificado, pulgadas (mm)

T: espesor especificado, pulgadas (mm)

Cantidad	Tolerancia
Longitudes unitarias, extremo especial o tubería A25	10 - 5.0
Longitudes unitarias, otra tubería	10 - 3.5
Cargas de tubería, grado A25, 40000 lb (18144 kg) o superior	-2,5
Cargas de tubería, aparte de grado A25, 40000 lb (18144 kg) o superior	-1,75
Cargas de tubería, todos los grados, menor que 40000 lb (18144 kg)	-3,5
Pedidos realizados , grado A25, 40000 lb (18144 kg) o superior	-3,5
Pedidos realizados, aparte de grado A25, 40000 lb (18144 kg) o superior	-1,75
Pedidos realizados, todos los grados, menor que 40000 lb (18144 kg)	-3,5

*Tabla 1.5. Tolerancias para peso de tuberías.*

## 1.7. LONGITUD

A menos que se acuerde lo contrario, la tubería se suministra en las longitudes nominales y dentro de las tolerancias mostradas en la tabla 1.6 tal cual se especifica en la orden de pedido. Para tubería enroscada y acoplada, la longitud es medida en la cara exterior de la unión. Esta longitud puede ser determinada antes de adjuntar las uniones, siempre y cuando, las asignaciones estén hechas para la longitud de las uniones.

Cada longitud de tubería debe ser medida, excepto aquella que este fabricada con longitudes uniformes dentro de 0.1 ft (0.03 m) no necesitan ser medidas por unidad. Cualquier tubería hallada fuera de la tolerancia es causa de medición individual de toda la tubería hacia atrás hasta el final y hasta los dos siguientes tramos de tubería, medidas secuenciales y estén dentro del rango de tolerancia.

La precisión de longitud medida por dispositivos, para longitudes de tubería menores de 100 ft (30 m) será  $\pm 0.1$  ft (0.03 m).

Longitud Nominal (m)	Longitud Mínima (m)	Longitud promedio Mínima (m)	Longitud Máxima (m)
Tubería enroscada y acoplada			
6	4.88	5.33	6.86
12	6.71	10.67	13.72
Tubería con extremo plano			
6	2.74	5.33	6.86
12	4.27	35.0	13.72
15	5.33	43.8	16.76
18	6.40	52.5	19.81
24	8.53	70.0	25.91

*Tabla 1.6. Tolerancias para longitudes de tuberías.*

### 1.8. LINEALIDAD

La tubería menor de 4 ½” en grados A25, A y B será razonablemente recta. Las otras tuberías serán aleatoriamente chequeadas por linealidad; la desviación de una línea no se excederá en un 0.2% de su longitud. La medición puede ser realizada usando un alambre o una cuerda tensa de extremo a extremo a lo largo de la tubería, midiendo la desviación máxima.

### 1.9. UNIONES

Cuando se especifica, las uniones (2 longitudes de tubería acoplada en conjunto por el fabricante o 2 longitudes de tubería soldada en conjunto por el fabricante de acuerdo con los requerimientos) pueden ser suministradas; sin embargo, ninguna longitud en un acoplamiento será menor de 5.0 ft (1.52 mm). En oleoductos y gasoductos se acostumbra utilizar tuberías de 12 m y extremos biselados.

Para tubería soldada con arco sumergido y costura helicoidal, los empalmes de soldadura de la lámina y soldadura con costura será permitida solo en distancias mayores de 12" (304.8 mm), para dos piezas acopladas y soldadas.

Las uniones dobles no están establecidas dentro de la norma API 5L. Estas uniones son definidas como longitudes de tubería soldadas conjuntamente por otras partes aparte del fabricante o longitudes soldadas conjuntamente por el fabricante de acuerdo con otros requerimientos establecidos.

#### **1.10. MANO DE OBRA Y DEFECTOS**

Los tipos de imperfecciones descritos a continuación, que excedan el criterio especificado serán considerados defectos. El fabricante debe tomar todas las precauciones necesarias para minimizar imperfecciones recurrentes, daños y defectos.

- Abolladuras
- Desplazamiento de bordes de la lámina
- Línea fuera del cordón de soldadura para tubería con soldadura
- Elevación del cordón interno y externo de soldadura con arco sumergido
- Elevación del refuerzo de soldadura de tubería soldada con laser
- Grietas, soldaduras y filtraciones
- Socavaciones
- Rellenos

### 1.11. PROPIEDADES MECÁNICAS

Para tubería con nivel PSL 1, los grados A25, A, B, X42, X46, X52, X56, X60, X65 y X70 se establecen de acuerdo a los requerimientos a tensión especificados en la tabla 1.7.

Grado	Mínimo Límite de Fluencia		Mínima Resistencia última a tensión		Alargamiento en 2" (50. mm) Mínimo %
	psi	Mpa	psi	Mpa	
A25	25	172	45	310	a
A	30	207	48	331	a
B	35	241	60	414	a
X42	42	290	60	414	a
X46	46	317	63	434	a
X52	52	359	66	455	a
X56	56	386	71	490	a
X60	60	414	75	517	a
X65	65	448	77	531	a
X70	70	483	82	565	a

**Tabla 1.7** Especificaciones a Tensión para PSL 1

Para tubería con nivel PSL 2, los grados B, X42, X46, X52, X56, X60, X65, X70 y X80 se establecen de acuerdo a los requerimientos a tensión especificados en la tabla 1.8.

Otros grados intermedios listados entre X42 y X80 se conformarán de acuerdo a los requisitos de tensión acordados entre el comprador y el fabricante, éstos requisitos deben ser consistentes con las especificaciones dadas en las tablas 1.7 (para tubería PSL 1) o tabla 1.8 (para tubería PSL 2).

Grado	Mínimo Límite de Fluencia		Máximo Límite de Fluencia <sup>b</sup>		Mínima Resistencia Última a Tensión		Máxima Resistencia Última a Tensión <sup>c</sup>		Alargamiento en 2" (50. mm) Mínimo %
	psi	Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa	psi	Mpa	
B	35	241	65,000 <sup>d</sup>	448	60	414	110	758	a
X42	42	290	72	496	60	414	110	758	a
X46	46	317	76	524	63	434	110	758	a
X52	52	359	77	531	66	455	110	758	a
X56	56	386	79	544	71	490	110	758	a
X60	60	414	82	565	75	517	110	758	a
X65	65	448	87	600	77	531	110	758	a
X70	70	483	90	621	82	565	110	758	a
X80	80	552	100,000 <sup>e</sup>	690	90	621	120	827	a

**Tabla 1.8 Especificaciones a Tensión para PSL 2**

**Notas:**

a) El alargamiento mínimo en 50,8 mm se determinará según la siguiente fórmula:

$$e = 625000 \left( \frac{A^{0.2}}{U^{0.9}} \right)$$

Donde:

e = Alargamiento mínimo en 50,8 mm es expresado en porcentaje y redondeado a 0,5%.

A = Área de la sección transversal de la probeta, basada en el diámetro externo y espesor de pared especificados con una aproximación de 6,5 mm<sup>2</sup> (0.01 pulg<sup>2</sup>) ó 484 mm<sup>2</sup> (0.75 pulg<sup>2</sup>), el menor valor.

U = Resistencia a la tracción especificada en Mpa (psi).

b) El esfuerzo de fluencia máximo para un grado intermedio debe ser el máximo del grado superior inmediato.

c) Todos los grados intermedios deben tener un esfuerzo máximo de tracción de 758 Mpa (110,000 psi).

d) El esfuerzo de fluencia máximo para la tubería de Grado B para ensayos con orientación longitudinal es de 496 Mpa (72,000 psi).

e) Para espesores mayores de 0.904 pulg (25.0 mm) el máximo esfuerzo de fluencia debe ser determinado por acuerdo entre el comprador y el fabricante.

Para tubería expandida en frío, la relación del límite de fluencia y la resistencia a tensión de cada tubo de prueba, en el cual será determinada, no debe exceder de 0.93. La resistencia al punto cedente (límite de fluencia) será el esfuerzo a tensión requerido para producir una elongación total de 0.5% de la longitud determinado por un extensómetro. Cuando la elongación es registrada, éste muestra el ancho nominal del espécimen de la prueba, cuando estos especímenes son usados, al igual que el diámetro y la longitud del medidor alrededor de las muestras o cuando se usan las muestras completas.

Para tubería de grado A25, el fabricante debe presentar certificación para comprobar que el material suministrado ha sido probado y reúne los requerimientos mecánicos de grado A25.

#### **1.12. PROPIEDADES QUÍMICAS**

La composición de acero usado para la fabricación de tubería suministrada por la respectiva especificación debe ser conforme a los requerimientos químicos dados en las tablas 1.4 y 1.5, para nivel PSL 1 y PSL 2, respectivamente.

La composición de acero en grados intermedios (mayores de X42) debe estar dentro de los requerimientos químicos del siguiente grado superior. Para grados X42 y mayores, por previo acuerdo, pueden usar otros elementos como los descritos en las tablas 1.9 y 1.10 (los cuales incluyen Columbium (Niobio), Vanadio y Titanio); sin embargo, se le presta gran atención a la determinación del contenido a combinar para cualquier tamaño y espesor de tubería dado, puesto que esto podría afectar la soldabilidad de la tubería.

Grado y Clase	Carbón Máximo	Manganes o Máximo	Fósforo		Azufre Máximo	Otro
			Mínimo	Máximo		
Tubería con costura						
A25, Clase I	0.21	0.60		0.030	0.030	
A25, Clase II	0.21	0.60	0.045	0.080	0.030	
A	0.22	0.90		0.030	0.030	
B	0.28	1.20		0.030	0.030	b,d
X42	0.28	1.30		0.030	0.030	c,d
X46, X52, X56	0.28	1.40		0.030	0.030	c,d
X60, X65	0.28	1.40		0.030	0.030	c,d
Tubería soldada						
A25, Clase I	0.21	0.60		0.030	0.030	
A25, Clase II	0.21	0.60	0.045	0.080	0.030	
A	0.22	0.90		0.030	0.030	
B	0.26	1.20		0.030	0.030	b,d
X42	0.26	1.30		0.030	0.030	c,d
X46, X52, X56	0.26	1.40		0.030	0.030	c,d
X60	0.26	1.40		0.030	0.030	c,d
X65	0.26	1.45		0.030	0.030	c,d
X70	0.26	1.65		0.030	0.030	c,d

**Tabla 1.9.** Requerimientos químicos para el análisis del producto por porcentaje de peso en PSL 1.

Como mínimo cada análisis requerido incluirá los siguientes elementos:

- El carbón, el manganeso, el fósforo, el azufre, el cromo, Columbio (Niobio), cobre, molibdeno, níquel, silicio, titanio, y vanadio.
- El boro. (Pero si el análisis de calor indica un contenido menor de 0.001 %, entonces, no se requiere su determinación para el análisis del producto).
- Cualquier elemento de aleación añadido durante la elaboración del acero por otro propósito fuera de la desoxidación.

Grado	Carbón Máximo	Manganeso Máximo	Fósforo Máximo	Azufre Máximo	Otro
Tubería con costura					
B	0.24	1.20	0.025	0.015	b,d
X42	0.24	1.30	0.025	0.015	b,d
X46, X52, X56	0.24	1.40	0.025	0.015	b,d
X60, X65, X70, X80	0.24	1.40	0.025	0.015	b,d
Tubería soldada					
B	0.22	1.20	0.025	0.015	b,d
X42	0.22	1.30	0.025	0.015	c,d
X46, X52, X56	0.22	1.40	0.025	0.015	c,d
X60	0.22	1.40	0.025	0.015	c,d
X65	0.22	1.45	0.025	0.015	c,d
X70	0.22	1.65	0.025	0.015	c,d
X80	0.22	1.85	0.025	0.015	c,d

**Tabla 1.10.** Requerimientos químicos para el análisis del producto por porcentaje de peso en PSL 2.

**Notas:**

- a) Columbio (Niobio), Vanadio, Titanio o combinaciones de estos pueden ser usados por acuerdo entre el comprador y el fabricante.
- b) Columbio (Niobio), Vanadio, Titanio o combinaciones de estos pueden ser usados a criterio del fabricante.
- c) La suma de los contenidos de Columbio (Niobio), Vanadio y Titanio no debe exceder 0.15%.
- d) Otras composiciones químicas pueden ser suministradas por acuerdo entre el comprador y el fabricante, siempre y cuando se reúnan los límites del ítem d y los límites de fosforo y azufre.

### **1.13. INSPECCIÓN Y PRUEBA**

Las especificaciones de inspección primordialmente sirven como una herramienta de control de calidad. La inspección de los componentes en la planta de fabricación garantiza que el producto se encuentre libre de defectos y apto para su servicio pretendido. Una función secundaria de cualquier requisito de inspección es proveer algunos medios de control del proceso. Con este control, los métodos de fabricación pueden ser ajustados para eliminar o reducir drásticamente problemas que son encontrados a menudo.

Cuando se revisan los requisitos de inspección o donde los requerimientos adicionales son considerados, el componente del método de fabricación y la técnica de inspección usada también deben ser considerados. El método de fabricación determinará qué clase de defectos se pueden presentar y la técnica de inspección debe detectar estos defectos. De esta manera, el criterio para seleccionar y rechazar defectos debe ser establecido solamente para considerar imperfecciones que podrían causar problemas.

#### **1.13.1. Prueba de Composición Química**

La composición química de un material podría afectar su soldabilidad así como su fuerza y dureza. Al considerar, cualquier restricción en la composición química para mejorar la soldabilidad, los requisitos de fuerza y dureza también deben ser revisados.

**Análisis de Calor:** El fabricante del acero debe determinar el análisis de calor del acero usado en la fabricación de la tubería solicitada. Por esto, la determinación del análisis debe ser conforme a las estipulaciones de la norma. Para grado X80, los límites del análisis de calor no han sido definidos, solo están dados los límites del análisis del producto.

**Análisis del producto:** El fabricante debe determinar el análisis de dos muestras de cada acero usado para la producción de la tubería bajo la respectiva especificación. Para tubería con costura, por criterio del fabricante, las muestras usadas para el análisis del producto deben ser tomadas, ya sea, de las muestras de prueba a tensión o de la tubería ya terminada. Para tubería soldada, por criterio del fabricante, las muestras usadas para el análisis del producto deben ser tomadas, ya sea, de la tubería terminada, de la lámina, de las muestras ensayadas a tensión o las muestras ensayadas por aplastamiento. La localización de las muestras debe ser mínimo de 90° desde la soldadura de la tubería soldada longitudinalmente. Para tubería fabricada por medio de láminas, el análisis puede ser hecho por su proveedor, siempre y cuando se realice de acuerdo con las estipulaciones dadas en la respectiva especificación.

#### **1.13.2. Prueba de Propiedades Mecánicas**

- Ensayos a Tensión



Este ensayo consiste en sujetar una muestra de los extremos en la máquina adecuada, la cual ejerce lentamente un esfuerzo axial con el objetivo que la muestra se alargue hasta llegar a la rotura.

Esta prueba nos proporciona información sobre el esfuerzo a tensión, punto de fluencia, resistencia a la tracción, elongación y reducción de área. Opcionalmente, las muestras longitudinales de tubería con costura y soldadura, se pueden tomar de la lámina, paralela a la dirección rodante y aproximadamente de la mitad entre el borde y el centro.

Esta muestra puede ser de sección completa o un fragmento de la misma. El tipo, tamaño y orientación de las muestras son debidamente registrados. El ensayo de fragmentos de muestra es presentado con superficie curvada realizando ensayos de agarre o superficie plana, sólo si las áreas de agarre de las muestras han sido labradas para reducir la curvatura o han sido aplanadas.

En ensayos longitudinales se pueden utilizar muestras de sección completa, fraccionada o para tubería con espesor mayor que 0.750 pulg a 0.500 pulg de diámetro, alrededor de la muestra. La muestra fraccionada se ensaya sin aplicar aplanamiento. Las propiedades del ensayo transversal se determinan, por uno de los siguientes métodos:

- El punto de fluencia, la resistencia última a tensión y los valores de elongación son determinados sobre una muestra rectangular aplanada o una muestra alrededor de la barra de 0.500 pulg ó 0.350 pulg.
- El punto de fluencia determinado por el método de expansión de la circunferencia con la resistencia última y los valores de elongación obtenidos de una muestra rectangular aplanada.

Las muestras para el ensayo de soldadura a tensión se toman a 90° de la soldadura situada en el centro, lo cual representa el espesor de la tubería de la cual se toma la muestra. Estas pruebas no necesariamente incluyen la determinación de la resistencia a la fluencia y elongación.

- Ensayo de Impacto



Las pruebas de impacto tienen como objetivo medir la resistencia a la falla de un material sometido a una fuerza repentina. La prueba mide la energía de impacto o la energía absorbida antes de fracturarse. Uno de los métodos más comunes para esta medición es la Prueba de Charpy.

La prueba Charpy es comúnmente usada en metales, polímeros, cerámicas y combinaciones. Es usada para evaluar la dureza relativa o la dureza de impacto de materiales y tales son frecuentemente usados en aplicaciones de control de calidad donde se constituye como una prueba rápida y económica. Es más usado como un ensayo comparativo que un ensayo definitivo.

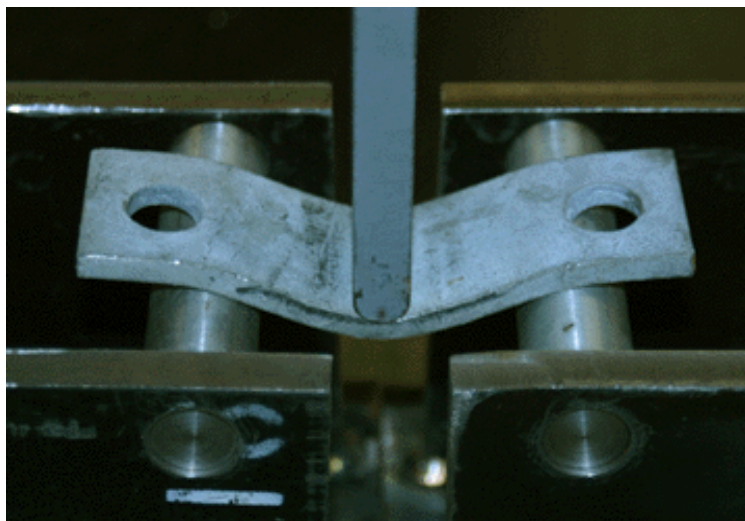
El aparato consiste de un péndulo axial aplicando un golpe a una muestra de material. La energía transferida al material puede ser obtenida para comparar la diferencia en la altura del martillo antes y después de una fractura. La ranura en la muestra afecta los resultados de la prueba de impacto, por esto, es necesario que la ranura sea de geometría y dimensiones regulares.

Así mismo, el tamaño de la muestra puede afectar los resultados, después de determinar las dimensiones, se encuentre o no, en superficie plana. Esta diferencia puede influir en gran manera las conclusiones dadas.

Como resultado cuantitativo obtenemos la energía necesaria para fracturar un material, la cual se puede usar para medir la dureza del material y el límite de elasticidad. La proporción de deformación también puede ser evaluada y analizada para obtener su efecto sobre la fractura.

Los resultados cualitativos de la prueba se pueden emplear para determinar la ductilidad de un material. Si el material se quiebra sobre una superficie plana, es frágil y si el material se quiebra con bordes dentados o cortantes, entonces es dúctil. Usualmente, un material no tiene una forma predeterminada de rompimiento, comparando las áreas dentadas con las de superficie plana, la fractura nos proporciona un porcentaje estimado de ductilidad o fragilidad.

- Ensayo de Curvatura



La prueba de curvatura determina la ductilidad o la fuerza de un material doblando el material sobre un radio dado. Después de la curva, la muestra es inspeccionada para verificación de grietas en la superficie externa. La prueba suministra la compenetración en el modulo de elasticidad y resistencia a la flexión a un material.

El método es rápido y muestra fallas en la soldadura con exactitud. Este ensayo puede usarse para encontrar ciertas propiedades de la soldadura tales como:

- Ductilidad de la zona soldada
- Soldadura de penetración
- Fusión
- Estructura cristalina (de la superficie fracturada)
- Fuerza

La prueba muestra la calidad de la junta soldada. Cualquier agrietamiento del metal indicará una fusión falsa o penetración defectuosa. El alargamiento del metal determina hasta cierto punto su ductilidad. La superficie fracturada nos muestra la estructura cristalina, usualmente, grandes cristales nos indican que el procedimiento de soldadura no se realizó correctamente o que el tratamiento térmico fue muy escaso después de soldadura.

Una soldadura de buena calidad presenta cristales pequeños. Es un método fácil, práctico y económico para comparar una unión soldada con otra del mismo tipo y dar a conocer anomalías y defectos en o cerca a la superficie en tensión.

- Ensayo de Dureza



La dureza es la medida de resistencia de un material a la deformación cuando se le aplica una fuerza externa o cierta carga. Hay varias escalas de dureza, las cuales usan diferentes métodos de aplicación de fuerza y cuantificación de resistencia a la deformación. La dureza está estrechamente correlacionada a otras características mecánicas, por presentar similitudes, un valor relativo que no tiene cantidad fundamental o absoluto y es diferente de cantidades físicas tales como la longitud, el tiempo y la fuerza. Por esto, los valores de dureza son determinados usando una máquina experimental estándar bajo condiciones dadas en la norma.

De acuerdo a definiciones metalúrgicas, la resistencia última y la dureza son muy similares, por lo general, se puede asumir que un metal es duro y fuerte. Todas las pruebas determinan la dureza desde el área de la indentación hecha en una muestra bajo una carga conocida, así mismo, determinan la profundidad a la cual un cono o esfera se hundirá en el metal bajo dicha carga, dentro de un período de tiempo específico.

Los siguientes son los métodos de prueba de dureza más comunes usados actualmente:

- ✓ Ensayo de dureza Rockwell
- ✓ Dureza Brinell
- ✓ Vickers
- ✓ Dureza Knoop
- ✓ Shore

- Ensayo de Aplastamiento



El ensayo de aplastamiento principalmente sirve para detectar defectos microscópicos internos y externos. Esto implica comprimir un anillo tubular entre dos superficies planas colocadas paralelamente a una distancia determinada. Grietas incipientes y defectos internos o externos los cuales ocurren como resultado de este proceso, no son permisibles. Este ensayo debe ser realizado como se describe en su respectiva norma, ASTM A450/ASTM A530. Frecuentemente, el ensayo de aplastamiento se desarrolla sobre varios tramos o todo el tubo en cada paquete.

Al ser un sustituto poco convencional para una inspección completa de la soldadura, genera una evaluación óptima de la ductilidad del área de soldadura y puede ocasionalmente alertar la presencia de defectos en la línea de unión. El ensayo puede probar el diámetro interno y el externo cambiando la orientación de la soldadura de 0° a 90°, al aplastar la circunferencia genera tensión en el diámetro interno y compresión en el diámetro externo, a 90° grados ocurre lo contrario. En cualquier caso, la muestra debe tener mínimo la longitud del diámetro de la tubería y máximo 4 pulgadas. Los bordes ásperos y arandelas pueden ser removidos antes del aplastamiento.

Generalmente, cuando se especifica a una organización tal como ASTM o API, la muestra de tubería debe ser aplastada a una altura específica (expresada como dimensión o porcentaje de diámetro) sin fractura en la soldadura. La soldadura frágil presenta rotura antes de alcanzar la altura mínima. Así mismo, la presencia de defectos en la línea de unión también causa falla prematura. El esfuerzo sirve para identificar la causa de falla y rectificar la condición tan pronto como sea posible en vez de continuar su funcionamiento y realizando un producto defectuoso.

### **1.13.3. Prueba Hidrostática**



La prueba hidrostática es universalmente conocida y aceptada como una manera de demostrar la adaptabilidad de un componente presurizado para servicio. Se espera que después de una prueba, la tubería en forma segura presente la presión operativa para la cual fue diseñada. El nivel de confianza para que una tubería sea apta para un servicio seguro aumenta a medida que la presión experimental maneja ciertos incrementos de presión.

Este ensayo no solo se aplica a un componente nuevo puesto en servicio por primera vez, sino que también es realizado cuando un componente es sacado de servicio después de un período de tiempo, el cual demuestra si el deterioro es causa del tiempo de servicio o la presencia de degradación en algún segmento.

El propósito de la prueba es eliminar cualquier defecto que amenace su capacidad para mantener la presión máxima operativa o mostrar que no existe ningún defecto. El ensayo consiste en subir el nivel de presión por encima de la presión operativa para ver si existe o no algún defecto por encima de dicha presión. Si falla, hay defectos y éstos son eliminados ó si no ocurre falla es porque éstos no existen, de esta manera se demuestra un margen de seguridad de presión superior a la presión operativa.

Las tuberías enterradas son probadas en fuerza presurizándolas al menos 125% de su presión máxima operativa. Dado que muchas tuberías de acero de larga distancia son diseñadas para tener un esfuerzo tangencial de 80% de la resistencia mínima de fluencia en presión máxima operativa, es decir, que el acero es tensionado al límite de fluencia mínimo y superior a éste durante la prueba y las secciones de prueba deben ser seleccionadas de tal manera que se garantice la no presencia de deformación plástica excesiva.

La prueba es desarrollada como se describe a continuación:

- El petróleo al interior de la tubería es removido y reemplazado por agua. Esta agua contiene un tinte verde ambientalmente seguro para ayudar en la determinación de la localización de un defecto, en el evento de una grieta.
- El agua al interior de la tubería es bombeada a una presión muy alta, superior a la presión normal de operación de la tubería mientras transporta petróleo. Generalmente, ésta presión se mantiene mínimo durante 8 horas.
- Durante esta prueba, la cual probablemente ocurre durante las últimas horas de la noche y las primeras de la mañana, se hace la respectiva inspección visual a lo largo de la ruta de la tubería.
- Si se presenta una grieta repentina de agua de la tubería, la presión se reduce rápidamente y el agua sube a la superficie rápidamente.
- En el evento de una pequeña grieta de agua; la presión es reducida lentamente y el agua puede no alcanzar la superficie inmediatamente. Para localizar la grieta se excava alrededor de la tubería en determinadas locaciones para realizar una investigación adicional.
- En el caso de identificar los defectos en la tubería, son reparados tan pronto como sea posible y el ensayo continúa hasta que la presión permanezca constante por lo menos durante 8 horas.
- Después de la terminación exitosa de la prueba, el agua es removida de la tubería y seguidamente, recargada de petróleo o el respectivo fluido.

En la realización de la prueba hidrostática, cada tramo de la tubería se mantiene sin fugas. La prueba de presiones para todos los tamaños de tubería con costura y soldada en tamaños 18" y menores, se realiza mínimo durante 5 segundos. Para tubería soldada en tamaños 20" y mayores se realiza mínimo durante 10 segundos. Para asegurar esto, cada tramo de la tubería es ensayada a la presión de prueba requerida, cada probador es equipado con un medidor que registra la presión de prueba y el tiempo de duración de la presión aplicada a cada tramo de tubería o con algún dispositivo entrelazado para impedir que la tubería sea clasificada como probada hasta no cumplir con los requisitos de prueba (presión e inspección).

Las presiones mínimas de prueba para grados, diámetros exteriores y espesores especificados que no estén listados serán determinadas por la fórmula de Barlow:

$$P = \frac{2St}{D}$$

Donde:

P: Presión de prueba hidrostática en Psi

S: Esfuerzo de la fibra en psi, igual al porcentaje del punto de fluencia mínimo especificado para varios tamaños.

T: Espesor especificado en pulgadas

D: Diámetro exterior especificado en pulgadas

Para todos los tamaños de tubería grado A25 menores que 5 9/16 y todos los tamaños de tubería de grado A y B menores que 2 3/8, la prueba de presión es asignada arbitrariamente.

Donde el espesor no es dado y es intermedio a espesores, cuyas presiones han sido arbitrariamente asignadas, la presión de prueba para este espesor debe ser igual a la presión establecida para el siguiente espesor. Cuando las presiones registradas no son un múltiplo de 10 psi (100 Kpa), éstas se deben redondear al valor más cercano a 10 psi (100 kPa).

#### **1.13.4. Inspección No Destructiva**

La inspección no destructiva tiene como objetivo detectar discontinuidades superficiales e internas en materiales, soldaduras, componentes e partes fabricadas. Estos materiales son comúnmente utilizados en procesos de fabricación tales como: laminados, fundidos, forjados y/o otras conformaciones. Son ensayos realizados bajo ciertos procedimientos escritos, estipulados en los respectivos códigos y normas de fabricación tales como el ASME, ASTM, API y el AWS entre otros.

La inspección no destructiva es practicada de tal manera que no se alteren en forma permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales del material. Esta inspección implica un daño imperceptible o nulo y está basada en la aplicación de fenómenos físicos tales como ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas, capilaridad, absorción y cualquier tipo de prueba que no implique un daño considerable a la muestra examinada.

Entre los ensayos no destructivos más comunes que pueden aplicarse a las tuberías presentamos los siguientes:

- Inspección Visual



La inspección visual es sin duda una de las Pruebas No Destructivas (PND) más utilizada, ya que gracias a ésta, se puede obtener información rápidamente de la superficie del material que se éste inspeccionando a simple vista. En muchas ocasiones, se accede a reforzar la inspección con la ayuda de algún dispositivo óptico, ya sea para mejorar la percepción de las imágenes o para proporcionar contacto visual en ciertas áreas de difícil acceso, tal es el caso, del interior de las tuberías de diámetro pequeño, en cuyo caso se han de utilizar boroscopios, ya sean estos rígidos o flexibles, pequeñas videocámaras u otros elementos.

La inspección visual es una herramienta de vital importancia en la obtención de resultados satisfactorios desde el punto de vista productivo y de calidad en los proyectos de construcción con soldadura. Enfocada y utilizada correctamente, la inspección visual presenta elevadas posibilidades de detectar y corregir diversos inconvenientes de manera oportuna evitando los elevados gastos en tiempo y dinero que ellos hubiesen ocasionado en el desarrollo del proyecto. Toda la tubería debe ser visualmente examinada y debe estar libre de defectos al momento de su terminación.

Es primordial tener en cuenta que el personal que realiza la inspección debe tener el conocimiento suficiente sobre el material a inspeccionar, así como, del tipo de irregularidades o discontinuidades a detectar en los mismos.

- Inspección Radiológica



La radiografía es un método de inspección no destructiva basada en la absorción diferenciada penetrante por la pieza que está siendo inspeccionada. Esa variación en la cantidad de radiación absorbida, detectada mediante un dispositivo, el cual nos indicará, la existencia de una falla interna o algún defecto en el material. Es un método capaz de detectar con buena sensibilidad defectos volumétricos.

Durante el desarrollo de la inspección se hace uso de indicadores de calidad de imagen (penetrómetros), los cuales consisten en alambres o plaquetas escalonadas del mismo material que el objeto a radiografiar, cuyos diámetros y espesores representan, por ejemplo, el 1%, 2%,3% del espesor máximo del objeto, de esta manera permite evaluar por comparación la calidad radiográfica.

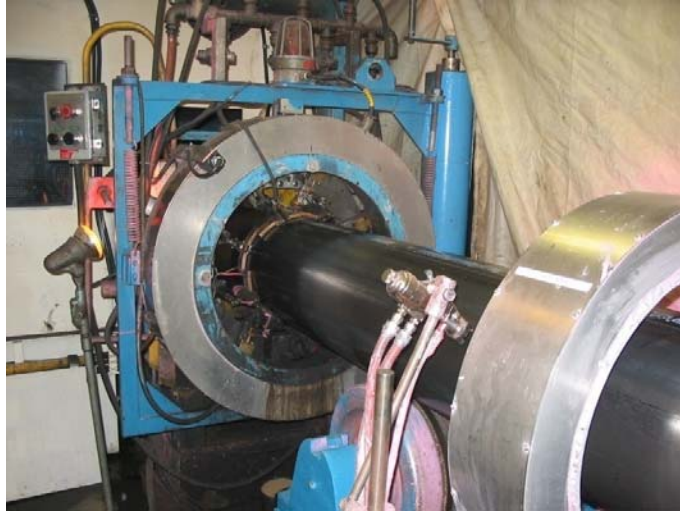
- Inspección Ultrasónica



El aprovechamiento del ultrasonido ha logrado un espacio importante entre las técnicas de ensayos no destructivos. Se ha de considerar ultrasonido aquellas oscilaciones de presión que poseen frecuencias superiores a la gamma audible (es decir, mayor a 20000 Hz). El equipo usado en la aplicación de estas técnicas logra generar, emitir y captar haces de onda muy bien definidas sujetas a las leyes de reflexión al encontrar en su trayectoria un cambio en las propiedades físicas del medio en el cual se propagan. Al ser captadas, son analizadas según el objetivo del equipamiento y con la determinación del tiempo transcurrido desde su emisión hasta su recepción, puede conocerse la distancia recorrida, al ser la velocidad previamente establecida.

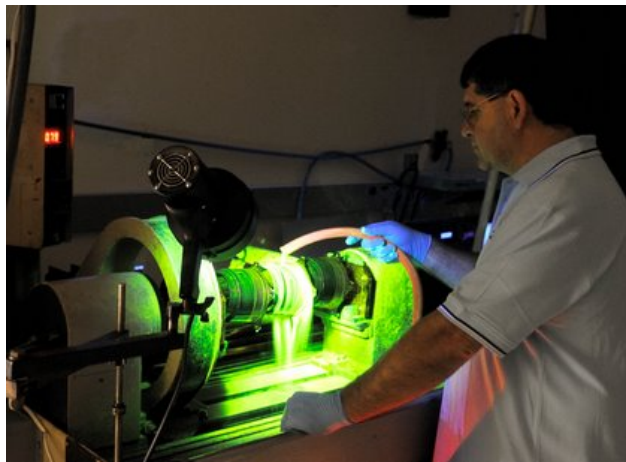
Esta inspección es un método no destructivo, en el cual un haz sónico de alta frecuencia (125 KHz a 20 MHz) es introducido en el material a inspeccionar con el objetivo de detectar discontinuidades internas y superficiales. El sonido que recorre el material es reflejado por las interfaces y es detectado y analizado para determinar la presencia y localización de discontinuidades.

- Inspección Electromagnética



Este método de inspección utiliza campos magnéticos para revelar discontinuidades. Este efecto se debe al giro del electrón sobre sí mismo y a la manera como esos electrones se organizan en los átomos, haciendo que el átomo mismo se convierta en un pequeño imán. El campo magnético ha de ser el espacio exterior del imán donde se ejerce la fuerza de inducción y está conformado por un conjunto de líneas de fuerza cuyo número y forma dependen del foco magnético o fuente generadora del campo.

- Inspección por Partículas Magnéticas



Es un método para localizar discontinuidades superficiales y subsuperficiales en materiales ferromagnéticos. Limitaciones que se deben tener en cuenta, por ejemplo, las películas delgadas de pintura y otros recubrimientos no magnéticos tales como los galvanostegicos, afectan adversamente la sensibilidad de la inspección. Se debe tener en cuenta que solo es útil en materiales ferromagnéticos.

Igualmente, puede aplicarse tanto en piezas acabadas como en semi-acabadas y durante las etapas de fabricación. El proceso consiste en someter la pieza, o parte de ésta, a un campo magnético. En la región magnetizada de la pieza, las discontinuidades existentes, es decir, la falta de continuidad en las propiedades magnéticas del material, atribuyen un campo de flujo magnético. Con la aplicación de las partículas ocurre una aglomeración de éstas en los campos de fuga, una vez que son atraídas, debido al surgimiento de polos magnéticos. La aglomeración indica un contorno del campo de fuga, fortaleciendo la visualización en la forma y extensión de la discontinuidad.

#### **1.14. ETIQUETA**

Para toda tubería y sus respectivas uniones fabricadas conforme la norma API es etiquetada por el fabricante. Las uniones se estampan con su respectiva marca, a excepción que exista un acuerdo personalizado de la marcación, en cuyo caso se hará con una plantilla. Marcación adicional incluyendo estas para normas compatibles siguiendo la respectiva especificación son admitidas y se pueden aplicar según lo desee el fabricante o como lo requiera el interesado. La localización de la marca de identificación es:

- Para tamaños de 1.900” o inferiores, estampado sobre una etiqueta metálica o impresa en las correas o bandas envolventes, usadas para agrupar el material.

- En tubería sin costura en todos los tamaños restantes y en tubería soldada menor de 16. Se marca con plantilla sobre la superficie externa empezando en el punto, entre 18 pulg y 30 pulg (457.2 mm y 762 mm) desde el extremo de la tubería, excepto cuando por acuerdo entre las partes, deban ser etiquetadas en la superficie interior en una secuencia conveniente al fabricante.
- En tubería soldada de tamaño 16 y superior, se marca con plantilla en la superficie interior empezando en un punto no menor de 6 pulg (152.4 mm) desde el extremo de la tubería en una secuencia conveniente al fabricante.

La secuencia de las etiquetas de identificación debe ser en el siguiente orden:

- Nombre del fabricante
- Especificación utilizada (Spec 5L)
- Normas compatibles con la utilizada
- Dimensiones especificadas (Diámetro exterior y espesor)
- Grado y clase

Para grados intermedios entre X42 y X80, el símbolo será X seguido por los primeros dos dígitos de la resistencia mínima a la fluencia.

- Nivel de especificación del producto (PSL 1 o PSL 2)
- Proceso de Fabricación: Los símbolos usados serán los siguientes:

Tubería sin costura (S)

Tubería soldada excepto soldadura continua y con laser (E)

Tubería con soldadura continua (F)

Tubería soldada con Laser (L)

- Tratamiento de Calor

Normalizado o normalizado y templado (HN)

Esfuerzo sub-crítico aliviado (HS)

Período sub-crítico endurecido (HA)

Sumergido y templado (HQ)

- Ensayo de presión: Cuando la prueba de presión hidrostática es superior que la presión tabulada, la palabra “PROBADA” debe ser marcada, inmediatamente seguida por la presión especificada.

## **EJEMPLO**

Una tubería de tamaño 14, 0.375 pulg (9.5 mm) de espesor, Grado B, PSL 2, sin costura, con extremo plano debe ser etiquetada como sigue, usando los valores apropiados para las dimensiones especificadas en la respectiva orden de compra:

AB CO Spec 5L 14 0.375 B PSL2 S

O

AB CO Spec 5L 355.6 9.5 B PSL2 S

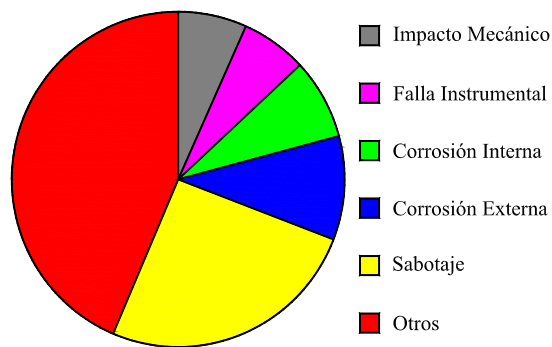


## 2. FALLAS

### 2.1. CAUSAS GENERALES DE LAS FALLAS

Los componentes de fallas que generalmente afectan las tuberías se resumen en propagación de ondas sísmicas, deformación permanente del suelo (DPS) y la ruptura por fallas mecánicas. Estos eventos pueden conducir al colapso en tuberías. Del mismo modo, basados en experiencias históricas, Adebayo y Dada (2008) han establecido como principales causas frecuentes de fugas o rupturas en tuberías, la siguiente clasificación (Figura 2.1):

- Impacto mecánico
- Falla en equipos
- Corrosión (Interna y Externa)
- Sabotaje (Vandalismo)
- Otros (Defectos en material o soldadura, fuerzas externas, fuerzas naturales, incluyendo los deslizamientos de tierra, etc.)



*Figura 2.1. Porcentaje de distribución de causas de eventos en tuberías. (Adebayo y Dada, 2008)*

El sabotaje (Vandalismo) puede ser trazado a lo largo de la historia como negligencia, marginalización y represión de las comunidades aledañas. El efecto acumulativo ha sido principalmente, la falta de desarrollo y inconformismo entre la población.

La corrosión (Externa e Interna), es otro problema en las industrias del gas y el petróleo. Las tuberías de pozos y equipos de petróleo y gas son propensos, la mayor parte, a la corrosión electroquímica. Este tipo de corrosión es causado por la exposición a la atmósfera, particularmente, en una humedad relativa elevada, a la formación de sales disueltas con contenido de agua y microorganismos.

La corrosión también ocurre del contacto entre diferentes metales bajo corriente en ciertos angostos y aberturas, tal es el caso de uniones enroscadas y bridadas. Si no es controlada correctamente puede conducir a fugas en la tubería.

El impacto mecánico ocurre cuando la tubería es interferida por una excavadora mecánica, en su mayoría cuando no existen marcas, señales o cintas de advertencia de la tubería alrededor de las zonas. Esto puede suceder en grandes regiones (sobre grandes arbustos, cubriendo el derecho de vía) donde los inspectores de la tubería no pueden visitar la zona por largos períodos de tiempo.

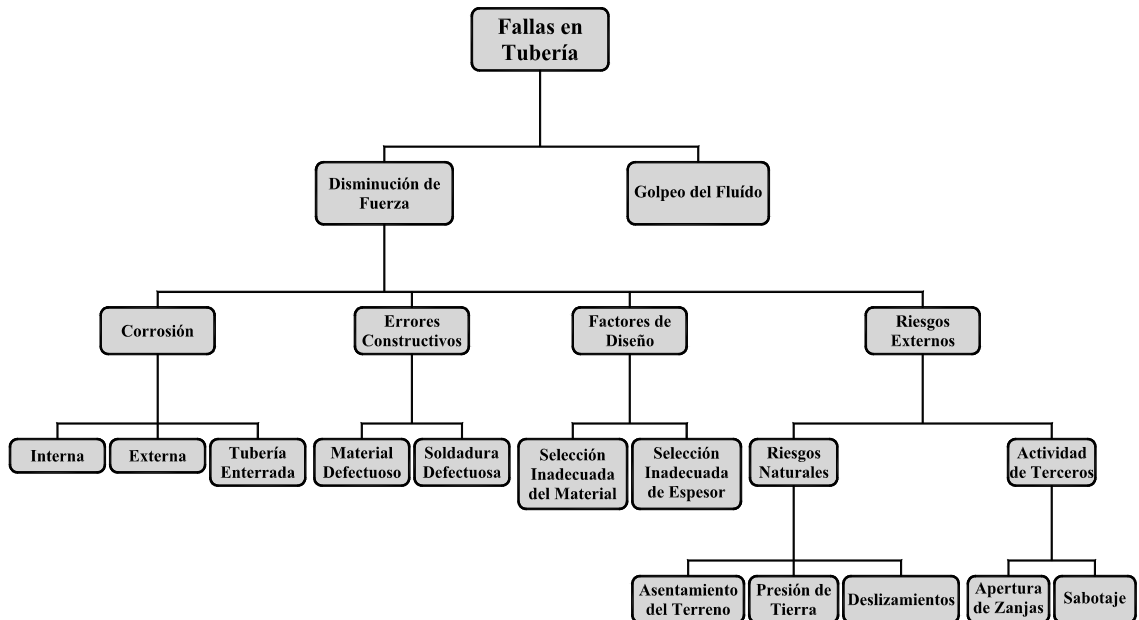
Los equipos tales como compresores o estaciones de bombeo y la incorporación de válvulas de emergencia, pueden accionar las válvulas de bloqueo. Por esto, una falla en el estado operacional de este equipo o de las instalaciones conduce a una explosión mayor. (Adebayo y Dada, 2008)



*Ilustración 2.1. Colapso de tubería por causa de un deslizamiento.*

Las fallas en tuberías soldadas como gasoductos y oleoductos ocurren cuando la fuerza promotora de falla (esfuerzo mecánico) excede la resistencia del material (resistencia a la tracción, tenacidad de fractura). Una falla puede ocurrir después de varios años de operación debido a diversas causas o por fenómenos naturales como deslizamientos de tierra (figura 2.2).

La Ilustración 2.1 muestra el daño en una tubería ocasionada por un movimiento del terreno debido a un deslizamiento de tierras. Las fallas pueden ocurrir en forma rápida por el aumento de los esfuerzos a tensión compresión o cortante o con el tiempo por fatiga o creep. Las juntas soldadas son particularmente susceptibles a fatiga. (Rumiche y Indacochea, 2007)

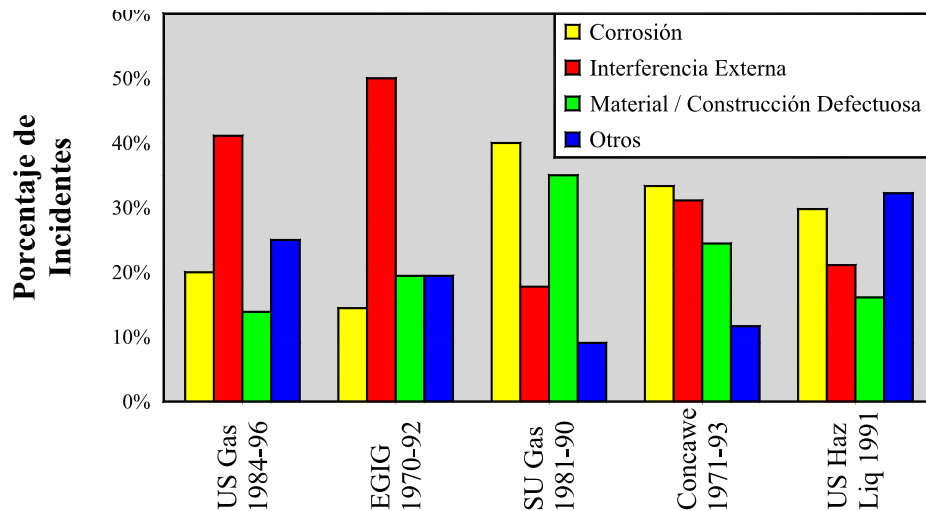


**Figura 2.2.** Tipos de falla en tuberías de Oleoductos y Gasoductos. (Rumiche y Indacochea, 2007)

A nivel mundial, las principales causas de fallas en tuberías son aquellas relacionadas con la corrosión, interferencia externa y la construcción con materiales defectuosos (figura 2.3), sin embargo, en Colombia existen dos causas muy importantes, son los deslizamientos y el sabotaje.

## 2.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS

Muhlbauer (2004) define como índice relativo de riesgo en ductos, la combinación de la posibilidad de ocurrencia de eventos con cuatro modos de falla (corrosión, daños por terceros, proyectos y operaciones incorrectas) con los impactos de fugas. Los riesgos geotécnicos son agrupados conforme al esquema presentado en la figura 2.4.

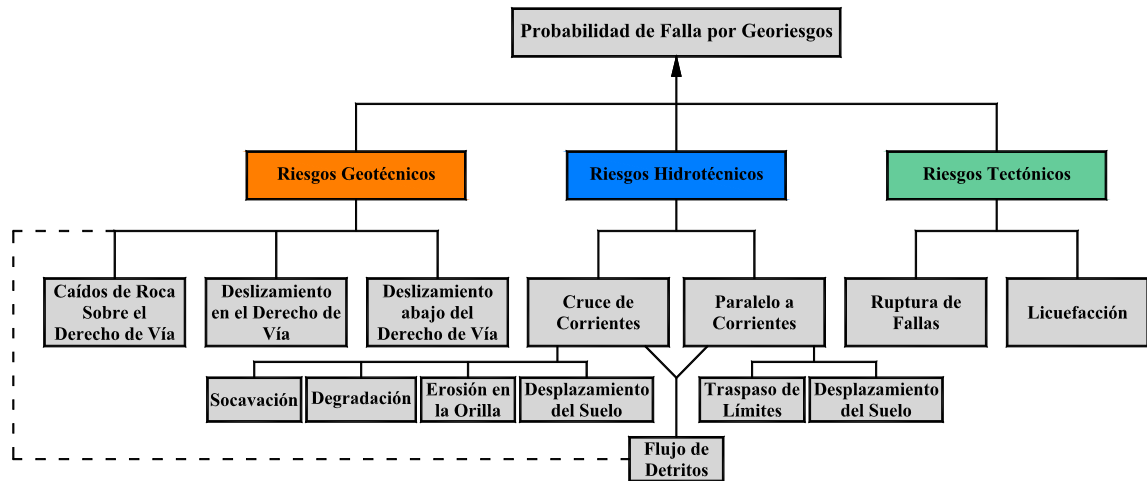


**Figura 2.3.** Causas de falla en oleoductos y gasoductos más comunes a nivel mundial. (Rumiche y Indacochea, 2007)

Los riesgos geotécnicos abarcan los movimientos de masas, incluyendo la erosión y la subsidencia del suelo. Según Cerri y Amaral (1998), un riesgo geológico-geotécnico es definido como una situación de peligro, pérdida o daño causado por el hombre, en razón a la posibilidad de ocurrencia de un proceso geológico inducido o no. Este riesgo es considerado como uno de los diversos riesgos naturales existentes caracterizados por los diversos tipos de movimiento de masa tales como deslizamientos, caídos, procesos de erosión, etc.

### 2.3. FALLAS POR PROCESOS GEOTÉCNICOS

Los procesos geotécnicos tales como movimientos de masa, proceso de erosión y subsidencias son unas de las consecuencias para las tuberías, son de gran importancia para la evaluación de riesgos geológico-geotécnicos de los ductos. Ingeniería y Geotecnia Ltda (1991), enuncia en base a su experiencia que existen pocas posibilidades de que una tubería pueda sobrevivir las grandes presiones y deformaciones que son impuestas por los deslizamientos de tierra.

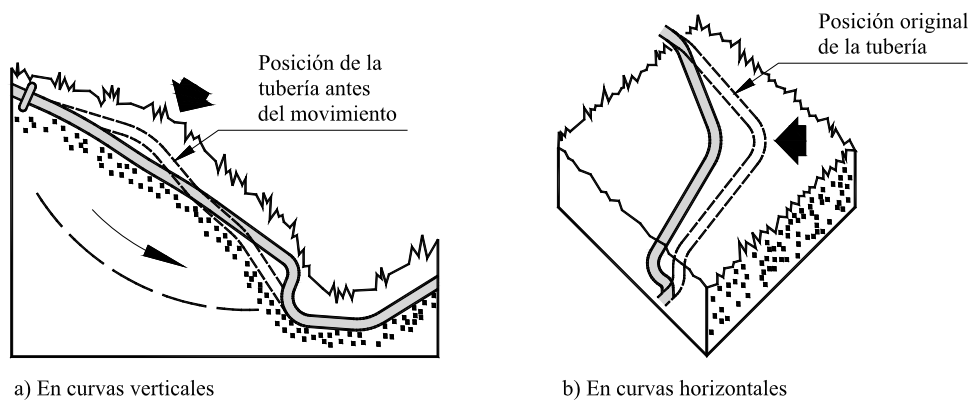


**Figura 2.4.** Riesgos geológicos en Oleoductos y Gasoductos. (Esford et al, 2004)

La figura 2.5 presenta esquemáticamente las deformaciones que una tubería puede sufrir cuando es sometida a esfuerzos provenientes de deslizamientos de tierra.

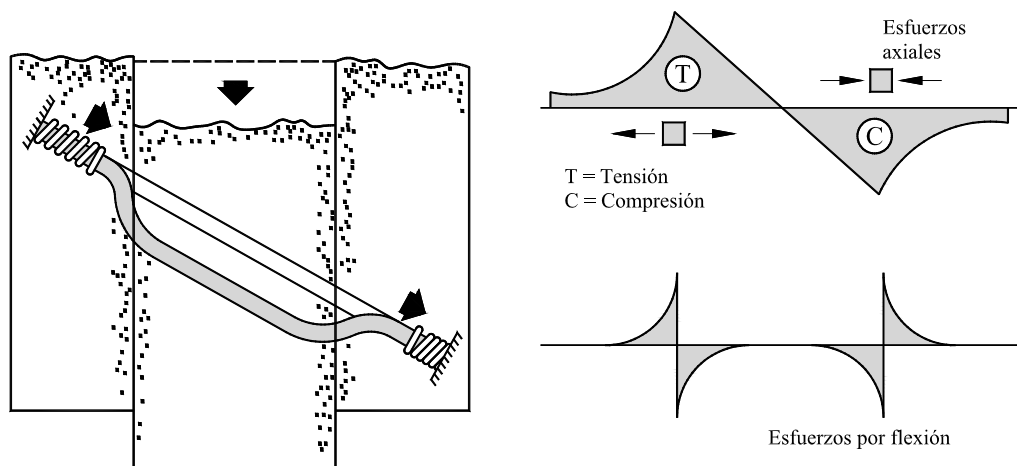
La figura 2.5 (a) presenta un deslizamiento paralelo al ducto. En esta situación, la tendencia es de que el ducto en la parte superior de la cuña, sea sometido a esfuerzos de tensión y en la parte inferior de la cuña, sea sometido a esfuerzos de compresión. En el caso de la figura 2.5 (b), un deslizamiento transversal ocasiona esfuerzos de compresión en las zonas desgastadas del ducto y de tensión en la zona central del deslizamiento.

La figura 2.6 muestra las deformaciones que la tubería puede sufrir cuando es sometida a esfuerzos provenientes de subsidencias y represiones.



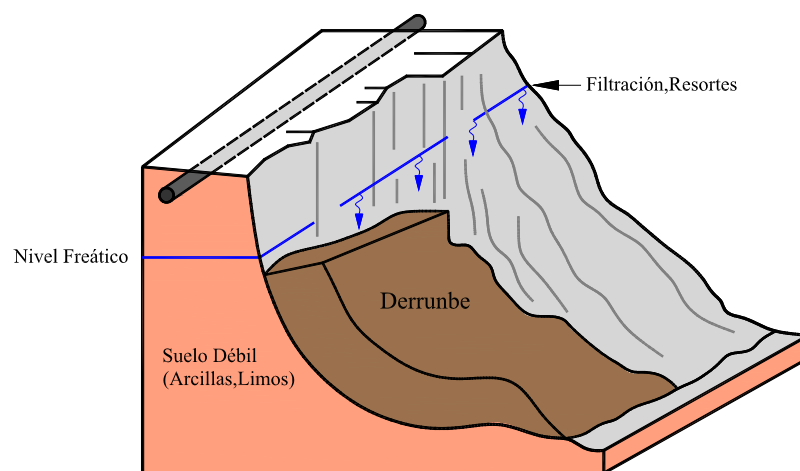
**Figura 2.5.** Movimientos de masa en tuberías. (a) Deslizamiento paralelo (b) Deslizamiento transversal. (Ingeniería y Geotecnia Ltda, 1991)

En el caso mostrado en la figura 2.6, el ducto es inclinado en relación con el nivel del terreno cuando es sometido a una subsidencia, éste tiende a sufrir esfuerzos a tensión y compresión en los límites del área de hundimiento, así como de flexión.



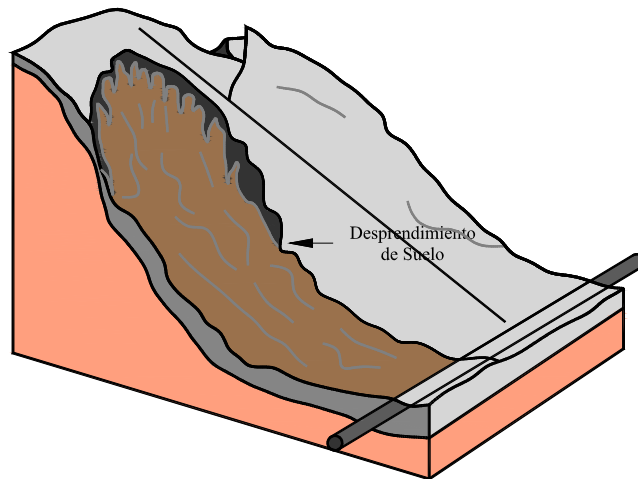
**Figura 2.6.** Efectos del movimiento del terreno en tuberías debido a subsidencias. (Ingeniería y Geotecnia, 1991)

Porter y Savigny (2002) presentan una situación de deslizamiento de tierra como se muestra en la figura 2.7, una de las primeras consecuencias de la exposición de un ducto. Si la tubería se incorpora en la masa de suelo, puede sufrir ciertas tensiones, las cuales dependen de variables tales como: la inclinación del talud, el tipo de suelo, el tipo de revestimiento, etc.



**Figura 2.7.** Deslizamiento en el Derecho de vía de la tubería.  
(Porter y Savigny, 2002)

Otra posibilidad son los deslizamientos o caídos que ocurren fuera de área como se muestra en la figura 2.8. En este caso Porter y Savigny (2002) plantean que las consecuencias dependen de la magnitud del deslizamiento o caído, de la velocidad y de la profundidad de la tubería. Un deslizamiento representa un aumento de empuje activo en la tubería, mientras que una caída puede bloquear el impacto mecánico directo de la tubería. En este tipo de evento se puede presentar mayor riesgo en instalaciones superficiales como lo son válvulas de bloqueo y estaciones de compresión.

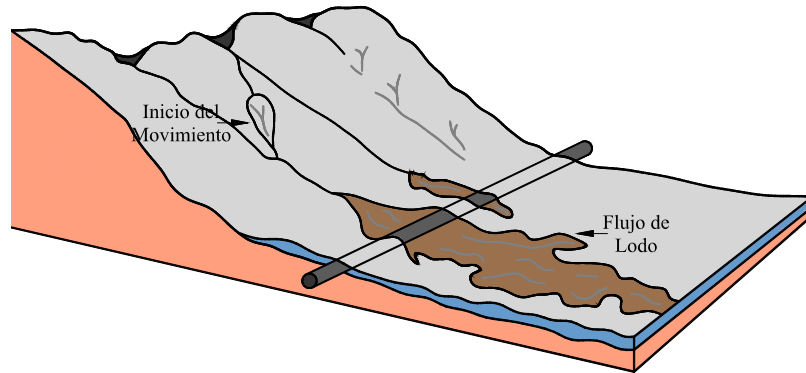


**Figura 2.8.** Deslizamiento fuera del Derecho de vía de la tubería.  
(Porter y Savigny, 2002)

La ocurrencia de flujo de lodos o detritos sobre un ducto también representan gran riesgo (figura 2.9), esto depende básicamente de la magnitud del evento y la profundidad del ducto en el terreno. (Porter y Savigny, 2002)

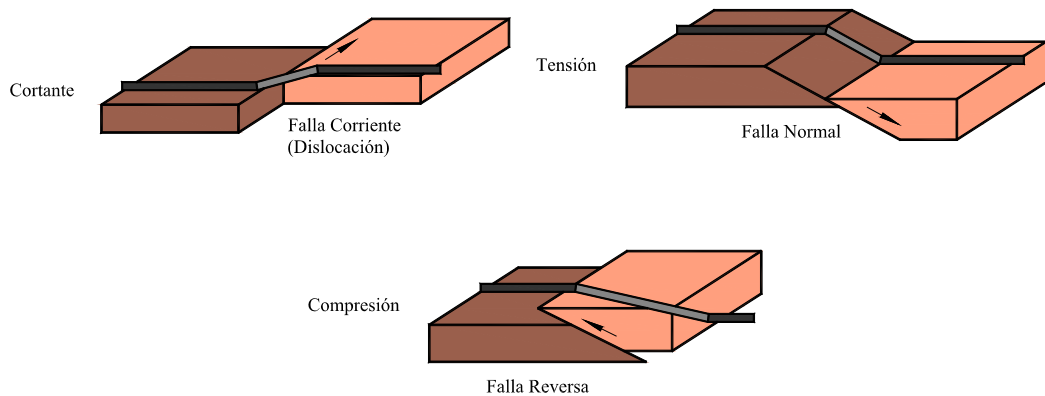
Porter y Savigny (2002) también plantean que la ruptura de fallas geológicas pueden imponer altos niveles de tensión en los ductos enterrados (figura 2.10). Generalmente, los ductos soportan más, tensiones a tracción distribuidas sobre un tramo largo que tensiones a compresión distribuidas en un tramo corto de tubería. Los factores como profundidad de asentamiento, material de relleno, tipo de falla, orientación y posición de puntos fijos, influyen a lo largo de la tubería o el tipo de área en la cual son aplicadas las tensiones.

Por ejemplo, un tubería que cruza perpendicular a una falla "normal" sufrirá más tensiones de tracción durante el movimiento del área que un ducto que atraviese una falla inversa. Los desplazamientos de fallas pueden llegar a 5 metros y en casos extremos pueden llegar a alcanzar valores en el rango de 15 a 20 metros.



**Figura 2.9.** Flujo de lodo sobre la franja de la tubería.  
(Porter y Savigny, 2002)

Los procesos de erosión en ductos pueden esencialmente retirar la cobertura del suelo o causar un exceso de cargas externas, o si la tubería se encuentra en un área dada para el depósito de material erosivo. También puede causar desprendimiento de taludes induciendo su movimiento.

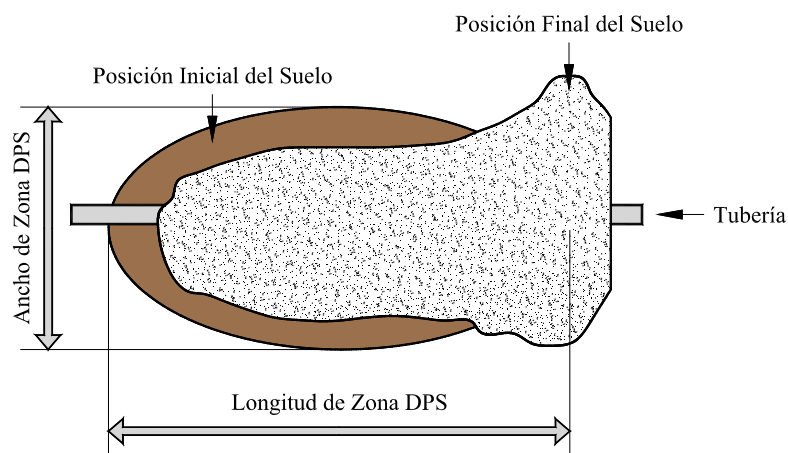


**Figura 2.10.** Movimientos de fallas geológicas sobre ductos.  
(Porter y Savigny, 2002)

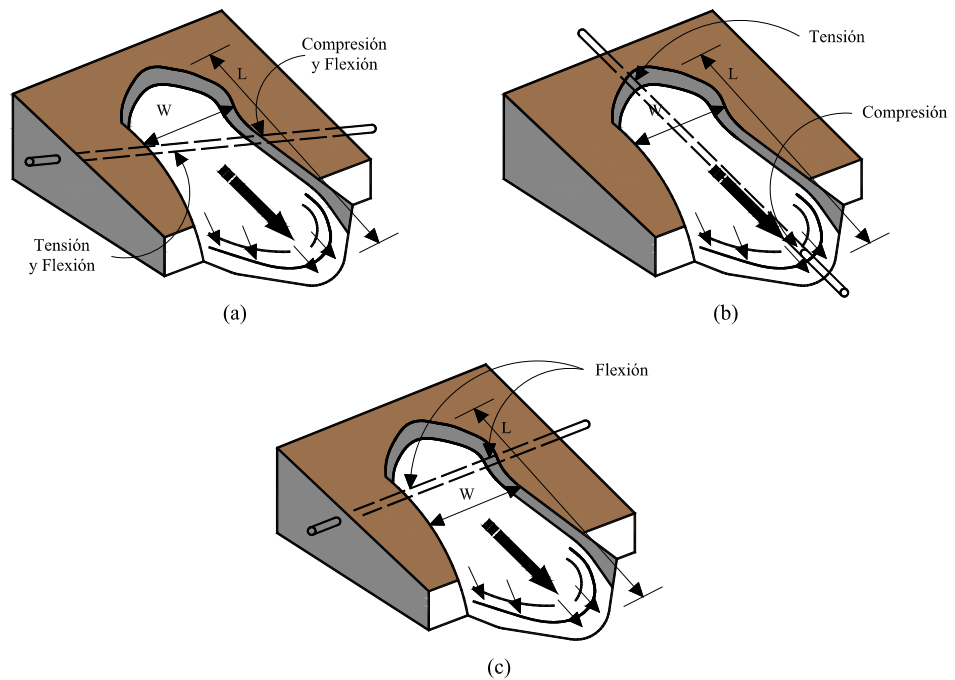
## 2.4. FALLAS POR DESLIZAMIENTOS

La deformación permanente del terreno se refiere a un desplazamiento irrecuperable del suelo debido a fallamiento, deslizamiento, asentamiento o desprendimiento lateral inducido por licuefacción. En general, la cantidad de deformación permanente del suelo (DPS) representa uno de los mayores riesgos que pueden causar daños sustanciales a las tuberías.

Las deformaciones permanentes del suelo en algún evento sísmico pueden ser debido a fallamiento o colapso del suelo. En esta investigación, nos centraremos en el análisis de la deformación del suelo asociada con la falla del suelo únicamente. El fallamiento ha sido caracterizado por deformación abrupta del terreno, donde como la deformación del suelo asociada con la respectiva falla es gradual, tal como se muestra en la figura 2.11. (IITK-GDSMA, 2007)



**Figura 2.11.** Diagrama de DPS debido a deslizamientos.  
(IITK-GDSMA, 2007)



**Figura 2.12.** (a) La tubería atraviesa la zona DPS en cualquier ángulo. (b) La tubería atraviesa la zona DPS en la dirección del movimiento. (c) La tubería atraviesa la zona DPS perpendicular al movimiento.

Existen varios modelos de deformación del suelo permanente los cuales dependen de la condición local del suelo y su configuración geológica. La tubería puede cruzar la zona de deformación permanente en una dirección arbitraria como se muestra en la figura 2.12 (a).

Sin embargo, en el diseño de la tubería para respuesta crítica debido a deformación permanente del suelo (DPS), se tienen en cuenta dos condiciones principales, el cruce paralelo (figura 2.12. (b)) y el cruce perpendicular (figura 2.12 (c)). En este documento, consideramos dos situaciones principales, cuando la tubería es sujeta a DPS longitudinal y DPS transversal respectivamente.

Al analizar las fallas de tuberías en deslizamientos de tierra se deben identificar tres casos generales:

- Esfuerzos longitudinales a compresión
- Esfuerzos longitudinales a tensión
- Esfuerzos transversales.

En general, cualquier movimiento puede descomponerse en la dirección longitudinal y transversal. O'Rourke y otros (1995) desarrollaron relaciones entre las deformaciones de la tubería, la cantidad de movimiento del suelo y la extensión de la zona de deformación.

#### **2.4.1. Fallas por Esfuerzos Longitudinales a Compresión**

Este caso se refiere al comportamiento de las tuberías cuando ocurren deformaciones no recuperables del suelo debido a deslizamientos, eventos colapsibles, asentamientos o movimientos laterales inducidos por la licuación del suelo. La respuesta de una tubería de oleoducto a este tipo de deformación está en función de la orientación de la tubería con respecto a la dirección del movimiento del terreno. Generalmente, un ducto está expuesto a una combinación de movimientos transversales y longitudinales. Para los movimientos transversales el desplazamiento es perpendicular al eje de la tubería mientras para movimientos longitudinales es paralelo, estos tipos de movimiento pueden producir la falla del ducto.

La respuesta de una tubería enterrada sometida a esfuerzos longitudinales depende de la cantidad de movimiento ( $\delta$ ) y de la longitud de la zona de movimiento ( $L$ ), el cual conduce a un arrugamiento de la tubería (flexión local).

El comportamiento esfuerzo- deformación uniaxial del acero se puede caracterizar por el modelo de Ramberg y Osgood, 1943.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left[ 1 + \frac{n}{1+r} \left( \frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^r \right]$$

Donde:

$\varepsilon$ : Deformación axial

E: Módulo de elasticidad (200000 Mpa)

$\Sigma$ : Esfuerzo efectivo de fluencia

n y r: Parámetros de Ramberg-Osgood

En la tabla 2.1 se muestran los parámetros  $\sigma_y$ , n y r para 5 tipos de aceros

Tubería de Acero	Esfuerzo efectivo de Fluencia		Parámetros de Ramberg - Osgood	
	$\sigma_y$ (ksi)	$\sigma_y$ (Mpa)	n	r
Grado B	33	227	10	100
Grado X - 42	45	311	15	32
Grado X - 52	52	358	9	10
Grado X - 60	60	414	10	12
Grado X -70	75	518	5.5	16.6

**Tabla 2.1.** Esfuerzo efectivo de fluencia y parámetros de Ramberg – Osgood para cinco grados de tubería.

(O'Rourke y otros, 1995)

Generalmente, el acero de la tubería para oleoductos y gasoductos tiende a deformarse a tensión más allá de sus puntos efectivos de fluencia sin romperse. Por lo tanto, el tipo de falla más probable es arrugamiento a compresión de la pared de la tubería, especialmente si la tubería no tiene defectos de corrosión.

Hall y Newmark (1977) basados en ensayos de laboratorios sugieren que el arrugamiento a compresión de una tubería empieza a una deformación de  $1/3$  a  $1/4$  del valor teórico de:

$$\varepsilon_{teórico} = 0.6 \frac{t}{R}$$

Donde  $t$  es el espesor de la pared del tubo y  $R$  el radio. Para ejercicios prácticos se puede asumir que el arrugamiento empieza en la mitad del rango establecido por Hall y Newmark que es

$$\varepsilon_w = 0.175 \frac{t}{R}$$

Este valor según O'Rourke, Liu y Flores-Berrones, es apropiado para tuberías de pared delgada pero es algo conservador para tuberías de pared gruesa. Las deformaciones en una tubería enterrada que no tenga curvas ni codos, sujetos a un movimiento longitudinal, se deben a las fuerzas de fricción en la interface suelo - tubería.

Con frecuencia, se adopta un modelo elastoplástico para el comportamiento esfuerzo - deformación en esta interface. Este modelo se define completamente por dos parámetros, la fuerza axial máxima por unidad de longitud en la interface ( $f_m$ ) y el desplazamiento relativo entre el suelo y la tubería. La fuerza máxima axial por unidad de longitud  $f_m$  depende del tipo de suelo alrededor del tubo y del método de instalación de la tubería (forma de compactación del relleno).

**Para suelos granulares**,  $f_m$  depende del esfuerzo normal efectivo sobre la interface, del coeficiente de fricción y del diámetro de la tubería  $D$ . Suponiendo que tenemos deformaciones planares y el coeficiente de presión lateral  $K_o$  del suelo compactado es aproximadamente igual a 1, el esfuerzo normal efectivo es igual al producto del peso unitario efectivo del suelo ( $\gamma$ ) y de la profundidad del centro de la tubería  $H$ .

Por lo tanto, para relleno granular, la fuerza de fricción por unidad de longitud es igual a:

$$f_m = \mu \cdot \gamma H \cdot \pi D$$

Donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción en la interface suelo - tubería ( $\mu = 0.9 \tan \varphi_s$  para tubería de acero donde  $\varphi_s$  es el ángulo de fricción del suelo).

**Para suelos cohesivos**  $f_m$  depende de la resistencia no drenada del suelo  $S_u$ . Para arcillas normalmente consolidadas  $S_u$  es una aproximación a la adhesión entre el suelo y la tubería. Para suelos sobre consolidados, Lambe y Whitman (1969) recomiendan utilizar la resistencia no drenada de un suelo equivalente normalmente consolidado. Por lo tanto para suelo cohesivo

$$f_m = S_u \cdot \pi D$$

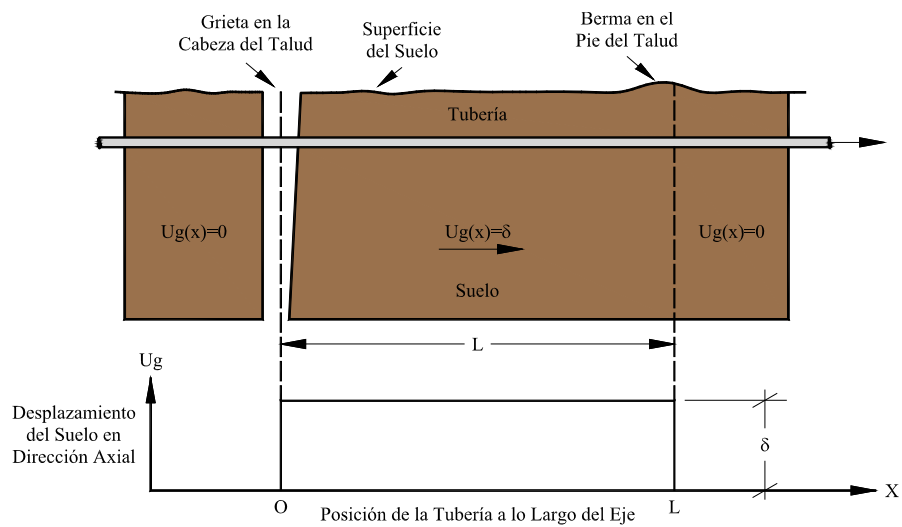
Para suelos cohesivos friccionantes  $f_m$  esta dado por:

$$f_m = (c + \mu\gamma H) \cdot \pi D$$

Donde,  $c$  es la fuerza cortante del suelo correspondiente al esfuerzo vertical efectivo.

En general, el potencial de DPS longitudinal para inducir arrugamiento en una tubería enterrada está relacionado con la cantidad de movimiento del terreno,  $\delta$ , y la longitud,  $L$ , de la zona DPS paralela al eje de la tubería, la cual representa un parámetro clave para la respuesta de la tubería al movimiento longitudinal. Para el análisis del DPS longitudinal O'Rourke y Nordberg's (1992) establecieron cuatro modelos idealizados para tubería continua, relacionados a continuación:

- **MODELO BLOQUE RÍGIDO**



**Figura 2.13.** Modelo idealizado bloque de DPS longitudinal.

El modelo bloque rígido idealizado corresponde a una masa de suelo con una longitud  $L$ , moviéndose hacia abajo con una pendiente leve. El desplazamiento del suelo sobre cualquier lado de la zona DPS es cero mientras que el desplazamiento dentro de la zona es un valor constante  $\delta$ . Una grieta del terreno ocurre en la cabeza y un montículo de compresión en el pie del talud. La idealización del modelo es mostrado en la figura 2.13. Estableciendo un sistema de coordenadas con un origen en la cabeza de la zona lateral esparcida, los desplazamientos laterales del terreno asumidos para bloque rígido son dados por:

$$U_g(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ \delta & 0 < x < L \\ 0 & x > L \end{cases}$$

Existen dos casos de modelos inelásticos sugeridos por O'Rourke y otros (1995) para tubería enterrada sujeta a un modelo bloque de DPS longitudinal.

En el primer caso, la cantidad de movimiento de tierra  $\delta$  es mayor y la deformación de la tubería es controlada por la longitud  $L$  de la zona DPS. En el segundo caso,  $L$  es mayor y la deformación de la tubería es controlada por  $\delta$ .

#### CASO I: CONTROL DE LONGITUD

La figura 2.14 muestra la situación para el caso I. La fuerza de fricción por unidad de longitud  $f_m$  actúa a la derecha, sobre toda la longitud de la zona DPS ( $L$ ) (Desde el punto B hasta el punto D), pero el desplazamiento máximo de la tubería en el centro de la zona (por ejemplo, el punto C) es menor que el movimiento de tierra  $\delta$ .

Por simetría y equilibrio, la fuerza de fricción por unidad de longitud actúa a la izquierda, sobre una distancia de  $L/2$  antes de la cabeza de la zona DPS (Desde el punto A al punto B) y sobre una distancia de  $L/2$  más allá del pie de la zona (Desde el punto D al punto E). La deformación de la tubería es máxima en el punto B (tensión) y en el punto D (compresión), mientras que la deformación es cero en el punto C.

La fuerza axial máxima en la tubería (tensión en el punto B y compresión en el punto D) es la fuerza de fricción por unidad de longitud en  $L/2$

$$F_{m\acute{a}x} = f_m L/2$$

El esfuerzo pico en la tubería es:

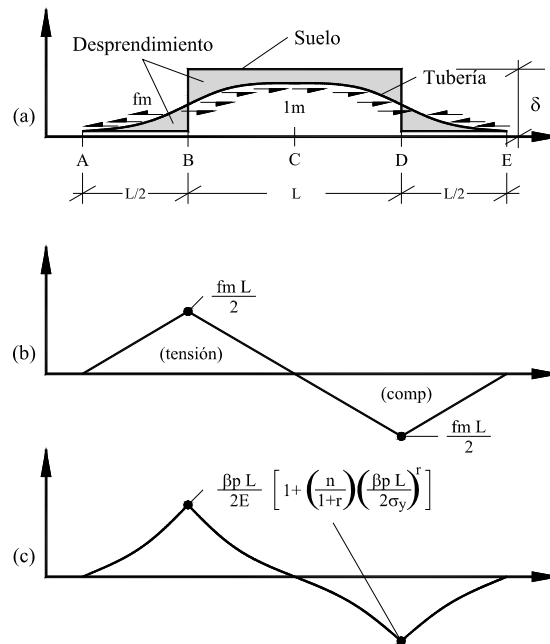
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{f_m L}{2\pi\varphi t}$$

Donde  $\varphi$  es el diámetro de la tubería. De esta manera, la deformación pico llega a ser:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{\beta_p L}{2E} \left[ 1 + \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{\beta_p L}{2\sigma_y} \right)^r \right]$$

Donde el parámetro de enterramiento de la tubería  $\beta_p$  es definida como:

$$\beta_p = \frac{f_m}{\pi \phi t} = \frac{\mu \gamma H}{t}$$



**Figura 2.14.** Desplazamiento, fuerza y deformación de la tubería para el Caso I. (a) Desplazamiento del terreno y la tubería. (b) Fuerza axial en la tubería. (c) Deformación axial en la tubería.

### CASO II: CONTROL DE DESPLAZAMIENTO

La figura 2.15 muestra la situación para el caso II. Como es el caso I, la fuerza axial, el esfuerzo y la deformación en la tubería son un máximo en el punto B (tensión) y en el punto E (compresión).

Sin embargo, en este caso las fuerzas de fricción actúan sobre una longitud aún desconocida  $L_e$ , en cada lado de los puntos B y E, y el desplazamiento de la tubería corresponde al desplazamiento del terreno  $\delta$  sobre una región de longitud  $L - 2L_e$  en el centro de la zona DPS.

Sobre el segmento AB, la fuerza en la tubería es linealmente proporcional a la distancia desde el punto A,

$$F(x) = f_m x$$

Y la deformación de la tubería sobre el segmento AB es:

$$\varepsilon(x) = \frac{f_m x}{\pi \phi t E} \left[ 1 + \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{f_m x}{\pi \phi t \sigma_r} \right)^r \right]$$

Por simetría, el desplazamiento de la tubería en el punto B es  $\delta/2$ , y

$$\frac{\delta}{2} = \int_0^{L_e} \varepsilon(x) dx$$

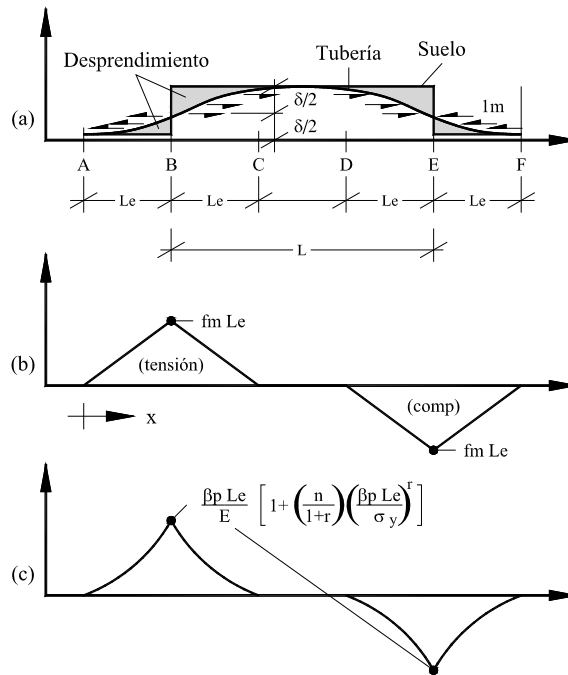
O

$$\delta = \frac{\beta_p L_e^2}{E} \left[ 1 + \left( \frac{2}{r+2} \right) \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{\beta_p L_e}{\sigma_y} \right)^r \right]$$

La deformación pico de la tubería para el caso II está dada:

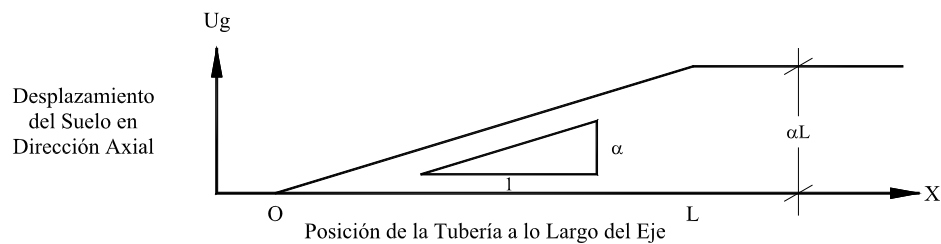
$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{\beta_p L_e}{E} \left[ 1 + \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{\beta_p L_e}{\sigma_y} \right)^r \right]$$

Evaluando simultáneamente las dos expresiones anteriores para un número de valores para la longitud desconocida  $L_e$ , se obtiene la deformación pico de la tubería para valores correspondientes de la magnitud DPS ( $\delta$ ).



**Figura 2.15.** Desplazamiento, fuerza y deformación para el caso II. (a) Desplazamiento del terreno y la tubería. (b) Fuerza axial en la tubería. (c) Deformación axial en la tubería.

• **MODELO RAMPA**



**Figura 2.16.** Modelo idealizado Rampa de DPS longitudinal.

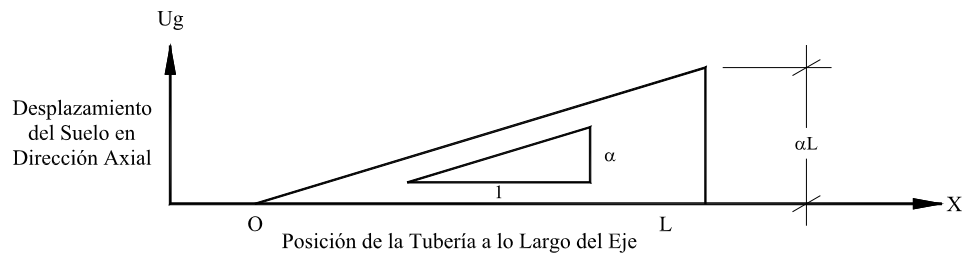
Este modelo corresponde a una deformación uniforme del terreno  $\alpha$  sobre una longitud  $L$  como muestra la figura 2.16. Las deformaciones del terreno en cualquier lado de la zona de transición son cero. El desplazamiento del suelo a la izquierda de la zona de transición es cero mientras que el desplazamiento a la derecha de la zona tiene un valor constante de  $\delta = \alpha L$ .

Estableciendo un sistema de coordenadas con un origen en el límite entre la región de suelo estable (DPS cero) y la zona de transición, el desplazamiento horizontal del suelo asumido,  $U_g(x)$ , para DPS rampa está dado por:

$$U_g(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ \alpha x & 0 < x < L \\ \alpha L & x > L \end{cases}$$

En el primer intervalo, el desplazamiento del suelo es cero y el desplazamiento relativo entre la tubería y el suelo es lo suficientemente pequeño que la interface suelo- tubería se comporta como un resorte lineal. Es decir, la fuerza de la interface es menor que  $f_m$ . El segundo intervalo, es una región de deslizamiento donde los desplazamientos relativos entre la tubería y el suelo son grandes y la fuerza de la interface suelo-tubería es una constante igual a  $f_m$ . Para el último intervalo, el desplazamiento del suelo es una función lineal de  $x$ , pero los desplazamientos relativos entre la tubería y el suelo son pequeños y por lo tanto la interface suelo-tubería es nuevamente modelada como un resorte lineal.

- **MODELO RAMPA/PASO**



**Figura 2.17.** Modelo idealizado Rampa/paso de DPS longitudinal.

Este modelo puede resultar de un desprendimiento lateral cerca a una superficie libre como la orilla de un río. El desplazamiento del suelo y su deformación son cero en cualquier lado de la zona lateral esparcida, el movimiento del suelo probablemente se presenta en la superficie libre resultando en una deformación a tensión del suelo dentro de la zona de desprendimiento, la cual se asume tiene un valor constante de  $\alpha$ .

Estableciendo un sistema de coordenadas con origen en el inicio de la rampa, los desplazamientos horizontales del terreno asumidos para este modelo están dados por:

$$U_g(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ \alpha x & 0 < x < L \\ 0 & x > L \end{cases}$$

Hay dos posibles configuraciones para la respuesta de la tubería al modelo de DPS Rampa/Paso, usando el modelo simplificado resorte-deslizante rígido. La primera configuración corresponde al caso donde la deformación máxima a tensión en la tubería es menor que la deformación del terreno ( $\alpha$ ). La segunda configuración es cuando la deformación a tensión en la tubería es igual a la deformación del terreno ( $\alpha$ ), sobre una longitud  $L$ .

#### CASO I: DEFORMACIÓN A TENSIÓN DE LA TUBERÍA MENOR QUE $\alpha$

La figura 2.18 muestra la situación para el caso I. La deformación de la tubería es cero en los puntos A, C y E. La fuerza máxima a tensión en la tubería ocurre en el punto B donde el desplazamiento de la tubería corresponde al desplazamiento del terreno. EL desplazamiento máximo axial de la tubería ocurre en el punto C. Las fuerzas de la tubería a la derecha del punto C son simétricas alrededor del punto D. La máxima fuerza compresiva en la tubería es igual en magnitud a la fuerza máxima a tensión, ocurre en el punto D. La fuerza de desprendimiento por unidad de longitud es una constante, al igual que las distancias de separación entre los puntos A hasta E, son una constante  $L_e$ . Esta longitud puede ser determinada, recordando que el desplazamiento de la tubería es igual al del terreno en el punto B. Es decir,

$$U_p(B) = U_g(B) = \alpha(L - 2L_e)$$

Este desplazamiento de la tubería en el punto B es debido a una fuerza por unidad de longitud  $f_m$  actuando sobre una longitud  $L_e$ , es decir,

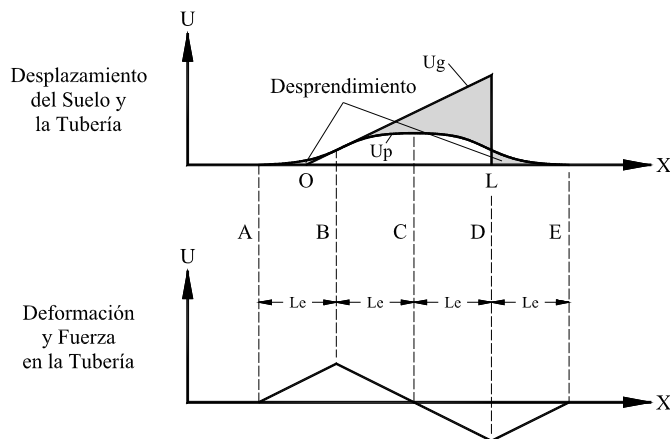
$$U_p(B) = \int_0^{L_e} \frac{f_m s}{EA} ds = \frac{f_m L_e^2}{2EA}$$

Estas dos expresiones pueden ser solucionadas por la longitud  $L_e$ , la cual siempre es una cantidad positiva:

$$L_e = \frac{\sqrt{4 \alpha^2 + 2 f_m \alpha L / EA} - 2 \alpha}{f_m / EA}$$

La máxima deformación de la tubería, a tensión en el punto B y compresión en el punto D es:

$$\epsilon = \frac{f_m L_e}{AE} = \sqrt{4 \alpha^2 + 2 f_m \alpha L / EA} - 2 \alpha$$



**Figura 2.18.** Modelo simplificado para DPS Rampa/paso con deformación de la tubería menor a la deformación del suelo.

CASO II: DEFORMACIÓN A TENSIÓN DE LA TUBERÍA IGUAL A  $\alpha$

La figura 2.19 muestra la situación para el caso II. La deformación de la tubería es cero en los puntos F, I y K. La deformación a tensión es igual a  $\alpha$  sobre una longitud  $L_2$  entre los puntos G y H, cuando el desplazamiento de la tubería

corresponde exactamente al desplazamiento asumido del terreno. La deformación máxima compresiva en la tubería ocurre en el punto J. La fuerza de desprendimiento por unidad de longitud entre los puntos F y G es una constante, la fuerza en la tubería es una función lineal de distancia y el desplazamiento axial de la tubería es una función parabólica de distancia entre los puntos F y G.

La deformación de la tubería corresponde a la del terreno en el punto G, el punto de deformación cero del terreno divide la línea segmentada entre F y G. La fuerza en la tubería es cero en el punto I y la fuerza por unidad de longitud entre H y I (disminuye) es igual que entre F y G (aumenta). Por lo tanto la distancia entre H y I debe ser igual a  $L_t$ . Similarmente, la distancia entre los puntos I y J corresponde a la distancia entre J y K. Esta distancia se denota como  $L_3$ .

El desplazamiento axial de la tubería equivale a  $\alpha L_1/2$  en el punto G y  $\alpha(L_1/2+L_2)$  en el punto H. El desplazamiento de la tubería es cero en el punto F y la fuerza en la tubería entre F y I es simétrica alrededor del punto medio del segmento FI, el desplazamiento de la tubería en el punto I es  $\alpha(L_1+L_2)$ . Similarmente, el desplazamiento axial de la tubería en el punto J es igual a  $\alpha (L_1+L_2)/2$ .

La máxima deformación a compresión de la tubería es determinada por continuidad. Recordando que el desplazamiento de la tubería en el punto G es igual al desplazamiento del terreno en ese punto, tenemos,

$$U_p(G) = U_g(G) = \frac{\alpha L_1}{2}$$

El desplazamiento de la tubería en este punto es debido a la fuerza por unidad de longitud  $f_m$  actuando sobre una distancia de  $L_1$ , por lo tanto,

$$U_p(G) = \int_0^{L_1} \frac{f_m s}{EA} ds = \frac{f_m L_1^2}{2EA}$$

Por lo tanto,

$$L_1 = \frac{\alpha EA}{f_m}$$

El desplazamiento de la tubería en el punto J debe ser igual en el punto H más el alargamiento y/o compresión sobre la distancia de H a J.

$$U_p(H) + \int_H^J \frac{f(s)}{EA} ds = U_p(J)$$

Esta expresión se reduce a:

$$L_2 = \frac{f_m}{\alpha EA} [L_3^2 - L_1^2]$$

Finalmente, notemos que la longitud total de la zona de desprendimiento lateral L, es:

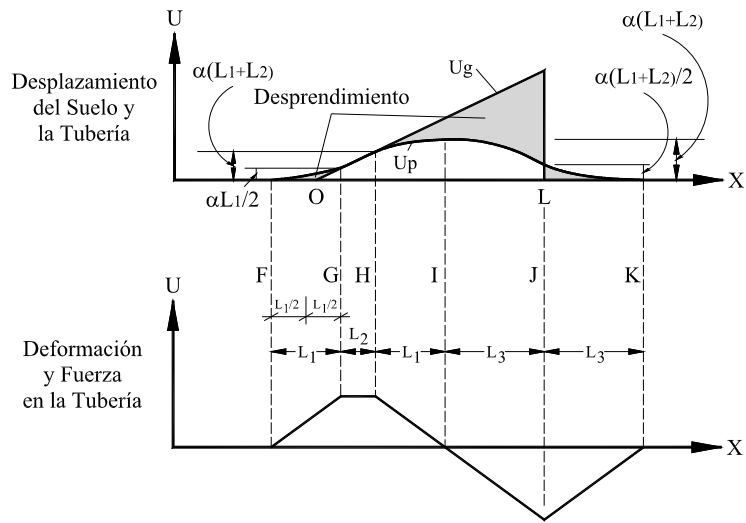
$$L = \frac{3L_1}{2} + L_2 + L_3$$

Al combinar las anteriores expresiones tenemos que:

$$L_3 = \frac{\sqrt{\frac{4f_m L}{\alpha EA} - 1} - 1}{\frac{2f_m}{\alpha EA}}$$

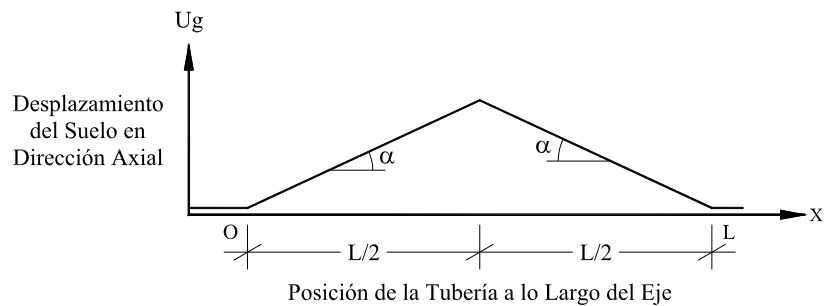
La deformación máxima compresiva en la tubería, la cual ocurre en el punto J, y a su vez es mayor que la deformación a tensión del terreno ( $\alpha$ ) es;

$$\epsilon = \frac{f_m L_3}{EA} = \frac{\alpha}{2} \left[ \sqrt{\frac{4f_m L}{\alpha EA} - 1} \right]$$



**Figura 2.19.** Modelo simplificado para DPS Rampa/paso con deformación a tensión de la tubería igual a la deformación del terreno.

- **MODELO CORONA**



**Figura 2.20.** Modelo idealizado corona de DPS longitudinal.

El desplazamiento del suelo y su deformación son cero en el exterior de la zona lateral de desprendimiento. Dentro de la zona de desprendimiento lateral, hay una deformación uniforme a tensión del terreno,  $\alpha$ , a la izquierda de la corona (el punto máximo del movimiento del terreno) y una deformación uniforme del terreno a compresión ( $\alpha$ ) a la derecha de la corona.

Estableciendo un sistema de coordenadas con origen en el lado izquierdo de la zona lateral esparcida, los desplazamientos horizontales del terreno asumidos para este modelo son:

$$U_g(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ \alpha x & 0 < x < L/2 \\ 0 & L/2 < x < L \\ 0 & x > L \end{cases}$$

Hay dos posibles configuraciones para la respuesta de la tubería a DPS Ridge usando el modelo simplificado resorte-deslizante rígido. La primera configuración corresponde al caso donde la máxima deformación en la tubería es menor que la deformación del terreno ( $\alpha$ ). La segunda configuración es donde la deformación en la tubería es igual a la deformación del terreno  $\alpha$  sobre una distancia limitada en cada lado de la corona.

#### CASO I: DEFORMACIÓN A TENSIÓN DE LA TUBERÍA MENOR QUE $\alpha$

La figura 2.21 muestra la situación para este caso. La deformación de la tubería es cero en los puntos A, C y E. La deformación máxima a tensión y compresión en la tubería ocurre en los puntos B y D respectivamente. El desplazamiento de la tubería corresponde al desplazamiento del terreno en esos puntos. El desplazamiento máximo axial de la tubería ocurre directamente bajo la corona, en el punto C. A la izquierda y derecha del punto C, la fuerza de la tubería es simétrica alrededor de los puntos B y D respectivamente. La fuerza de desprendimiento por unidad de longitud es una constante, la distancia de separación entre los puntos A hasta E es también una constante  $L_e$ . Esta longitud puede ser determinada, recordando que el desplazamiento de la tubería es igual al desplazamiento del terreno en el punto B.

$$U_p(B) = U_g(B) = \alpha \left( \frac{L}{2} - L_e \right)$$

Este desplazamiento de la tubería en el punto B es debido a la fuerza por unidad de longitud  $f_m$  actuando sobre una longitud  $L_e$ ,

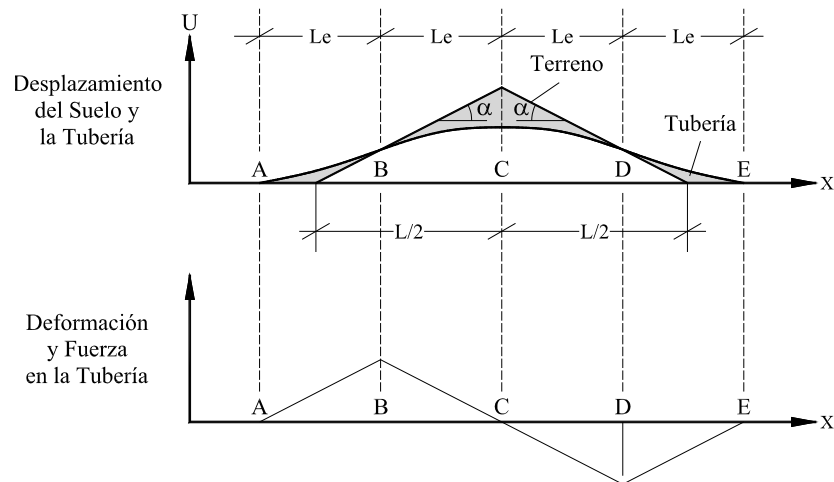
$$U_p(B) = \int_0^{L_e} \frac{f_m s}{EA} ds = \frac{f_m L_e^2}{2EA}$$

Estas ecuaciones son solucionadas para una longitud  $L_e$ , la cual siempre es una cantidad positiva.

$$L_e = \frac{\sqrt{\alpha^2 + f_m L \alpha / EA} - \alpha}{f_m / EA}$$

La deformación máxima de la tubería a tensión en el punto B y compresión en el punto D es,

$$\epsilon = \frac{f_m L_e}{AE} = \sqrt{\alpha^2 + f_m L \alpha / EA} - \alpha$$



**Figura 2.21.** Modelo simplificado para DPS corona con deformación de la tubería menor que la deformación del terreno.

## CASO II: DEFORMACIÓN A TENSIÓN DE LA TUBERÍA IGUAL A $\alpha$

La figura 2.22 muestra la situación para este caso. La deformación máxima a tensión de la tubería es igual a la deformación del terreno  $\alpha$  sobre una distancia limitada en cualquier punto a la izquierda del punto C mientras que la deformación máxima a compresión de la tubería es igual a la del terreno ( $\alpha$ ) sobre una distancia limitada en cualquier punto a la derecha del punto C.

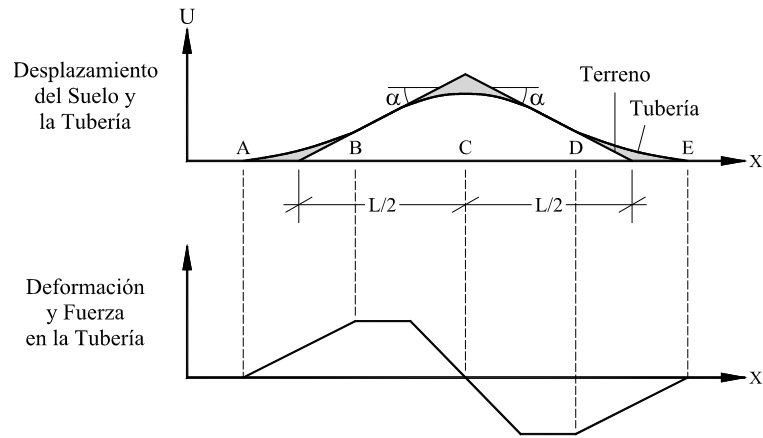
Así mismo, Flores-Berrones y O'Rourke (1992) determinaron la respuesta de una tubería elástica (parámetro de Ramberg-Osgood,  $n=0$ ) para los modelos idealizados de DPS longitudinal. Los resultados para Bloque, rampa y corona son mostrados en la figura 2.23. Este es un gráfico de la deformación de la tubería, normalizada por la deformación del terreno ( $\alpha$ ) contra la longitud de la zona DPS normalizada por una longitud de recubrimiento  $L_{em}$ .

Esta longitud es definida como la longitud sobre la cual una fuerza uniforme por unidad de longitud  $f_m$  debe actuar para inducir la deformación en la tubería,  $\epsilon$ , igual a la deformación del terreno ( $\alpha$ ).

$$L_{em} = \frac{\alpha EA}{f_m}$$

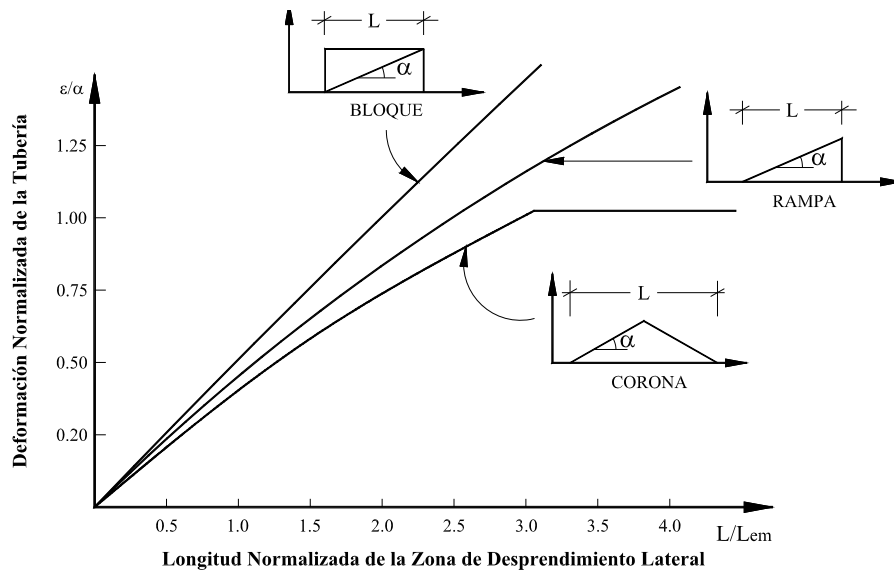
Donde A es la sección transversal del área de la tubería.

La respuesta a un modelo rampa/bloque cae entre la línea del bloque ( $\beta = 0$ ) y la línea de rampa ( $\beta = 1$ ) en la figura 2.23. Para DPS longitudinal con valores de  $\delta$  y L dados, el modelo bloque resulta en la deformación más larga en una tubería elástica.



**Figura 2.22.** Modelo simplificado para DPS corona con deformación máxima de la tubería igual a la deformación del terreno.

Así, el modelo bloque debe ser tenido en cuenta para la determinación de circunstancias de conducción al arrugamiento de una tubería de acero debido a DPS longitudinal.



**Figura 2.23.** Deformación normalizada de la tubería Vs longitud de la zona DPS. (O'Rourke et al, 1994)

### 2.4.2. Fallas por Esfuerzos Longitudinales a Tensión

En la mayoría de los casos, de deformaciones longitudinales la falla a compresión ocurre antes de que se presente la falla a tensión y son poco frecuentes, las fallas a tensión. Generalmente, estas fallas son determinadas por la ocurrencia de defectos en la tubería, en la soldadura o por problemas de corrosión. Las fallas ocurren después de que la tubería exhibe deformaciones plásticas considerables.

De esta manera, una falla inicial a compresión en tuberías de acero sujetas a DPS longitudinal es más probable que una falla inicial a tensión. Es decir, desde la fuerza pico de la tubería y la deformación en tensión y compresión son iguales, tal como se muestra en las figuras 2.14 (caso I) y figura 2.15 (caso II), y la deformación crítica de falla a compresión es menor, donde se espera en primera instancia una falla a compresión.

Se puede determinar las condiciones para una ruptura inicial a tensión (por ejemplo, en una tubería localmente reforzada en la región de compresión cerca al pie de un desprendimiento lateral esperado sustituyendo la deformación a tensión en la siguiente expresión,

$$\varepsilon(x) = \frac{\beta_p x}{E} \left[ 1 + \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right]$$

De esta manera podemos obtener la longitud crítica de la zona DPS longitudinal, la cual en combinación con la siguiente expresión obtenemos el desplazamiento del terreno,

$$\delta(x) = \frac{\beta_p x^2}{E} \left[ 1 + \left( \frac{2}{r+2} \right) \left( \frac{n}{1+r} \right) \left( \frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right]$$

Cabe resaltar que los parámetros críticos  $L_{cr}$  y  $\delta_{cr}$  para falla a tensión son mayores que para falla a compresión. Estos valores pueden ser usados para evaluar la probabilidad de una falla a tensión subsiguiente. Es decir, una falla de ruptura a tensión en la tubería cerca a la cabeza de la zona DPS, después de una falla local por flexión en la región a compresión cerca al pie.

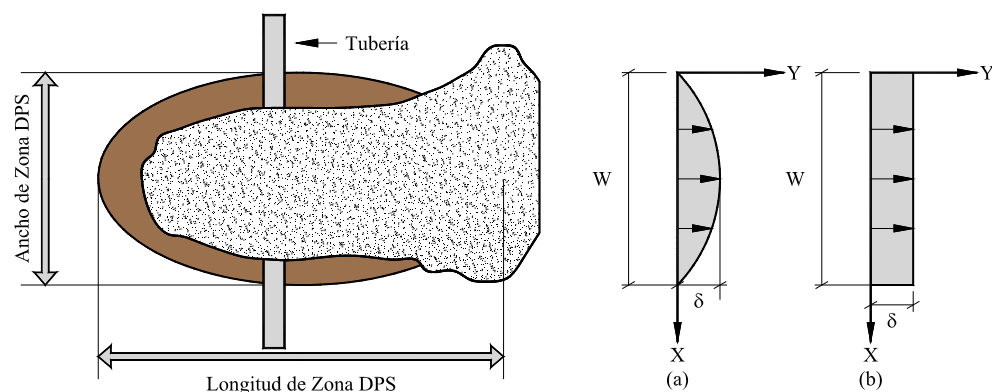
Para el caso II mostrado en la figura 2.15, los parámetros críticos pueden ser usados directamente para determinar el potencial para una ruptura a tensión subsiguiente. En ese caso,  $L$  es mayor y  $\delta$  es más pequeño, de esta manera una falla a compresión no afecta el estado de esfuerzo en la región a tensión alrededor del punto B.

Para el caso I mostrado en la figura 2.14, los parámetros críticos para falla a tensión son superiores para fallas subsiguientes desde una falla a compresión la cual limita la fuerza de la tubería en el punto D, incrementa la fuerza a tensión en el punto B. (O'Rourke y Nordberg, 1992).

### **2.4.3. Fallas por Esfuerzos Transversales al Ducto**

Similar a DPS longitudinal, la respuesta de la tubería a DPS transversal es en general una función de la cantidad de DPS, el ancho de la zona así como el modelo de deformación del terreno. La figura 2.24 presenta el esquema de dos tipos de modelos transversales, DPS distribuido espacialmente, donde la deformación de la tubería es una función de la cantidad y el ancho de la zona DPS y DPS localizado abrupto, en el cual la deformación de la tubería es una función de  $\delta$  y en algunos casos, el ancho de la zona  $W$ . Es decir, si la zona es ancha, el movimiento en cada borde de la zona se aproxima a una falla desplazada donde la intersección de la tubería con la falla es un ángulo de  $90^\circ$ . En este documento presentaremos la respuesta de tubería continua a DPS transversal distribuida espacialmente. (IITK-GDSMA, 2007)

Cuando una tubería está sujeta a un esfuerzo transversal por el movimiento del terreno, la tubería tiende a alargarse y curvarse en un intento por acomodarse a los movimientos del terreno. El modo de falla depende de la cantidad relativa de tensión axial (alargamiento) y flexión. Esto quiere decir, si la deformación a tensión axial es baja, la pared de la tubería puede doblarse en compresión debido a flexión excesiva.



**Figura 2.24.** Modelo de DPS transversal. (a) Distribución espacial. (b) Localización Abrupta.

De otro modo, si la tensión axial no es pequeña la tubería puede romperse a tensión debido al efecto combinado de tensión axial y flexión. Los movimientos transversales ejercen sobre una tubería enterrada una combinación de esfuerzos bruscos de cortante en los límites del movimiento y de flexión en la parte intermedia como se muestra en la figura 2.25.

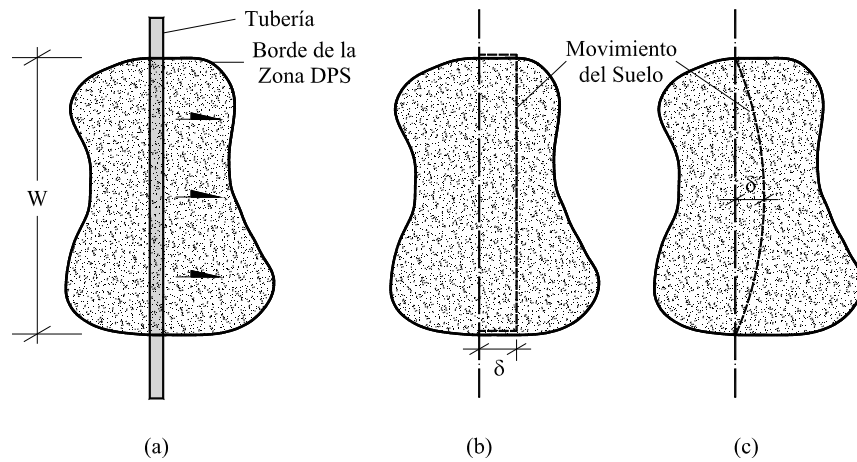
La respuesta de las tuberías a esfuerzos transversales es una función de la cantidad de movimiento del terreno ( $\delta$ ), el ancho de la zona del movimiento ( $W$ ) y del modelo de deformación del terreno. Para el caso en el cual las deformaciones del terreno son sustancialmente mayores en el centro del ancho de movimiento se puede utilizar la expresión desarrollada por M. O'Rourke (1989),

$$y(x) = \frac{\delta}{2} \left( 1 - \cos \frac{2\pi x}{W} \right)$$

Donde:

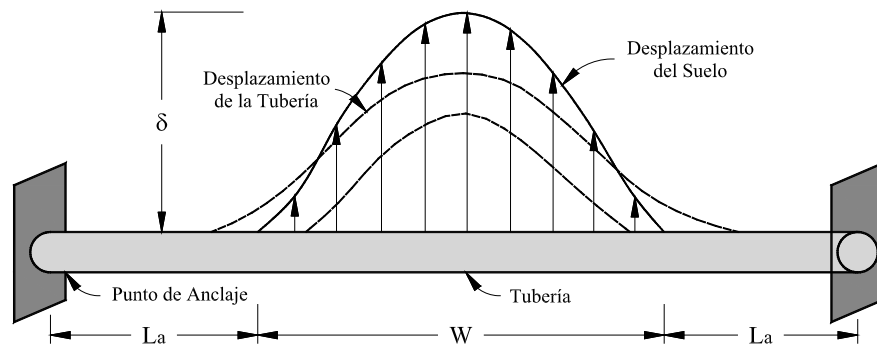
x: Distancia desde el borde de la zona en movimiento

$\delta$ : Deformación del terreno



**Figura 2.25.** Tubería sujeta a DPS abrupta y distribuida transversalmente: (a) Tubería (b) Desplazamiento abrupto en el borde. (c) Movimiento distribuido entre los bordes.

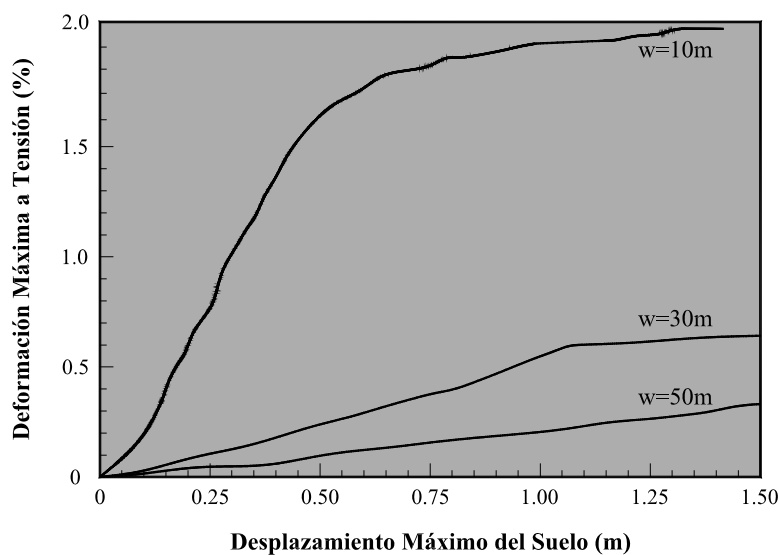
T. O'Rourke, (1988) consideró el modelo físico que se presenta en la figura 2.26.



**Figura 2.26.** Modelo físico de la deformación transversal en la tubería y el terreno.

Como se muestra en la figura 2.26,  $L_a$  es la distancia del límite de la zona en movimiento al sitio donde se asume la tubería se encuentra anclada y no se presentan deformaciones en la tubería. El sitio de anclaje se asume donde la deformación unitaria por flexión es menor de  $1 \times 10^{-5}$ . Los resultados de máximo esfuerzo de tensión se muestran en la figura 2.27 como función del desplazamiento máximo del terreno para varios anchos de la zona de movimiento. Los resultados en esta gráfica son para tubería grado X60 con un diámetro de 0.61 m, un espesor  $t = 0.0095\text{m}$  y una profundidad  $H = 1.5\text{ m}$ . Para los tres anchos considerados el de 10m genera las mayores deformaciones a tensión para cualquier valor de  $\delta$ .

T. O'Rourke (1988) también concluyó que el ancho de la zona de movimiento tiene una mayor influencia sobre las deformaciones a tensión que sobre las propiedades del suelo. Para valores dados de  $\delta$  y  $W$  las deformaciones a tensión son superiores a las deformaciones a compresión.

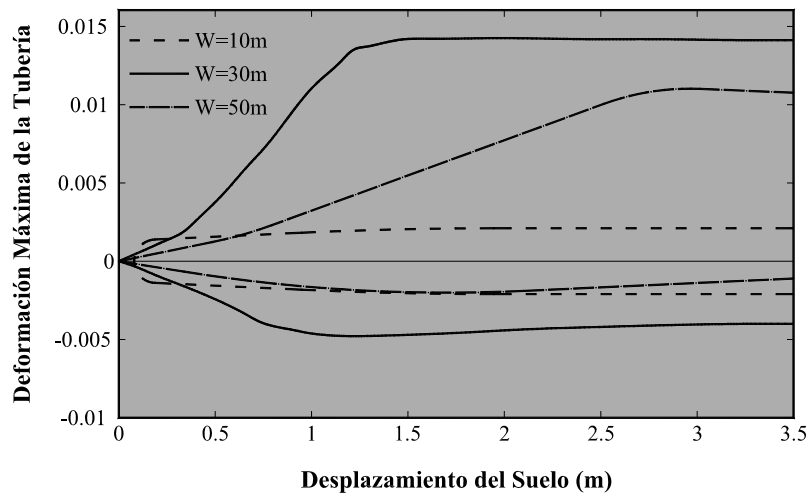


**Figura 2.27.** Deformación máxima a tensión Vs Desplazamiento máximo del terreno. (O'Rourke, 1988)

## ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

El método de elementos finitos permite una consideración explícita de las características no lineales de la interacción suelo-tubería en las dos direcciones, transversal y longitudinal, así como las relaciones de esfuerzo-deformación no lineales para el material de la tubería. Varios autores han usado elementos finitos aproximados para evaluar la respuesta de la tubería enterrada asumiendo DPS transversal espacialmente distribuida. Para este caso, presentamos los resultados de la investigación hecha por Liu y M. O'Rourke (1997).

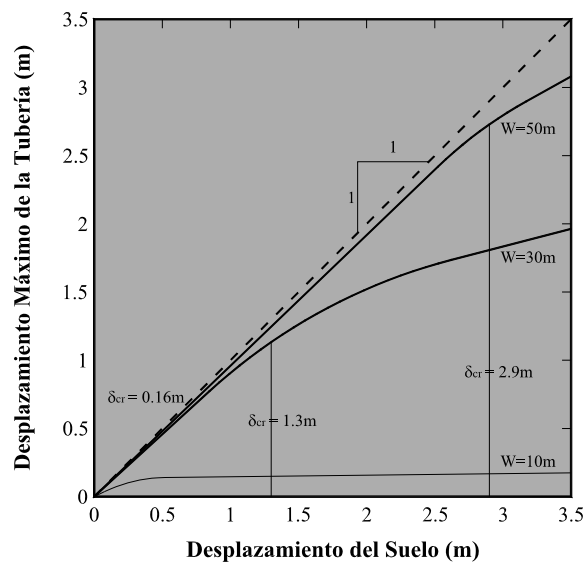
Liu y M. O'Rourke (1997) desarrollaron un modelo de elementos finitos utilizando la teoría de gran deformación, las fuerzas de interacción suelo-tubería no lineales (Resortes en el suelo) y las relaciones de esfuerzo-deformación para el material de la tubería de Ramberg-Osgood. La tubería es modelada como una viga unida por resortes axiales y laterales al suelo.



**Figura 2.28.** Deformación máxima de la tubería Vs Deformación del terreno. (Liu y O'Rourke, 1997)

Las bases de los resortes externos a la zona son fijas mientras que las bases de los resortes en la zona de movimiento se desplazan en conjunto con el terreno. Se colocan cientos de elementos de resorte a lo largo de la tubería en la zona de movimiento. La longitud de anclaje de la tubería a ambos lados es lo suficientemente grande (superior a 400 m) tal que las deformaciones tanto axiales como a flexión son iguales a cero en los puntos de anclaje.

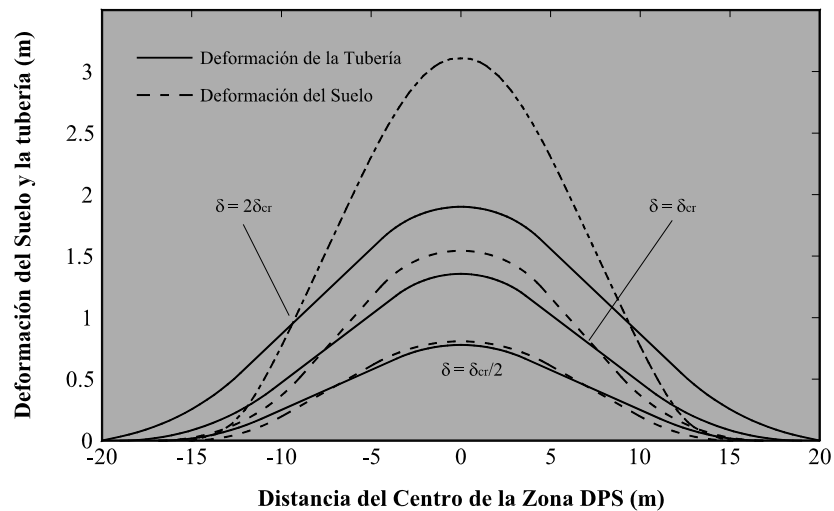
De acuerdo a modelaciones realizadas por Liu y O'Rourke (1997) en la figura 2.28 se muestra las deformaciones máximas a tensión y compresión contra los desplazamientos del terreno para  $W=10, 30$  y  $50$  m, mientras que la figura 2.29 muestra el desplazamiento máximo de la tubería contra el desplazamiento máximo del terreno. Ambas figuras son para tubería de grado X52 con diámetro de  $0.61$  m y espesor de  $0.0095$ m. La figura 2.29 indica que la deformación máxima a tensión es superior a la deformación máxima a compresión, particularmente, para grandes valores de  $\delta$ . Así mismo, las deformaciones máximas a tensión y compresión corresponden a los resultados de O'Rourke para  $W= 30$  y  $50$  m.



**Figura 2.29.** Desplazamiento máximo de la tubería Vs Desplazamiento del terreno. (Liu y O'Rourke, 1997)

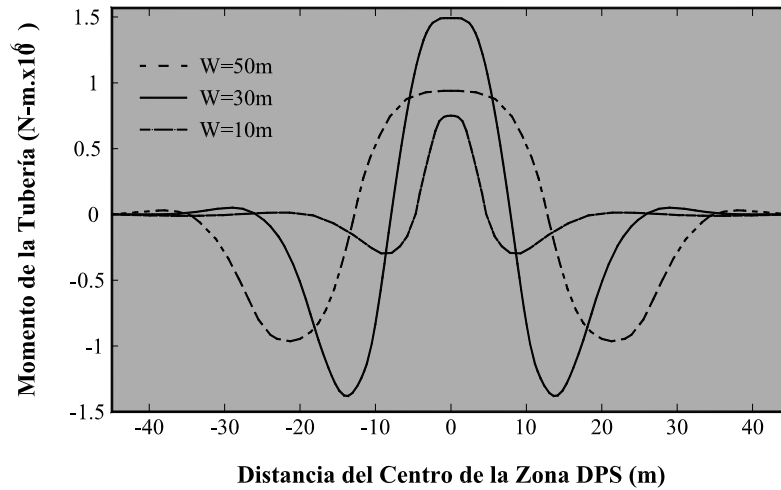
Como se muestra en la figura 2.29, el desplazamiento máximo de la tubería aproximadamente corresponde a la deformación del terreno para cierto valor de desplazamiento crítico  $\delta_{cr}$ . Posteriormente, la deformación de la tubería permanece relativamente constante mientras que el desplazamiento se incrementa lentamente con respecto a la deformación del terreno.

Para deformaciones del terreno superiores a  $\delta_{cr}$  la deformación a flexión de la tubería varía muy poco (incrementándose para anchos pequeños y decreciendo para anchos grandes) y la deformación axial se incrementa lentamente, lo cual resulta en que la tensión máxima permanece constante. Para un valor fijo de ancho de la zona de movimiento ( $W=30m$ ), la figura 2.30 muestra la distribución espacial de la tubería y el desplazamiento del suelo para  $\delta=0.5 \delta_{cr}$ ,  $\delta_{cr}$  y  $2 \delta_{cr}$ .



**Figura 2.30.** Deformación de la tubería y el terreno para  $W = 30 m$ . (Liu y O'Rourke, 1997)

La carga transversal sobre la tubería también resulta en un movimiento axial de la tubería, es decir, un movimiento interno hacia el centro de la zona de movimiento. Este movimiento es una función creciente del movimiento del terreno ( $\delta$ ).



**Figura 2.31.** Distribución del momento de flexión para tres anchos ( $\delta = \delta_{cr}$ )

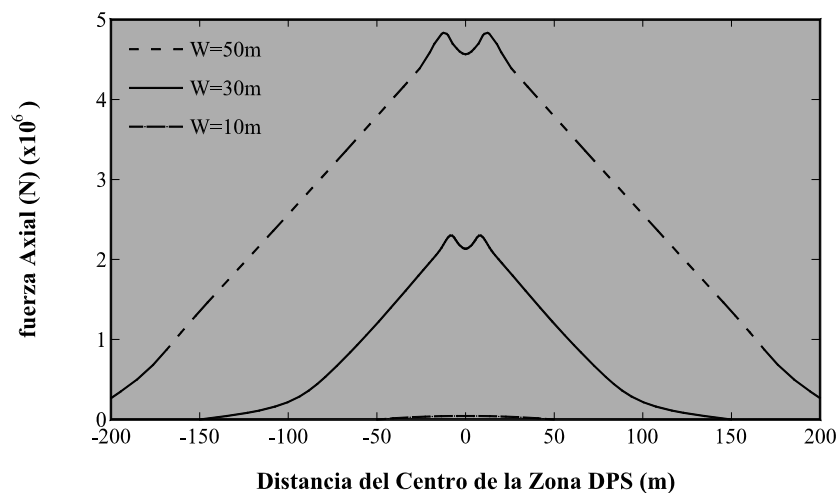
En las figuras 2.31 y 2.32 se muestra la distribución del momento de flexión y las fuerzas axiales en la tubería en  $\delta = \delta_{cr}$  para  $W = 10, 30$  y  $50$  m. Como se espera, los momentos a flexión en la figura 2.31 son simétricos con respecto al centro de la zona de movimiento y similares a estos para una viga cargada lateralmente con soportes (fijos) construidos cerca a los bordes de la zona de movimiento.

En otras palabras, hay momentos positivos cerca al centro de la zona de movimiento y momentos negativos cerca de los bordes. Los momentos dejan de existir a tan sólo 10 m más allá de los bordes. Nótese que los momentos de flexión para  $W = 30$  son mayores que aquellos para  $W = 10$  m o  $50$  m.

La influencia de otros parámetros sobre el comportamiento de la tubería también fue determinado y es mostrado en las figura 2.33. Estos resultados son para  $W=30$  m, acero de grado X52,  $D= 0.61$  m,  $t = 0.0095$  m,  $P_u=1.0 \times 10^{-5}$  N/m ,  $t_u= 2.4 \times 10^4$  N/m y el modelo de O'Rourke de deformación del terreno. La figura 2.33(a) muestra por ejemplo, la influencia del diámetro en las deformaciones máximas a tensión y compresión.

Nótese que las deformaciones máximas a tensión y compresión son funciones crecientes del diámetro. Para el modelo considerado de tubería la deformación máxima a tensión es, a una extensión mayor o menor, una función de todos los parámetros mostrados en las figuras 2.33 así como el grado de acero y la longitud del anclaje. Sin embargo, la deformación máxima compresiva es esencialmente independiente del espesor de la pared, y el grado del acero como se muestra en la figura 2.33(b). La deformación máxima a tensión en una función creciente del diámetro de la tubería y la resistencia del resorte del suelo transversal (lateral). Esta es una función decreciente del espesor de la pared de la tubería, el grado del acero y para una extensión inferior la resistencia longitudinal (axial) del resorte del suelo.

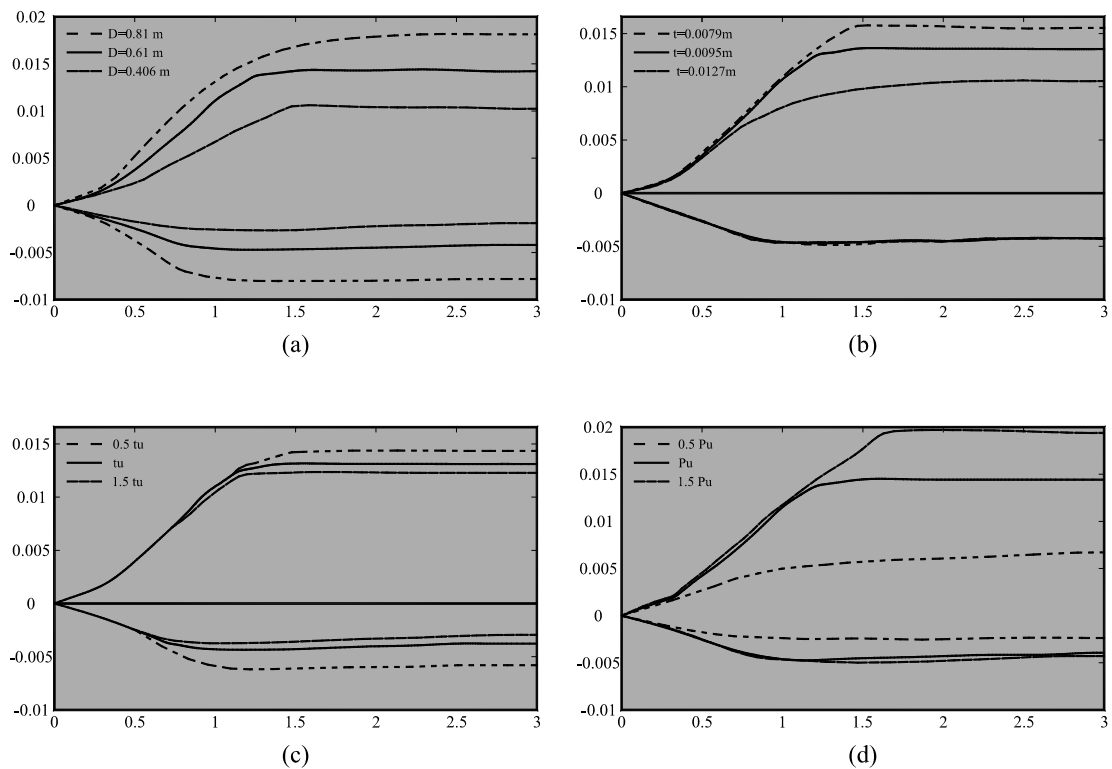
El parámetro que influye fuertemente en la deformación a tensión es el ancho de la zona de movimiento, seguido por la resistencia de resorte del suelo transversal, el diámetro de la tubería, el grado del acero, el espesor de la pared, el patrón de movimiento, la longitud del anclaje de la tubería y la resistencia de resorte del suelo longitudinal.



**Figura 2.32.** Distribución de fuerza axial para tres anchos ( $\delta = \delta_{cr}$ ).

El desplazamiento crítico del terreno  $\delta_{cr}$  se encontró que es una función creciente del ancho de la zona de movimiento y la fuerza lateral de la interacción tubo-suelo, pero una función decreciente del grado del acero, el diámetro de la tubería, la fuerza axial de la interacción tubo-suelo y el espesor de la pared de la tubería.

Basado en estos resultados recientes de Elementos Finitos descritos anteriormente, aparece que los efectos axiales son importantes en que las deformaciones a tensión son mayores que las deformaciones a compresión. Esto está de acuerdo con los resultados numéricos previos de O'Rourke.

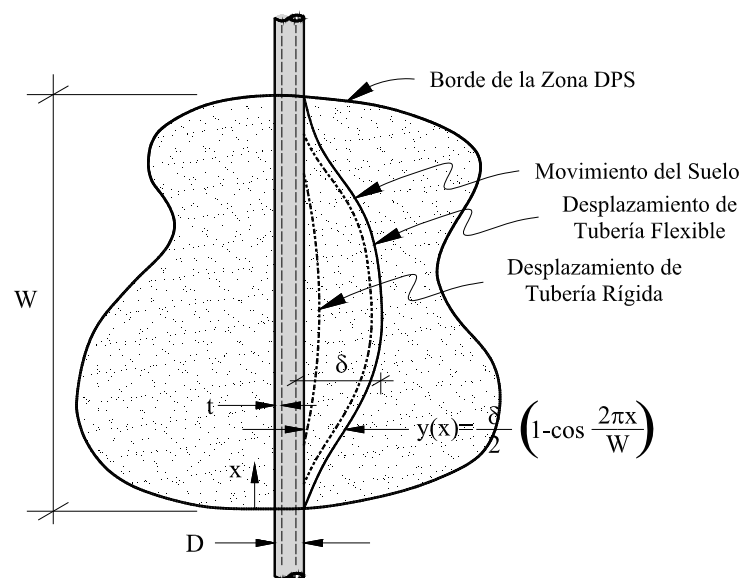


**Figura 2.33.** Deformación Máxima de la tubería Vs Desplazamiento del terreno. (a) Influencia del diámetro. (b) Influencia del espesor. (c) Influencia de la resistencia del suelo longitudinal. (d) Influencia de la resistencia del suelo transversal.

## ANÁLISIS CON MÉTODO ANÁLITICO

M. O'Rourke (1989) desarrolló un modelo analítico simple para la respuesta de la tubería sometida a DPS transversal distribuida espacialmente. Él consideró dos tipos de respuesta como se muestra en la figura 2.33. Para un ancho amplio de la zona DPS, la tubería es relativamente flexible y su desplazamiento lateral se asume aproximado al desplazamiento del suelo.

Para este caso, se asumió que la deformación de la tubería, principalmente, es debido a la curvatura del terreno (desplazamiento controlado). Como segundo caso, para un ancho estrecho, la tubería es relativamente rígida y el desplazamiento lateral es sustancialmente menor que el del suelo. En este caso, se asumió que la deformación de la tubería es debido a la carga en la interface suelo-tubería (carga controlada).



**Figura 2.34.** Modelo analítico de O'Rourke para tubería sujeta a DPS transversal distribuida espacialmente.

Para el caso de DPS con ancho amplio y tubería flexible, se asume que la tubería corresponde a la deformación del suelo dada por la expresión planteada por M. O'Rourke. La deformación máxima a flexión,  $\varepsilon_b$ , en la tubería es dada por:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2}$$

En este modelo, la deformación axial a tensión es basada solamente en la longitud de arco de la tubería entre los bordes de la zona DPS. Asumiendo que la tubería corresponde exactamente al desplazamiento lateral del suelo, el promedio de la deformación axial a tensión,  $\varepsilon_a$ , es aproximadamente:

$$\varepsilon_a = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \left(\frac{\delta}{W}\right)^2$$

Para el caso de DPS con ancho angosto y tubería rígida, la tubería es modelada como una viga, fija en los dos bordes, sujeta a la fuerza máxima lateral por unidad de longitud  $P_u$  en la interface suelo-tubería. Para este caso la tensión axial debida a los efectos de la longitud de arco es pequeña e insignificante. Por esto, la deformación máxima en la tubería es dada por:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{P_u W^2}{3\pi E t D^2}$$

Podemos observar que M. O'Rourke (1989) asume que la tubería es fija en los bordes y por lo tanto desprecia cualquier movimiento (axial) de la tubería en el borde de la zona DPS. Liu y M. O'Rourke (1997) basados en los resultados usando elementos finitos descritos previamente, encontraron que la deformación de la tubería es una función creciente del desplazamiento del terreno para desplazamientos menores que cierto valor  $\delta_{cr}$  y después la deformación de la tubería no cambia apreciablemente.

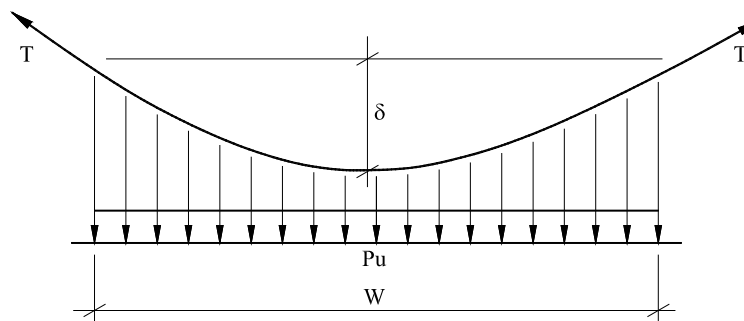
En realidad, la resistencia de la tubería a DPS transversal es debido a una combinación de rigidez a flexión y rigidez axial. Las relaciones analíticas desarrolladas anteriormente son para una tubería elástica. Aunque el caso de tubería inelástica es más complejo, las relaciones elásticas proporcionan una base para la interpretación de los resultados de elementos finitos.

Para anchos pequeños de la zona DPS de movimiento, la deformación crítica del terreno y el comportamiento de la tubería son controlados por la flexión. El mecanismo es el mismo que en el modelo de M. O'Rourke (1989) para el caso de tubería rígida (viga con extremos fijos y carga constante distribuida). La deformación crítica del terreno es dada por:

$$\delta_{cr-flexion} = \frac{5P_u W^4}{384EI}$$

Para anchos amplios de la zona DPS de movimiento, la tubería se comporta como un cable flexible (rigidez a flexión despreciada). Para este caso, el desplazamiento crítico es controlado primariamente por la fuerza axial. Para un cable parabólico, la relación entre la fuerza axial T en los extremos (figura 2.34) y la deformación máxima lateral (o pandeo)  $\delta$  es dada por:

$$T = \frac{P_u W^2}{8\delta}$$



**Figura 2.35.** Sistema de Cable flexible.

Como se muestra en la figura 2.30, el desplazamiento del terreno es mayor que el de la tubería en la mitad de la zona DPS (se asume que es  $W/2$ ), sobre el cual la resistencia máxima transversal por unidad de longitud,  $P_u$ , en la interface suelo-tubería (con carga distribuida) es impuesta. Tomando el “pandeo” sobre la mitad de la región siendo  $\delta/2$ , la interrelación entre la fuerza a tensión (T) y el desplazamiento del terreno ( $\delta$ ) está dado por:

$$T = \pi Dt\sigma = \frac{P_u(W/2)^2}{8(\delta/2)} = \frac{P_u W^2}{16\delta}$$

Donde,  $\sigma$  es el esfuerzo axial en la tubería (se asume constante en la zona DPS).

El movimiento interno de la tubería ocurre en el borde de la zona DPS debido a esta fuerza axial. Asumiendo una fuerza longitudinal de fricción constante ( $t_u$ ) más allá de los bordes, el movimiento interno de la tubería en cada borde es:

$$\Delta_{int} = \frac{\pi Dt\sigma^2}{2Et_u}$$

La elongación total de la tubería dentro de la zona DPS es aproximadamente el promedio la deformación axial dada en la expresión de  $\epsilon_a$  del ancho  $W$ . Esta elongación es debido al alargamiento dentro de la zona ( $\sigma W/E$ ) y el movimiento interno en los bordes de la expresión anterior, es decir,

$$\frac{\pi^2 \delta^2}{4W} = \frac{\sigma W}{E} + 2 \frac{\pi Dt\sigma^2}{2Et_u}$$

La deformación crítica del terreno  $\delta_{cr \text{ axial}}$  para comportamiento como “cable” y el correspondiente esfuerzo axial de la tubería ( $\sigma$ ) pueden ser calculados por solución simultánea de las ecuaciones de la fuerza a tensión (T) y la anterior.

Para cualquier ancho arbitrario de la zona DPS, en un tamaño promedio, la resistencia está dada por los efectos de flexión (viga) y axial (cable). Considerando que los elementos estarán actuando en paralelo:

$$\delta_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_{cr-flexion}} + \frac{1}{\delta_{cr-axial}}}$$

Las deformaciones máximas en tubería elástica son debido a la combinación de efectos de tensión axial (comportamiento como cable) y flexión (comportamiento como viga) y pueden ser expresadas como:

$$\varepsilon_{elast} = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2} & \delta \leq \delta_{cr} \\ \frac{\sigma}{E} \pm \frac{\pi^2 \delta_{cr} D}{W^2} & \delta > \delta_{cr} \end{cases}$$

### **3. MONITOREO**

En todo el mundo, las tuberías subterráneas son el medio preferido de transporte de líquido o productos a base de gas desde su punto de origen al punto de distribución. Obviamente, tales tuberías pasan a través de grandes regiones de tierra y su monitoreo puede ser realmente un reto. No obstante, el monitoreo efectivo y continuo de la tubería es esencial. Hasta cierto punto, el hecho de que las tuberías son enterradas las protege de daños elementales y sabotaje. Sin embargo, esto también tiene sus desventajas, las tuberías son a menudo sujetas a los esfuerzos causados por los cambios naturales de la tierra circundante, algunas veces causando su rotura. En hecho, cualquier clase de evento geotécnico sobre un terreno puede causar rupturas e interrupciones en la tubería.

Gracias a la tecnología se han generado algunas opciones efectivas de monitoreo de tubería. Básicamente, existen dos tipos de sistemas, uno de ellos monitorea la deformación propia de la tubería y el otro monitorea el medio geológico externo. El monitoreo de la deformación propia de la tubería, mide la deformación primaria en casos donde la tensión sobre la tubería es debido a esfuerzos internos o termodinámicos. Por otra parte, el monitoreo geotécnico mide los desplazamientos en la roca o suelo circundante de la tubería. Estos sistemas de monitoreo pueden ser manuales o totalmente automáticos.

#### **3.1. MONITOREO DE DEFORMACIÓN DE LA TUBERÍA**

El monitoreo a la tubería puede ser dirigida utilizando una gran variedad de métodos. Estos pueden ser, mediante puntos o series continuas a lo largo de la tubería. El monitoreo en tiempo real es disponible para la mayoría de los métodos, con datos iniciales que puedan ser transmitidos por cualquier medio a una estación de análisis o recolección de datos.

Se debe tener en cuenta que el monitoreo de la deformación de la tubería es una medición primaria de deformación, solo si la tubería se deforma como función de los esfuerzos internos o termodinámicos. En otras palabras, si la tubería experimenta sobre- presión, calor o frío extremo, por lo tanto, el monitoreo directamente medirá la deformación impartida por estos efectos.

Si la deformación es un resultado de movimiento en el medio geológico circundante, toda deformación medida es secundaria, es decir, el movimiento del suelo desplaza la tubería, resultando deformación en las paredes de la tubería (medible). En esta instancia, el monitoreo de la roca y/o suelo circundante suministra más datos pertinentes y una advertencia precedente, comparada con el monitoreo de la deformación en la pared de la tubería.

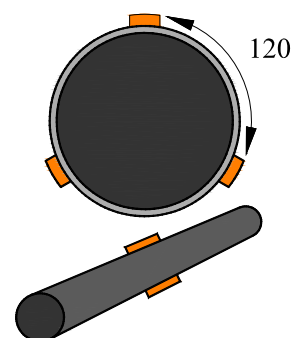
### **3.1.1. Bases de Monitoreo de Deformación**

Generalmente, el diseño de tuberías enterradas es basado en esfuerzos radiales y circulares, deformaciones y deflexiones; esfuerzos longitudinales (axial) y deformaciones son frecuentemente despreciadas. Las deformaciones longitudinales y esfuerzos, paralelos con el eje de la tubería, con frecuencia, se desarrollan como un resultado de los cambios de temperatura, debido a movimientos del terreno causados por deformación de taludes, movimiento de deslizamientos o subsidencia del terreno. El monitoreo de las deformaciones longitudinales en la tubería, pueden suministrar un método confiable para evaluar la influencia de un deslizamiento en la tubería. (Bukovansky y Major, 2002)

El monitoreo de las deformaciones permite el cálculo de cambios longitudinales de esfuerzos en la tubería. Cuando los esfuerzos longitudinales se aproximan a los niveles críticos, el operador de la tubería puede implementar medidas de mitigación para prevenir la ruptura en la tubería. Si esta mitigación se desarrolla en forma oportuna, la tubería a menudo puede ser mantenida en forma segura en deslizamientos activos por muchos años.

### 3.1.2. Instalación Típica de Strain-gauge

Una evaluación precisa de los cambios de deformación en la tubería es esencial si la línea es mantenida en un deslizamiento activo. La determinación de la etapa de cambios de deformación longitudinal requiere, como mínimo, la instalación de 3 Strain-gauges alrededor de la circunferencia de la tubería. Esto permite el cálculo de las deformaciones máxima y mínima alrededor de la tubería. Una instalación típica de los tres Strain-gauges es alrededor del tubo, uno en la parte superior de la tubería y otros dos localizados a un intervalo de 120°. (Ilustración 3.1)



*Ilustración 3.1. Instalación típica de Strain-gauges en la tubería.*

### 3.1.3. Cambios Típicos de la Deformación

Los cambios de deformación longitudinal causados por variaciones de temperatura dependen en gran manera a las condiciones climáticas locales. Los cambios causados por deformaciones de deslizamientos dependen de la magnitud de las deformaciones y la orientación de la tubería en el deslizamiento.

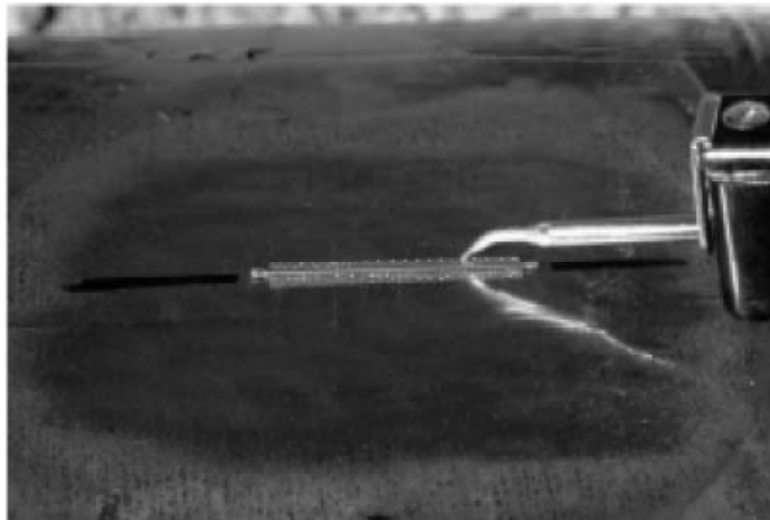
Una tubería orientada paralela con la dirección del movimiento del deslizamiento generalmente desarrolla deformaciones a tensión en la parte superior del deslizamiento y deformaciones a compresión en la parte baja del deslizamiento. Una tubería orientada perpendicular al movimiento del deslizamiento puede desarrollar deformaciones a tensión en la parte central del deslizamiento y una combinación de deformaciones a tensión y compresión (flexión) en los límites del deslizamiento.

La ubicación de la instalación de cada uno de los Strain-gauges a lo largo de la tubería en un deslizamiento debe ser determinada por un geólogo o un ingeniero geotecnista basado en una interpretación confiable de los límites del deslizamiento. Dos o tres posiciones de Strain-gauges son frecuentemente satisfactorias en pequeños deslizamientos; instalaciones adicionales son necesarias en grandes deslizamientos. Distancias cercanas a 30 m entre cada ubicación de Strain-gauges son frecuentemente usadas en secciones rectas de tubería en grandes deslizamientos y han demostrado ser satisfactorias para predecir el comportamiento de la tubería y la evaluación de necesidad para la mitigación.

#### **3.1.4. Tipos de Strain-gauge y Procedimiento de Instalación**

Los Strain-gauges más usados son de alambre vibratorio y soldados por punto. Estos medidores comprenden un alambre tensionado dentro de un tubo delgado. La frecuencia de oscilación de los cambios del alambre así como la longitud del Strain-gauge y la tensión en el alambre cambia. El cambio equivalente de la deformación es leído por un lector digital directamente en “microstrains”. Los Strain-gauges son de aproximadamente 5 cms de longitud y son fabricados con una brida delgada de acero inoxidable que puede ser soldada por puntos a la tubería.

La tubería es devastada para dejar al descubierto el metal e instalar los Strain-gauges. (Ilustración 3.2); seguidamente se aplica un recubrimiento sobre la instalación del Strain-gauge como protección de corrosión.



*Ilustración 3.2. Strain-gauge soldado a la tubería.*

El proceso de soldadura por punto de baja energía (50 J) no afecta la tubería y ha sido aceptado como seguro e inofensivo por numerosas compañías de tuberías. En la mayoría de casos, los Strain-gauges son soldados por puntos mientras la tubería esta en servicio. Un sensor colector colocado sobre el Strain-gauge inicia la oscilación del alambre y mide su frecuencia de vibración. Un cable adjunto al sensor transfiere la señal a una ubicación conveniente para lecturas manuales o remotas.

Cada sensor colector es equipado con una temperatura que permite monitorear la temperatura. Sin embargo, dado que el coeficiente de expansión térmico de los medidores, típicamente cercano a  $11\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ , aproximadamente corresponde al valor de la mayoría de tuberías, una pequeña o corrección nula por temperatura es usualmente necesaria.

El cambio en el diseño de los Strain-gauges ha sido poco en los últimos 20 años. Sin embargo, la tecnología de los sensores colectores y los sistemas de lectura han cambiado desde la oscilación constante usada originalmente a la tecnología valor y lectura. Esta tecnología reciente ofrece ventajas en la fiabilidad de la señal y los requisitos de acondicionamiento de la señal para la recolección automática de datos y su transmisión. El mantenimiento de los Strain-gauges usualmente ha sido limitado a las reparaciones ordinarias de cables, conexiones y los terminales sobre el terreno, aunque algunos sensores han fallado después de muchos años de buen funcionamiento.

Los Strain-gauges de alambre conductor tienen ventajas en durabilidad y lectura digital directa de la deformación. También ofrece otra ventaja significativa que es el monitoreo de datos que no son influenciados por la longitud de los cables necesarios para transferir los datos desde la instalación subterránea al punto de monitoreo. Esta ventaja llega a ser importante en casos donde la transferencia de datos es considerada.

### **3.2. MONITOREO GEOTÉCNICO**

El monitoreo geotécnico mide el desplazamiento de la roca o suelo circundante de la tubería, como parte de un monitoreo primario. Existe un gran número de tipos y variaciones del monitoreo geotécnico. Estos serán enunciados a continuación con una breve descripción y detallados más adelante. Todos pueden ser manuales o totalmente automáticos (recolección de datos en tiempo real):

- **Inclinómetros:** utiliza una envoltura rígida instalada en brocas dentro de la roca o suelo. Cualquier desplazamiento en la masa geológica genera desplazamiento al inclinómetro recubierto. Las sondas sensitivas indican un cambio en la inclinación de segmentos de la envoltura abajo del agujero.

- **Extensómetros:** Miden la diferencia de longitud entre dos puntos anclados, instalados en un perforador a través de un plano de falla sospechosa en el suelo o roca. Mientras estos son primariamente contruidos de cable, existen una gran variedad de alternativas. Ellos funcionan mejor en tensión sub-paralelo al plano de movimiento.
- **Piezómetros:** Se utilizan para medir la presión (nivel) del agua subterránea, se instalan en perforaciones para medir las presiones de agua existentes y también el aumento o disminución de la presión, debido a factores naturales.
- **Sistema de levantamiento Topográfico:** utiliza prismas montados sobre monumentos al interior de áreas que pueden sufrir desplazamiento en la superficie.
- **Cables TDR/OTDR:** son cables coaxiales o de fibra óptica instalados en perforadores a través de la masa de roca o sobre la superficie. Detectan corte y/o tensión como una función del desplazamiento geotécnico del cable. Instalados primordialmente en grandes ángulos (ángulo recto) al plano de la supuesta falla.
- **Sistema GEOPIG (Inertial Geometry Inspection):** Mide las coordenadas (x, y, z) de localización de la tubería y suministra datos para la medición de la deformación a flexión de la tubería y sus cambios usados para el análisis estructural y evaluación de integridad de sistemas de la tubería en áreas geotécnicamente inestables.

### 3.2.1. Inclínómetros

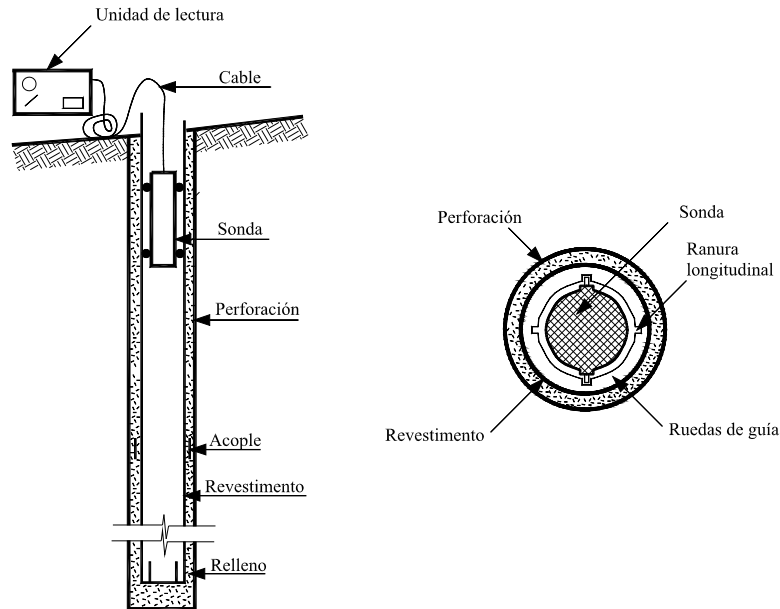
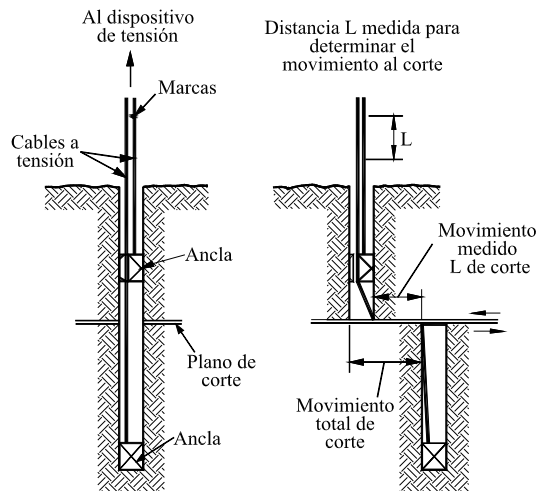


Figura 3.1. Esquema de un Inclínómetro.  
(Suárez J, 2009)

Son útiles para detectar el inicio del movimiento. También dan a conocer la profundidad exacta del plano de deslizamiento y si hay deslizamientos múltiples presentes en el área. Cuando se instalan cerca de la tubería, muestran desplazamientos similares a los de la tubería. Los estudios geotécnicos preliminares ayudan a establecer los límites y profundidades aproximadas de los deslizamientos en el área. Esta información puede ser usada para la selección adecuada de la ubicación y profundidad para los Inclínómetros. La base del inclinómetro debe estar anclada en un terreno estable abajo del plano del deslizamiento de modo que los movimientos puedan ser referenciados a un punto estable. El movimiento del deslizamiento eventualmente presiona la base del inclinómetro, previniendo estudios más adelante con la sonda del inclinómetro. Dos o tres pulgadas de movimiento a través de un plano estrecho de deslizamiento puede cerrar la base. Sin embargo, es posible extender su uso mediante la conversión a extensómetros.

### 3.2.2. Extensómetros

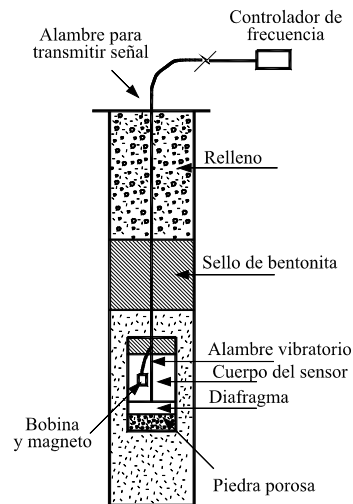


**Figura 3.2.** Esquema de un Extensómetro vertical.  
(Suárez J, 2009)

Son útiles para el monitoreo de grandes movimientos. Los movimientos sustanciales generalmente ocurren antes de la falla de la tubería, de esta manera la precisión reducida de estos extensómetros no es tan significativa. Para convertir un inclinómetro a extensómetro, se toma un alambre para realizar el anclaje y se coloca dentro del recubrimiento del inclinómetro a una profundidad por debajo del plano del deslizamiento. El otro extremo del alambre sale a la parte superior del recubrimiento. El movimiento del deslizamiento se monitorea con la medición de la longitud del alambre puesto dentro del recubrimiento. (Figura 3.1)

La profundidad del plano del deslizamiento es determinado por el inclinómetro, por esto es mejor comenzar los estudios con el inclinómetro y luego convertir la cubierta en un extensómetro, según sea requerido. Cuando se esperan grandes deformaciones, se aconseja convertir el inclinómetro a extensómetro poco después de localizar el plano del deslizamiento.

### 3.2.3. Piezómetros



**Figura 3.3.** Esquema de Piezómetro de alambre vibratorio.  
(Suárez J, 2009)

Son usados para monitorear la presión de poros y la efectividad de las medidas de drenaje. El aumento de la presión de poros es un indicador útil de actividad inminente de deslizamiento. Las mediciones del piezómetro son obtenidas con un indicador del nivel de agua o con un alambre transductor de presión. Aunque el alambre es más costoso, este puede ser conectado a un sistema de adquisición de datos para lecturas insignificantes.

### 3.2.4. Sistema de Levantamiento Topográfico

Este sistema es el más utilizado en un programa de monitoreo. En la determinación de movimientos laterales y verticales de taludes, es frecuente, el uso de equipos ópticos y/o electrónicos. Esto es posible, con la ubicación de BMs en ciertos sitios estables y varios puntos en la zona deslizada. Los movimientos definitivos se obtienen con mediciones en ciertos períodos de tiempo. En ocasiones, se presentan errores de precisión a causa de la calibración de los equipos, es vital utilizar los mismos equipos y el mismo topógrafo.

En el levantamiento se utiliza el método de una poligonal abierta y recolección de detalles por radiación o nube de puntos. Se colocan mojones en concreto como referencias para futuros levantamientos topográficos, se le asigna las cotas y coordenadas correspondientes mediante un navegador GPS. Se arma la estación en diferentes deltas y se hace la radiación de cada uno de los detalles hallados como parte de la topografía del terreno, además del derecho de vía, gradas, drenajes, cercas, el abscisado del tramo en estudio, cunetas, muros, obras existentes, etc.

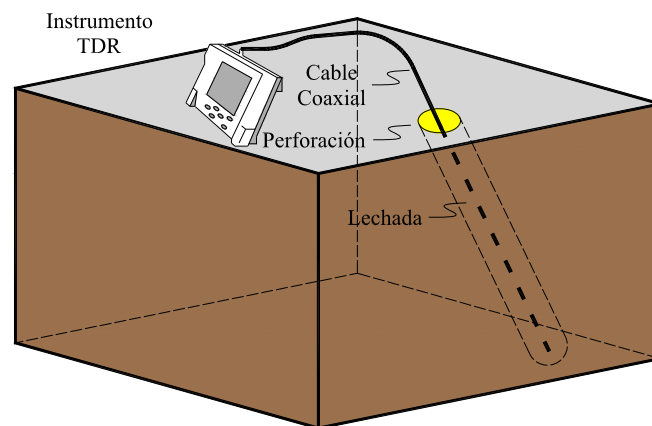
La información obtenida del levantamiento se procesa en un software adecuado, generando las respectivas curvas de nivel de la superficie. Este sistema comúnmente es empleado para realizar un control del movimiento del terreno circundante a la tubería, el cual dentro de un programa de monitoreo se realiza mensualmente durante el período de tiempo necesario para establecer la posibilidad de presencia de deslizamiento u otros eventos.

### **3.2.5. Cables TDR/OTDR**

TDR (Time Domain Reflectometry), está compuesto de cables coaxiales insertados y fijos dentro de un perforador, luego, genera la transmisión de un pulso de energía en forma de onda dentro de un medio y mide las reflexiones de su transmisión. Como la velocidad de propagación es conocida en el interior de la tubería, la distancia a la alteración puede ser calculada. (Figura 3.2) La forma más frecuente de TDR es radar. Ondas de radio son transmitidas en una dirección predeterminada en una frecuencia específica. Cualquier objeto que interfiere con esta señal causará reflexiones, con todo, o parte de la energía inicialmente reflectada a la fuente. El tiempo de llegada y las características de estas reflexiones son medidos por detectores sensibles, permitiendo la determinación de la distancia al objeto.

OTDR (Optical Time Domain Reflectometry) es una versión más avanzada de este sistema. OTDR es muy útil en el monitoreo del movimiento del terreno a lo largo de las rutas de las tuberías, actualmente, pueden identificar la actividad en el ambiente geotécnico de las tuberías, por consiguiente, ayuda a evitar la falla. La red de cables también actúa como una medida de anti-intrusión. Un lector OTDR le permite al operador monitorear la tubería y alertarla de alguna rotura o inconsistencias en ella.

Los operadores pueden luego localizar la interferencia a poca distancia, alertar un mantenimiento del equipo y aún, pueden cerrar la tubería antes de que la ruptura ocurra. Las propiedades de la lechada y el cable son determinados por las condiciones geotécnicas, modos de falla esperados y resultados requeridos. Los sistemas OTDR son efectivos sobre distancias superiores a 25 kilómetros.



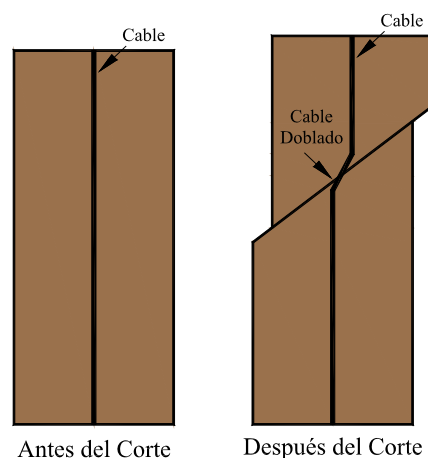
**Figura 3.4.** Instalación de cables TDR.

Como se desplaza el terreno, el cable instalado es cortado o desplazado. Esto causa un cambio en las propiedades del material. Este cambio es detectable, como se muestra en la figura 3.3 y nos permite localizar el área de dislocación.

Múltiples cortes y/o deformaciones son localizados a lo largo de la longitud del agujero. Cada punto de deflexión causa una discontinuidad y degradación de la señal impartida. Sin embargo, el sistema tiene como finalidad indicar que el desplazamiento del terreno está ocurriendo y localizar el punto real de dislocación, esto es relativamente insignificante para la mayoría de aplicaciones.

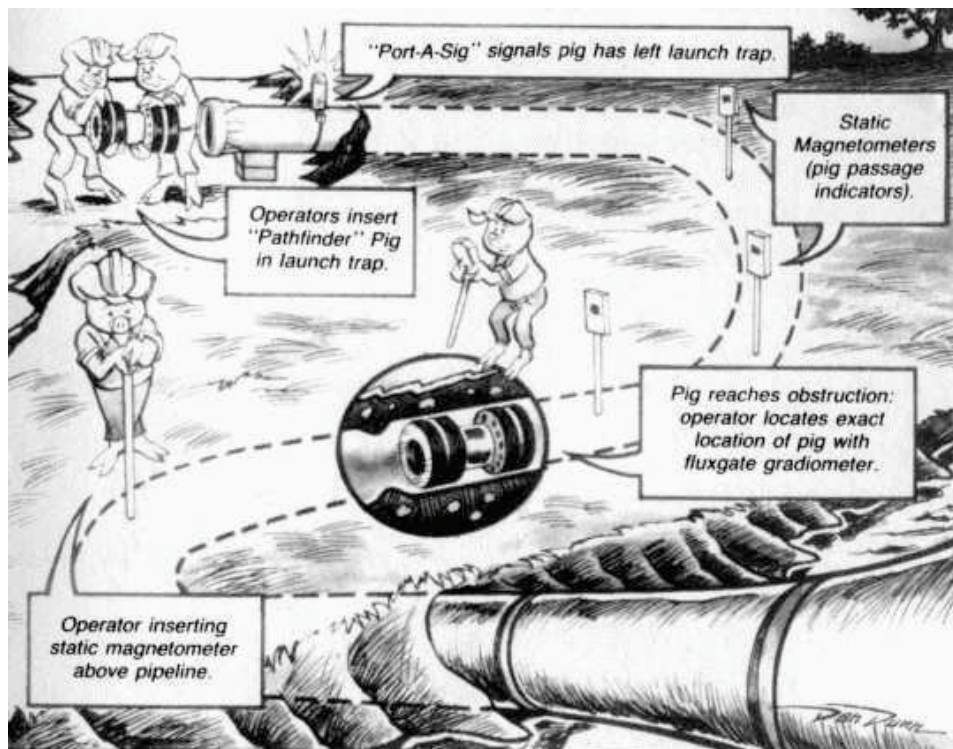
TDR y OTDR no son diseñados para cuantificar las magnitudes actuales del desplazamiento. Mientras alguna percepción de desplazamiento total puede ser distorsionada examinando la huella de la señal en conjunto con el tipo de cable y diámetro, esto no es diseñado para medir tal movimiento.

Otros instrumentos son más adecuados para esta aplicación, por ejemplo, un inclinómetro. Sin embargo, para la detección inicial de movimiento y localización del punto de corte, TDR/OTDR es excelente.



**Figura 3.5.** Dislocación del cable TDR.

### 3.2.6. Sistema GEOPIG (Inertial Geometry Inspection System)



*Ilustración 3.3. Sistema de monitoreo con el uso de "Pig".*

El Geopig es diseñado para satisfacer una gran variedad de necesidades usando un método aproximado e incorporando un número variable de sensores diferentes. La herramienta puede ser diseñada a la medida y adaptada a las líneas de gas o fluido con modificaciones menores. La inspección con el Geopig suministra a los operadores de tuberías información geográfica en 3D y geométrica de sus sistemas.

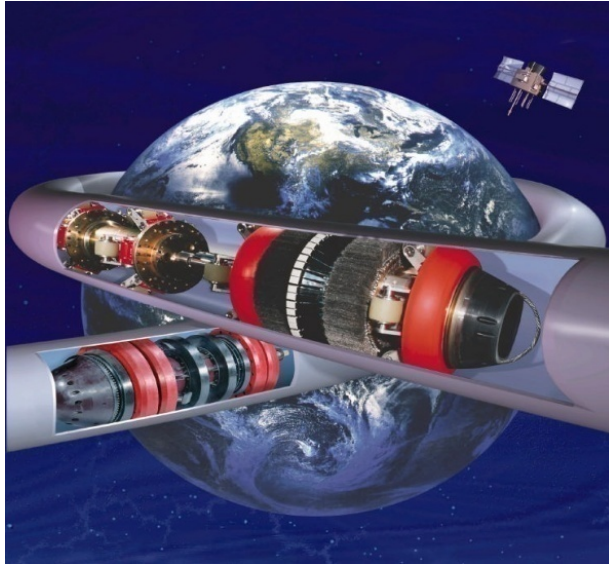
Existen dos tecnologías primarias que usualmente son útiles para generar dicha información, la unidad de medición inercial (IMU), que nos proporciona las características estructurales y geográficas de la tubería y los brazos mecánicos de un calibrador, los cuales capturan el diámetro interno de la tubería.

Otros dispositivos y sensores complementan la herramienta, como los odómetros, transmisores de rastreo del “pig”, el sistema de memoria estable y la fuente de alimentación. Generalmente, este sistema se inicia con la colocación en la tubería de un “pig” de uretano con forma de copa en el frente y posterior del transportador, sin embargo, por experiencia en ejecuciones previas también se adopta el uso de ruedas de apoyo. La finalidad de la combinación rueda/copa es mantener la inspección del movimiento de la herramienta cerca a la línea central de la tubería. (Ilustración 3.3)

El Geopig está acondicionado con los siguientes sistemas de sensor:

- **El sistema de navegación inercial (SNI)** comprende giroscopios con velocidad angular y acelerómetros lineales. El sistema mide la ruta precisa que el “Pig” toma durante el recorrido en la tubería. Este sistema es utilizado para producir un plano detallado de la línea, mide la curvatura e identifica cualquier característica que afecte la linealidad de la tubería. Este sistema también puede ser utilizado para localizar abolladuras y soldaduras defectuosas.
- **Odómetros** mide la distancia que se ha movido el “Pig” a lo largo de la línea (alineamiento topográfico) y velocidad instantánea en la línea.
- **Sensores detectores de soldadura** utilizan variaciones electromagnéticas que suministran los datos sobre la localización de las soldaduras y longitudes de juntas individuales.
- **Sensores de presión y temperatura** miden la presión y temperatura en la línea durante la ejecución del “Pig”.
- **Calibradores** que miden el diámetro interno de la tubería, ovalidad, tamaño y forma de abolladuras.

## CAPACIDAD DE INSPECCIÓN



El Geopig ha atravesado muchas tuberías en todo el mundo, inspeccionando su respectiva adaptabilidad a los niveles de servicio desde la perspectiva de la deformación de las tuberías. Su exclusividad en comparación a las herramientas estándar de inspección con calibrador es que éste provee con alta precisión la representación geográfica en 3D y geométrica de la tubería. Los detalles de la sección transversal interna y los datos del eje axial son obtenidos en una sola inspección. Esto permite a los operadores identificar, caracterizar y localizar abolladuras, arrugas, curvaturas, ovalidad y deformaciones a flexión con alto grado de precisión.

Las dinámicas asociadas a estas características (por ejemplo, inestabilidad de taludes, subsidencia, levantamiento por pandeo, cruces de ríos, libre expansión, sobrecarga y cambios de temperatura y presión) pueden también ser evaluadas, previstas y/o analizadas mediante la incorporación de datos del Geopig en un modelo de elementos finitos de la tubería.

Esta modelación puede simular eficazmente las respuestas a los cambios en las condiciones de carga (esfuerzo/deformación) asociadas con el sistema.

Las coordenadas (x, y, z) obtenidas por medio del Geopig también proporcionan una vista en planta y el perfil de la tubería, la cual puede ser usada precisamente para localizar defectos en el plano de coordenadas. Este tipo de determinación del recorrido de la tubería e información sobre la localización característica, cuando son evaluados en formato digital, pueden ser descargados directamente en cualquier Sistema de Información Geográfica (SIG).

### **TECNOLOGIA DE MEDIDA INERCIAL**

Fuerzas post-construcción pueden actuar sobre la tubería por medio de la interacción entre la tierra y la tubería, causando flexión no anticipada. Estas fuerzas pueden ser taludes inestables actuando lateralmente o a lo largo de la tubería, socavación que causa espaciamiento de la tubería, cambios térmicos que causan pandeo por levantamiento, aguas heladas que causan fases cíclicas y fatiga o sobrecarga que puede esforzar la tubería.

Una ejecución del Geopig y análisis identifica las áreas donde hay flexión en la tubería a través de la unión de: datos de posición de la tubería suministrados por la unidad de medida inercial (IMU), datos del odómetro y coordenadas geográficas actuales (Universal Transverse Mercator, UTM) del Geopig. Cuando se lleva a cabo la ejecución de Geopig inmediatamente después de la construcción, la flexión inicial por construcción (fuerzas inactivas) puede ser separada de la flexión debido al movimiento de tierra (fuerzas activas).

**Sistemas de Medida Inercial:** Los datos del vector posicional recopilados por el Geopig durante la inspección representa un conjunto de información crítica necesaria para el cálculo preciso de la deformación a flexión y curvatura de la tubería.

El desarrollo de un Geopig de diámetro pequeño depende en gran medida de la miniaturización de los sistemas de medida inercial comercialmente disponibles para la incorporación dentro la infraestructura de la herramienta de inspección.

Los sistemas de medida inercial analíticos no implementan una referencia específica pero usa giroscopios y acelerómetros externos para calcular la orientación relativa entre el estado inicial y actual del sistema. Este tipo de sistema es llamado "Sistema Strapdown Inercial". La unidad de medida de este sistema tiene tres sensores angulares ortogonales entre sí y tres acelerómetros ortogonales entre sí, adheridos rígidamente al cuerpo en el cual se ha de implementar el sistema.

Generalmente, el Geopig usa Strapdown, giroscopio de fibra óptica basado en la unidad de medida inercial (UMI) para adquirir la posición e información en el entorno de la tubería. Los sistemas de navegación inercial utilizan datos de acelerómetros y sensores inerciales de velocidad angular (giroscopios) para determinar una posición física del cuerpo y la velocidad relativa con respecto a alguna referencia de coordenadas. Las unidades de medida no llegan a ser sistemas de navegación inercial hasta que los datos que generan hayan sido procesados para suministrar información posicional. El Geopig registra todos los datos del IMU y esos datos son post-procesados luego de la ejecución para proporcionar información de posición.

- **Tecnología con giroscopio de fibra óptica**

Esta tecnología es el desarrollo de un nuevo sensor angular. Una viga de luz coherente desde un diodo láser es cortada y enviada en ambas direcciones alrededor de un rollo de fibra óptica. La luz es detectada en un foto-sensor y la amplitud de la luz detectada es una función de la diferencia de fase entre las dos vigas incidentes.

La rotación angular del sensor alrededor de las bobinas del eje central cambia la fase del cambio visto en el sensor. La luz de la viga se modula para determinar la señal de la razón angular. La sensibilidad del sensor es una función de la longitud de la fibra, del radio y la precisión del detector. Hay otros parámetros que necesitan ser monitoreados y considerados para garantizar el funcionamiento preciso del sensor. El sensor requiere baja corriente, no tiene partes en movimiento de uso y puede medir una gran variedad de velocidades angulares.

- **Tecnología con calibrador de brazo mecánico**



Un Geopig de tamaño 8" tiene un total de 16 dedos mecánicos que miden la geometría interior de la tubería logrando el contacto con la superficie interna de la tubería. Cada dedo tiene un sensor magnético de rotación utilizando el efecto transductor Hall para convertir el movimiento del dedo a las desviaciones equivalentes a la forma circular de la pared del tubo. La señal para cada uno de los sensores de rotación es convertida a un voltaje análogo proporcional a la deflexión de los dedos. Los datos son luego procesados y almacenados por los circuitos a bordo para su recuperación posterior a la ejecución y análisis. Los transductores del efecto Hall fueron seleccionados como es característico, por la producción de medidas de alta resolución con señales inmunes de ruido y los cuales requieren muy poca energía para su ejecución.

Los dedos son fabricados de material de acero con alta resistencia y son recubiertos con epóxico resistentes a la corrosión. Al igual que el sensor, la miniaturización de las partes del calibrador era necesaria para dar espacio a varios calibradores sobre una herramienta de determinado tamaño nominal.

También se tomó en cuenta que los dedos por necesidad eran robustos y flexibles para soportar la vibración y el impacto dinámico producto de la alta velocidad en la ejecución del “pig”. La remota posibilidad de que la herramienta se mueva hacia atrás en la línea también fue considerada al permitir que los dedos mecánicos articulados generen un golpe al chocar con un obstáculo.

Un pequeño conjunto de resortes recupera la posición del brazo una vez la herramienta se mueva hacia adelante. El contacto con la pared de la tubería es mantenida todo el tiempo por el resorte de gran extensión bajo alta pre-carga. Pruebas sobre los dedos muestran que el resorte pre-cargado es suficiente para mantener el contacto con la superficie de la tubería sin sobresaltos o problemas de rebote del brazo.

El extremo del dedo mecánico tiene una pequeña rueda que es un contacto con la pared interna de la tubería. Es hecha de un material de acero endurecido y templado para un óptimo uso e impacto. La rueda continua permite a los dedos mantener el contacto físico con la pared de la tubería con una fricción mínima sin dejar marcas de abrasión en la superficie.

#### **PROCESAMIENTO DE DATOS**

El estudio con el Geopig suministra un esquema, el perfil y la deformación a flexión de la tubería. Esto permite localizar la tubería en el sistema de coordenadas (UTM) y detectar el movimiento de la tubería entre cada ejecución. La posición de la tubería es suministrada en términos de Norte, Este y Cota como una función del levantamiento topográfico.

- **Posición de la tubería**

Los datos son trasladados, rotados y escalados a los “puntos de amarre” con coordenadas conocidas. Estos puntos son típicamente seleccionados en válvulas, soldaduras, curvas, transición de espesores o cualquier otra característica de la tubería que pueda ser detectada directamente o indirectamente por los sensores del Geopig.

Las coordenadas de estos puntos son usualmente obtenidos por GPS. Este procedimiento suministra la corrección de desplazamiento a largo plazo lo cual puede introducir un error de posición absoluta en el estudio con el paso del tiempo.

- **Movimiento de la tubería**

Los datos pueden ser usados para el monitoreo del movimiento de la tubería entre dos ejecuciones. Los datos de la deformación de dos ejecuciones son comparados con el fin de identificar las áreas de diferencias de deformación asociadas con el movimiento de la tubería.

## **CARACTERÍSTICAS DE LA DEFORMACIÓN INDUCIDA POR FUERZAS AMBIENTALES**

El Geopig mide la deformación total a flexión de una tubería en el momento de la inspección, lo cual incluye la deformación inducida durante la construcción y la deformación causada por las condiciones de operación y fuerzas geotécnicas que afectan la tubería durante la operación (por ejemplo, inestabilidad del talud, asentamiento del suelo, erosión en los cruces del río, etc.)

Al analizar la deformación a flexión inducida por la interacción de la tubería con el suelo, la alta deformación plástica residual presente en las curvas debe ser despreciada. La deformación a flexión en las curvas está usualmente en el rango de 0.5 a 2%, es limitada para una unión de la tubería y es caracterizada por un

cambio abrupto de la deformación en el inicio y el fin de una curva. La deformación a flexión inducida por el movimiento del suelo es usualmente de pequeña amplitud, intervalos mayores a una unión y experimenta un cambio gradual sobre las secciones de transición más largas.

La deformación horizontal es un índice de inestabilidad de talud, aunque también puede ser inducida durante la construcción como resultado de la pérdida de linealidad en la zanja. La deformación vertical es usualmente el resultado de la adaptación de la tubería al desnivel de la zanja construida o el perfil del terreno, levantamiento por pandeo u otro fenómeno geotécnico diferente a inestabilidad de talud, como lo es, la erosión del suelo o asentamiento.

### **3.3. CASO TRAMO BOQUEMONTE – BRICEÑO K22+990 – K31+700**

Este tramo del gasoducto está localizado entre los Departamentos de Boyacá Y Santander en una zona bastante compleja geológicamente y susceptible geotécnicamente. Corresponde a un tramo de tubería mayor a 20 pulgadas, espesor un poco menor a 0,500 pulg y de 12 km de longitud aproximadamente, el gasoducto transita sobre un coluvión profundo de 40 metros de espesor en promedio y que sometió a la tubería en diferentes situaciones de esfuerzos tanto de tensión como de compresión en diferentes sitios del tramo mencionado ( 9 sitios críticos) con repetidas ocurrencias de rotura de la tubería mayores a 25 ocasionadas por efecto del comportamiento del coluvión en sus diferentes estadios y/o temporadas de invierno.

Debido a la dificultad de la zona, se llevó a cabo un programa de monitoreo con el objetivo de realizar un control del comportamiento geotécnico del corredor por medio de la ejecución de topografía de detalle y perforaciones del subsuelo en sitios previamente identificados por alta inestabilidad, seguidos de la instalación de

instrumentación adecuada, de esta manera establecer un seguimiento a las deformaciones y demás factores que inciden en la estabilidad de la zona.

El programa se estableció en dos fases, la fase I comprendió la realización de un control topográfico en los sitios identificados como inestables y de alta prioridad en el tramo. Simultáneamente, se realizaron ciertas perforaciones con la instalación respectiva de instrumentación con el fin de evitar fenómenos que pueden afectar en corto tiempo la estabilidad e integridad de la tubería. La fase II se determinó partiendo de la información obtenida en la fase I y de acuerdo a ésta se definen nuevos sitios de control y la instrumentación requerida.

Para este caso, se utilizaron equipos de control topográfico (estaciones y referenciadores de GPS), una red de mojones en concreto simple, referencias fijas con ajuste de coordenadas a las del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, piezómetros con el fin de evaluar las condiciones del agua subterránea en las zonas inestables, tubos de referencia para mediciones con inclinómetro con el fin de establecer la profundidad de la superficie de falla de las zonas inestables y la tasa de movimiento, pluviógrafos con los cuales se establece la influencia de las lluvias sobre la estabilidad de la zona y medidores Strain – gauges para cuantificar los esfuerzos y deformaciones de la tubería, como parte final de la instrumentación.

Básicamente, la metodología de trabajo empleada se describe a continuación:

- Inicia con la recopilación de la información, incluyendo cartografía de la zona y lecturas de los instrumentos instalados previamente.
- Levantamiento topográfico del corredor e instalación de mojones de referencia.

- Realización de las perforaciones pertinentes y ensayos de campo con el fin de determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo y del macizo rocoso, se usan equipos mecánicos de rotación, percusión y lavado.
- Ejecución de ensayos de laboratorio sobre las muestras tomadas, tales como clasificación de suelos y rocas, relaciones de fase y ensayos de resistencia al corte (compresión simple y corte directo).
- Instauración del programa de instrumentación donde se definen la evaluación de la tasa de movimiento en función del tiempo y su relación con las condiciones climáticas, antrópicas y drenaje de la zona, las zonas inestables, mecanismos de falla y grado de actividad y el implemento de sistemas de aviso de alarma y prevención de daños.
- Instalación de la instrumentación definida, para el control de deformaciones y condiciones del agua subterránea a mediano y largo plazo.
- Realización de calibración y monitoreo, donde se verifica la correcta instalación de los instrumentos y su funcionamiento, seguido de lecturas y mediciones bimestrales.
- Basados en las mediciones se realizan análisis geotécnicos, que permiten establecer ciertos mecanismos de falla en las zonas inestables.
- Se establece un programa de aviso y alerta de acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis geotécnicos, teniendo en cuenta los diversos factores de amenaza considerados en los problemas de inestabilidad.

#### 4. MODELACIÓN

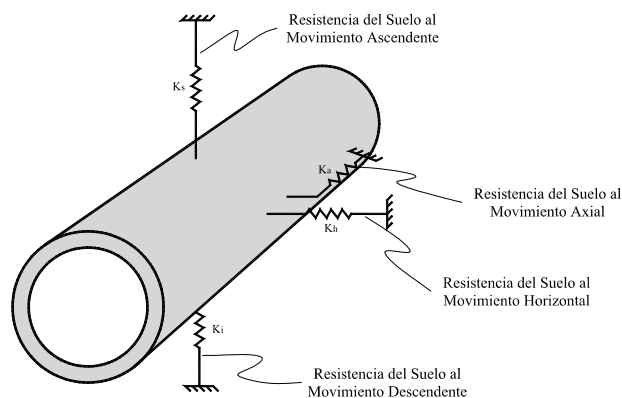
Actualmente, las tuberías representan el medio más económico para el transporte de líquidos y gases. Esto favorece su uso en las diversas áreas de la industria para transportar gran variedad de productos a distancias prolongadas. Debido a la extensión en longitud, sistemas como oleoductos y gasoductos presentan frecuentemente problemas geotécnicos como deslizamientos y/o otros eventos propios de la morfología del terreno en nuestro país. Con el fin de proteger y garantizar el buen funcionamiento de estos sistemas, con frecuencia, son construidos enterrados y por esta razón la interacción suelo-tubería se considera un factor importante para tener en cuenta y poder conservar su integridad.

Los primeros estudios realizados se basaron en el empleo de ensayos de anclajes en los problemas de interacción suelo-tubería. Estos fueron desarrollados partiendo de ciertas condiciones de deformación plana. De acuerdo a estas pruebas, algunos autores como Morgenstern et al (1993), Trautman y O'Rourke (1985) y Audibert y Nyman (1977) desarrollaron modelos analíticos y experimentales para determinar las fuerzas soportadas por la tubería debido a los movimientos del suelo (teniendo en cuenta una sola dirección).

Desde la década de los 90, estos estudios se han desarrollado principalmente por medio de planteamientos de modelos numéricos. Los modelos constitutivos han permitido representar el comportamiento no lineal del suelo y de la tubería. Además, una geometría detallada del modelo permite realizar el estudio de la heterogeneidad de los perfiles de los suelos. De acuerdo a la precisión de los resultados del modelo de la interacción se genera un diseño óptimo (Pereira y otros,2008).

De acuerdo a la experiencia de investigadores, el estudio de estos problemas de interacción suelo-tubería se ha desarrollado con la modelación de la tubería como una viga elástica y su interacción con el suelo por medio de resortes. Siendo este el sistema más empleado en la práctica, el cual fue propuesto por Winkler (1867). En el modelo de Winkler, el suelo es modelado con una serie de resortes, los cuales suministran la resistencia a la tubería la cual reposa sobre el terreno, tal como se muestra en la figura 4.1. Se han realizado muchas propuestas para mejorar la aplicación del método a varios tipos de sistemas de interacción suelo-tubería.

Aunque es una metodología que debe ser actualizada con el fin de representar el comportamiento del suelo y la tubería de manera más acertada, así poder realizar un análisis más allá de su límite elástico, logrando determinar y explicar ciertas fallas que a menudo se presentan en la realidad, las cuales representan un gran impacto económico y ambiental en este tipo de sistemas.



**Figura 4.1.** Modelo Winkler usado para el análisis de efectos en tuberías enterradas.

Diferentes tipos de modelos de tuberías enterradas son disponibles, desde el extremadamente simple hasta el sistema de modelación en 3D más complejo. Como consecuencia, el método de análisis varía.

El modelo más simple de tuberías enterradas es aquel que no considera la existencia de la interacción suelo-tubería. Se asume que la estructura obedece al movimiento del terreno. Cuando se considera la interacción suelo-tubería, los modelos que han sido usados son mostrados en las figura 4.2.

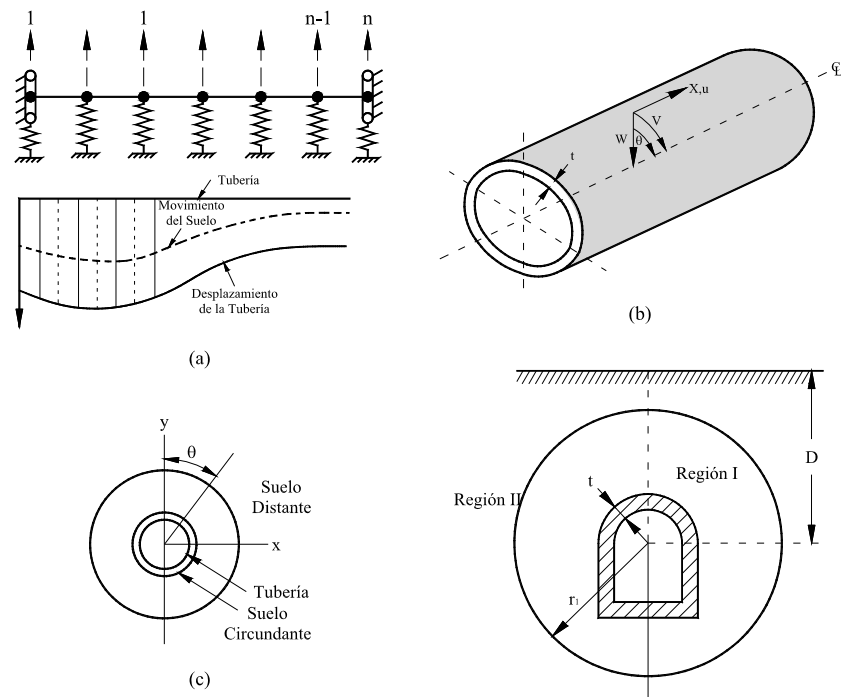
La figura 4.2(a) muestra el modelo de una viga con resortes elásticos (ellos pueden ser en dirección axial) representan las tuberías enterradas en las cuales las deformaciones axial y por flexión son de gran importancia. Un modelo Shell para tuberías enterradas de gran diámetro es mostrado en la figura 4.2 (b).

El modelo Shell se asume que se encuentra en un medio visco-elástico. En la figura 4.2(c), se muestra la sección transversal de una tubería de gran diámetro, la cual corresponde a un modelo de tubería con deformación plana. La figura 4.2 (d) muestra un modelo híbrido para un túnel cilíndrico. Este tipo de modelo se aplica para tuberías de diámetros grandes.

En la figura 4.2 (a), el resorte representa la rigidez del suelo. La amortiguación del suelo y la rigidez son calculadas por separado y son incluidas en el modelo matemático por medio de resortes y amortiguadores equivalentes. El modelo Shell mostrado en la figura 4.2 (b) suministra los esfuerzos periféricos y longitudinales en la estructura debido a ondas de sismo incidentes en un ángulo con el eje longitudinal de la tubería así como un ángulo con uno de los principales ejes de la sección transversal del Shell. Este modelo también predice la falla por flexión de la tubería. El modelo con deformación plana, mostrado en la figura 4.2 (c) es usado cada vez que el esfuerzo circular y el desplazamiento radial con obtenidos debido a ondas sísmicas.

La posibilidad de flexión en la sección transversal es posible por medio del análisis usando este modelo. En el modelo híbrido mostrado en la figura 4.2 (d), la región interna ( $R_1$ ) es modelada por el método de elementos finitos (MEF) mientras que la región externa ( $R_2$ ) es modelada por un medio continuo espacial.

La continuidad del desplazamiento y la deformación se conserva en los límites de la interface entre las dos regiones.



**Figura 4.2.** Modelos usados en la interacción suelo – tubería. (a) Viga con base elástica. (b) Modelo Shell. (c) Modelo con deformación plana. (d) Modelo Híbrido.

#### 4.1. MODELACIÓN NUMÉRICA CON ELEMENTOS FINITOS

En la práctica, es muy frecuente el uso de la modelación numérica con elementos finitos (MEF) de la interacción suelo-tubería empleando el software ABAQUS/STANDARD, el cual presenta grandes ventajas con respecto de otros programas, ya que la modelación de las interacciones entre superficies (fricción) se hace más sencilla. De igual manera, el algoritmo de ABAQUS permite analizar cualquier modelo empleando modelos constitutivos no predefinidos. Generalmente, se usan algoritmos del usuario para nuevos materiales programados en Fortran o C++.

Generalmente, el modelo busca determinar el efecto que tienen las variables en el fenómeno de interacción. Las variables comúnmente consideradas son:

- Longitud del deslizamiento
- Propiedades del suelo
- Presión interna de la tubería
- Campos de desplazamientos

Conceptualmente, el Método de Elementos Finitos se fundamenta en la descomposición de un elemento físico continuo en un número discreto de partes o elementos que se encuentran conectados entre sí por una serie de puntos llamados nodos. Los movimientos de los nodos forman un conjunto de incógnitas que hacen parte de la base del problema. En cada elemento, los movimientos en cualquiera de los puntos son obtenidos por medio de los movimientos realizados por los respectivos nodos del elemento. Al conocer el movimiento de cierto punto en un elemento, introduciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad y suministradas las relaciones constitutivas de los materiales, se pueden obtener las deformaciones, tensiones y esfuerzos en cualquier punto del elemento.

De acuerdo a lo anterior, se describe en forma breve la respectiva formulación del método de elementos finitos:

- La estructura o elemento continuo se divide en líneas o superficies imaginarias en determinado número de “elementos finitos”.
- Se asume que los elementos se encuentran enlazados entre sí por medio de un número discreto de puntos llamados “nodos”. Los desplazamientos de dichos nodos generan las incógnitas bases del problema.
- **Campo de desplazamientos.** Se definen los desplazamientos de cualquier punto del elemento en función de los desplazamientos de los

nodos del mismo, exclusivamente, a través de un grupo de funciones polinómicas, denominadas “funciones de forma”.

$$\underline{u}^e = \underline{N}^e \underline{a}^e$$

Donde  $\underline{u}^e$  son los desplazamientos en cualquier punto del elemento e,  $\underline{a}^e$  los desplazamientos nodales del elemento y  $\underline{N}^e$  hacen parte de las funciones de forma.

- **Campo de deformaciones.** Las funciones de forma han de definir de único modo el estado de deformación en el elemento en función de los desplazamientos nodales. Cuando estos desplazamientos son conocidos en todos los puntos del elemento, se puede hallar las deformaciones en el punto que se desee. Estas siempre resultan en una relación dada en forma matricial, de la siguiente manera,

$$\underline{\varepsilon}^e = \underline{L}^e \underline{u}^e \rightarrow \underline{\varepsilon}^e = \underline{L}^e \underline{N}^e \underline{a}^e \rightarrow \underline{\varepsilon}^e = \underline{B}^e \underline{a}^e$$

Donde L es un operador diferencial lineal.

- **Campo de Tensiones.** Conocidas las deformaciones, partiendo de las ecuaciones constitutivas se pueden hallar las tensiones. Para un material elástico lineal, la relación de tensiones y deformaciones está establecida por la matriz  $\underline{D}^e$  que corresponde a la matriz constitutiva del material.

$$\underline{\sigma}^e = \underline{D}^e \underline{\varepsilon}^e$$

- Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, así lograr equilibrar las tensiones y las cargas repartidas que actúan en el elemento. El procedimiento más empleado para determinar este equilibrio y relacionar las fuerzas actuantes en los nodos con los desplazamientos en dichos nodos se fundamenta en la aplicación del “Principio de los Trabajos

Virtuales (PTV)". Éste principio establece que una estructura se encuentra en equilibrio bajo la acción de un sistema de fuerzas exteriores si al asignar a la misma unos desplazamientos arbitrarios que sean compatibles con las condiciones en los apoyos, el trabajo realizado por las fuerzas externas sobre los desplazamientos virtuales es igual al trabajo realizado por las tensiones sobre las deformaciones generadas por los desplazamientos virtuales.

- La ecuación de equilibrio global de la estructura se obtiene especificando que la suma de las fuerzas nodales debe ser igual a la fuerza nodal externa. Tras el ensamblaje de la totalidad de las partes, se determina la ecuación matricial global de la estructura.

$$Ka = f$$

Donde K, a y f corresponden a la matriz de rigidez, el vector de desplazamientos nodales y el vector de fuerzas nodales equivalentes de la estructura, respectivamente. Al solucionar este sistema y hallar los desplazamientos nodales, podemos obtener las tensiones y deformaciones en cualquier punto del elemento.

## **4.2. MODELOS CONSTITUTIVOS**

En la práctica, los problemas de análisis a tensión presentan diversos materiales y para cada uno de ellos existen una variedad de modelos constitutivos disponibles, los cuales contribuyen a la definición de su comportamiento. Gran variedad de materiales en el campo de la ingeniería responde de forma elástica a niveles bajos de tensión, por esto, la deformación presenta una rápida recuperación cuando se retira su respectiva carga.

Si la carga sobrepasa cierto límite (límite elástico) no es posible la recuperación total de la deformación, permaneciendo una parte de ella aun después del retiro de la carga. Las teorías de plasticidad muestran en detalle este comportamiento.

Los modelos constitutivos que a menudo suministra el software ABAQUS con frecuencia consideran respuestas elásticas e inelásticas. Generalmente, la respuesta inelástica se modela con muestras plásticas en las que se diferencia la parte recuperable de la deformación (zona elástica) y la parte no recuperable (zona plástica). Esta clasificación se establece a partir de la existencia de una adición entre las velocidades de deformación,

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$$

Donde,

$\varepsilon$  : Velocidad total de la deformación

$\varepsilon_{el}$  : Velocidad de cambio de la deformación elástica

$\varepsilon_{pl}$  : Velocidad de cambio de la deformación plástica

#### 4.2.1. Modelo Elástico

El modelo elástico es el más simple para modelar un sólido o un continuo. Está basado en la relación lineal establecida por la ley de Hooke:

$$\sigma_{ij} = \sum_{kl} c_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}$$

Este modelo hace parte de aquellos que exigen menos capacidad computacional, pero existe la posibilidad de no representar adecuadamente el comportamiento del suelo, para esto es conveniente emplear un modelo que describa su naturaleza plástica.

El código ABAQUS suministra varios modelos de respuesta elástica, el más sencillo de ellos tiene elasticidad lineal y la tensión total está definida por la deformación elástica, como se muestra en la siguiente expresión,

$$\sigma = D^{el} \varepsilon^{el}$$

Donde,

$\sigma$  : Tensión total

$D^{el}$  : Tensor de elasticidad de cuarto orden

$\varepsilon^{el}$  : Deformación total elástica

Las propiedades elásticas están dadas por el modulo de deformación longitudinal (E) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). El modulo de deformación transversal (G) puede ser expresado en términos de E y  $\nu$ , como  $G = E/2(1+\nu)$ .

De acuerdo a la teoría incremental de plasticidad, los modelos de respuesta elastoplástica que suministra el software presentan una misma forma general. Estos modelos pueden ser dependientes o independientes de la velocidad de deformación de la estructura. Aquellos que son independientes de la velocidad de deformación presentan una región de respuesta elástica pura cuyo límite esta dado por la función de fluencia.

#### **4.2.2. Modelo Plástico**

El modelo plástico más sencillo, se caracteriza porque su función de fluencia se comporta como superficie límite y no presenta parámetros de endurecimiento. Con frecuencia, los modelos plásticos más complejos contienen una variedad de

parámetros de endurecimiento. Los modelos de ABAQUS, tienen baja complejidad, por esto utilizan algunos de éstos parámetros, logrando establecer endurecimientos isotrópicos o cinemáticos.

Los modelos plásticos están expresados en términos de:

- Superficie de fluencia que globaliza el concepto de límite elástico.
- Regla de flujo, define la deformación inelástica que tiene cierto punto que no presenta respuesta elástica.
- Leyes de evolución que explican el endurecimiento. El recorrido que debe realizar la superficie de fluencia y/o el flujo en la medida en que aparece la deformación elástica.

#### **4.2.3. Modelo Hipoplástico**

Es un modelo no lineal, el cual considera el suelo como un medio continuo en términos de macrovariables, es decir, esfuerzo efectivo y relación de vacíos. Este modelo fue desarrollado por Kolymbas en 1977. La palabra hipoplasticidad se emplea para definir un modelo que constituye rigidez tangencial en función del índice de deformación. El prefijo hipo expresa la ausencia de elasticidad como base para el avance matemático del modelo. Esta característica permite dar a conocer fenómenos como la dilatancia y contractancia con alta precisión.

Este modelo introduce cuatro constantes del material que son función del esfuerzo y la relación de vacíos y cuatro constantes de calibración, de esta manera buscar mejorar la respectiva formulación matemática para definir el comportamiento que se ajuste más a la realidad. Este modelo es aplicable a suelos consolidados o sobre-consolidados. (Castaño y Lizcano, 2008)

La ecuación hipoplástica constitutiva está dada por:

$$\dot{T} = h(T, D, e)$$

Donde,

$\dot{T}$  : Tasa de esfuerzos efectivos definida en función del Tensor T (Tensor de Cauchy).

$e$  : Relación de vacíos que depende de la tasa de deformación D.

Tras algunas modificaciones de los primeros modelos se estableció la ecuación dada por Von Wolffersdorff (1996),

$$\dot{T} = f_b f_e (\mathcal{L} D + f_d N \|D\|)$$

Donde,

$\dot{T}$  : Tensor de incremento de esfuerzos

$f_b$  : Factor de barotropía

$f_e$  : Factor de picnotropía

$f_d$  : Factor de densidad

$\mathcal{L}$  : Tensor de cuarto orden

El proceso de determinación de los parámetros de un modelo constitutivo se denomina calibración, el cual se hace necesario para una óptima simulación. El valor de los parámetros se puede determinar por medio de ensayos básicos como clasificación de suelos, triaxiales, edométricos, etc. Con estos datos podemos obtener la validación correspondiente a la ecuación establecida. (Villalta,2009)

Estos parámetros hacen parte de un factor de ajuste y se determinan con el fin de representar el material modelado y los cuales se presentan a continuación:

- Angulo de fricción crítico  $\varphi_c$
- Índices  $e_{c0}$ ,  $e_{d0}$ ,  $e_{i0}$
- Dureza del esqueleto granular  $h_s$  y exponente de la ley de compresión  $n$
- Exponente  $\alpha$
- Exponente  $\beta$

#### 4.2.4. Modelo Viscohipoplástico

Este modelo es una extensión para materiales finos del modelo Hipoplástico desarrollado para suelos granulares. El modelo Viscohipoplástico es desarrollado por A. Niemunis (2003), el cual ha demostrado la simulación de la relación esfuerzo – deformación del suelo de una manera más realista. Una gran ventaja de este modelo es la determinación confiable de cada uno de los parámetros por medio de ensayos de laboratorio

El comportamiento viscoso de los suelos blandos es manifestado en tres fenómenos, dependencia de la resistencia al corte de la velocidad de deformación, fluencia lenta que constituye la variación de volumen bajo estado de esfuerzos efectivos constantes y relajación definida como la disminución del esfuerzo efectivo sin cambio de volumen. (Feliciano, 2006)

Este modelo esta dado por la siguiente expresión,

$$\dot{T} = f_b \mathcal{L} : (D - D^{vis})$$

Donde,

$\dot{T}$  : Tensor de esfuerzos actuales de Cauchy, depende del estado de los esfuerzos y la relación de vacíos.

$f_b$  : Factor de barotropía.

$\mathcal{L}$  : Tensor de cuarto orden.

$D - D^{vis}$  : Tasa de deformación, resultado de la descomposición en una parte viscosa y otra parte elástica.

Los parámetros desarrollados por este modelo se listan a continuación:

- Relación de vacíos
- Pendiente de carga

- Pendiente de descarga
- Índice de viscosidad
- Velocidad de creep de referencia
- Parámetro de control
- Angulo de fricción crítica

Este modelo fue instaurado para suelos arcillosos de baja a alta plasticidad que no se encuentren sometidos a cambios significativos de temperatura. El modelo se encarga de reproducir el estado crítico del material arcilloso con una relación de vacíos crítica que es función del nivel de esfuerzos.

## 5. CONCLUSIONES

- El dimensionamiento de oleoductos y gasoductos se establece mediante las especificaciones descritas en la norma API 5L, siendo ésta la norma correspondiente a tuberías de línea.
- Los deslizamientos es uno de los eventos más frecuentes que inducen fallas en las tuberías, generando movimientos transversales y longitudinales del terreno con respecto a la dirección de la tubería ocasionando su inestabilidad y/o colapso.
- El análisis geotécnico es parte fundamental en los estudios realizados para la selección y construcción del trazado de sistemas de tubería. Este análisis proporciona la integridad y estabilidad de la tubería.
- La tubería constantemente es sometida a esfuerzos longitudinales y transversales por parte del suelo circundante y su resistencia a éstos depende principalmente de las propiedades mecánicas, material, grado y espesor de la tubería.
- La pérdida de estabilidad de la tubería es el resultado del desarrollo de grandes esfuerzos de flexión sobre las paredes de la tubería y a su vez de la pérdida del recubrimiento de suelo.
- En la actualidad existe una gran variedad de medios para predecir posibles fallas, éstos son basados en el conocimiento previo de las propiedades del suelo y la tubería.
-

- El monitoreo de la tubería hace parte del manejo de su integridad, el cual se desarrolla con el fin de analizar, identificar, evaluar y reducir riesgos que puedan afectar su buen funcionamiento.
- El paso de un sistema de tubería a través de zonas inestables y susceptibles a grandes deslizamientos genera altos costos en su construcción, colocando en riesgo su integridad y a su vez creando problemas incontrolables. Por esto, es de vital importancia considerar las características geológicas para establecer el trazado de la línea.
- Existen métodos que permiten realizar un análisis de los fenómenos de la interacción suelo – tubería mediante modelos numéricos, considerando las características de diseño de la tubería, propiedades del suelo y condiciones externas.
- La selección adecuada de un modelo numérico óptimo depende de su aproximación a la realidad de la interacción suelo – tubería y de la información disponible de la localidad.

## 6. BIBLIOGRAFIA

Adebayo, A., Dada, A. (2008). *An Evaluation of the Causes of Oil Pipeline Incidents in Oil and Gas Industries in Niger Delta Region of Nigeria.*

API. (2000). *5L: Specifications for Line Pipe.* Washington.

Audibert, J., Nyman, K. (1977). *Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes.* Journal of the Geotechnical Engineering Division.

Bukovansky, M., Major, G. (2002). *Twenty Years of Monitoring Pipelines in Landslides.*

Castaño, D., Lizcano, A. (2008). *Simulación Numérica de la interacción suelo-tubería.*

Cerri, L., Amaral, C. (1998). *Riscos Geológicos.*

Coloma V. Pedro. (2006). *II Congreso de Ingeniería Mecánica ASME.* Perú.

Czyz, J., Fraccaroli, C., Sergeant, A. (2002). *Measuring Pipeline Movement in Geotechnically Unstable Areas Using An Inertial Geometry Pipeline Inspection Pig.*

Datta, T. (2005). *Seismic Response of Buried Pipelines: a state of the art review.*

Feliciano, A. (2006). *Simulación Numérica de la Interacción Suelo-Tubería.* Universidad de los Andes: Tesis de Maestría.

Flores-Berrones, R., O'Rourke, M. (1992). *Seismic Effects on Underground Pipelines Due to Permanent Longitudinal Ground Deformation*.

Hall, W., Newmark, N. (1977). *Seismic Design Criteria for Pipelines and Facilities*.

IITK-GDSMA. (2007). *Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines*.

Ingenieria y Geotecnia Ltda. (2001). *Estudio de Investigación Geotécnica e Instrumentación del tramo Boquemonte - Briceño P.K 22+990 - 31+700*.

Ingenieria y Geotecnia Ltda. (1991). *Manual de Protección Geotécnica y Ambiental*.

Kiefner J.F. (2001). *Role of Hydrostatic Testing in Pipeline Integrity Assessment*. New York.

Lambe, W., Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*.

Liu, X., O'Rourke, M. (1997). *Behaviour of Continuous Pipeline Subject to Transverse PGD*. U.S.A.

Michailides, P., Deis, T. (2002). *NPS 8 GEOPIG: Inertial Measurement and Mechanical Caliper Technology*.

Mohitpour M., Murray Golshan A. (2006). *Pipelines Design and Construction: A Practical Approach*. New York.

Morgenstern, N., Rajani, B., Robertson P. (1993). *Simplified Design Methods for Pipelines Subject to Transverse and Longitudinal Soil Movements*. University of Alberta.

- Muhlbauer, W. (2004). *Pipeline Risk Management Manual*.
- Nichols, R.K. (1999). *Destructive Testing of Welded Steel Tubulars*.
- Niemunis, A. (2003). *Extended hypoplastic models for soils*.
- Oliveira H. (2005). *Gerenciamento Da Integridade de Dutos: Proposta de Abordagem Aos Riscos Geotécnicos em Gasodutos de Transmissao*.
- O'Rourke, M. (1989). *Approximate Analysis Procedures for Permanent Ground Deformation Effects on Buried Pipelines*.
- O'Rourke, M., Liu, X., Flores-Berrones. (1995). *Steel Pipe Wrinkling Due to Longitudinal Permanent Ground Deformation*.
- O'Rourke, M., Liu, X., Flores-Berrones,R. (1995). *Steel Pipe Wrinkling Due to Longitudinal Permanent Ground Deformation*.
- O'Rourke, M., Nordberg, C. (1992). *Longitudinal Permanent Ground Deformation Effects on Buried Continuous Pipelines*.
- O'Rourke, T. (1988). *Critical Aspects of Soil - Pipeline interaction for Large Ground Deformation*.
- Pereira, M., Lizcano, A., Nieves, C. (2008). *Modelación Numérica de Interacción Suelo-Tubería en Deslizamientos*.
- Porter, M., Savigny, K. (2002). *Natural Hazards and Risk Management for South American Pipelines*.

Ramberg, W., Osgood, W. (1943). *Description of Stress-strain curves by three parameters.*

Rumiche, F., Indacochea, E. (2006). *Estudio de Caso de Fallas y Accidentes en Gasoductos y Oleoductos.* Chicago.

Scrocchi, D., Soldi, A., Clouston, S., Mora, R. (2000). *Monitoring Pipeline Movement for the Prevention of Pipeline Failures Using an Inertial Geometry Inspection Pig.*

Suárez, J. (2009). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico.*

Trautman, C., O'Rourke, T. (1985). *Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe.* Journal of Geotechnical Engineering.

Villalta, G. (2009). *Simulación del Comportamiento Esfuerzo-Deformación en Suelos Granulares Empleando el Modelo Constitutivo Hipoplástico.*

Wahid, J. (2000). *The Interaction Between Soil and Buried Bent Pipelines.*

Winkler, E. (1867). *Die Leher Von der Elasticitatet and Festigkeit Prag.*

Wolffersdorff, V. (1996). *A Hypoplastic Relation for Granular Materials With a Predefined Limit State Surface.*

Zostrich Geotechnical. (2002). *Pipeline Routes-Ground Motion Monitoring Using OTDR.*