



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

“Análisis de Interacción Suelo-Estructura en Tuberías Corrugadas PEAD”

TESIS

Que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Con Opción Terminal en Estructuras

Presenta:

Domingo Ramírez Delgado

Asesor de tesis:

Dr. Jaime Retama Velasco

Coasesor de tesis:

Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

Puebla, Pue.

Junio 2018



BUAP


Oficio No. 1498/2018

C. Domingo Ramírez Delgado
Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Estructuras
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Análisis de interacción suelo-estructura en tuberías corrugadas PEAD**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Asesor al Dr. Jaime Retama Velasco y Co-asesor al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente
"Pensar bien, para vivir mejor"
H. Puebla de Zaragoza, abril 23 de 2018.


M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p. Dr. Jaime Retama Velasco y Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, Asesor y Co-asesor del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ABH/MCF/sco*



Facultad
de Ingeniería

Bvtd. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. 108 C, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7910



Facultad de Estudios Superiores Aragón
Centro de Investigación Multidisciplinaria Aragón
Tel: +52 56231090, Ext. 39327
Correo: jretamav@comunidad.unam.mx

Ciudad Nezahualcóyotl, a 21 de junio de 2018

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
Presente

El suscrito, Dr. Jaime Retama Velasco, Director de la tesis denominada "**Análisis de Interacción Suelo-Estructura en Tuberías Corrugadas PEAD**", presentada por **Domingo Ramírez Delgado**, candidato a **Maestro en Ingeniería** con opción terminal en *Estructuras* con matrícula **216470208**, me permito informar a usted, que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, no tengo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Sin otro particular, me despido de usted agradeciendo de antemano sus atenciones y quedo en la mejor disposición para cualquier asunto relacionado con la presente.

Atentamente

Dr. Jaime Retama Velasco
Director de tesis

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN TUBERÍAS CORRUGADAS PEAD

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE CONTENIDOS	4
TABLA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABLAS.....	10
1. ANTECEDENTES	11
1.1 Introducción.....	11
1.2 Antecedentes.....	12
1.3 Planteamiento del problema	16
1.4 Justificación.....	17
1.5 Objetivo general.....	18
1.6 Alcances	18
1.7 Estructura de la tesis	19
2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS ENTERRADAS.....	21
2.1 Introducción.....	21
2.2 Sección zanja	21
2.3 Fenómeno de interacción en tuberías flexibles	23
2.4 Cargas	29
2.4.1 Presión del suelo.....	30
2.4.2 Cargas vivas vehiculares.....	30
2.4.3 Presión interna	30
2.5 Estados límite.....	30
2.5.1 Compresión.....	31
2.5.2 Tensión	31
2.5.3 Deflexión	32
2.6 Prueba de platos paralelos	32
3. TUBERÍAS CORRUGADAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD	34
3.1 Introducción.....	34
3.2 Polímeros	34

3.2.1	Estructura y Propiedades.....	34
3.2.2	Respuesta mecánica.....	35
3.3	Polietileno de Alta Densidad.....	40
3.3.1	Propiedades Físicas.....	40
3.3.2	Propiedades Mecánicas.....	40
3.4	Modelos Constitutivos.....	43
3.4.1	Elástico Lineal.....	43
3.4.2	Elastoplástico.....	43
3.4.3	Modelos reológicos.....	46
3.5	Tubería corrugada de PEAD.....	47
3.5.1	Propiedades del material.....	48
3.5.2	Especificaciones de la tubería.....	49
3.5.3	Geometría.....	50
3.5.4	Rigidez.....	50
4.	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS.....	52
4.1	Introducción.....	52
4.2	Caracterización del suelo.....	52
4.2.1	Clasificación del Suelo.....	52
4.2.2	Especificaciones del material de relleno.....	55
4.3	Modelos de constitutivos.....	58
4.3.1	Elástico Lineal.....	58
4.3.2	Morh-Coulomb.....	60
4.3.3	Modelos esfuerzo-dependientes.....	63
5.	MODELADO NUMÉRICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.....	67
5.1	Introducción.....	67
5.2	Elementos sólidos 3D.....	68
5.3	No-linealidad.....	69
5.3.1	Geométrica.....	69
5.3.2	Material.....	70
5.3.3	Contacto.....	72
5.3.4	Esquema de solución.....	73
5.4	Modelo numérico de la prueba de placas paralelas.....	77
5.4.1	Alcances.....	77

5.4.2	Geometría	78
5.4.3	Discretización	81
5.4.4	Propiedades de los materiales	85
5.4.5	Condiciones de Apoyo	87
5.4.6	Condiciones de Carga.....	87
5.5	Modelo numérico de la interacción suelo-estructura	88
5.5.1	Alcances	88
5.5.2	Geometría	90
5.5.3	Discretización	95
5.5.4	Propiedades de los materiales	99
5.5.5	Condiciones de Apoyo	103
5.5.6	Condiciones de Carga.....	103
6.	RESULTADOS NUMÉRICOS.....	106
6.1	Prueba de platos paralelos	106
6.2	Interacción suelo-tubería	108
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	114
	BIBLIOGRAFÍA.....	115
	AGRADECIMIENTOS	119

TABLA DE FIGURAS

Figura 2.1 Sección zanja típica [8].....	22
Figura 2.2 Estructura de Pavimento.....	23
Figura 2.3 . Dirección de asentamiento relativo. Mecanismo de respuesta del suelo para una tubería enterrada flexible (a) y una rígida (b) [24].....	24
Figura 2.4 Arqueamiento negativo [25].	24
Figura 2.5 Arqueamiento Positivo [25].....	25
Figura 2.6 Diferencias en los apoyos debida a la interacción suelo-tubería. [20].	25
Figura 2.7 Formas de falla en tuberías plásticas [60].....	26
Figura 2.8 Zona de desplante suave [34].	26
Figura 2.9 Deformaciones en la tubería PEAD corrugada debida a la variación de propiedades con respecto a la zona de desplante suave [34].	27
Figura 2.10 Pandeo en tuberías flexibles [40].	28
Figura 2.11 Pandeo Local [34].	28
Figura 2.12 Carga en prueba de placas paralelas [34].....	33
Figura 3.1 Estructuras básicas de los polímeros. Polímero lineal sin ramificaciones (a), con ramificaciones cortas (b), con ramificaciones largas (c) y polímero entrecruzado (d).	34
Figura 3.2 Polímero amorfo (a) y Polímero semicristalino (b).....	35
Figura 3.3 Curva característica de diferentes polímeros [13].	36
Figura 3.4 Curva característica de tensión de un polímero semicristalino.....	36
Figura 3.5 Efecto de la temperatura sobre una muestra de PMMA [13].	37
Figura 3.6 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].....	37
Figura 3.7 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].....	38
Figura 3.8 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].....	39
Figura 3.9 Prueba de relajación de esfuerzos: deformación constante (a), esfuerzo cualitativo (b).	39
Figura 3.10 Curvas esfuerzo-deformación en tensión para diferentes tipos de Polietileno [30].	41
Figura 3.11 Curvas esfuerzo-deformación en tensión de probetas con orientación longitudinal y T 25° C (izquierda desarrollo completo y derecha extracto de la curva original) [30].....	41
Figura 3.12 Curvas esfuerzo-deformación en tensión de probetas con orientación transversal y T 25° C (izquierda desarrollo completo y derecha extracto de la curva original) [30].....	42
Figura 3.13 Curva esfuerzo-deformación típica de un material elastoplástico.....	44
Figura 3.14 Idealización de curva esfuerzo-deformación a un modelo de elasticidad perfecta.	44
Figura 3.15 Curva esfuerzo-deformación típica de un material elastoplástico con endurecimiento.	45
Figura 3.16 Idealización de curva esfuerzo-deformación de un modelo bilineal (a) y multilineal (b).	45
Figura 3.17 Endurecimiento isotropo.....	46
Figura 3.18 Endurecimiento cinemático.....	46
Figura 3.19 Modelos Viscoelásticos: a) Maxwell, b) Kelvin, c) sólido estándar y d) Maxwell-Kelvin [10].....	47

Figura 3.20 Perfil tubería PEAD corrugada.....	47
Figura 3.21 Tubería corrugada PEAD.....	48
Figura 3.22 Perfil típico de la tubería corrugada PEAD	50
Figura 3.23 Curva fuerza-desplazamiento de la prueba de placas paralelas con la tubería orientada a 90°	51
Figura 4.1 Gráfica de Plasticidad [7].	54
Figura 4.2 Respuesta experimental característica del suelo en ensayos triaxiales drenados.	58
Figura 4.3 Evolución del módulo de elasticidad secante debida al incremento de la presión de confinamiento [26].....	60
Figura 4.4 Curva esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del modelo elastoplástico [12].....	60
Figura 4.5 Círculos de Mohr y línea de falla de Mohr-Coulomb [12].	61
Figura 4.6 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb [12].	62
Figura 4.7 Esfuerzo desviador y deformación axial vertical de una prueba triaxial y su aproximación a un modelo hiperbólico [12].	64
Figura 5.1 Elementos sólidos de segundo orden: (a) Hex20, (b) Tet10, (c) Pyr13 y (d) Wed15.....	69
Figura 5.2(a) Plasticidad con endurecimiento por deformación y (b) plasticidad con ablandamiento por deformación [3].	71
Figura 5.3 Evolución de la zona de contacto, (a) cuerpo no deformado y (b) cuerpo deformado por acción de la carga vertical.	72
Figura 5.4 Fase de predicción y corrección mediante un método incremental, [15].....	74
Figura 5.5 Método de Newton-Raphson.....	76
Figura 5.6 Método de Newton-Raphson modificado.....	76
Figura 5.7 Alcantarilla pluvial de tubería corrugada de PEAD	78
Figura 5.8 Geometría del perfil de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.....	79
Figura 5.9 Geometría de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.....	79
Figura 5.10 Boceto discreto del perfil de la tubería	80
Figura 5.11 Dimensiones de la placa de acero	80
Figura 5.12 Geometría en 3D de la tubería corrugada PEAD de 60 in de diámetro.....	81
Figura 5.13 Gráfica número de elementos hexaedros - esfuerzo máximo.	83
Figura 5.14 Mallado del modelo numérico de la prueba de placas paralelas.....	84
Figura 5.15 Curvas esfuerzo-deformación en tensión con orientación transversal a diferentes velocidades de deformación (mm/min), construidas con la información de la tabla 5.7.	86
Figura 5.16 Esquema general de la geometría 3D del sistema estructural suelo-tubería.....	91
Figura 5.17 Geometría 3D de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.....	91
Figura 5.18 Zona de plantilla.....	92
Figura 5.19 Zona de acostillado.....	92
Figura 5.20 Zona de relleno inicial.	92
Figura 5.21 Zona de relleno final.....	93
Figura 5.22 Zona de desplante suave.....	93
Figura 5.23 Estructura de pavimento.....	94
Figura 5.24 Esquema general de la geometría del modelo numérico.....	95
Figura 5.25 Mallado de los modelos suelo-tubería para diferentes colchones de instalación, (a) 0.60 m, (b) 1.00 m, (c) 2.00 m, (d) 3.00 m, (e) 4.00 m, (f) 5.00 m, (g) 6.00 m, (h) 7.00 m y (i) 8.00 m... 99	99

Figura 5.26 Condiciones de apoyo del modelo de interacción suelo-tubería.....	103
Figura 5.27 Modelo de cargas vehiculares IMT 66.5, para el análisis transversal o tridimensional [51].....	105
Figura 5.28 Patrón de cargas, configuración y su incidencia con la tubería.	105
Figura 6.1 Resultados de la modelación numérica de la prueba de placa paralelas.	106
Figura 6.2 Resultados de la modelación numérica de la prueba de placas paralelas, extracto de la figura 6.1.....	108
Figura 6.3 Deformaciones unitarias obtenidas de modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	109
Figura 6.4 Esfuerzos equivalentes de von-Mises obtenidos de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	109
Figura 6.5 Deformaciones verticales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	110
Figura 6.6 Deformaciones horizontales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	110
Figura 6.7 Deformaciones unitarias obtenidas de modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	111
Figura 6.8 Esfuerzos equivalentes de von-Mises obtenidos de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.....	111
Figura 6.9 Deformaciones verticales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	112
Figura 6.10 Deformaciones horizontales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.	112

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido longitudinal al de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].	42
Tabla 3.2 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido transversal al sentido de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].	42
Tabla 3.3 Especificaciones mínimas de la resina de PEAD	49
Tabla 3.4 Especificaciones de la tubería corrugada PEAD	50
Tabla 4.1 Clasificación de suelo de acuerdo a la norma ASTM 2487 [7].	53
Tabla 4.2 Clases de suelos para relleno [8].	56
Tabla 4.3 Recomendaciones para la instalación y el uso de suelos y agregados para la cimentación y plantilla de la tubería [8].	57
Tabla 4.4 Parámetros elásticos para relleno [53].	59
Tabla 4.5 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Mohr-Coulomb [28].	63
Tabla 4.6 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Duncan-Selig [52].	65
Tabla 4.7 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Hardening Soil [54].	66
Tabla 5.1 Consideraciones generales de los modelos de la prueba de placas paralelas	78
Tabla 5.2 Parámetros elásticos para el análisis de discretización	82
Tabla 5.3 Número de elementos hexaedros - Error relativo de términos de desplazamiento máximo y esfuerzo equivalente (von-Mises), obtenidos del análisis de discretización.	83
Tabla 5.4 Parámetros elásticos del PEAD para diferentes velocidades de deformación.	85
Tabla 5.5 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo - deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido longitudinal al de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].	86
Tabla 5.6 Tipos de suelo utilizados en los modelos para condiciones a corto plazo.	89
Tabla 5.7 Tipos de suelo utilizados en los modelos para condiciones a 50 años.	89
Tabla 5.8 Tipos de suelo utilizados en los modelos no lineales de interacción suelo-tubería.	90
Tabla 5.9 Alturas de las capas que conforman la zanja de instalación.	94
Tabla 5.10 Número de elementos finitos de acuerdo a la profundidad de instalación h.	96
Tabla 5.11 Parámetros elásticos del PEAD para los modelos de interacción suelo-tubería.	100
Tabla 5.12 Datos curvas esfuerzo-deformación de la curva ajustada trilineal del PEAD, para los modelos de interacción suelo-tubería.	100
Tabla 5.13 Parámetros elásticos para el suelo SW85 y ML85.	100
Tabla 5.14 Parámetros elásticos de la estructura de pavimento.	100
Tabla 5.15 Parámetros elásticos de los suelos de relleno de la zanja utilizados en los modelos numéricos de interacción suelo-tubería.	102
Tabla 5.16 Parámetros del modelo de Mohr-Coulomb para suelos utilizados en los modelos numéricos de interacción suelo-tubería.	103
Tabla 5.17 Densidad de materiales utilizados en el modelo numérico.	104
Tabla 5.18 Magnitud de las cargas vehiculares del modelo IMT 66.5 [51] y su área de aplicación	104
Tabla 6.1 Errores relativos de la reacción vertical.	107

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN TUBERÍAS CORRUGADAS PEAD

1. ANTECEDENTES

1.1 Introducción

El crecimiento de las ciudades es inducido por el aumento de la población, y el primero, también favorece el flujo de personas en busca de oportunidades de desarrollo económico, de manera que ambas constituyen un círculo vicioso de crecimiento. Como consecuencia básica de este desarrollo, entran como necesidades primordiales: el abastecimiento de agua, el saneamiento y el desalojo de agua pluviales, entre otros sistemas de conducción.

La ingeniería de conducción abarca múltiples aplicaciones, y de la misma forma, existe una gran variedad de productos y materiales como lo son el acero, el concreto reforzado, polietileno de alta densidad (de aquí en adelante PEAD), el polipropileno, el policloruro de vinilo, etc. para desarrollar soluciones a los problemas de conducción, cabe resaltar que la utilización de los materiales plásticos ha ido en aumento desde los años 70 [58]. Otras de las aplicaciones de la tubería PEAD se encuentran en la minería, los rellenos sanitarios, los sistemas de infiltración, drenaje pluvial de múltiples obras civiles y las alcantarillas para puentes; siendo sus principales bondades la resistencia a la abrasión química, la durabilidad, la flexibilidad, la nula conductividad eléctrica y la buena conducción hidráulica [62].

Y si bien, los problemas de la mecánica de los fluidos no competen al Ingeniero Estructuralista, las faltas de conocimiento sobre el análisis, diseño y aplicación de este tipo de tecnologías desde el punto de vista de la resistencia del material y el comportamiento estructural de la tubería sí; es por eso que se dedica este trabajo a atender el déficit de conocimientos con el fin de hacer contribuciones en el análisis del comportamiento estructural de tuberías corrugadas de PEAD en México.

1.2 Antecedentes

Estudios que datan de principios del siglo XX, y recientes, muestran que existe una correlación entre la rigidez del material de relleno y la estabilidad del tubo enterrado [20]. Si la rigidez de la tubería es mayor que la del suelo, las cargas se transmiten a la tubería; cuando ésta es menor, las cargas se distribuyen hacia los laterales de la tubería mediante un “efecto arco” [25]. Este fenómeno de interacción, modifica la magnitud de la carga. En tuberías plásticas este efecto disminuye significativamente.

Marston [31] propone una forma de calcular la carga debida al peso del suelo a la que está sometido un tubo enterrado. Esta teoría se fundamenta en los esfuerzos de corte o fricción que se generan en los costados de la zanja. El fenómeno de interacción ocurre en un tiempo considerable, ayudando a transmitir una parte de la carga a los lados de la zanja [31].

Spangler [55] propone una hipótesis de la magnitud y distribución de fuerzas alrededor de una tubería flexible. Ésta se apoya en la teoría elástica y en el trabajo experimental realizado en tubos flexibles metálicos de la Universidad de Iowa [55], razón por la cual se le conoce también como fórmula de Iowa, ecuación 1.1.

$$\Delta X = \frac{K W_c r^3}{EI + 0.061 e r^4}$$

Ecuación 1.1.

donde ΔX es la deflexión horizontal, K es la constante de encamado, W_c carga de Marston por unidad de longitud, r es el radio de la tubería, E es el módulo de elasticidad del material con el que está fabricado el tubo, e es el módulo de resistencia pasiva del material a los lados del tubo e I es el momento de inercia de la pared del tubo por unidad de longitud.

A través de otras investigaciones de Spangler y Watkins [56], el parámetro e , que no representa una propiedad del suelo, se substituyó por el módulo de reacción del suelo E' . También observaron que la deflexión final ocurre cuando el suelo está completamente consolidado en los rellenos laterales [56], esto lo llevó a incluir en la fórmula un parámetro empírico relacionado con el retardo en la deflexión DL cuyo valor, para calcular la deflexión a largo plazo, puede tomarse de 1.5, ecuación

1.2. Esta ecuación ha sido utilizada en distintas normativas, para evaluar el desempeño estructural de tuberías plásticas.

$$\Delta X = \frac{DL K W_c}{\frac{EI}{r^3} + 0.061 E'}$$

Ecuación 1.2.

donde E' es el módulo de reacción del suelo y DL el factor de retardo. Esta expresión muestra la relación que existe entre la respuesta de la tubería, en términos de deflexión, y la carga a la que está sometida a través de la rigidez de la tubería y del suelo. El término $DL K W_c$ proviene de la carga del suelo, EI/r^3 de la rigidez de la tubería y $0.061E'$ de la rigidez del suelo.

Las primeras pruebas de laboratorio, realizadas a tuberías enterradas, mostraron que, en algunos casos particulares las deflexiones verticales y horizontales eran aproximadamente iguales ante pequeñas deflexiones, menores al 2%, por lo que históricamente se asumió que la deflexión horizontal era cercana a la vertical, $|\Delta X| \approx |\Delta Y|$. De la misma forma, se aceptó que la deflexión vertical era el mejor indicador relacionado con el rendimiento de la tubería. Sin embargo, la fórmula de Iowa ha sido criticada por ser un método muy simplificado, ya que sólo puede aplicarse en situaciones específicas y muy limitadas; además de la gran dificultad de asociarle correctamente el valor del módulo de reacción del suelo E' ya que no es una propiedad directa del suelo y no puede ser fácilmente obtenida en laboratorio [36].

Pruebas de laboratorio más recientes indicaron que en muchas condiciones reales de instalación, las deflexiones verticales eran mayores que las horizontales $|\Delta Y| > |\Delta X|$ [37-32].

Otras teorías sobre el comportamiento estructural de tuberías enterradas, han incorporado más variables en su formulación, esto las hace más adecuadas para su aplicación en el diseño. A pesar de esto, en México las normativas no se han actualizado y se sigue utilizando la fórmula de Iowa.

Una de estas teorías, es la solución de Burns y Richard [14], la cual considera la atenuación de esfuerzos de un cilindro enterrado en un medio elástico [14]. Esta propuesta considera la resistencia

que propicia la rigidez circunferencial y de flexión de la tubería, la rigidez del suelo y la transferencia de la carga a través del suelo a la tubería.

Por su parte, McGrath [33], basado en el trabajo de Burns y Richard [14], propuso una solución muy parecida a la fórmula de Iowa, ecuación 1.3.

$$\frac{\Delta_y}{D} = \frac{q_v}{\frac{E_p A_p}{R_p} + 0.57 M_s} + \frac{DL K q_v}{\frac{E_p I_p}{R_p^3} + 0.061 M_s}$$

Ecuación 1.3.

donde D es el diámetro del conducto y q_v es la presión vertical en la clave de la tubería. Los valores de R_p , E_p y I_p correspondientes al Radio, módulo de elasticidad y el momento de inercia de la sección transversal por unidad de longitud de la tubería. El parámetro M_s está relacionado con la rigidez del suelo y se le conoce como módulo de constricción.

McGrath [34] realizó una investigación utilizando pruebas experimentales y modelos numéricos mediante el método de los elementos finitos, para verificar el estado de esfuerzos en el que se encontraban las tuberías plásticas en condiciones críticas de instalación [34]. Analizó la deflexión vertical y otras formas de falla: fluencia del material por excesiva compresión y problemas de pandeo, local y general. Este trabajo concluyó con una propuesta simplificada de diseño para tuberías termoplásticas incluida desde la 6th edición de la normativa AASHTO [2], incluyendo la revisión por compresión, pandeo global, flexión, deformaciones máximas en tensión y compresión, y la deflexión general de la tubería [1].

En cuanto a los resultados obtenidos con las soluciones presentadas por Spangler [55] y Burns y Richard [14], éstos pueden ser útiles; además de que simplifican considerablemente el análisis. En algunos casos, los resultados son conservadores mientras que en otros conducen a resultados completamente erróneos. Los modelos elásticos son útiles cuando sólo se desea conocer el estado de deformación, pero son deficientes para proveer información sobre otros mecanismos de falla. Para tener un diseño fiable, es preciso emplear modelos de comportamiento no lineales donde se incorporan principalmente los fenómenos de endurecimiento.

Por otra parte, el comportamiento mecánico de los materiales termoplásticos depende principalmente de tres factores: la velocidad a la que se aplican las cargas, el tiempo que se sostienen

y la temperatura de trabajo. Se ha visto en pruebas de tensión axial realizadas al PEAD, que la curva esfuerzo-deformación cambia de acuerdo a la velocidad de deformación y temperatura a la que se realiza el ensayo.

Otros factores que afectan a las características del PEAD, que no pueden observarse de forma inmediata, sino en periodos prolongados de tiempo, son los fenómenos de fluencia y relajación. El fenómeno de fluencia, ocurre cuando al material se somete a un estado de esfuerzos constante durante un periodo de tiempo y la deformación inicial incrementa hasta encontrar un punto de equilibrio. Por otra parte, la relajación del material muestra que para inducir una deformación constante, es necesario que el esfuerzo disminuya con el tiempo. Estos comportamientos se describen adecuadamente con modelos constitutivos de viscoelasticidad y viscoplasticidad.

Klepka [61] examinó el complejo comportamiento mecánico del PEAD con fines de caracterizarlo y simularlo mediante el método de los elementos finitos; a partir de esto, advirtió que una suposición lineal de material conduce a errores en los resultados de los cálculos numéricos de más del 300%, y que utilizar un modelo plástico da resultados satisfactorios. También explicó que realizar pruebas para productos de polietileno de alta densidad exclusivamente en las condiciones descritas por las normas, puede llevar a conclusiones erróneas y que se necesita explorar la respuesta a diferentes velocidades de deformación y temperatura que estén relacionadas a las solicitaciones del elemento estructural [62].

Por su parte, Kang, Han, Kang-Y y Yoo [23], estudió la respuesta de una tubería plástica de PEAD a largo plazo, quien expresa la necesidad de realizar dicho análisis. Su recomendación se fundamenta en el hecho de que los esfuerzos se relajan a lo largo del tiempo; originando una reducción drástica del módulo de elasticidad inicial, para tiempos prolongados. Por ejemplo, de 900 MPa a 179 Mpa en 50 años [23]. Se recomienda realizar una revisión en condiciones inmediatas a la instalación y otros horizontes de proyecto de 50, 75 y 100 años; dependiendo de la vida útil de la obra [34].

Otro esquema que puede utilizarse para analizar el complejo comportamiento estructural de la tubería enterrada, es mediante el uso de modelos matemáticos resueltos de forma aproximada mediante un método numérico, como el método de los elementos finitos. Este método es la herramienta utilizada por excelencia para analizar sistemas estructurales complejos. Estos análisis ayudan a reducir costos en investigación al evitar pruebas destructivas, sin embargo, es importante

que en nuevos desarrollos se obtenga información mediante ensayos y pruebas de laboratorio para validar dichos modelos.

Nirmala y Rajkumar [43] concilian que los resultados obtenidos (deflexiones) con modelos de elementos finitos y con las teorías de Spangler y Watkins [56] y McGrath [33], son similares. Esto pasa siempre y cuando se calculen adecuadamente la presión vertical del suelo y se le asignen adecuadamente las propiedades empíricas al suelo. A pesar de esto, existen fenómenos no lineales que pueden ocasionar que la respuesta estimada, aún con modelos de elemento finito, sean erróneos, ya que existen otras formas de falla que se presentan antes de la deflexión máxima permisible, por ejemplo los problemas por pandeo.

Los modelos estructurales no lineales son muy complejos y costosos computacionalmente hablando y los resultados son muy sensibles a los datos de entrada. Para el empleo de éstos, es necesario caracterizar adecuadamente cada una de las partes del modelo. Los softwares más utilizados para resolver sistemas estructurales complejos del tipo suelo-estructura son PLAXIS, CANDE, ANSYS y FLAC3D. Estos programas computacionales presentan grandes ventajas ya que cuentan con modelos constitutivos para diferentes materiales, y diferentes opciones de análisis como grandes deformaciones y problemas de contacto.

En trabajos recientes se describe un modelado, del sistema suelo-tubería flexible, considerando parámetros aleatorios del suelo, que simulen diferentes tipos de suelo nativo y de relleno, [57]. Este enfoque de confiabilidad es muy útil para manejar diferentes niveles de incertidumbre y la variabilidad de las propiedades del suelo en el marco matemático. Sin embargo, el análisis de la interacción suelo-tuberías corrugadas de PEAD, aún se encuentra en sus primeros pasos; por lo que se han utilizado factores de seguridad provenientes de la experiencia. Se espera que un análisis más detallado y un buen proceso constructivo ayuden a reducir de manera racional dichos factores y que la incertidumbre, derivada del modelo numérico, quede fuera.

1.3 Planteamiento del problema

A pesar de que los primeros trabajos sobre la interacción suelo-tubería flexible tuvieron origen hace más de 70 años, en México este análisis se encuentra dando sus principales pasos. Las entidades normativas no han presentado una metodología que permita el análisis y diseño detallado a este tipo

de elementos estructurales. Algunas dependencias gubernamentales encargadas de la supervisión de las buenas prácticas en la construcción de este tipo de obras civiles, toman como referencia la deflexión vertical inmediata como único indicador del desempeño estructural. No obstante de que la excesiva deflexión es indicio de una mala instalación, existen otras formas de falla que pueden presentarse previamente [34].

Una tubería flexible correctamente instalada puede ser enterrada a una profundidad considerablemente grande; caso contrario, donde la instalación se hace de forma inapropiada, la tubería pierde estabilidad estructural con colchones de instalación relativamente bajos [58]. Esta pérdida, en la mayoría de los casos se atribuye erróneamente a una mala calidad en las tuberías, sin embargo se ha demostrado que se debe al desconocimiento de las especificaciones de instalación.

La industria de tuberías PEAD corrugadas de México, está constituida por varios fabricantes, y se encontró, que cada uno de éstos expresa en las fichas técnicas diferentes colchones máximos de relleno; siendo que se basan en la misma norma de fabricación [44] y requisitos de instalación [8]. Esta situación crea incertidumbre sobre la veracidad de la información.

Existe una necesidad inminente de adoptar un procedimiento de análisis y diseño para tuberías plásticas enterradas, en la cual se establezcan claramente los límites permisibles de deflexión, resistencia a compresión y deformaciones máximas; y así se permita evaluar el desempeño estructural y no depender de lo que a conveniencia puedan transmitir los fabricantes de dichas tecnologías.

Desafortunadamente, el desconocimiento empieza desde la geometría de la sección de la tubería y las propiedades mecánicas del PEAD. Esta información no se presenta en las fichas técnicas. Sumado a esto, existen pocos trabajos académicos para caracterizar al PEAD que se utiliza en tuberías corrugadas en México y de la misma forma aquellos que estudian la interacción suelo-tubería desde pruebas experimentales y modelos matemáticos.

1.4 Justificación

Los resultados de este trabajo le convienen a quienes se dedican a fabricar o en su caso a diseñar sistemas de conducción (sector carretero, minero, agrícola, organismos operadores de agua y saneamiento, etc.), dado que se recrean escenarios comunes de diseño, se pueden consultar los

estados de esfuerzos y las deflexiones alcanzados por la tubería a cierta profundidad y bajo ciertas condiciones de confinamiento..

Por otra parte, se ha visto que desde hace años y a raíz de malas prácticas de instalación de las tuberías corrugadas de PEAD, se ha puesto en duda su calidad; es por esto que, los resultados del presente trabajo beneficiarán a quienes comercializan estos productos, dando un soporte científico de la resistencia estructural de la tubería.

Además, la metodología empleada así como los parámetros utilizados para caracterizar al PEAD y el material de relleno, promueven a que se inicien otras investigaciones sobre el comportamiento estructural de tuberías enterradas. Anteriormente se recurría a modelos reológicos para estudiar el comportamiento mecánico del PEAD; en cambio, en este trabajo se propone un enfoque más simple, utilizando un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación ajustada a una curva trilineal, cuyos datos fueron obtenidos experimentalmente.

1.5 Objetivo general

Describir el comportamiento estructural de la tubería corrugada de PEAD, bajo diferentes condiciones de carga e instalación; por medio de modelos numéricos de elementos finitos, 2D y 3D, que simulan condiciones reales de instalación. Para esto es necesario validar el uso de un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación, ajustado a una curva trilineal, cuyos datos fueron obtenidos experimentalmente. Los resultados obtenidos del modelado numérico, se comparan con pruebas experimentales, reportadas por otros autores.

1.6 Alcances

Se llevaron a cabo una serie de modelos numéricos a través del método de los elementos finitos de la tubería corrugada de PEAD, en los que se considera la geometría real del perfil de la tubería y la no linealidad del PEAD. Se elaboraron dos tipos de modelos diferentes: el de prueba de placas paralelas y el de interacción suelo-tubería.

El modelado numérico de la prueba de placas paralelas, tiene la finalidad de validar el uso de un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación, ajustado a una curva trilineal, cuyos

datos fueron obtenidos experimentalmente. Para esto, se realizaron diferentes modelos que fueron alimentados con parámetros obtenidos a diferentes velocidades de deformación.

Los modelos de interacción suelo-tubería tienen variaciones en la profundidad de instalación, iniciando con 0.60 m hasta alcanzar los 8.00 m de colchón, siendo estos valores los recomendados en EEUU como profundidad mínima y máxima de instalación. La zanja está conformada con base a criterios actuales de instalación y de acuerdo a la normativa ASTM D2321 [8]; además se incluye en el análisis la estructura de pavimento, cargas vivas vehiculares y diferentes condiciones de soporte en la tubería.

Estos modelos de elemento finito se realizaron con el software ANSYS 17.0. Se considera la no-linealidad geométrica de la estructura, la no-linealidad del material y el problema de contacto. Las cargas vivas vehiculares se aplican de forma monótona creciente, ya que un análisis dinámico que represente fielmente el paso múltiple de ejes vehiculares sería un modelo computacionalmente muy costoso. Por la misma razón se utiliza una geometría simétrica que ayuda a reducir el número de elementos utilizados.

Por último, es importante remarcar que no se realizaron pruebas de laboratorio al PEAD, a la tubería como elemento estructural y al suelo-tubería como sistema, debido a limitaciones en infraestructura. Más bien, toda la información que se utiliza para caracterizar el problema se toma de trabajos de otros autores.

1.7 Estructura de la tesis

El capítulo 1 plantea y contextualiza la problemática de la interacción suelo-tubería flexible. Además, se muestra que las soluciones empíricas o tradicionales resultan ser simplistas y en algunos casos insuficientes, ya que no siempre predomina la excesiva deflexión como forma de falla. También se advierte que en México no se ha adoptado un esquema de análisis y diseño para tuberías flexibles, lo cual ha llevado a desacreditar de forma errónea el buen comportamiento de las tuberías corrugadas de PEAD.

El capítulo 2 está orientado a describir el comportamiento estructural de las tuberías plásticas. En primera instancia se describe la geometría de la sección transversal de la zanja que comúnmente se utiliza y se explica el fenómeno de la interacción suelo-tubería. Posteriormente se plantean los

límites de rendimiento de la tubería y las cargas que actúan sobre ella, haciendo énfasis en cargas vivas vehiculares y el propio suelo de relleno.

El Capítulo 3 está orientado a conocer el comportamiento estructural del PEAD y el desempeño de la tubería corrugada bajo la prueba de placas paralelas a partir de las propiedades físico-mecánicas del polietileno. Posteriormente se exponen los modelos constitutivos que algunos autores han utilizado para caracterizar el comportamiento del PEAD. Por último se describen las especificaciones de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro utilizadas en el modelo numérico.

En el capítulo 4 se describen los modelos constitutivos utilizados para caracterizar el suelo. Se exponen las generalidades de los modelos: elástico lineal, Mohr-Coulomb, Duncan-Selig y Hardening Soil; de la misma forma, se proporcionan los parámetros que los definen.

En el capítulo 5, se inicia con una introducción al procedimiento utilizado en la modelación numérica mediante el método de los elementos finitos. Se describe, en términos muy generales, las diferentes no-linealidades de las estructuras. Por último, se describen los modelos numéricos de la prueba de placas paralelas y de interacción suelo-tubería.

En el capítulo 6 se desglosan los resultados numéricos de la prueba de placas paralelas de interacción suelo-tubería; estos resultados arrojan que un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación, ajustado a una curva trilineal, predice adecuadamente el comportamiento estructural de la tubería corrugada de PEAD, por su parte los modelos de interacción suelo tubería, muestran que bajo ciertas condiciones las deformaciones unitarias encontradas son evidencias de la necesidad de un análisis no lineal.

Las conclusiones y recomendaciones de este trabajo se presentan en el Capítulo 7. Se indican los colchones máximos y mínimos de instalación para la tubería corrugada PEAD de 60 in para diferentes condiciones de confinamiento. Además se hacen recomendaciones sobre el proceso de caracterización de los materiales y del uso del método de los elementos finitos en el problema de interacción suelo-tubería.

2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS ENTERRADAS

2.1 Introducción

El enfoque que se le dio al estudio del análisis de interacción suelo-estructura en tuberías corrugadas PEAD, es el mismo que tiene cualquier otra estructura. La evaluación de su desempeño estructural incluye una clasificación de acuerdo a su comportamiento, asignación de cargas, una idealización, y el establecimiento de estados límite de falla y de servicio.

En primera instancia se describe la geometría de la sección transversal de la zanja; de la misma forma se incluye la estructura de pavimento. Posteriormente se introducen algunos conceptos para explicar el fenómeno de interacción suelo-tubería flexible y así tener un esquema general de su comportamiento estructural. También, se desglosan el tipo de cargas que comúnmente se utilizan para su revisión estructural: vivas vehiculares y peso del suelo que se encuentra por encima de éste. Por último se presentan los estados límite que se utilizan para evaluar el desempeño estructural de las tuberías plásticas.

2.2 Sección zanja

En el diseño e instalación de tuberías enterradas para drenaje y otras aplicaciones de conducción a gravedad, la zanja de la tubería está compuesta por diferentes zonas de relleno, figura 2.1. A continuación se describen cada una de éstas.

- 1) **Cimentación.** En condiciones donde el fondo de la zanja esté conformado de materiales finos de alta plasticidad o con alto contenido orgánico, se debe cambiar el material a la profundidad y compactación necesaria para garantizar un desplante firme. Para condiciones estables de instalación, se puede omitir el uso de esta capa.
- 2) **Plantilla o encamado.** Con la finalidad de darle uniformidad a la tubería a todo lo largo de la zanja, se construye una capa de 10 o 15 centímetros de altura a lo ancho de la zanja; preferentemente con materiales granulares. Esta plantilla se nivela y uniformiza antes de proceder a la instalación de la tubería.

- 3) **Acostillado.** Se le llama de esta forma a la zona que comprende el relleno desde el límite de la plantilla hasta la clave de la tubería. Su objetivo principal es brindar una mayor capacidad de carga a la tubería.
- 4) **Relleno inicial.** Este relleno se localiza por encima de la tubería y del acostillado, su función es propiciar un mejor confinamiento a la tubería. Se recomienda que exista un relleno inicial de 0.60 m con un material de las mismas características que el material utilizado en la zona de acostillado.
- 5) **Relleno final.** El relleno final de la zanja corresponde al resto de la zanja. En la mayoría de los casos, para el relleno de esta zona, se utiliza material nativo compactado a un nivel mínimo.
- 6) **Desplante suave.** Al compactar la zona del acostillado, existe un área por debajo de la tubería en donde el material no puede ser compactado, y por tanto la resistencia que alcanza el material es mínima.

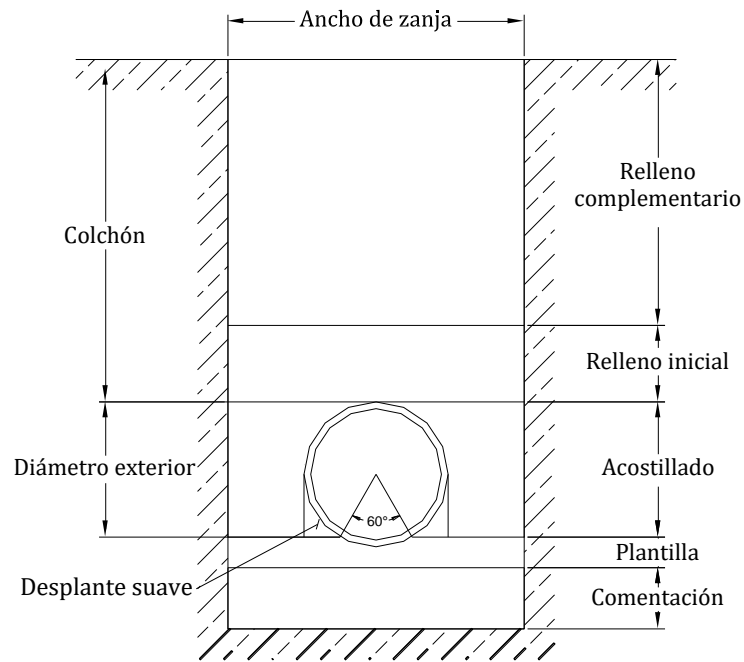


Figura 2.1 Sección zanja típica [8]

Por otra parte, la estructura de un pavimento sirve para transmitir de forma efectiva las cargas vivas vehiculares. Ésta está diseñada de tal manera que las deformaciones ocasionadas por las cargas vehiculares sean recuperables [21]. Las capas del pavimento proveen un medio favorable para que

las cargas se distribuyan sobre un área mayor, figura 2.2; las capas que la conforman son las siguientes:

- 1) Pavimento asfáltico. Constituido por un material pétreo, al que se adiciona un producto asfáltico que tiene por objeto servir de aglutinante.
- 2) Base. Formada por materiales granulares de alta resistencia como grava y arena bien graduadas.
- 3) Subbase. Formada por materiales granulares con alto porcentaje de finos como grava limosa y arena limosa.
- 4) Subrasante. Formada por materiales granulares con alto porcentaje de finos como grava limosa y arena limosa.

Pavimento Asfáltico
Base
Subbase
Subrasante

Figura 2.2 Estructura de Pavimento.

2.3 Fenómeno de interacción en tuberías flexibles

El comportamiento estructural de las tuberías depende principalmente del material confinante y de las condiciones de instalación; y según sea la respuesta de la tubería pueden clasificarse en rígidas y flexibles [38-20]. La tubería flexible se define como aquella que puede deformarse considerablemente sin presentar daños estructurales o pérdida de funcionalidad, en cambio, a una tubería rígida sólo se les permite hacerlo en magnitudes muy pequeñas, si sobrepasan ciertos valores presentarán daños irreversibles.

El fenómeno de interacción suelo-tubería, describe cómo el peso del suelo que se encuentra por encima de la tubería, denominado como W , se modifica por acción de los asentamientos del suelo de relleno, a través de esfuerzos de corte o fricción generados a los costados de la zanja F_c [50]. En una tubería flexible, estas fuerzas son verticalmente hacia arriba, ya que los mayores asentamientos se presentan al centro de la tubería, mientras que en una tubería rígida van en sentido contrario,

debido en este caso, a que los asentamientos son mayores en los costados de la tubería [24], figura 2.3. A este fenómeno se le conoce con el nombre de arqueamiento.

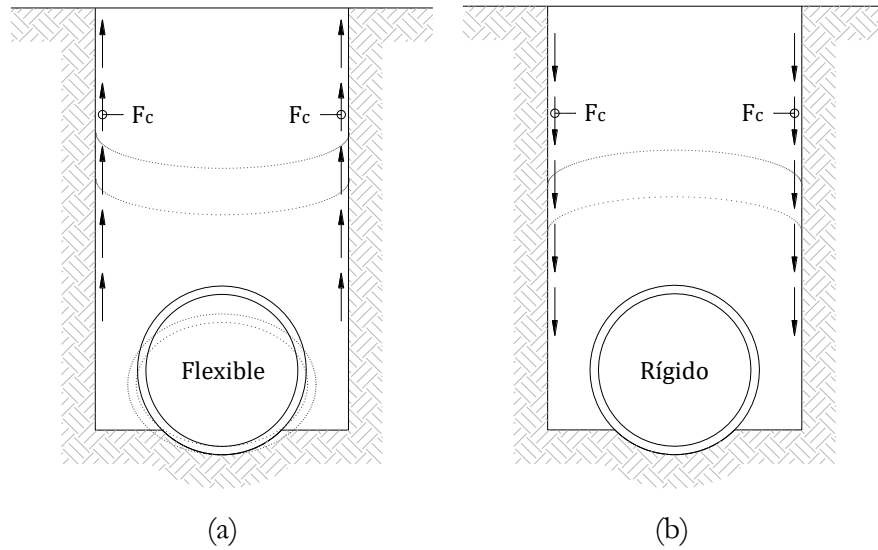


Figura 2.3 . Dirección de asentamiento relativo. Mecanismo de respuesta del suelo para una tubería enterrada flexible (a) y una rígida (b) [24].

Un arqueamiento negativo indica que la carga que soporta la tubería es mayor que W , ver figura 2.4; mientras que un arqueamiento positivo indica que parte de la carga W se transmite hacia el suelo circundante, ver figura 2.5. La rigidez de la tubería en el primer caso es mayor que la del suelo; en el segundo, es menor.

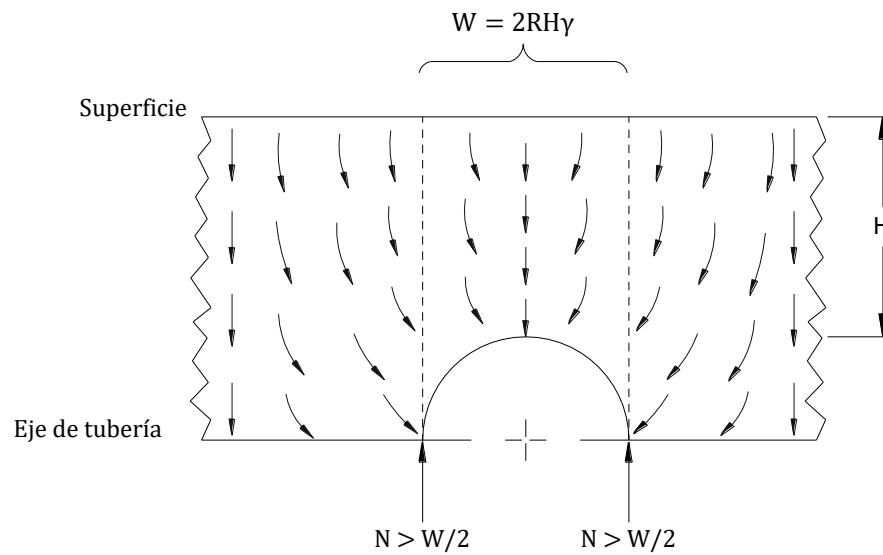


Figura 2.4 Arqueamiento negativo [25].

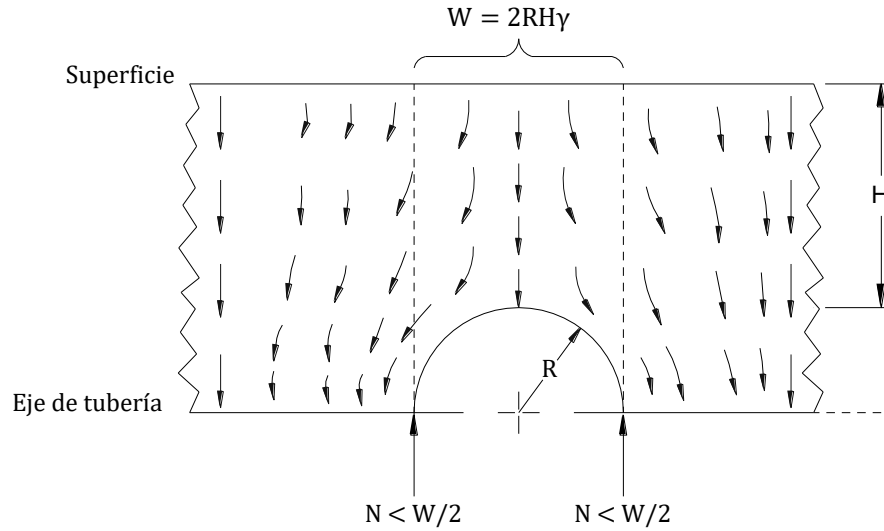


Figura 2.5 Arqueamiento Positivo [25].

El desempeño estructural de una tubería enterrada dependerá principalmente de la forma en que transmite la carga al suelo de apoyo. En el caso de una tubería flexible, su capacidad de deformación genera una rigidez lateral o empuje pasivo del suelo que contribuye a ampliar la zona de apoyo y así hacer más eficiente la transferencia de las cargas al suelo. En cambio, las tuberías rígidas transmitirán la carga a través de las paredes hasta un apoyo de menor superficie, figura 2.6 [20].

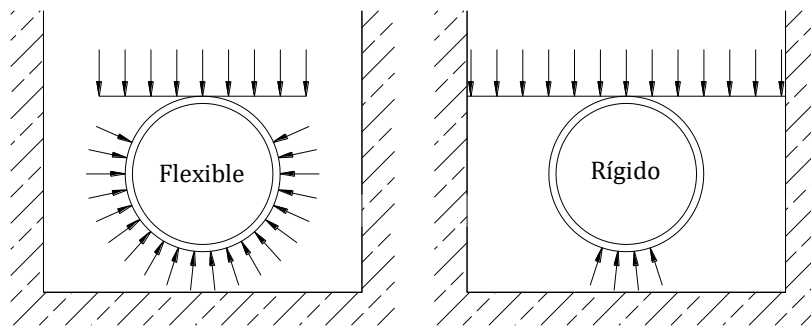


Figura 2.6 Diferencias en los apoyos debida a la interacción suelo-tubería. [20].

Una tubería flexible tiene la capacidad de desviarse al menos 2% sin sufrir algún problema estructural [38], esta característica es común en tuberías a partir de materiales plásticos como el PEAD, Policloruro de Vinilo (PVC), Polipropileno (PP), etc.; también algunos metales como el acero, acero galvanizado, aluminio, etc. La capacidad de carga de estas tuberías está limitada por la deformación admisible y dos fenómenos de segundo orden: el acortamiento circunferencial y el pandeo [34], figura 2.7.

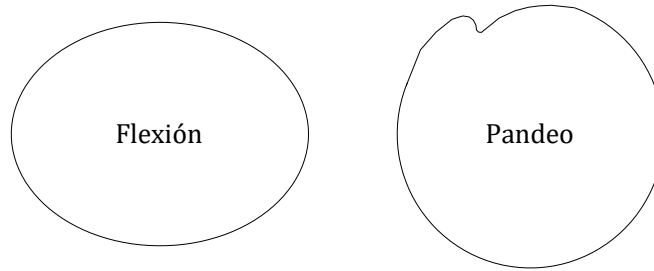


Figura 2.7 Formas de falla en tuberías plásticas [60].

La deflexión vertical de la tubería flexible depende en gran medida de la calidad del material que la confina y de su nivel de compactación. Los materiales granulares, como gravas y arenas bien graduadas, proveen un soporte adecuado a esfuerzos mínimos de compactación. Los suelos cohesivos, como limos y arcillas de baja plasticidad, proveen un soporte aceptable con niveles altos de compactación, mientras que suelos orgánicos y de alta plasticidad, no son recomendables.

La suma de la presión vertical y la presión horizontal pasiva del suelo induce un estado de cargas a compresión sobre la tubería; al mismo tiempo, el bajo módulo de elasticidad y la poca área de la sección transversal propician el acortamiento circunferencial. Esta reducción de la geometría de la tubería reduce las presiones en la interfaz de contacto; aliviando la mayor parte de la carga vertical que es absorbida por el suelo circundante [34]. Sin embargo, la excesiva compresión sobre la tubería puede ocasionar la fluencia del PEAD o problemas de pandeo, general o local.

El nivel compactación en la zona de desplante suave dependerá del material que se utiliza, figura 2.8. Con suelos granulares, la relación entre el módulo de elasticidad del acostillado y el correspondiente a la zona de desplante suave, tenderá a uno; mientras que para suelos cohesivos este valor se reduce de forma significativa [34]. Se ha visto que al forzar la compactación de esta zona se puede empujar a la tubería verticalmente y desalinearla, originando problemas hidráulicos en la conducción.

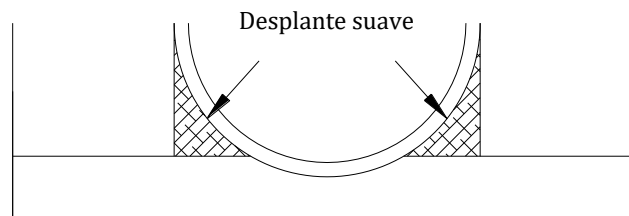


Figura 2.8 Zona de desplante suave [34].

La diferencia de compactación entre el acostillado y la zona de desplante suave propicia una variación de las propiedades del material confinante. La respuesta estructural de la tubería a estas variaciones se refleja en deformaciones en compresión y tensión, debidas a una inminente fuerza de flexión sobre la pared de la tubería, figura 2.9.

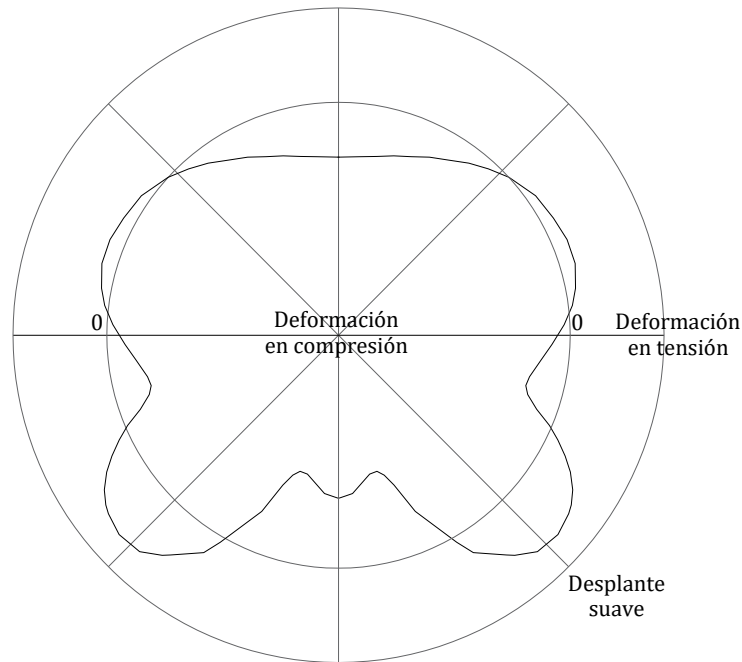


Figura 2.9 Deformaciones en la tubería PEAD corrugada debida a la variación de propiedades con respecto a la zona de desplante suave [34].

A diferencia de las tuberías metálicas, que están diseñadas para desarrollar su comportamiento estructural cercano al límite de fluencia, antes del pandeo, una tubería termoplástica sufrirá este problema bajo estados de esfuerzos mucho menores al límite de fluencia del material de la tubería [34]. La capacidad de deformación permisible a compresión para el PEAD, se limita al 4%, en este punto las curvas de deformación de tensión se desvían significativamente a un comportamiento no lineal [35, 30, 41].

Otra fuente de inestabilidad estructural que se ha presentado en las tuberías está relacionada con el comportamiento plástico del material; sin embargo, algunas características geométricas desfavorables como la esbeltez, espesores delgados de pared, alabeo y secciones no simétricas, contribuyen de manera significativa originando pandeo, aun cuando el material no se ha desarrollado de manera plena en el rango elástico [48].

Según sea la calidad del material que envuelve a la tubería, el pandeo será inelástico o elástico. Cuando las presiones netas sobre ciertas zonas de la tubería tiendan a cero, la capacidad estructural del sistema tubo-suelo se reduce drásticamente; entonces el sistema se comportará elásticamente inestable produciendo una falla súbita [40], figura 2.10.

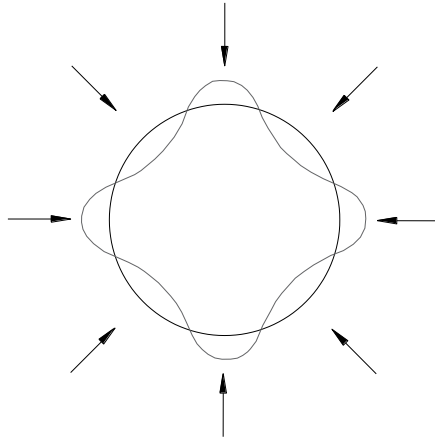


Figura 2.10 Pandeo en tuberías flexibles [40].

Los tubos de pared corrugada y perfilada están compuestos de elementos estructurales delgados que pueden sufrir pandeo de onda corta individual [34], figura 2.11. El pandeo puede localizarse en la pared interior o exterior, así mismo en el valle o cresta. El pandeo local sobre la pared interior puede afectar el funcionamiento hidráulico, y sobre la pared exterior compromete la integridad de la tubería.



Figura 2.11 Pandeo Local [34].

2.4 Cargas

Una tubería enterrada como cualquier sistema estructural, está sometida a diferentes acciones; una o la combinación de éstas puede ocasionar que se superen los estados límite de servicio y falla. De acuerdo con la duración en que obran las cargas sobre las estructuras con su intensidad máxima pueden categorizarse como [46].

- a) Acciones permanentes. Están de forma continua con el tiempo: carga muerta, empujes estáticos de suelo y de líquidos, preesfuerzo y movimientos diferenciales inmediatos.
- b) Acciones variables. Son aquellas cuya intensidad varía significativamente en el tiempo: carga viva, efectos de temperatura, deformaciones y hundimientos diferenciales cuya intensidad varía con el tiempo, las debidas al funcionamiento de maquinaria y vibraciones e impacto debido a cargas vehiculares.
- c) Acciones accidentales. Este tipo de acciones ocurren en lapsos de tiempo muy cortos: sísmicas, viento, granizo, entre otras.

Por otra parte, las cargas pueden ser aplicadas al exterior y al interior de la tubería:

- 1) Cargas externas. Aquí en la mayoría de las veces, las cargas son vehiculares y se presentan de forma transitoria; aunque cabe la posibilidad que en situaciones especiales las cargas sean permanentes. Debido a la condición de instalación, el único medio que está en contacto con el conducto es el material que lo confina; de aquí que, las cargas que se aplican sobre la superficie y la originada por el peso del suelo se aplican en forma de presión no uniforme. La superficie donde interactúan el suelo y la estructura se le denomina interfaz de contacto, aquí además se presentarán fuerzas de rozamiento que varían de acuerdo a las propiedades de ambos materiales.
- 2) Cargas internas. El funcionamiento de los sistemas de conducción pueden ser a superficie libre y a presión. La diferencia está, principalmente, en la forma que se conduce el flujo: por acción de la gravedad o por un sistema de bombeo o turbina que agrega o quita energía de presión al fluido. Por tanto, las cargas internas son las presiones originadas debidas al funcionamiento hidráulico, éstas pueden ser hacia el exterior del conducto, sin embargo, existen fenómenos transitorios como el golpe de ariete que puede generar una presión negativa.

2.4.1 Presión del suelo

La magnitud de la presión del suelo será, principalmente, función de la profundidad de instalación. Cuando una tubería se instala a una profundidad considerable, el peso propio del suelo que se encuentra por encima del conducto generará grandes problemas de estabilidad. Como se vio anteriormente, la carga vertical o presión del suelo dependerá en mucho del comportamiento estructural del sistema suelo-tubería que da como resultado un problema estáticamente indeterminado [38].

2.4.2 Cargas vivas vehiculares

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción [12]. Por su parte, las cargas vivas vehiculares se deben al paso múltiple de neumáticos de los vehículos. El diseño estructural de puentes y alcantarillas se basa en un vehículo que transita sobre él. Este vehículo virtual es un patrón de cargas cuya configuración y magnitud ocasiona las licitaciones máximas presentadas en condiciones normales de operación.

Los patrones de carga viva vehicular más utilizados en México son los modelos IMT 20.5 y IMT 66.5 que provee la SCT.

2.4.3 Presión interna

Los sistemas de drenaje se proyectan para que su operación sea a presión atmosférica, sin embargo, se recomienda que sean probados con una prueba hidráulica o hidrostática a una presión de 0.5 kg/cm² para garantizar la hermeticidad del sistema, ya que se ha visto que, cuando un evento meteorológico sobrepasa el periodo de retorno de diseño, puede ocasionar que la tubería trabaje esta presión mínima.

2.5 Estados límite

Se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Éstos se dividen

en la mayoría de normativas como estados límite de falla y de servicio. Los estados límite de falla se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de un sistema estructural, mientras que los estados límite de servicio impiden el desarrollo de su funcionalidad [46].

A continuación se presentan los estados límite que se consideran en el análisis y diseño estructural de tuberías plásticas enterradas. Se omiten las correspondientes a tuberías rígidas como se vino presentando, ya que el objetivo fue sólo contrastar el comportamiento de ambas.

2.5.1 Compresión

La capacidad a compresión de la pared de la tubería está limitada por una deformación del material [34]. Los límites de deformación a compresión para tuberías de PEAD son [3-34]:

- i. A corto plazo

$$\varepsilon_{cc} = 2.8\%$$

Ecuación 2.1

- ii. A largo plazo

$$\varepsilon_{cl} = 4.1\%$$

Ecuación 2.2

Se ha observado que una excesiva deformación a compresión, en las paredes de la tubería, puede inducir a la fluencia del material y pandeo local de la tubería.

2.5.2 Tensión

Las pruebas axiales a las que se somete el PEAD, muestran que su resistencia a compresión es mayor que a tensión. Sin embargo, en la práctica se recomienda un límite a tensión mayor al límite a compresión. Esta consideración se hace porque no existe evidencia experimental que relacione la tensión con el fenómeno de inestabilidad. El límite de deformación a tensión para tuberías de PEAD es [3-34]:

- 1) A corto plazo

$$\varepsilon_{tc} = 3.5 \%$$

Ecuación 2.3

2) A largo plazo

$$\varepsilon_{tl} = 5.1 \%$$

Ecuación 2.4

2.5.3 Deflexión

En principio, una excesiva deflexión origina problemas de funcionamiento, principalmente fugas (sobrepasa el estado límite de servicio); sin embargo, los fenómenos asociados a esta excesiva deflexión como lo son el pandeo global y las grandes deformaciones, pueden originar un problema de inestabilidad que lleva al sistema estructural a una falla súbita. Para esta condición, la deflexión límite admisible se tomó como:

$$\Delta_A = 0.05D$$

Ecuación 2.5

donde D es el diámetro de la tubería.

La deflexión vertical está definida como:

$$\frac{\Delta_y}{D}$$

Ecuación 2.6

donde Δ_y es el desplazamiento de la clave del tubo.

2.6 Prueba de platos paralelos

La prueba de platos paralelos se utiliza como prueba de control de calidad. Mediante esta prueba se obtienen índices de rigidez y aplastamiento, cada una de éstas está relacionada a una deflexión vertical del 3% y del 30% correspondientemente.

La máquina de ensayo que se utiliza para realizar esta prueba, está provista de dos placas paralelas de acero lisas y horizontales con un espesor mínimo de 6 mm, de las cuales una se encuentra fija y otra permite desplazarse a velocidad constante para aplicar la carga, figura 2.12. Además, está equipada con una celda de carga que registra la fuerza necesaria para cierto nivel de deformación.

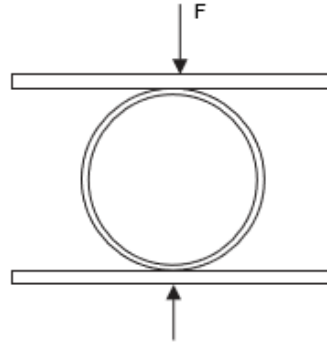


Figura 2.12 Carga en prueba de placas paralelas [34].

La rigidez de la tubería (SN), se calcula a partir de los datos de deflexión vertical y la carga aplicada mediante la siguiente expresión [44],

$$SN = 0.01935 \frac{F}{Ly}$$

Ecuación 2.7

donde F es la fuerza aplicada (kN), L es la longitud del espécimen (m) y y es el cambio de diámetro interior en la dirección de aplicación de la carga (m). Las unidades inmediatas de la rigidez de la tubería están dadas en kN/m², sin embargo se ha convenido utilizar el término SN para referirse a ellas.

3. TUBERÍAS CORRUGADAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

3.1 Introducción

Para comprender el comportamiento estructural de la tubería PEAD corrugada, es necesario conocer al PEAD a nivel material. Por ello se explicará brevemente cómo sus propiedades físicas y mecánicas influyen en el comportamiento estructural de las tuberías. Además, se presentan los modelos constitutivos que se utilizan para caracterizarlo, así como los valores que lo definen. Se muestran curvas características, fuerza-desplazamiento, para un tipo de tubería de PEAD, obtenidas a partir de la prueba experimental de platos paralelos.

3.2 Polímeros

Los polímeros son moléculas gigantes formadas por numerosas unidades repetidas llamadas cadenas, las moléculas que se combinan para formarlos se denominan monómeros. A continuación se describen sus propiedades más importantes y su respuesta mecánica.

3.2.1 Estructura y Propiedades

Las ramificaciones proporcionan volumen libre y aumentan la separación de las cadenas, de ahí que se obtienen polímeros con diferentes densidades. Estas estructuras se controlan desde el proceso de polimerización, figura 3.1.

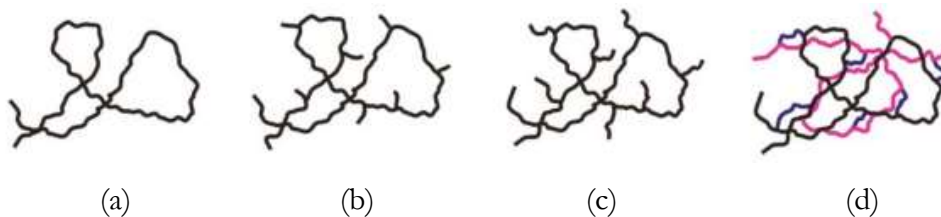


Figura 3.1 Estructuras básicas de los polímeros. Polímero lineal sin ramificaciones (a), con ramificaciones cortas (b), con ramificaciones largas (c) y polímero entrecruzado (d).

Cuando la estructura física de un polímero se encuentra desordenada o entrelazada como en un fieltro se le llama estado amorfo, también pueden estar parcialmente alineadas; en este caso reciben el nombre de cristalinas. Los materiales amorfos son vítreos, transparentes y generalmente frágiles

al calor; en contraste los cristalinos son translúcidos u opacos y más resistentes que los amorfos, figura 3.2.

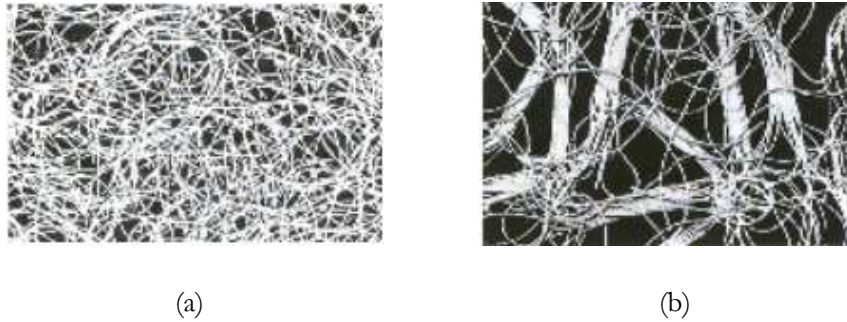


Figura 3.2 Polímero amorfo (a) y Polímero semicristalino (b).

Cuando se solidifican los termoplásticos (después de estar en estado líquido, generalmente por acción de la temperatura) se forma un material amorfo o semicristalino dependiendo de la composición química, de la estructuración física y de factores externos. El porcentaje de cristalinidad define muchas de las propiedades mecánicas del material que nos conciernen, como la resistencia y la ductilidad. En el caso de los polímeros lineales la orientación de las cadenas abunda mayormente en una sola dirección, lo que hace que el material se comporte como anisótropo por naturaleza [49].

3.2.2 Respuesta mecánica

Las propiedades mecánicas de los polímeros pueden ser ejemplificadas, con los resultados obtenidos de la prueba de tensión axial a una velocidad constante de deformación, similar a la utilizada en los metales. El desarrollo típico de la curva característica esfuerzo-deformación para materiales compuestos por polímeros, se representa en la figura 3.3. La curva denotada como rígida, representa un material elástico lineal, amorfo, como por ejemplo el Poliestireno. La curva semi-dúctil es similar a la de un el Polipropileno. La dúctil es similar a la de un material como el Polietileno y, la curva 4 representa el comportamiento típico de un elastómero, como un uretano flexible.

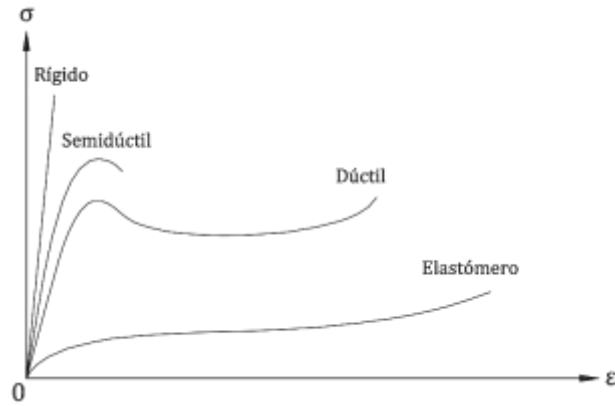


Figura 3.3 Curva característica de diferentes polímeros [13].

La resistencia y la ductilidad del polímero dependerán de su nivel cristalinidad. En el caso de los materiales semicristalinos, existe un estiramiento y deslizamiento de las largas cadenas lineales por acción de la tensión, como se observa en la figura 3.4. En dicha curva esfuerzo-deformación se distinguen 4 regiones importantes. La primera región está limitada por el comportamiento elástico lineal, la segunda es una región donde la relación de la curva es no-lineal, la tercera región se caracteriza por contener una etapa de cedencia del material debida, en parte, por el estrangulamiento de la probeta, y la cuarta que muestra un endurecimiento por deformación hasta llegar a la ruptura, punto en el que las cadenas se encuentran completamente estiradas.

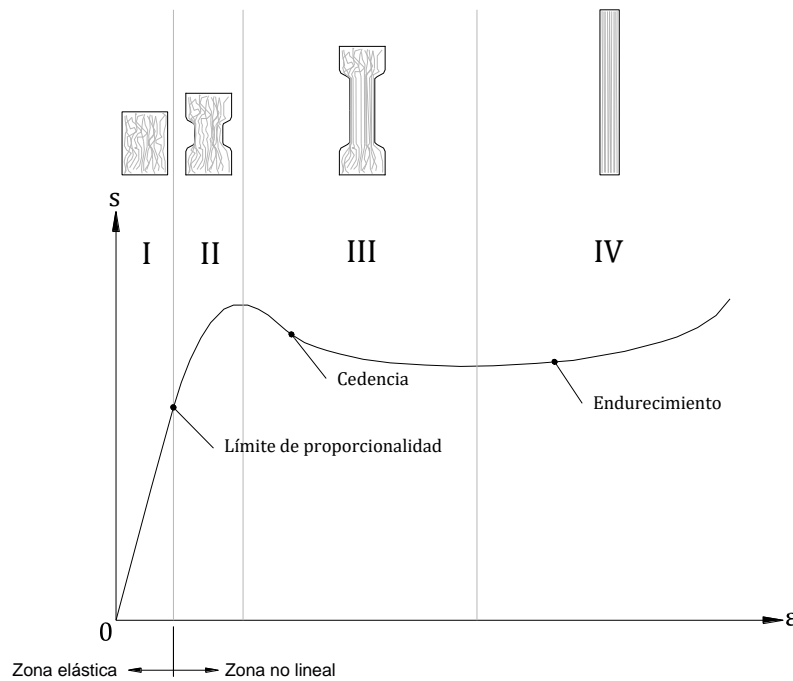


Figura 3.4 Curva característica de tensión de un polímero semicristalino.

En la mayoría de los polímeros, la zona elástica es mucho menor que la zonal no-lineal o plástica, es más, en algunos casos a niveles bajos de esfuerzos. Por esto en la mayoría de las normativas correspondientes se trabajan con módulos elásticos tangentes o secantes [34].

Un factor importante en el comportamiento mecánico de un polímero es la temperatura. A menor temperatura, el material incrementa la rigidez y es más frágil; por el contrario a mayor temperatura, disminuye la rigidez pero aumenta la ductilidad, figura 3.5.

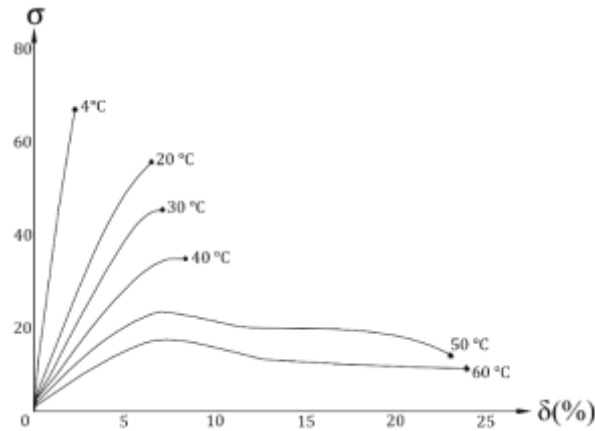


Figura 3.5 Efecto de la temperatura sobre una muestra de PMMA [13].

Otro fenómeno que se ha observado en estos materiales, es su comportamiento viscoso que origina que la respuesta esfuerzo-deformación varíe de acuerdo con la velocidad de deformación [13]. Las curvas resultantes del ensayo de tensión de una muestra de PET a una temperatura de 220 °C y a diferentes velocidades de deformación, indican que a mayor rapidez de deformación el material es más frágil; sin embargo, a menor velocidad la ductilidad aumenta, figura 3.6.

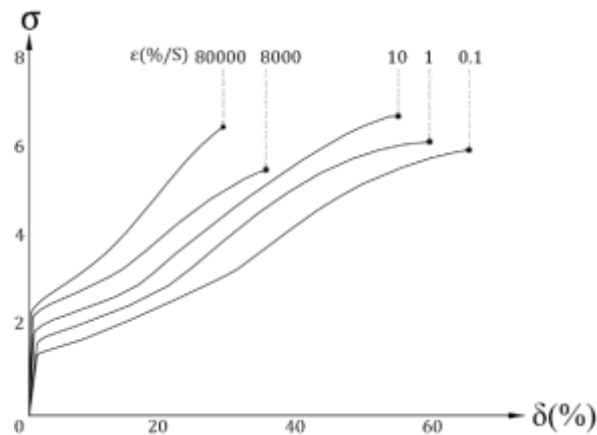


Figura 3.6 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].

Los fenómenos antes mencionados, dependientes de la velocidad de deformación, influyen en el comportamiento mecánico del polietileno; por lo que se adoptan enfoques de análisis donde las propiedades varían con la velocidad de carga.

Uno de los métodos fundamentales para caracterizar la viscoelasticidad o viscoplasticidad de un polímero, es mediante pruebas de relajación. En este ensayo existen dos variantes: en la primera se mantiene un esfuerzo constante y en la segunda una deformación constante [19].

En el ensayo de fluencia lenta bajo carga constante, o también denominado Creep [13] la probeta se mantiene a tensión constante, por lo que la deformación aumenta con el tiempo. La fluencia del material se puede describir en tres etapas, figura 3.7.

- 1) Primaria o transitoria. La tasa de fluencia es decreciente.
- 2) Secundaria. La tasa de fluencia es constante.
- 3) Terciaria. Aceleración de la fluencia y rotura final.

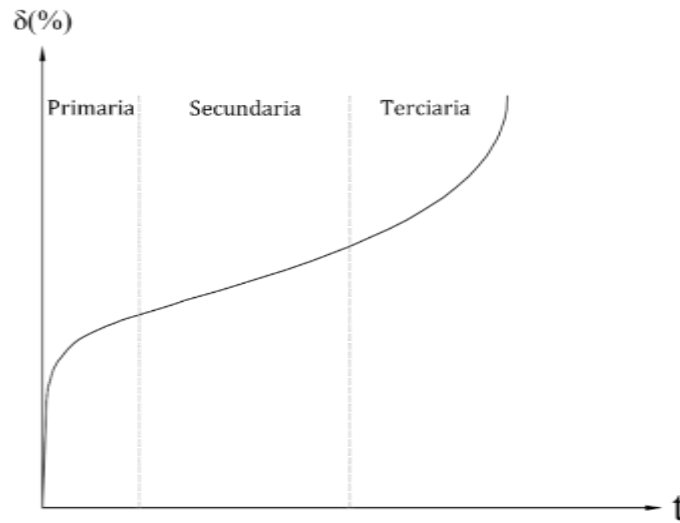


Figura 3.7 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].

En el momento que la carga es removida, una recuperación elástica inmediata será seguida de una viscoelástica o viscoplástica a una tasa decreciente. Si la recuperación no es completa, es porque el material ha sufrido una deformación permanente; la cual dependerá de la magnitud del esfuerzo aplicado, del tiempo y la temperatura, figura 3.8.

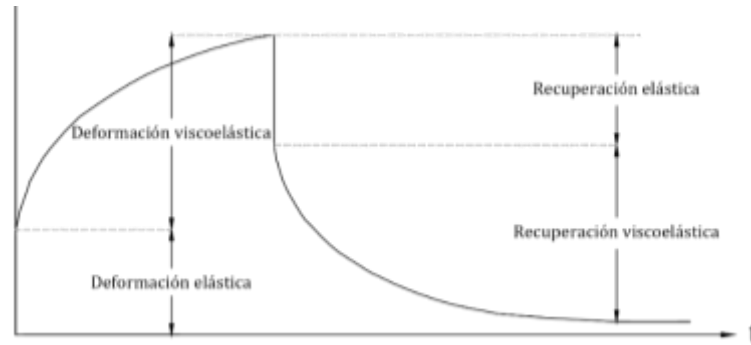


Figura 3.8 Efecto de la velocidad a la que se realiza el ensayo en una muestra de PET a 220°C [13].

En la prueba de relajación de esfuerzos a deformación constante, o simplemente relajación, se observa que el esfuerzo necesario para sostener dicha deformación disminuirá en función del tiempo. En el caso de un polímero el esfuerzo disminuirá a un valor constante, véase figura 3.9, denominado módulo de equilibrio. En algunos productos como las tuberías PEAD corrugadas, el tiempo al que se obtiene este parámetro es de 50 a 100 años.

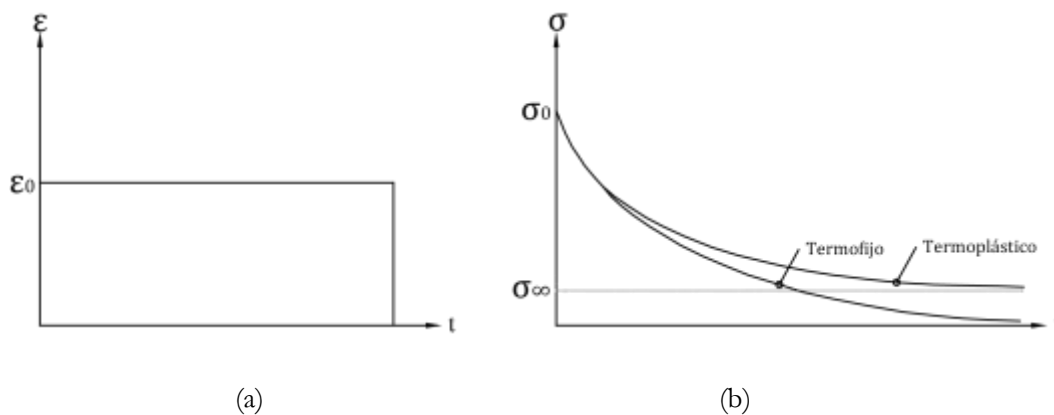


Figura 3.9 Prueba de relajación de esfuerzos: deformación constante (a), esfuerzo cualitativo (b).

De lo anterior, y de evidencias experimentales, las normativas vigentes para el diseño y construcción de sistemas de conducción con tuberías plásticas, recomiendan utilizar parámetros a corto plazo para revisar los estados de esfuerzo debidos a cargas vivas y, para revisiones a largo plazo, por ejemplo el peso del suelo de relleno el cual alcanza su máximo asentamiento en un periodo largo de tiempo, utilizar parámetros de equilibrio, según se observa en la figura 3.9b.

3.3 Polietileno de Alta Densidad

El Polietileno de Alta Densidad (PEAD) es un polímero lineal termoplástico conformado por unidades repetidas de etileno y que puede ser producido por diferentes reacciones de polimerización. Dicho compuesto está integrado principalmente por Carbono e Hidrógeno que, por lo general, son derivados de los hidrocarburos. Para su utilización hay que añadirles catalizadores, plastificantes, estabilizadores y pigmentos. Este material es muy ligero, sólido, incoloro, flexible, y resistente a una gran variedad de agentes químicos tanto ácidos y alcalinos, al desgaste y a la abrasión. Esto hace que sea materia prima de una gran variedad de productos; convirtiéndolo en un material muy versátil [58].

3.3.1 Propiedades Físicas

El Polietileno se distingue por ser semicristalino, hecho de regiones mayormente cristalinas y el resto amorfo. En términos más generales este material puede describirse fundamentalmente mediante tres características importantes: cristalinidad, densidad y peso molecular, sin embargo para los fines de estudio de este trabajo, se clasifica al PE de acuerdo a su densidad en [9]:

- Tipo 1 o Baja Densidad (PEBD), densidad entre 0.910 a 0.925 gr/cm³.
- Tipo 2 o Media Densidad (PEMD), densidad entre 0.926 a 940 gr/cm³.
- Tipo 3 o Alta Densidad (PEAD), densidad entre 941 gr/cm³ a 959 gr/cm³.
- Tipo 4 o de Ultra Alta Densidad (PEUAD), densidad de 960 gr/cm³ en adelante.

3.3.2 Propiedades Mecánicas

Los ensayos de tensión uniaxial hechos a diferentes tipos de Polietileno, figura 3.10, muestran que el PEAD tiene mucha mayor resistencia a la tensión que los de menor densidad, aunque por otro lado la ductilidad disminuye.

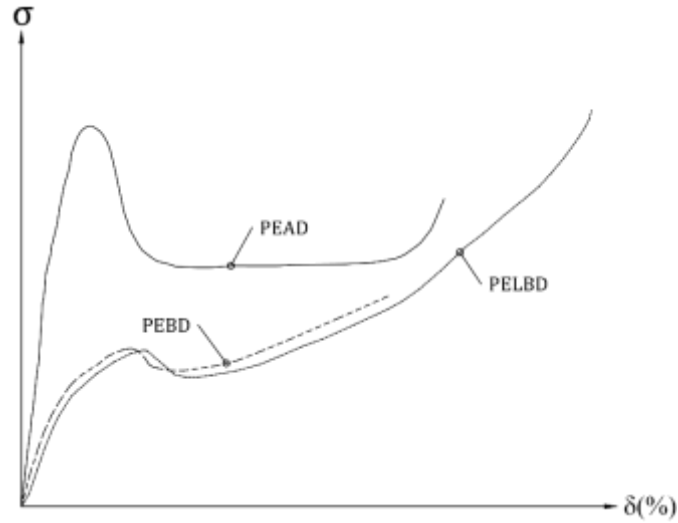


Figura 3.10 Curvas esfuerzo-deformación en tensión para diferentes tipos de Polietileno [30].

En la misma figura se observa que el PEAD presenta un comportamiento lineal al principio del desarrollo de la curva, posteriormente siguen aumentando los esfuerzos resistentes a una tasa menor que la obtenida en el rango elástico hasta llegar a su máxima resistencia; posteriormente de esto, el material fluye y termina por fallar después de tener una etapa de endurecimiento.

Pruebas experimentales de tensión axial realizadas al PEAD, extraídas de una tubería de pared sólida, muestran la relación rigidez-velocidad de deformación y rigidez-temperatura [30]. Puesto que se conoce la anisotropía del material, Lugo [30] obtuvo experimentalmente curvas esfuerzo-deformación con orientación longitudinal y transversal (con respecto a la extrusión del material). Los resultados obtenidos para diferentes velocidades de deformación, a una temperatura de 25 °C, se muestran en las figuras 3.11 y 3.12.

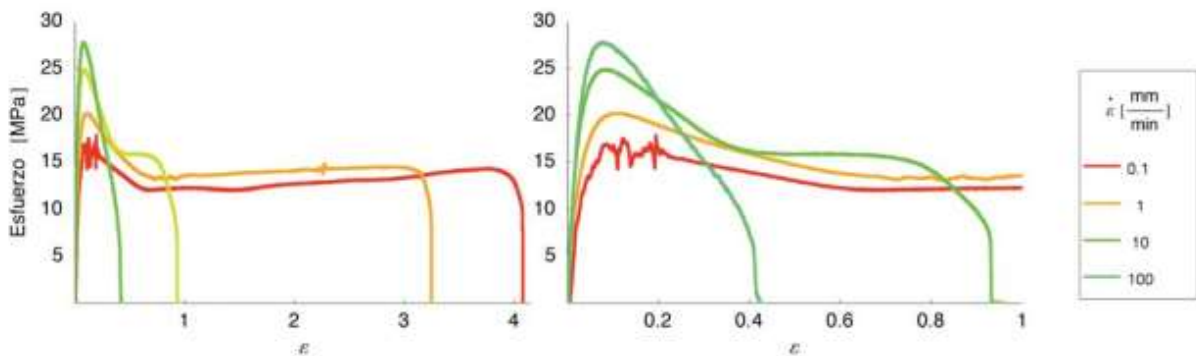


Figura 3.11 Curvas esfuerzo-deformación en tensión de probetas con orientación longitudinal y T 25° C (izquierda desarrollo completo y derecha extracto de la curva original) [30].

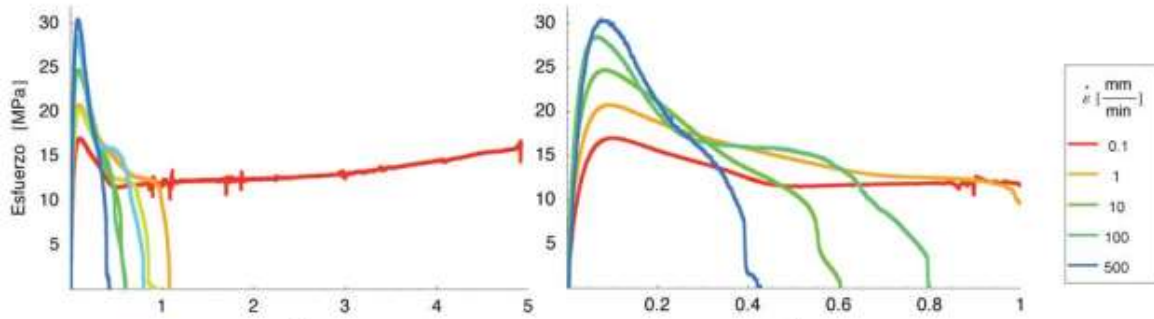


Figura 3.12 Curvas esfuerzo-deformación en tensión de probetas con orientación transversal y T 25° C (izquierda desarrollo completo y derecha extracto de la curva original) [30].

Las pruebas a tensión, realizadas a una temperatura de 25°C, muestran casi el mismo comportamiento en sentido transversal y longitudinal; la única diferencia fue que el primero alcanza mayor deformación (aproximadamente 30% mayor) antes de que falle. Se observa que para dicha temperatura el material se comporta casi isotrópico, por el contrario al aumentar la temperatura se propician condiciones en las que la orientación molecular influye en la respuesta mecánica del material en diferente forma para cada una de las direcciones. En las tablas 3.1 y 3.2, se muestran los módulos secantes para diferentes niveles de deformación del PEAD, para una temperatura de 25° C, en sentido longitudinal y transversal de la extrusión, respectivamente.

Tabla 3.1 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido longitudinal al de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].

Velocidad de Deformación	Deformación	Módulo secante	Deformación	Módulo secante	Deformación máxima	Esfuerzo último
mm/min		<i>Mpa</i>		<i>Mpa</i>		Mpa
0.1	0.002	731.600	0.010	606.434	0.116711	16.542
1	0.002	1043.950	0.010	786.010	0.103178	20.183
10	0.002	1089.340	0.010	946.072	0.084400	24.844
100	0.002	1254.400	0.010	1086.830	0.076200	27.705

Tabla 3.2 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido transversal al sentido de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].

Velocidad de Deformación	Deformación	Módulo secante	Deformación	Módulo secante	Deformación Máxima	Esfuerzo Máximo
0.1	0.002	699.873	0.010	602.427	0.0983	17.013
1	0.002	856.744	0.010	739.393	0.0932	20.341
10	0.002	1111.11	0.010	959.578	0.0833	24.731
100	0.002	1302.96	0.010	1139.22	0.0661	28.472
500	0.002	1261.67	0.010	1078.87	0.0762	30.383

3.4 Modelos Constitutivos

A la formulación matemática capaz de describir el comportamiento de un sólido ideal, mediante la relación de esfuerzos-deformaciones se le llama modelo constitutivo [11]. El uso de cada uno de éstos dependerá de las condiciones de trabajo, el tipo de análisis que se necesita realizar y de conocer los parámetros de entrada.

3.4.1 Elástico Lineal

En el diseño estructural tradicional, tipo de análisis más común es el estático lineal donde se suponen desplazamientos infinitesimales y se sume que la ley de Hooke es válida. En este caso particular, si se eliminan las cargas, el sólido vuelve a su forma original. La constante de proporcionalidad o la pendiente de la relación esfuerzo-deformación es llamado módulo de elasticidad o de Young E .

AASTHO recomienda utilizar valores conservadores del módulo de elasticidad para el PEAD de 110 *ksi*, 22 *ksi* y 21 para condiciones inmediatas, a 50 y 75 años correspondientemente. Otros estudios reportaron que el módulo a largo plazo (50 años) es del 16% del módulo inicial [30]. El comportamiento elástico lineal y demás isotropo, puede caracterizarse por sólo dos constantes elásticas, en el caso más práctico, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson.

3.4.2 Elastoplástico

Los materiales para los cuales se desarrollan deformaciones permanentes al momento de la descarga se llaman materiales plásticos. El esfuerzo límite por encima del cual el comportamiento ya no es elástico se denomina límite elástico. Una vez cargados más allá del límite elástico inicial, se desarrollan deformaciones plásticas [11] (Figura 3.13).

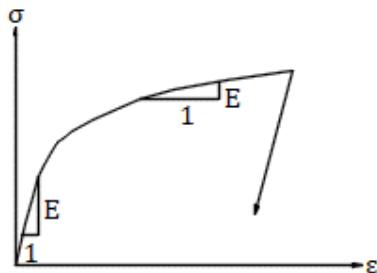


Figura 3.13 Curva esfuerzo-deformación típica de un material elastoplástico.

Los materiales elásticos-plásticos, o simplemente plásticos, se clasifican como materiales de tasa independiente, donde el esfuerzo es independiente de la velocidad de deformación; en caso contrario, a los materiales que son de tasa dependiente, se les denomina como materiales viscoplásticos.

Según la teoría de la plasticidad, ésta está principalmente compuesta por lo siguiente [11]:

- 1) Cada incremento de deformación puede descomponerse en una parte elástica reversible y otra plástica irreversible.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p$$

Ecuación 3.7

- 2) Una función de fluencia $f(\sigma, q_\alpha)$ que gobierna el inicio y la continuación de la deformación plástica, y que depende de las variables internas q_α .
- 3) Una regla de fluencia gobierna el flujo plástico, es decir, determina los incrementos de deformación plástica.
- 4) Las ecuaciones de evolución gobiernan las variables internas, incluida una relación de endurecimiento por deformación que rige la evolución del material.

Un sólido con comportamiento plástico perfecto se deforma de manera idéntica a un sólido elástico hasta llegar al límite elástico; después de esto la deformación aumenta para un esfuerzo constante (Figura 3.14).

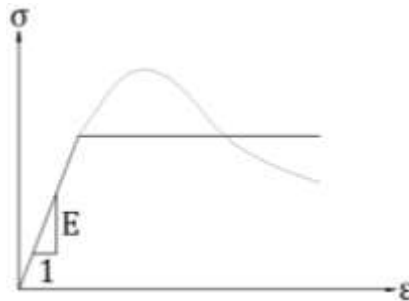


Figura 3.14 Idealización de curva esfuerzo-deformación a un modelo de elasticidad perfecta.

El modelo elastoplástico con endurecimiento describe las deformaciones que ocurren más allá del límite elástico. El valor del esfuerzo necesario para una mayor deformación plástica cambia a medida que el material se deforma (Figura 3.15).

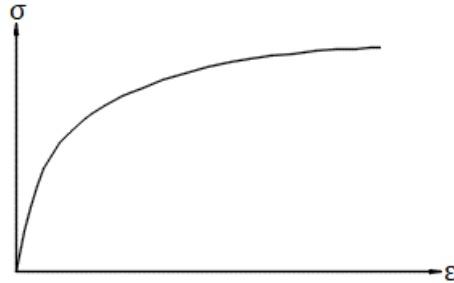


Figura 3.15 Curva esfuerzo-deformación típica de un material elastoplástico con endurecimiento.

La curva esfuerzo deformación puede ser idealizada mediante una curva bilineal o multilineal (Figura 3.16).

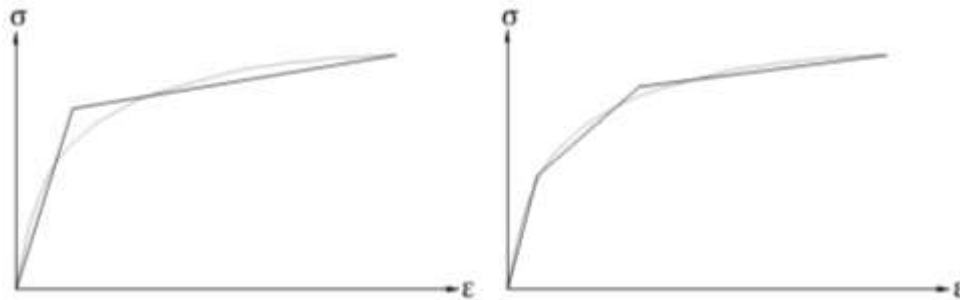


Figura 3.16 Idealización de curva esfuerzo-deformación de un modelo bilineal (a) y multilineal (b).

Las pruebas de tensión proporcionan datos uniaxiales, dado esto, deben utilizarse criterios de fluencia que relacionen un estado de esfuerzo multiaxial con el caso uniaxial, como el de von Mises o también llamado criterio de la máxima energía de distorsión [11]. Con dicho criterio puede construirse la superficie de fluencia.

Existen dos reglas básicas de endurecimiento útiles para describir la evolución de la superficie de fluencia [11]:

- 1) Endurecimiento isótropo. Especifica que la superficie de fluencia se expande durante el flujo plástico (figura 3.17).

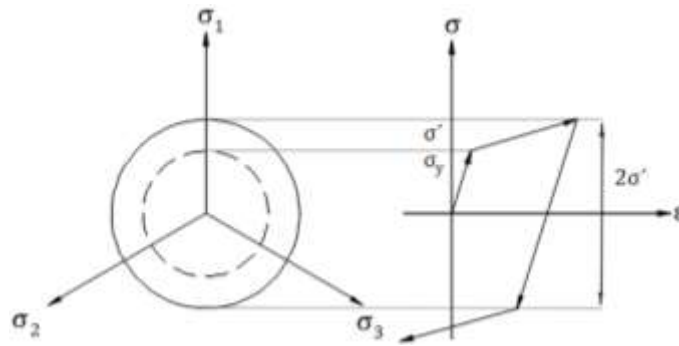


Figura 3.17 Endurecimiento isótropo.

- 2) Endurecimiento cinemático. Puntualiza que la superficie de fluencia se desplaza. La fluencia en compresión disminuye a medida que la fluencia en tensión aumenta (Figura 3.18).

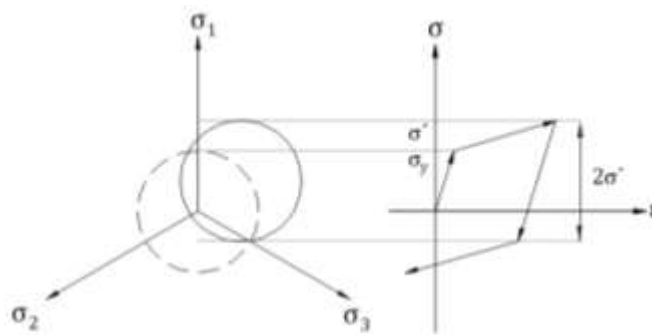


Figura 3.18 Endurecimiento cinemático.

El modelo de endurecimiento isótropo proporciona una representación pobre de la respuesta esfuerzo-deformación para muchos metales [11]. Sin embargo se recomienda utilizar el modelo de endurecimiento isótropo cuando se tienen niveles de deformación pequeños, caso contrario se debe utilizar el endurecimiento cinemático [6].

3.4.3 Modelos reológicos

Históricamente se han utilizado modelos reológicos para caracterizar el comportamiento viscoelástico, mediante los cuales se utilizan resortes y amortiguadores en conjunto. Al aplicar la carga, el comportamiento elástico ocurre de forma instantánea, mientras que el viscoso ocurre durante un cierto periodo de tiempo, la respuesta del material depende de que tan rápido se le aplique o retire la carga.

Los modelos más elementales se obtienen conectando un resorte y un amortiguador, como es el caso del modelo de Kelvin y el modelo de Maxwell. Sin embargo, otras propuestas añaden más elementos para generar respuestas más cercanas a un material real como es el caso del modelo de sólido estándar y el de Maxwell-Kelvin, figura 3.19.

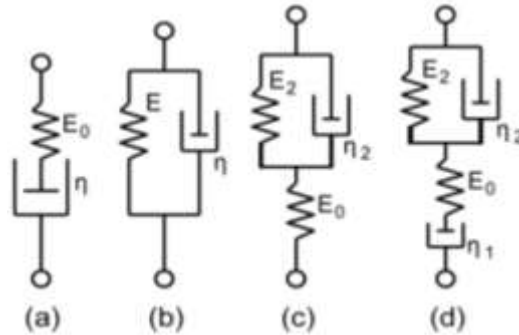


Figura 3.19 Modelos Viscoelásticos: a) Maxwell, b) Kelvin, c) sólido estándar y d) Maxwell-Kelvin [10].

Por su parte, la viscoplasticidad es similar al comportamiento plástico, su diferencia radica en que las ecuaciones constitutivas dependen de la velocidad de deformación. Por tanto tenemos las mismas reglas de flujo plástico relacionadas a un parámetro de viscosidad η .

3.5 Tubería corrugada de PEAD

La tubería PEAD corrugada está compuesta por una pared de color blanco interior lisa y una exterior corrugada de color negro. Longitudinalmente se caracteriza por tener periódicamente valles y crestas, ver figura 3.20.



Figura 3.20 Perfil tubería PEAD corrugada

Las medidas comerciales que se encuentran en México van de 3 *in* hasta 60 *in*. El perfil corrugado está diseñado para tener mayor rigidez que la tubería de pared lisa, en algunos casos puede llegar a ser hasta 65 % más ligera. Esto permite disminuir la cantidad de materia prima en su fabricación y menores costos de manejo e instalación. El sistema de unión es mediante espiga-campana, figura 3.21. Sólo se asegura la hermeticidad del sistema bajo presiones internas de trabajo menores a 0.5 kg/cm² y a deflexiones menores al 5% del diámetro.

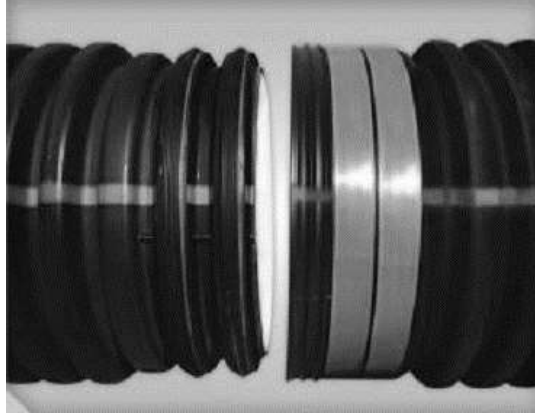


Figura 3.21 Tubería corrugada PEAD.

Las tuberías de PEAD más comunes en sistemas de alcantarillado son las corrugadas. Las principales empresas que fabrican este producto en el país son: ADS Mexicana, TODODREN, PTM y KANTEK; por cuestiones de patente cada una de estas empresas ha generado su propio diseño de perfil de la pared de la tubería.

3.5.1 Propiedades del material

Las características y propiedades de la resina virgen del PEAD, con el que está fabricada la tubería corrugada de ADS Mexicana, se resumen en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Especificaciones mínimas de la resina de PEAD.

Propiedad física	Dígito de la celda de clasificación	Especificación	Norma de referencia
Densidad	4	> 947 - 955 kg/m ³	NMX-E-004-CNCP-2004, NMX-E-166-1985 ASTM D792-08, ASTM D1505-10
Índice de fluidez	3	< 0.4 a 0.15 g/10 mín a 190°C a 2160 g (2.16 kg) de peso	NMX-E-135-CNCP-2004 ASTM D1238-13
Módulo de flexión	5	de 758 MPa a 1103 MPa	NMX-E-183-CNCP-2010 ASTM D790-10
Esfuerzo a la tracción	4	21 MPa a 24 MPa	NMX-E-082-CNCP-2010 ASTM D638-10
Resistencia al agrietamiento por esfuerzo ambiental	2	Condición B, 100% Igepal 24 horas y 50% máximo de falla	NMX-E-184-SCFI-2003 ASTM D1693-13
Base de diseño hidrostático	0	No aplica	
Color y estabilizador UV	C	Negro de humo 2% a 4% en masa	NMX-E-034-SCFI-2002 ASTM D3350-12e1
	E	Color blanco con estabilizador UV con resistencia a la intemperie por 1 año	NMX-E-034-SCFI-2002 ASTM D3350-12e2

3.5.2 Especificaciones de la tubería

Las dimensiones y rigideces de la tubería corrugada de ADS Mexicana se presentan a continuación:

Tabla 3.4 Especificaciones de la tubería corrugada PEAD.

Diámetro Nominal		Dint Mínimo	Dext Mínimo	Espesor de Pared Interior	Espesor de Pared en Valle	Longitud de Campana	Rigidez Anular Mímina	Peso	
mm	in	mm	mm	mm	mm	mm	SN	kg/m	kg/pieza
100	4	100	121	0.6	1.0	32	8	0.68	4.08
150	6	145	176	1.0	1.3	43	8	1.29	7.71
200	8	195	232	1.1	1.5	54	8	2.33	13.97
250	10	245	288	1.5	1.8	59	8	3.49	20.96
300	12	294	359	1.7	2.0	64	8	4.83	28.96
375	15	369	448	2.0	2.4	71	8	7.00	42.00
450	18	450	545	2.2	2.8	79	8	9.73	58.38
600	24	588	716	2.5	3.5	96	7	16.67	100.00
750	30	751	891	2.5	4.3	112	7	24.31	145.83
900	36	902	1041	3.0	4.8	129	4	31.97	191.83
1050	42	1051	1222	3.2	5.0	145	4	44.96	269.76
1200	48	1185	1380	3.5	5.0	162	3	51.62	309.72
1500	60	1501	1690	4.0	5.0	162	2	84.92	509.53

3.5.3 Geometría

El perfil corrugado está diseñado para tener mayor rigidez que la de pared lisa, en algunos casos puede llegar a ser hasta 65% más ligera, esto influye a consumir menor cantidad de materia prima en su fabricación y menores costos de manejo e instalación. El perfil está compuesto por dos paredes de PEAD, una interior corrugada y otra interior completamente lisa.

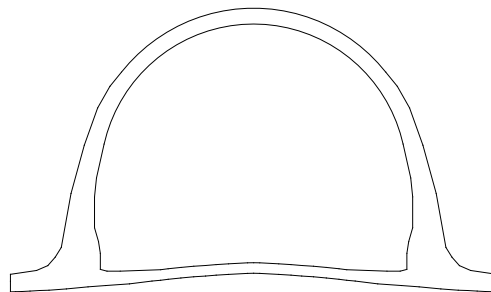


Figura 3.22 Perfil típico de la tubería corrugada PEAD

3.5.4 Rigidez

ADS Mexicana reportó en una presentación técnica los resultados de la Prueba de Platos Paralelos. Según esta información, el ensayo se realizó conforme a lo que se especifica en la normativa NMX-E-208-CNCP-2015 [45], hasta alcanzar una deflexión del 40% del diámetro interior. La longitud del espécimen fue de 741 mm; equivalente a la longitud de cinco corrugas completas. La prueba se

realizó en tres posiciones diferentes: a 0° , 45° , 90° y 135° tomando de referencia la línea de moldeo y la placa superior. La velocidad de deflexión vertical fue de 45 mm/min.

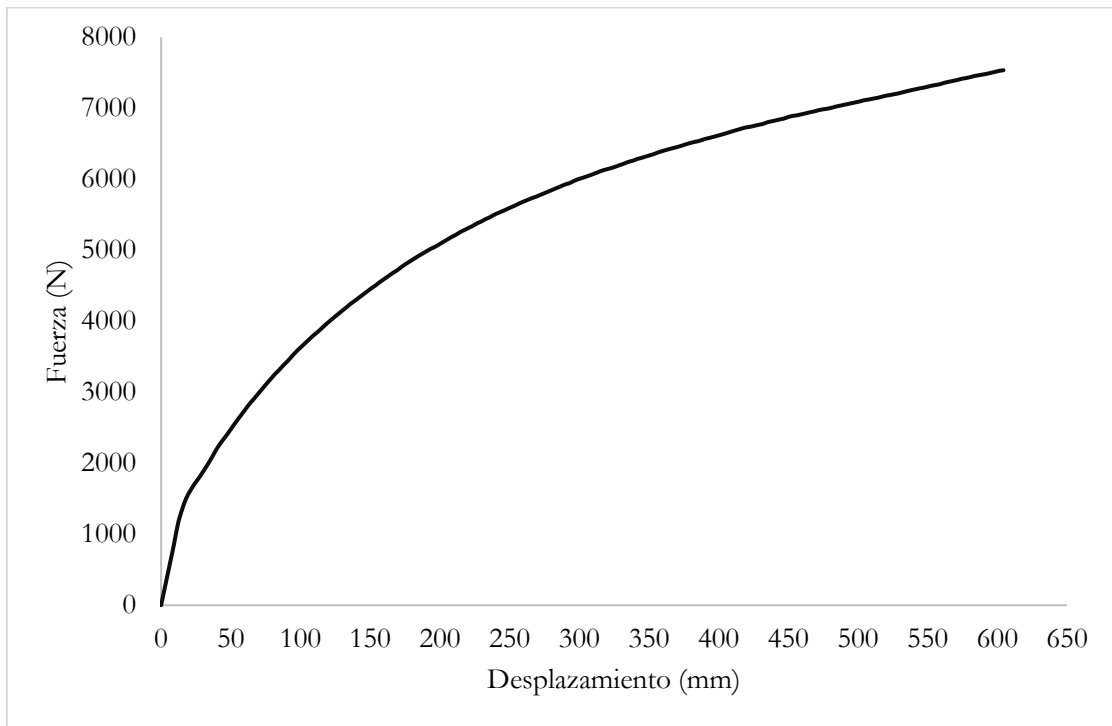


Figura 3.23 Curva fuerza-desplazamiento de la prueba de placas paralelas con la tubería orientada a 90° . La rigidez de la tubería, calculada a una deflexión vertical del 3% del diámetro, es de 2.71 kN/m² mientras que al 5% del diámetro es de 2.12 kN/m².

4. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS

4.1 Introducción

Para realizar un análisis más detallado de la interacción suelo-tubería mediante el uso del método de los elementos finitos que genere resultados más apegados a la realidad, es preciso utilizar un modelo constitutivo que represente, de manera aproximada, el comportamiento del suelo. Un modelo constitutivo ideal sería aquel que contemple las propiedades mecánicas del suelo y sus características físico-químicas; sin embargo, debido a la complejidad de éstos, históricamente sólo se ha abordado el problema con base al comportamiento macroscópico (propiedades mecánicas), dejando a un lado el comportamiento micro-escala.

En el presente capítulo, se abordan los modelos constitutivos que se pueden utilizar para simular el comportamiento mecánico del suelo de relleno. La caracterización del suelo comprende su clasificación de acuerdo a sus propiedades físicas, y algunas recomendaciones generales de instalación para que el material alcance cierta resistencia [7]. Se describen los parámetros que definen los modelos: elástico lineal, Mohr-Coulomb, y los modelos dependientes de las condiciones de confinamiento de Duncan-Selig, y Hardening Soil.

4.2 Caracterización del suelo

El suelo está dotado de cualidades o rasgos característicos de manera que resulta técnicamente fácil clasificarlo y difícil de confundirlo cuando se tiene la experiencia suficiente. Sin embargo es indispensable tener un criterio homogéneo sobre la clasificación de suelos a partir de sus características físicas como lo es el tamaño de partícula y propiedades índice. Además, esto ayudará a facilitar el lenguaje entre el tipo de material y el relleno de la zanja.

4.2.1 Clasificación del Suelo

La normativa ASTM D2487 [7] clasifica a los suelos naturales de acuerdo a sus características de tamaño de partícula, coeficiente de uniformidad, coeficiente de curvatura (de la curva granulométrica), límite líquido e índice plástico obtenidos; por medio de pruebas de laboratorio. De

acuerdo a la clasificación del material se le asigna un símbolo y nombre de grupo, los cuales se resumen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Clasificación de suelo de acuerdo a la norma ASTM 2487 [7].

Criterios para asignar nombres y símbolos de grupo usando pruebas de laboratorio ^A				Clasificación del suelo	
				Símbolo del grupo	Nombre del grupo ^B
Suelos de grano grueso Más del 50% es retenido en el tamiz #200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa es retenida en el tamiz No. 4)	Gravas limpias (menos del 5% de finos ^C)	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$ ^D	GW	Grava bien graduada ^E
			$Cu < 4$ y/o ($Cc < 1$ o $Cc > 3$) ^D	GP	Grava mal graduada ^E
		Gravas con finos (más del 12% de finos ^C)	Las finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa ^{E,F,G}
			Las finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa ^{E,F,G}
	Arenas (50% o más de la fracción gruesa pasa el tamiz No.4)	Arenas limpias (menos del 5% de finos ^H)	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$ ^D	SW	Arena bien graduada ^I
			$Cu < 6$ y/o ($Cc < 1$ o $Cc > 3$) ^D	SP	Arena mal graduada ^I
		Arenas con finos (más del 12% de finos ^H)	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa ^{F,G,I}
			Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa ^{F,G,I}
Suelos de grano fino 50% o más pasa el tamiz #200	Limos y arcillas Límite líquido menor de 50%	Inorgánico	PI > 7 y en el achurado o encima de la línea "A" ^J	CL	Arcilla de baja compresibilidad ^{K,L,M}
			PI < 4 o en el achurado debajo de la línea "A" ^J	ML	Limo de baja compresibilidad ^{K,L,M}
		Orgánico	Límite líquido - secado < 0.75	OL	Arcilla orgánica ^{K,L,M,N}
			Límite líquido - no secado < 0.75		Limo orgánico ^{K,L,M,O}
	Limos y arcillas Límite líquido de 50% o más	Inorgánico	PI en el achurado o sobre la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad ^{K,L,M}
			PI en el achurado debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad ^{K,L,M}
		Orgánico	Límite líquido - secado < 0.75	OH	Arcilla orgánica ^{K,L,M,P}
			Límite líquido - no secado < 0.75		Limo orgánico ^{K,L,M,Q}
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico			PT	Turba

- ^A Basado en el material que pasa el tamiz de 3 in (75 mm).
- ^B Si la muestra de campo contiene guijarros o cantos rodados, o ambos, agregue "con guijarros o cantos rodados, o ambos" al nombre del grupo.
- ^C Las gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles.
 GW-GM Grava bien graduada limosa
 GW-GC Grava bien graduada arcillosa
 GP-GM Grava mal graduada limosa
 GP-GC Grava mal graduada arcillosa
- ^D $C_u = D_{60}/D_{10}$
 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
- ^E Si el suelo contiene $\geq 15\%$ de arena, agregue "con arena" al nombre del grupo.
- ^F Si los finos se clasifican como CL-ML, use símbolos dobles GC-GM o SC-SM.
- ^G Si los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre del grupo.
- ^H Las arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles.
 SW-SM Arena bien graduada limosa
 SW-SC Arena bien graduada arcillosa
 SP-SM Arena mal graduada limosa
 SP-SC Arena mal graduada arcillosa
- ^I Si el suelo contiene $\geq 15\%$ de grava, agregue "con grava" al nombre del grupo.
- ^J Si el punto se encuentra en el área sombreada por los límites de Atterberg, el suelo es una CL-ML arcilla limosa.
- ^K Si el suelo contiene de 15 a $< 30\%$ además del tamiz #200 agregue "con arena" o "con grava", el que sea predominante.
- ^L Si el suelo contiene $\geq 30\%$ además del tamiz #200, predominantemente arena, agregue "arena" al nombre del grupo.
- ^M Si el suelo contiene $\geq 30\%$ además del tamiz #200, predominantemente grava, agregue "grava" al nombre del grupo.
- ^N $PI \geq 4$ y en el achurado o sobre la línea "A"
- ^O $PI > 4$ o en el achurado debajo de la línea "A"
- ^P PI en el achurado o sobre la línea "A"
- ^Q PI en el achurado debajo de la línea "A"

Se usarán símbolos dobles cuando las pruebas de laboratorio indiquen que el suelo contiene entre 5% y 12% de finos, o cuando en la gráfica de plasticidad, los valores del índice plástico caigan en el área sombreada de la figura 4.1. En este caso, los símbolos dobles son separados por un guión medio de la siguiente manera: GP-GM, CL-ML (como ejemplos); también se usarán cuando el suelo pertenece a un grupo y está cerca de otro, separados por una diagonal de la siguiente manera CL/CH, GM/SM, SC/CL [7].

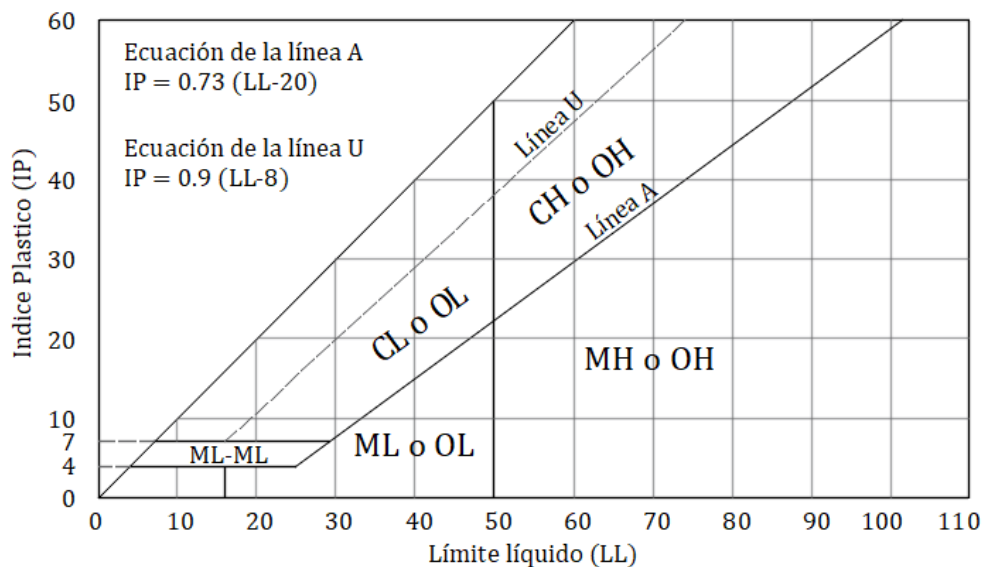


Figura 4.1 Gráfica de Plasticidad [7].

4.2.2 Especificaciones del material de relleno

En lo referente al material de relleno de la zanja, destinada para la instalación de tubería termoplástica, la normativa ASTM D2321 [8] proporciona recomendaciones sobre su calidad. De acuerdo con la zona de la zanja: cimentación, plantilla, acostillado, etc., (capítulo 2.2), el suelo de relleno debe ser de un tipo específico e instalarse bajo un procedimiento que permita garantizar un cierto nivel de resistencia.

La clasificación del material de relleno que presenta la normativa ASTM D2321 [8], está en función de la rigidez que adopta el material una vez que se acomoda o, en su caso, se compacta. Las cinco clases de material se definen como:

1. *Clase I.* Se definen como materiales que proveen la máxima estabilidad y soporte a la tubería; por ejemplo, gravas provenientes de la trituración de rocas con casi ningún contenido de finos.
2. *Clase II.* Estos materiales cuando se compactan, proporcionan un nivel relativamente alto de soporte a la tubería, sin embargo se debe verificar la compatibilidad de los tamaños de partícula con el material adyacente y así evitar la migración de finos. En esta clasificación encontramos a los materiales SW y GW.
3. *Clase III.* Estos materiales proporcionan menor soporte a la tubería para un porcentaje dado de compactación, en comparación con los materiales clase I y II. Se requieren niveles más altos de esfuerzo de compactación, y el contenido de humedad, para lograr el porcentaje de compactación requerido. Estos materiales proporcionan niveles razonables de soporte de la tubería, una vez que se logra la compactación adecuada.
4. *Clase IV.* Materiales que requieren una evaluación geotécnica antes de su uso. El contenido de humedad debe ser casi óptimo para minimizar el esfuerzo de compactación y lograr el porcentaje de compactación requerido. Su correcta colocación, garantizar niveles razonables de soporte de la tubería.
5. *Clase V.* Materiales considerados como indeseados en la estructura de la zanja.

La relación entre el tipo de suelo y el tipo de material de relleno se describe en la tabla 4.2, y las recomendaciones generales de instalación del suelo, se muestran en la tabla 4.3. Estas recomendaciones están en función del porcentaje mínimo de compactación y del método utilizado para su instalación

Tabla 4.2 Clases de suelos para relleno [8].

Grupo de suelo ^{A,B}	Clase de suelo	Grupos de suelo ^C American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
Roca triturada, angular ^D : 100% pasa el tamiz de 1-1/2 in, $\leq 15\%$ pasa el tamiz #4, $\leq 25\%$ pasa el tamiz de 3/8 in y $\leq 12\%$ pasa el tamiz #200	Clase I	--
Suelos limpios y de grano grueso: SW, SP, GW, GP o cualquier suelo que comience con uno de estos símbolos con $\leq 12\%$ que pasa el tamiz #200 ^{E,F}	Clase II	A1, A3
Suelos de grano grueso con finos: GM, GC, SM, SC o cualquier suelo que comience con uno de estos símbolos, que contenga $>12\%$ pasando el tamiz #200; suelos arenosos o gravosos con grano fino: CL, ML o cualquier suelo que comience con uno de estos símbolos con $\geq 30\%$ retenido en el tamiz #200	Clase III	Suelos A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-4 o A-6 con más del 30% retenidos en el tamiz #200
Suelos de grano fino: CL, ML o cualquier suelo que comience con uno de estos símbolos con $<30\%$ retenido en el tamiz #200	Clase IV	Suelos A-2-7, A-4 o A-6 con 30% o menos retenidos en el tamiz #200
MH, CH, OL, OH, PT	Clase V No usar como plantilla	A5, A7

^A Véase la Clasificación D2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

^B Se pueden imponer límites al grupo de suelos para cumplir con los requisitos locales o de proyecto si el suelo especificado permanece dentro del grupo. Por ejemplo, algunas aplicaciones de proyecto requieren un material de Clase I con el mínimo de finos para abordar condiciones estructurales o hidráulicas precisas y la especificación puede decir "Use suelo de Clase I con un máximo de 5% que pasa el tamiz # 200".

^C AASHTO M145, Clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelo.

^D Todas las caras de las partículas deben ser fracturadas.

^E Los materiales como el coral fracturado, conchas y el concreto reciclado, con 12% pasando el tamiz #200, se consideran materiales de Clase II. Estos materiales solo deben usarse cuando sean evaluados y aprobados por el ingeniero.

^F Las arenas finas uniformes con más del 50% que pasa un tamiz #100 (0.006 in., 0.15 mm) son muy sensibles a la humedad y no deben utilizarse como relleno a menos que esté permitido específicamente en los documentos contractuales. Si se permite el uso de estos materiales, los procedimientos de compactación y manipulación deben seguir las pautas para materiales de Clase III.

Tabla 4.3 Recomendaciones para la instalación y el uso de suelos y agregados para la cimentación y plantilla de la tubería [8].

Clase de suelo ^A	Clase I ^B	Clase II	Clase III	Clase IV
Recomendaciones y restricciones	<p>Acceptable y común donde no hay migración de finos, es probable usarlo cuando se combina con un medio filtrante, un geotextil.</p> <p>Adecuado para usar como una manta de drenaje y debajo de la capa donde el material adyacente es adecuadamente graduado o cuando se usa con un tejido geotextil filtrante.</p>	<p>Donde existe gradiente hidráulico, verifique la gradación para minimizar la migración de finos. Los grupos limpios son adecuados para usar como una manta de drenaje y subdrenaje (consulte la Tabla 2). Las arenas finas uniformes (SP) con más del 50% que pasa por el tamiz # 100 (0.006 in, 0.15 mm) se comportan como sedimentos y deben tratarse como suelos Clase III.</p>	<p>No lo use donde las condiciones de agua en la zanja impidan una colocación y compactación adecuadas. No recomendado para uso de tuberías con rigidez de 9 psi o menos.</p>	<p>Difícil de lograr una rigidez elevada del suelo. No lo use donde las condiciones de agua en la zanja impidan una colocación y compactación adecuadas. No recomendado para uso de tuberías con rigidez de 9 psi o menos.</p>
Cimentación	<p>Adecuado como cimentación y para reemplazar el fondo de la zanja excavada e inestable como se restringió anteriormente.</p>	<p>Adecuado como cimentación y para reemplazar el fondo de la zanja e inestable como se restringió anteriormente. Instale y compacte en capas máximas de 12 in (300 mm)</p>	<p>Adecuado para reemplazar el fondo de la zanja como se restringió anteriormente. Instale y compacte en capas máximas de 6 in (150 mm)</p>	<p>Adecuado para reemplazar el fondo de la zanja para profundidades de hasta 12 in (300 mm) como se restringió anteriormente. Úselo solamente donde se pueda mantener un soporte longitudinal uniforme de la tubería, según lo aprobado por el ingeniero. Instale y compacte en capas máximas de 6 in (150 mm).</p>
Plantilla de tubería	<p>Adecuado como se restringió arriba. Material de trabajo debajo de la tubería para proporcionar un soporte uniforme de la caña.</p>	<p>Adecuado como se restringió arriba. Material de trabajo debajo de la tubería para proporcionar un soporte uniforme de la caña.</p>	<p>Adecuado como se restringió arriba. Difícil de colocar y compactar en la zona de desplante.</p>	<p>Adecuado como se restringió arriba. Difícil de colocar y compactar en la zona de desplante.</p>
Porcentaje de compactación mínimo recomendado, SPD ^D	Ver nota ^C	85% (Suelos SW y SP) para suelos GW y GP ver nota ^C	90%	95%
Esfuerzo comparativo relativo requerido para lograr la compactación porcentual mínima	Bajo	Moderado	Alto	Muy alto
Métodos de compactación	Vibración o impacto	Vibración o impacto	Impacto	Impacto
Control de humedad requerida	Ninguna	Ninguna	Mantener casi óptima para minimizar el esfuerzo de compactación.	Mantener casi óptima para minimizar el esfuerzo de compactación.

^A Los materiales de clase V son inadecuados como plantillas. Se pueden usar como relleno final según lo permita el ingeniero.

^B Los materiales de Clase I tienen mayor rigidez que los materiales de Clase II, pero los datos sobre los valores específicos de rigidez del suelo no están disponibles en el momento actual. Hasta que dichos datos estén disponibles, la rigidez del suelo de los materiales Clase I no compactados puede tomarse equivalente a los materiales Clase II compactados al 95% de la densidad máxima Proctor estándar (SPD95), y la rigidez del suelo de los materiales Clase I compactados puede tomarse equivalente a Materiales de Clase II compactados al 100% de la densidad de Proctor estándar máxima (SPD100). Incluso si se colocan sin compactar (es decir, a volteo), los materiales Clase I siempre se deben trabajar en la zona de desplante para garantizar la colocación completa.

^C La compactación adecuada normalmente se logra mediante la colocación a volteo (es decir, no compactada, pero trabajada en la zona de desplante para garantizar la colocación completa).

^D SPD es la densidad de Proctor estándar según lo determinado por el Método de prueba D698.

^E Coloque y compacte los suelos GW y GP con al menos dos pasadas de equipos de compactación.

4.3 Modelos de constitutivos

Los ensayos de laboratorio que se han realizado a diferentes tipos de suelo, muestran que su comportamiento es altamente no lineal, figura 4.2. Por lo que modelar el suelo como elástico lineal, proporciona resultados alejados de su comportamiento real ante sollicitaciones extraordinarias que podrían reducir su vida útil de operación [54].

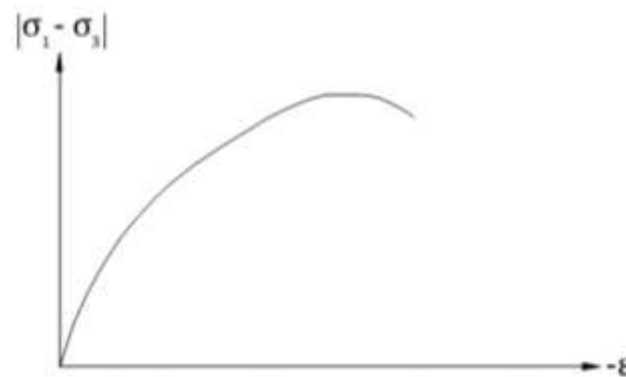


Figura 4.2 Respuesta experimental característica del suelo en ensayos triaxiales drenados.

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo [42], el cual se considera como un modelo de plasticidad perfecta. Además, encontramos los modelos esfuerzo-dependientes como el de Duncan-Selig y el de Hardening Soil, que consideran el endurecimiento por fricción y por compresión del material [12]. Existen más propuestas en relación a modelos constitutivos para suelos, sin embargo sólo los mencionados han sido caracterizados para los fines de los tipos de relleno en zanja.

4.3.1 Elástico Lineal

Una forma conservadora para realizar estudios paramétricos, y/o para representar la rigidez del suelo con valores moderados, es utilizando un comportamiento isotrópico elástico lineal. Este es el

modelo más simple para representar el comportamiento del suelo en el análisis de interacción suelo-tubería. El modelo elástico lineal es un caso especial del modelo hiperbólico en el que los parámetros son constantes e independientes del estado de esfuerzos. Selig [53] propuso un conjunto de constantes elásticas, basadas en los parámetros del modelo hiperbólico de Duncan, para una variedad de suelos y diferentes niveles de compactación; obtenidos a partir de pruebas de laboratorio [53], ver tabla 4.4.

Tabla 4.4 Parámetros elásticos para relleno [53].

Material	Esfuerzo principal máximo (psi)	95% Compactación estándar			85% Compactación estándar		
		E (psi)	B (psi)	v	E (psi)	B (psi)	v
Arena con grava (SW)	0 a 1	1600	2800	0.4	1300	900	0.26
	1 a 5	4100	3300	0.29	2100	1200	0.21
	5 a 10	6000	3900	0.24	2600	1400	0.19
	10 a 20	8600	5300	0.23	3300	1800	0.19
	20 a 40	13000	8700	0.25	4100	2500	0.23
	40 a 60	16000	13000	0.29	4700	3500	0.28
Limo arenoso (ML)	0 a 1	1800	1900	0.34	600	400	0.25
	1 a 5	2500	2000	0.29	700	450	0.24
	5 a 10	2900	2100	0.27	800	500	0.23
	10 a 20	3200	2500	0.29	850	700	0.3
	20 a 40	3700	3400	0.32	900	1200	0.38
	40 a 60	4100	4500	0.35	1000	1800	0.41
Arcilla limosa (CL)	0 a 1	400	800	0.42	100	100	0.33
	1 a 5	800	900	0.35	250	200	0.29
	5 a 10	1100	1000	0.32	400	300	0.28
	10 a 20	1300	1100	0.30	600	400	0.25
	20 a 40	1400	1600	0.35	700	800	0.35
	60	1500	2100	0.38	800	1300	0.40

Los valores de la tabla anterior varían de acuerdo al nivel de esfuerzo principal máximo alcanzado debido al incremento de la presión de confinamiento, el tipo de material y su compactación, figura 4.3.

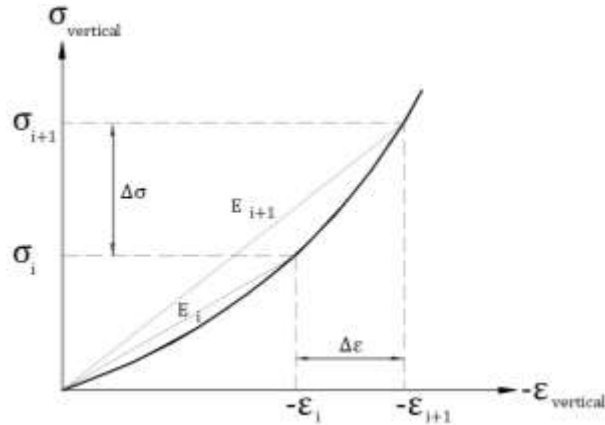


Figura 4.3 Evolución del módulo de elasticidad secante debido al incremento de la presión de confinamiento [26].

4.3.2 Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado por muchos autores como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo [42-12]. Debe su nombre, a que el criterio de falla está asociada a la teoría de Mohr-Coulomb. El modelo incluye cinco parámetros: el módulo de elasticidad E , el coeficiente de Poisson ν , la cohesión c , el ángulo de fricción interna ϕ , y el ángulo de dilatación ψ [12], figura 4.4.

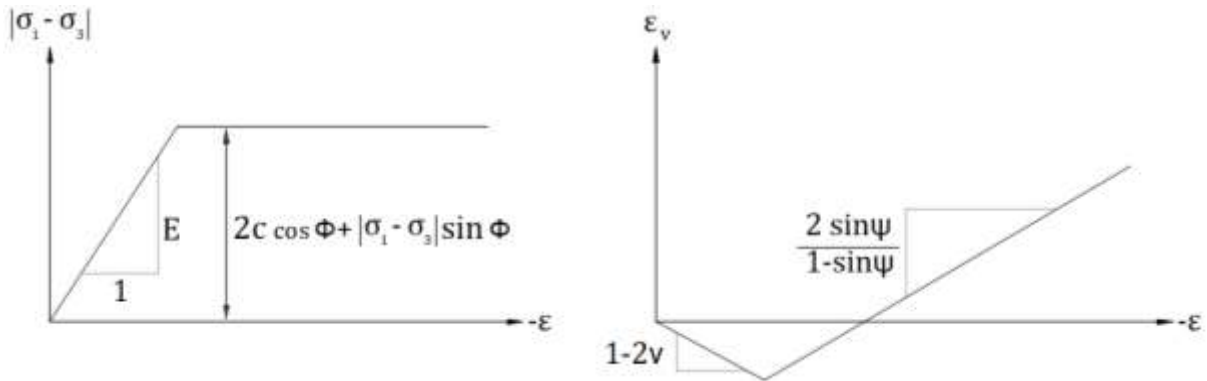


Figura 4.4 Curva esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial del modelo elastoplástico [12].

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo Mohr-Coulomb es una extensión de la ley de fricción de Coulomb e involucra un conjunto de funciones de fluencia f que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material, además se usa una regla

de flujo plástico no asociada introduciendo funciones de potencial plástico g [42]. La ley de resistencia de Mohr-Coulomb, figura 4.5, se define como:

$$\tau \leq c - \sigma \tan \phi$$

Ecuación 4.1

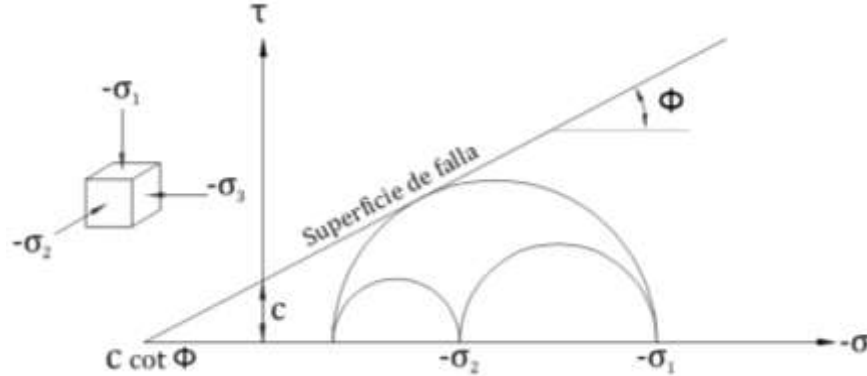


Figura 4.5 Círculos de Mohr y línea de falla de Mohr-Coulomb [12].

donde τ es el plano de falla a esfuerzo cortante, c es la cohesión del material, σ es el esfuerzo normal en el plano de corte, ϕ es el ángulo de fricción interna y σ_t es la resistencia a corte en tensión. Por otra parte, las funciones de fluencia se definen en términos de los esfuerzos principales [54], figura 4.6:

$$f_{1a} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.2

$$f_{1b} = \frac{\sigma_3 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_3 + \sigma_2}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.3

$$f_{2a} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.4

$$f_{2b} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.5

$$f_{3a} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.6

$$f_{3b} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Ecuación 4.7

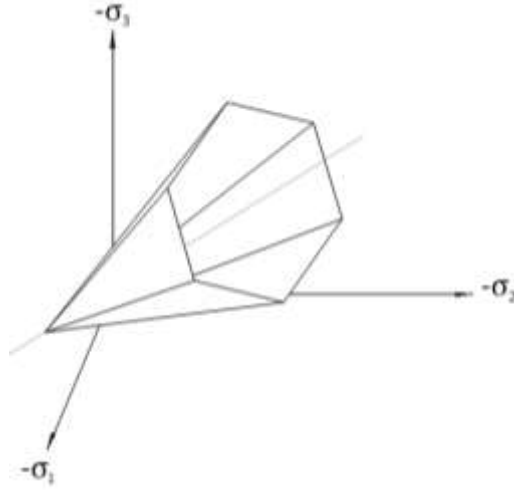


Figura 4.6 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb [12].

Las funciones de potencial plástico son definidas en términos de los esfuerzos principales [54]:

$$g_{1a} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \sin \psi$$

Ecuación 4.8

$$g_{1b} = \frac{\sigma_3 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_3 + \sigma_2}{2} \sin \psi$$

Ecuación 4.9

$$g_{2a} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \sin \psi$$

Ecuación 4.10

$$g_{2b} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \psi$$

Ecuación 4.11

$$g_{3a} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \psi$$

Ecuación 4.12

$$g_{3b} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \sin \psi$$

La falla en tensión del suelo se captura al especificar un esfuerzo al corte en tensión como:

$$f_4 = \sigma_1 - \sigma_t \leq 0$$

Ecuación 4.13

$$f_5 = \sigma_2 - \sigma_t \leq 0$$

Ecuación 4.14

$$f_6 = \sigma_3 - \sigma_t \leq 0$$

Ecuación 4.15

donde σ_t es el esfuerzo de tensión permisible.

Los parámetros de entrada para el suelo de relleno en el modelo de Mohr-Coulomb se presentan en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Mohr-Coulomb [28].

Tipo de suelo	Profundidad ft	Módulo de elasticidad E (psi)	Coficiente de Poisson ν	Ángulo de fricción ϕ (deg)	Ángulo de dilatación ψ (deg)	Cohesión c (psi)
SW85	0 a 1	1300	0.26	38.0	8.0	0.001
	1 a 6	2100	0.21	38.0	8.0	0.001
	6 a 11	2600	0.19	38.0	8.0	0.001
	11 a 18	3300	0.19	38.0	8.0	0.001
SW95	0 a 1	1600	0.40	48.0	18.0	0.001
	1 a 5	4100	0.29	48.0	18.0	0.001
	5 a 10	6000	0.24	48.0	18.0	0.001
	10 a 18	8600	0.23	48.0	18.0	0.001
ML85	0 a 1	600	0.25	30.0	0.0	3.0
	1 a 6	700	0.24	30.0	0.0	3.0
	6 a 13	800	0.23	30.0	0.0	3.0
	13 a 18	850	0.30	30.0	0.0	3.0
CL85	0 a 1	100	0.33	18.0	0.0	6.0
	1 a 7	250	0.29	18.0	0.0	6.0
	7 a 14	400	0.28	18.0	0.0	6.0
	14 a 18	600	0.25	18.0	0.0	6.0

4.3.3 Modelos esfuerzo-dependientes

Los modelos esfuerzo-dependientes para suelos, se caracterizan por incrementar su rigidez cuando el esfuerzo de confinamiento aumenta, y se suaviza cuando aumenta el esfuerzo cortante [26]. La

formulación básica de estos modelos parte de la relación típica observada en las pruebas triaxiales entre la deformación axial vertical y el esfuerzo desviador, figura 4.7.

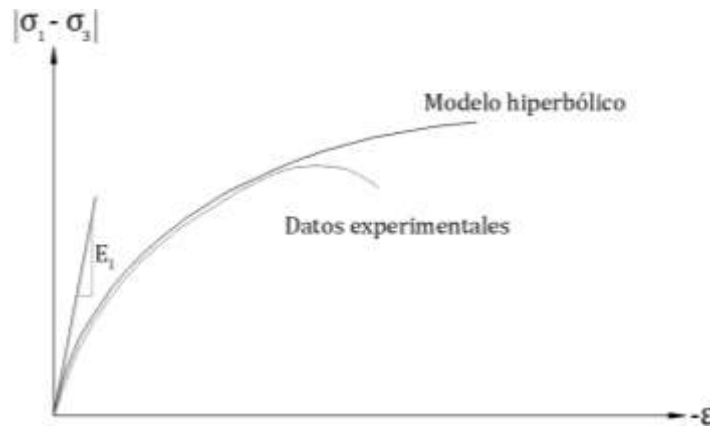


Figura 4.7 Esfuerzo desviador y deformación axial vertical de una prueba triaxial y su aproximación a un modelo hiperbólico [12].

El modelo de Duncan [18] se basa en una relación hiperbólica de esfuerzo y deformación para definir la evolución del módulo E ; además, introdujo una función del módulo de incompresibilidad volumétrica B , reemplazando la suposición previa de una relación de Poisson constante [26]. La función del módulo de incompresibilidad volumétrica se basa en una función de ley de potencia con base en la presión de confinamiento. Selig [52] propuso una forma alternativa de la función del módulo de incompresibilidad volumétrica basado en una relación hiperbólica observada entre la deformación volumétrica y la presión hidrostática de las muestras de suelo en la compresión hidrostática [26].

Los parámetros que describen el modelo de Duncan-Selig se definen como: K y n son parámetros no adimensionales de ajuste de la función de ley de potencia, R_f es relación de falla, P_a es la presión atmosférica, B_i es el módulo de compresibilidad volumétrica inicial, ϵ_u es la deformación volumétrica última, c es la resistencia cohesiva del material, ϕ_0 es el ángulo de fricción inicial y $\Delta\phi$ es la reducción de ϕ por cada diez incrementos en σ_3 .

Selig [52] propuso una serie de parámetros que pueden describir diferentes materiales de relleno en función del tipo de suelo y porcentaje de captación para el modelo de Duncan-Selig, tabla 4.6.

Tabla 4.6 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Duncan-Selig [52].

Tipo de suelo	Compactación estándar (%)	Densidad lb/ft ³	K	n	R_f	B_i/P_a	ε_u	c	ϕ_0	$\Delta\phi$
Arena con grava (SW)	95	141	950	0.60	0.70	74.8	0.02	0	48	8
	90	134	640	0.43	0.75	40.8	0.05	0	42	4
	85	126	450	0.35	0.80	12.7	0.08	0	38	2
	80	119	320	0.35	0.83	6.1	0.11	0	36	1
	60	91	54	0.85	0.90	1.7	0.23	0	29	0
Limo arenoso (ML)	95	127	440	0.40	0.95	48.3	0.06	4.0	34	0
	90	120	200	0.26	0.89	18.4	0.10	3.5	32	0
	85	114	110	0.25	0.85	9.5	0.14	3.0	30	0
	80	107	75	0.25	0.80	5.1	0.19	2.5	28	0
	60	66	16	0.95	0.55	1.3	0.43	0	23	0
Arcilla limosa (CL)	95	119	120	0.45	1.00	21.1	0.13	9.0	15	4
	90	112	75	0.54	0.94	10.2	0.17	7.0	17	7
	85	106	50	0.60	0.90	5.2	0.21	6.0	18	8
	80	100	35	0.66	0.87	3.5	0.25	5.0	19	8.5
	60	56	16	0.95	0.75	0.7	0.55	0	23	11

Por otra parte, Brinkgreve [12] describió al modelo Hardening Soil como un modelo de segundo orden que puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de tipos de suelo más blandos, como arcillas y sedimentos. Este modelo constitutivo puede ser utilizado para modelar el endurecimiento por esfuerzo cortante y de compresión [12].

Los parámetros que describen al modelo Hardening Soil se definen como: c es la resistencia cohesiva del material, ϕ es el ángulo de fricción del material, ψ es el ángulo de dilatancia, E_{50}^{ref} es el esfuerzo plástico debido a la carga desviadora primaria, E_{oed}^{ref} es el esfuerzo plástico debido a la compresión primaria, m es la rigidez dependiente del esfuerzo de acuerdo con una ley de potencia; ($E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) y $\nu_{ur}^{ref} = 0.2$, son los parámetros elásticos de carga y descarga, p^{ref} es la presión de confinamiento de referencia que se utilizó en la ley de potencia, $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$ (valor para consolidación normal), R_f es la relación de falla y σ_t es el esfuerzo de tensión.

Heger [54] utilizó los parámetros de la Tabla 4.7 para realizar simulaciones numéricas de pruebas triaxiales. Se obtuvieron resultados idénticos con suelos SW85 y SW90 entre el modelo de Duncan-

Selig y el de Hardening Soil, mientras que para ML85 la rigidez debida al modelo Hardening Soil es ligeramente menor y para CL85 la rigidez es significativamente mayor.

Tabla 4.7 Parámetros del suelo de relleno para el modelo de Hardening Soil [54].

Parámetros de entrada	SW85	SW90	ML85	CL85
c (psi)	0.001	0.001	3	6
ϕ (deg)	39.7	45.5	30	24.9
ψ (deg)	9.7	15.5	0	0
E_{50}^{ref} (psi)	3308	4704	633	161
E_{oed}^{ref} (psi)	3308	4704	633	161
m	0.35	0.75	0.25	0.6
E_{ur}^{ref} (psi)	9924	14112	1900	482
ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2
R_f	0.8	0.75	0.85	0.9
K_0^{nc}	0.361	0.31	0.5	0.578
σ_r (psi)	0	0	0	0
p^{ref} (psi)	14.7	14.7	14.7	14.7

5. MODELADO NUMÉRICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

5.1 Introducción

Realizar modelos físicos del sistema estructural suelo-tubería importa costos económicos muy altos, ya que se involucra la renta de maquinaria y equipo que se utiliza para mover e instalar las tuberías de gran diámetro, el costo de la propia tubería, las pruebas de laboratorio para verificar porcentajes de compactación y contar con la máquina de ensayo debidamente instrumentado. En cambio, realizar simulaciones numéricas, a través del método de los elementos finitos, resulta bastante viable; a pesar de que sus formulaciones matemáticas son muy complejas. Actualmente existen varias opciones de software que facilitan el desarrollo de trabajos de investigación y diseño, entre los más utilizados se encuentra ANSYS.

ANSYS es un software de simulación numérica con aplicación a la ingeniería, utilizado para resolver problemas estructurales, térmicos, de fluidos, electromagnéticos y demás. Actualmente, cuenta con un entorno avanzado de diseño CAD (diseño asistido por computadora), lo que favorece ampliamente el tiempo de elaboración del modelo. Sus alcances dentro del análisis estructural incluyen la solución de problemas no lineales.

En la ingeniería estructural, al trabajar con problemas no lineales, las relaciones matemáticas de equilibrio son demasiado complejas, lo que hace imposible obtener una solución exacta. Por esta razón, es común utilizar un método numérico que dé como resultado una solución aproximada, como lo es el método de los elementos finitos. Una idea básica de este método es dividir la estructura en cuerpos pequeños y geoméricamente simples, para que las ecuaciones de equilibrio de cada elemento puedan escribirse y se resuelvan simultáneamente [29].

El análisis estructural con el método de los elementos finitos apoyados de un software como ANSYS, de manera general se realiza en tres etapas:

- 1) **Pre-proceso.** En esta etapa se crea la geometría del modelo; seguido, se realiza una aproximación discreta a la geometría real de la estructura a través del proceso referido como mallado. Paralelo a esto se definen los materiales con base a las constantes de los modelos constitutivos a emplear. Por último, se configuran cargas (que serán aplicadas en la etapa del proceso) y las condiciones de frontera.

- 2) **Proceso.** En esta etapa se imponen las fuerzas o desplazamientos definidos en el pre-proceso y se obtiene la solución del problema planteado. En un sistema lineal la matriz de rigidez se obtiene una única vez; mientras que para el caso no lineal ésta cambia en cada una de las subetapas.
- 3) **Post-proceso.** Contempla la visualización y listado de los resultados.

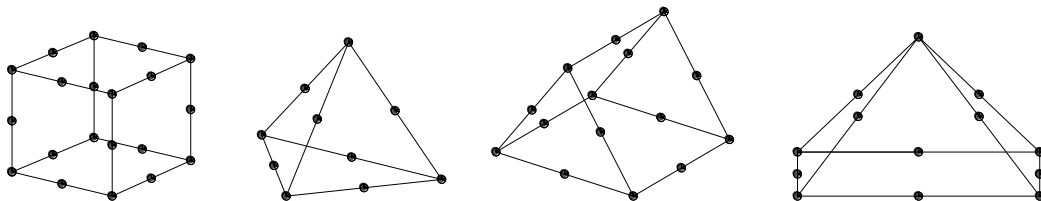
A continuación, se describen las generalidades de los elementos sólidos que se utilizan para el proceso de discretización; también sobre las no linealidades de las estructuras; así como el esquema de solución que se utiliza para el proceso de cálculo. Por último, se desarrolla la forma en que se realizaron los modelos numéricos de la prueba de platos paralelos y de interacción suelo-tubería.

5.2 Elementos sólidos 3D

El método de los elementos finitos se caracteriza por determinar la solución del problema a través de la discretización del problema; esto significa que el dominio real se sustituye por elementos discretos interconectados, conocidos como elementos finitos.

En la práctica del modelado, es más frecuente utilizar elementos sólidos de segundo o tercer orden que los de primer orden. Esto porque el uso de funciones de forma cuadráticas y cúbicas permiten alcanzar un grado de exactitud mayor con un número reducido de elementos, aunque la complejidad de los cálculos aumente [59].

En la discretización o mallado de modelos con una geometría compleja, es preferible utilizar un mallado mixto; esto ayuda a generar una representación más detallada del elemento estructural. Los elementos de segundo orden son: hexaedro con 20 nodos (Hex20), tetraedro de 10 nodos (Tet10), pirámide con base cuadrilateral de 13 nodos (Pyr13), prisma con base triangular de 15 nodos (Wed15), figura 5.1.



(a) (b) (c) (d)

Figura 5.1 Elementos sólidos de segundo orden: (a) Hex20, (b) Tet10, (c) Pyr13 y (d) Wed15.

Por otra parte, en el proceso de discretización o mallado del medio continuo, se deben seguir ciertas recomendaciones en cuanto a la calidad del mallado, esto para evitar introducir errores en el proceso de cálculo. Principalmente se recomienda utilizar la menor cantidad de elementos finitos que capture el fenómeno físico dominante y refinar regiones con grandes gradientes de deformación.

5.3 No-linealidad

Cuando la respuesta de un sistema estructural en cualquiera de sus términos (desplazamientos por ejemplo) es proporcional a las cargas, ésta es llamada estructura lineal. Sin embargo existen otros tipos de estructuras que no cumplen con dicha condición y por esa razón son llamadas estructuras no lineales. Las no linealidades estructurales provienen de tres fuentes: a) debida a grandes deformaciones, también llamada no linealidad de origen geométrica, b) debida a la relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones, también llamada no linealidad del material y b) debida al cambio en las condiciones de frontera de la estructura, también llamada no linealidad de contacto [29].

5.3.1 Geométrica

De acuerdo con la mecánica del medio continuo, el tensor de deformaciones en notación indicial está dado por [3]:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} - \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right] \quad i, j, \in \{1, 2, 3\}$$

Ecuación 5.1.

La teoría de pequeñas deformaciones, elimina la no linealidad geométrica, se basa en dos hipótesis significativas [47]:

- 1) Los desplazamientos son pequeños en comparación con la dimensiones de la estructura.
- 2) Los gradientes de los desplazamientos son muy pequeños (infinitesimales):

$$\frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \ll 1$$

Ecuación 5.2.

por tanto el tensor de deformación está dado por:

$$\varepsilon_{ijk} \cong \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad i, j \in \{1, 2, 3\}$$

Ecuación 5.3.

En un problema de grandes deformaciones existen fuerzas cuyo valor es dependiente del estado deformado de la estructura. Esta dependencia puede afectar en dirección o magnitud a la fuerza, dependiendo de la configuración del sistema estructural. Cuando se espera que, existan grandes deformaciones es necesario considerar la versión completa del tensor de deformaciones. Es importante aclarar que, no hay forma de saber si un análisis de no linealidad geométrica es necesario hasta comparar los resultados de uno que sí lo considere con uno que no lo haga.

La no linealidad geométrica de una estructura hace que su respuesta final, ante un estado de cargas, no pueda calcularse en un solo paso, aplicando la totalidad de la carga de una vez, ni siquiera siguiendo un proceso iterativo [15]. Es necesario por lo tanto seguir un proceso de carga incremental, aplicando las cargas finales paso a paso, por incrementos, y determinando la respuesta para cada uno de esos incrementos.

5.3.2 Material

Como se describió en los capítulos 3 y 4, la linealidad del material se refleja en una deformación proporcional al esfuerzo aplicado. También se explicó que los materiales para los cuales se desarrollan deformaciones permanentes al momento de la descarga, se llaman materiales plásticos. Estos comportamientos se caracterizan por tener una relación no lineal de esfuerzos-deformaciones.

La teoría de la plasticidad plantea que el comportamiento esfuerzo-deformación de un material se puede aproximar mediante tramos de ramas elásticas e inelásticas [47]. Dependiendo de las

pendientes del módulo de elasticidad plástico E^p , se presenta endurecimiento por deformación ($E^p > 0$), plasticidad perfecta ($E^p = 0$) o plasticidad con ablandamiento ($E^p < 0$) [3], figura 5.2.

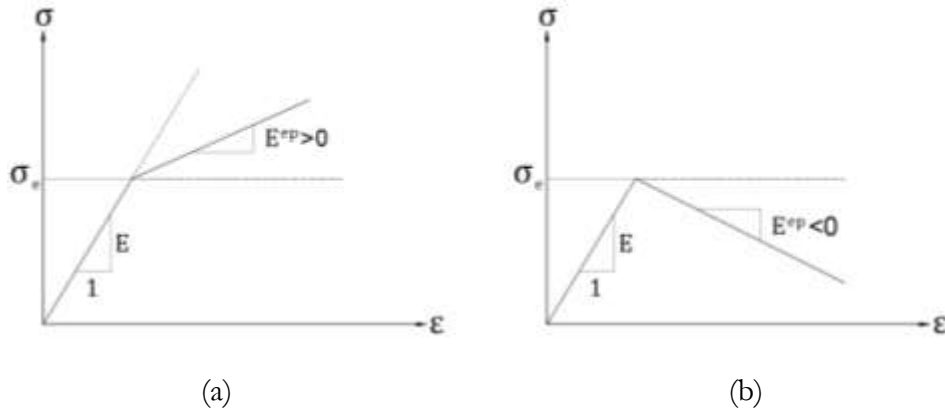


Figura 5.2(a) Plasticidad con endurecimiento por deformación y (b) plasticidad con ablandamiento por deformación [3].

La deformación total ε puede descomponerse en la suma de una deformación elástica, recuperable, ε^e y una deformación plástica, no recuperable, ε^p :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

Ecuación 5.4.

Se define la variable de endurecimiento como α y se relaciona con la deformación plástica mediante:

$$d\alpha = |d\varepsilon^p|$$

Ecuación 5.5.

A través de un proceso monótono creciente, cuando $d\varepsilon^p \geq 0$ la deformación plástica es:

$$\varepsilon^p = \alpha = \int |d\varepsilon^p| = \int d\varepsilon^p$$

Ecuación 5.6.

5.3.3 Contacto

El contacto ocurre cuando dos superficies se tocan entre sí, de forma que se vuelven tangentes. Este fenómeno, es un caso particular de la no linealidad en las condiciones frontera, donde, el estado deformado de la estructura altera la forma en que se transmiten las cargas, figura 5.3.

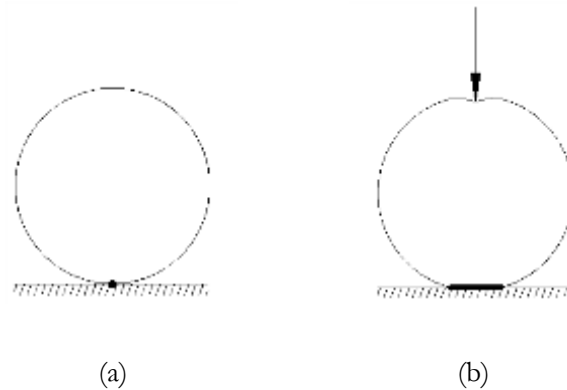


Figura 5.3 Evolución de la zona de contacto, (a) cuerpo no deformado y (b) cuerpo deformado por acción de la carga vertical.

Los problemas de contacto poseen dos dificultades significativas para su solución computacional: se conocen las regiones de contacto hasta que se ha resuelto el problema y la mayoría de problemas de contacto necesitan incluir la fricción [22]. Esto hace que, resolver las ecuaciones de equilibrio que involucran este tipo de no linealidad, se requieran de recursos computacionales elevados adicionales a los empleados para resolver la no linealidad geométrica y del material.

ANSYS cuenta con cinco formas de tratar el contacto: nodo-nodo, superficie-superficie, nodo-superficie, línea-línea y línea-superficie. Además existen tres metodologías diferentes para resolver el problema de contacto:

- 1) **Método de penalización.** En este método se asume la fuerza de contacto a partir de la rigidez de contacto definida por la distancia que existe entre dos nodos pertenecientes a dos cuerpos separados.
- 2) **Multiplicadores de Lagrange.** En este caso la fuerza de contacto se trata como un grado de libertad separado del resto, sin tener que trabajar con rigideces de contacto.
- 3) **Lagrange aumentado.** Es una combinación de los métodos de penalización y multiplicadores de Lagrange.

De igual forma que las otras no linealidades, se deben considerar pasos de carga lo suficientemente pequeños para transferir las fuerzas de contacto de forma suave.

5.3.4 Esquema de solución

Para la implementación del método de los elementos finitos en los problemas no lineales propuestos en este trabajo, es necesario utilizar un esquema de solución en la cual se utilicen ecuaciones linealizadas de equilibrio; además de aplicar la carga de forma incremental.

Cuando la estructura se modela considerando no linealidades, la matriz de rigidez K de la estructura ya no es constante, ésta cambia con los desplazamientos U o fuerzas P impuestos sobre ella [29].

$$K U = P$$

Ecuación 5.7.

Tras la linealización del trabajo virtual, la ecuación incremental de equilibrio de los elementos finitos para toda la estructura en un instante de tiempo t se describe como [15]:

$$\widehat{K}^t \widehat{U} = P^{t+\Delta t} - Q^t$$

Ecuación 5.8.

donde \widehat{K} es la matriz de rigidez tangente de la estructura en el instante t , \widehat{U} es el vector de deformaciones que contiene el incremento entre t y $t + \Delta t$, P es el vector independiente de fuerzas nodales equivalente a las fuerzas externas aplicadas en el instante $t + \Delta t$ y Q es el vector de fuerzas interiores en todos los elementos de la estructura en el instante t .

La matriz de rigidez tangente \widehat{K} está compuesta por la suma de la rigidez material \widehat{K}_D , asociada al incremento de las tensiones sobre el material; y la rigidez geométrica \widehat{K}_σ , relacionada al incremento de las deformaciones unitarias que actúan sobre un estado de tensiones previo.

$$\widehat{K} = \widehat{K}_D + \widehat{K}_\sigma$$

Ecuación 5.9.

Como regla general, es casi imposible encontrar la solución de la ecuación incremental de equilibrio en un solo paso. Dado esto, es necesario recurrir a un procedimiento incremental, en el cual, las

cargas totales son impuestos por incrementos o pasos de carga; buscando en cada uno de éstos el equilibrio de la ecuación incremental mediante un proceso iterativo.

Este proceso iterativo puede dividirse en dos fases:

- 1) *Predicción*. El cual consta de un primer paso que busca la predicción del incremento de deformaciones producido por el incremento de carga, figura 5.4.
- 2) *Corrección*. Los pasos posteriores corresponden a la corrección de las deformaciones, hasta satisfacer el equilibrio en la nueva posición, figura 5.4.

Siendo n el paso de carga, las deformaciones en el instante $n + 1$ se obtienen de la siguiente manera:

$$U_{n+1} = U_n + \Delta U_n$$

Ecuación 5.10.

donde ΔU_n es el incremento de la deformación que se produce en el paso de carga n .

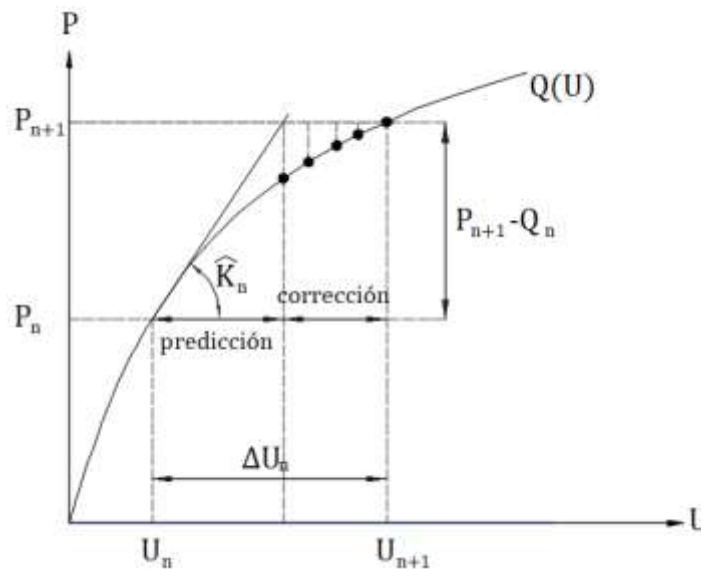


Figura 5.4 Fase de predicción y corrección mediante un método incremental, [15].

ANSYS utiliza el método de Newton-Raphson para resolver problemas no lineales. Este método intenta encontrar el equilibrio en el instante $n + 1$ a partir de un proceso iterativo ($k = 1, 2, \dots$) de predicción-corrección, apoyándose de la solución conocida en el instante n [2], figura 5.5. El incremento de la deformación producido en un incremento de carga, calculada a partir de la ecuación 5.8 es:

$$\hat{K} \Delta U_n = P_{n+1} - Q_n$$

Ecuación 5.11.

El incremento de deformación obtenido con la ecuación 5.11 tiene un error que es reducido mediante el proceso iterativo. Para una iteración k , el residuo de las ecuaciones de equilibrio es:

$$R_{n+1}^k = P_{n+1} - Q_{n+1}^k = 0$$

Ecuación 5.12.

Aplicando el método numérico de Newton-Raphson, el residuo puede obtenerse con base a la iteración anterior $k - 1$, se obtiene como:

$$R_{n+1}^k \approx R_{n+1}^{k-1} + \left(\frac{\partial R_{n+1}^{k-1}}{\partial U} \right) \hat{U}^k = 0$$

Ecuación 5.13.

donde \hat{U}^k es el incremento de la deformación producido en la iteración k :

$$\hat{U}^k = U_{n+1}^k - U_{n+1}^{k-1}$$

Ecuación 5.14

Además, la derivada del residuo se obtiene a partir de la matriz de rigidez tangente:

$$\frac{\partial R_{n+1}^{k-1}}{\partial U} = \hat{K}_{n+1}^{k-1}$$

Ecuación 5.15

Por lo tanto, la ecuación no lineal a resolver es:

$$R_{n+1}^k \approx P_{n+1} - Q_{n+1}^{k-1} + \hat{K}_{n+1}^{k-1} \hat{U}^k = 0$$

Para el inicio de las iteraciones, se utiliza el último estado de equilibrio conocido U_n y Q_n .

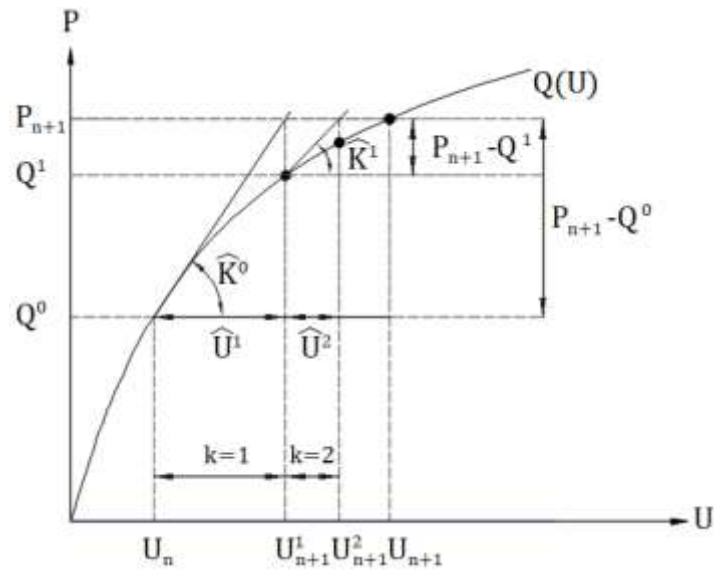


Figura 5.5 Método de Newton-Raphson

Alternativamente se puede utilizar el método de Newton-Raphson modificado, figura 5.6. En algunos casos reduce el costo computacional al utilizar la misma matriz de rigidez tangente en todo el proceso iterativo, sin embargo se incrementa el número de iteraciones para que la solución converja. También es importante mencionar que, puede resultar que este método sea menos rentable.

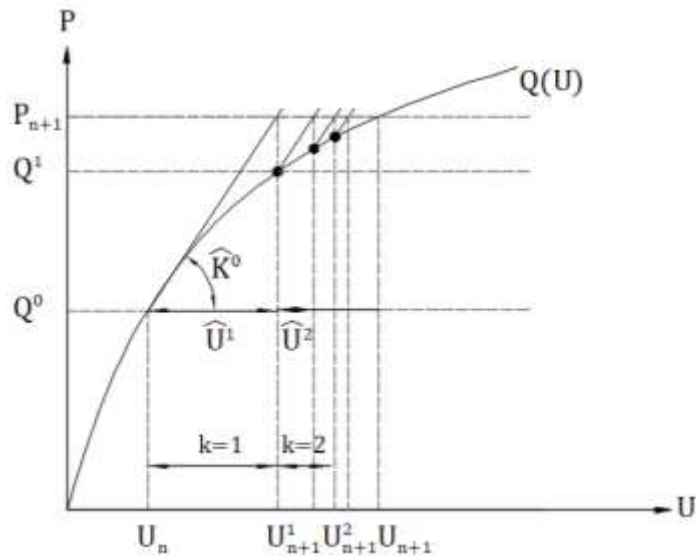


Figura 5.6 Método de Newton-Raphson modificado

5.4 Modelo numérico de la prueba de placas paralelas

La prueba de placas paralelas consiste en ejercer una fuerza vertical sobre un tramo de tubería y así conocer su resistencia. Para esto, se utiliza una máquina de ensayo provista de dos placas de acero puestas en forma paralela que comprimen una muestra de tubería plástica. Durante este ensayo, la placa inferior se fija y la superior se desplaza verticalmente a una velocidad constante hasta alcanzar una deflexión objetivo. Al mismo tiempo, se registra la reacción vertical necesaria para alcanzar cierto nivel de deflexión.

Los modelos numéricos de la tubería corrugada de PEAD que simulan la prueba de placas paralelas, se estudiaron para verificar la validez de los parámetros elásticos y elastoplásticos multilineales del PEAD, obtenidos por Lugo [30] y otros autores, para predecir la respuesta estructural de la tubería. A continuación se describen las condiciones y criterios utilizados para desarrollar las etapas del pre-proceso y proceso de simulación numérica de la prueba de placas paralelas del presente trabajo.

5.4.1 Alcances

Para desarrollar las simulaciones numéricas de la tubería corrugada de PEAD, sometida a la prueba de platos paralelos, se utilizó una tubería de 60 in (1500 mm) de diámetro, manufacturada por la empresa *ADS Mexicana S. A. de C. V.* Los resultados de estos modelos, fueron comparados con los valores obtenidos experimentalmente.

Se desarrollaron un total de 7 modelos, tabla 5.1, los cuales se describen enseguida:

- 1) **PPP-01.** En este modelo se consideró un comportamiento elástico del PEAD; además no se considera la no linealidad geométrica y el problema de contacto.
- 2) **PPP-02.** Este modelo consideró un comportamiento elástico del PEAD y el problema de contacto; pero no considera la no linealidad geométrica.
- 3) **PPP-03.** Este modelo consideró un comportamiento elástico del PEAD, el problema de contacto y la no linealidad geométrica.
- 4) **PPP-04 — 07.** En este conjunto de modelos se incluyó el problema de contacto, la no linealidad geométrica y la no linealidad del material mediante un modelo de elastoplasticidad con endurecimiento ajustada a una curva trilineal construida a partir de datos experimentales de la prueba de tensión axial. Cada uno de estos modelos está relacionado a una curva

esfuerzo-deformación obtenida a una velocidad de deformación de 0.1, 1.0, 10.0 y 100.0 mm/min, correspondientemente.

Tabla 5.1 Consideraciones generales de los modelos de la prueba de placas paralelas

Modelo	No linealidad		
	Material	Geométrica	Contacto
PPP01	✗	✗	✗
PPP02	✗	✗	✓
PPP03	✗	✓	✓
PPP04	✓	✓	✓
PPP05	✓	✓	✓
PPP06	✓	✓	✓
PPP07	✓	✓	✓

5.4.2 Geometría

Para realizar el modelo geométrico en 3D de la tubería corrugada de PEAD, fue necesario conocer detalles en las medidas del perfil de la tubería, como espesores de pared, altura de corruga, distancia entre cresta y valle, etc. Se inspeccionaron fichas y reportes técnicos buscando esta información, inoportuno para este trabajo, no se encontró información sobre la geometría real o de sección equivalente del perfil de la tubería de ADS Mexicana. Debido a esto, se determinó realizar una inspección física, extrayendo muestras a una tubería de 60 in de diámetro (1500 mm) que se instaló para construir una alcantarilla de aguas pluviales (Figura 5.7).



Figura 5.7 Alcantarilla pluvial de tubería corrugada de PEAD

Las muestras de pared de la tubería se extrajeron cuidando que las corrugas fueran completas entre valle y cresta, se cortaron con un ancho de aproximadamente 50 mm y de una longitud de 300 mm, el equivalente a tres corrugas. Posteriormente se midieron espesores y peraltes del perfil de la pared, a través de un vernier analógico, estos datos se promediaron y se idealizaron hasta tener el boceto de la figura 5.8. El diámetro interior del conducto se tomó igual a 1501 mm, dato extraído de la ficha técnica del proveedor de la tubería, figura 5.9.

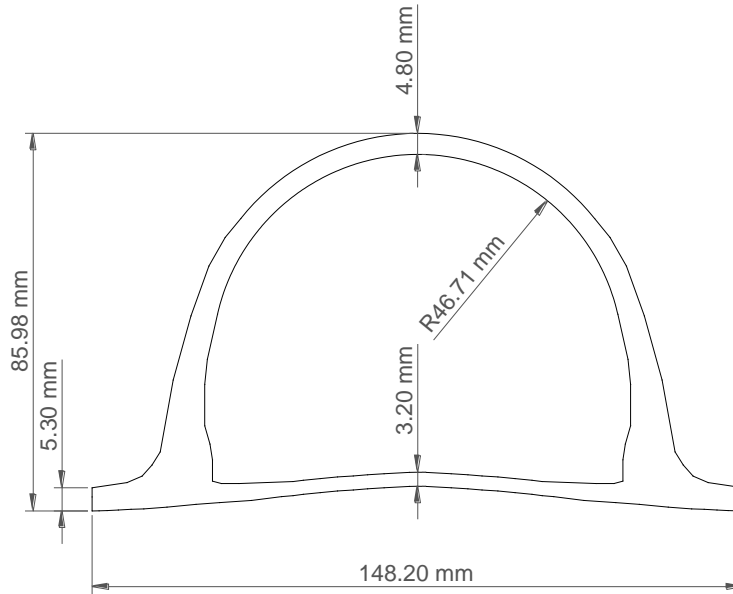


Figura 5.8 Geometría del perfil de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.

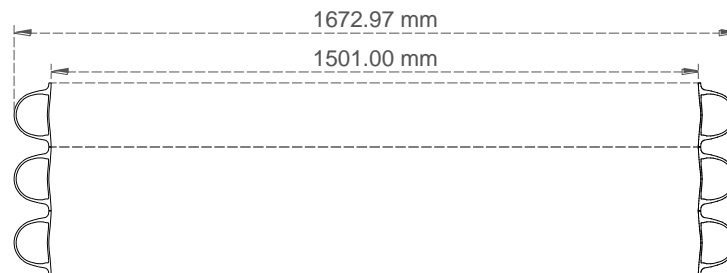


Figura 5.9 Geometría de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.

Nótese que el espesor en el valle de la tubería es de 5.30 mm, al centro de la cresta el espesor de la pared interna es de 3.20 mm y en la pared exterior es de 4.80 mm en promedio. La altura del perfil se promedió en 85.98 mm.

Como primer paso en la elaboración del modelo numérico, se desarrolló la geometría en 3D de la tubería. Para esto, fue necesario digitalizar el boceto en un entorno de diseño CAD de ANSYS 17.0

llamado *Desing Modeler*. Se utilizó un sistema de referencia donde los ejes $x - y$ forman un plano paralelo a la sección transversal de la tubería, en éste se proyecta la forma circular; y por tanto el eje z sirve para desarrollar la longitud de la tubería. El perfil de la tubería de la figura 5.10, se redujo a un número de líneas, tales que, la geometría resultante fue representativa en los cambios de espesores y peraltes. Al mismo tiempo, para facilitar el proceso de mallado, el boceto fue dividido en 13 áreas, que al extruirse, el perfil de la tubería se formará de 13 cuerpos diferentes, figura 5.10.

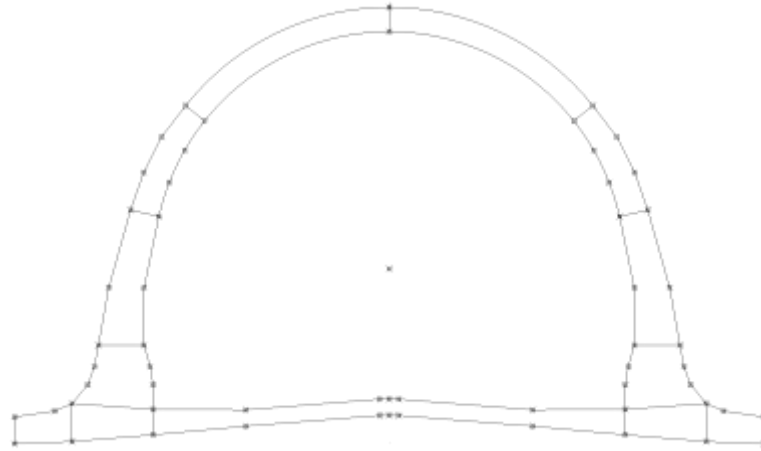


Figura 5.10 Boceto discreto del perfil de la tubería

Posteriormente, la geometría de la coruga fue extruída de forma radial 180° , replicada longitudinalmente 4 veces; con esto se obtuvo la mitad de la tubería con una longitud equivalente a 5 corrugas (741 mm). Dado que, en algunos de estos modelos se considera el problema de contacto, se incluyó, en la geometría 3D, las placas de acero. Las dimensiones de estas placas se tomaron de 836 mm de largo, 741 mm de ancho y 100 mm de espesor, figura 5.11.

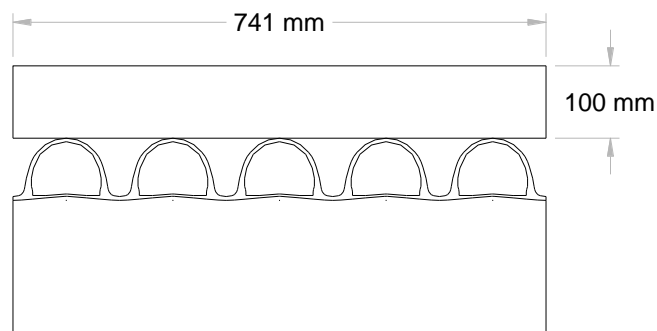


Figura 5.11 Dimensiones de la placa de acero

El modelo geométrico en 3D, de la tubería corrugada y las placas paralelas, se muestra en la figura 5.12.

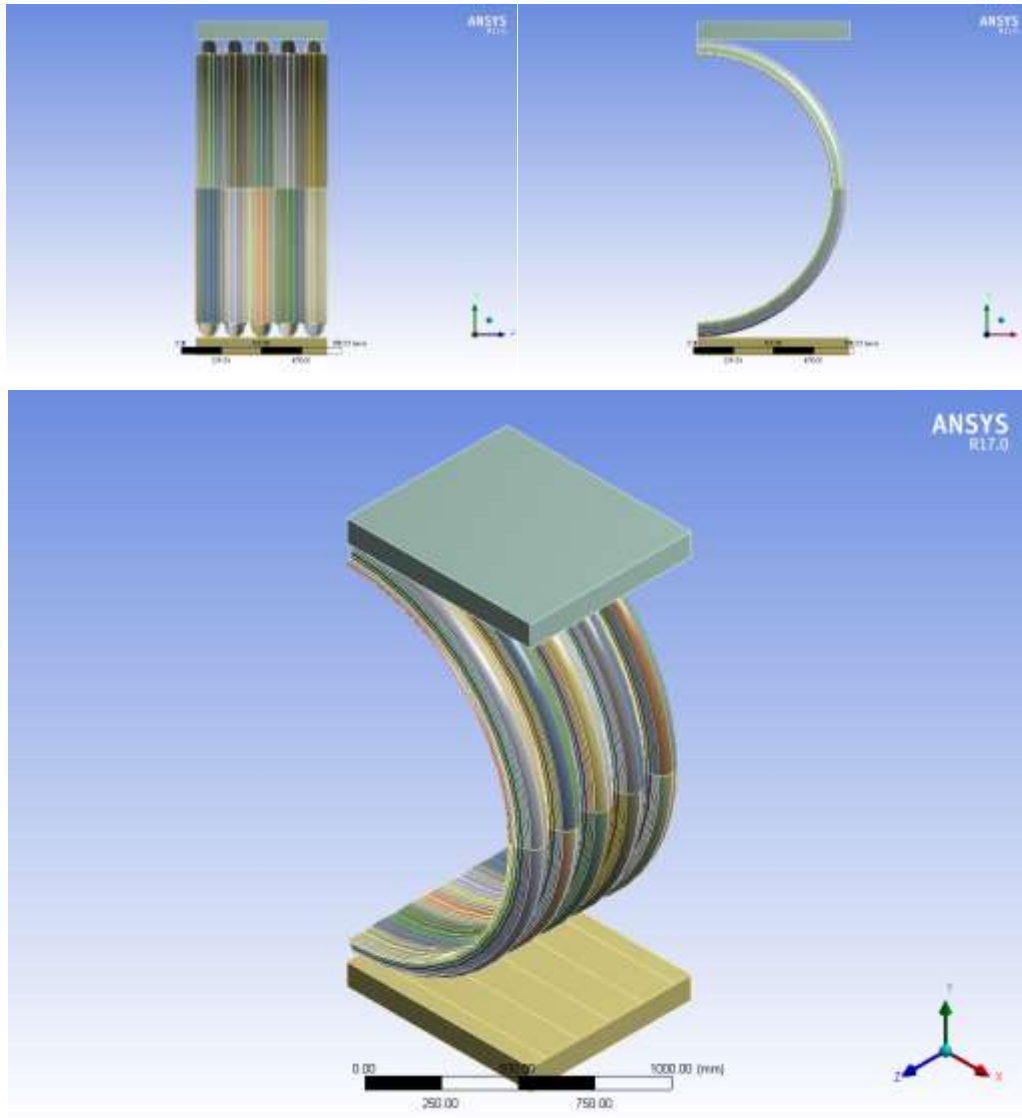


Figura 5.12 Geometría en 3D de la tubería corrugada PEAD de 60 in de diámetro.

5.4.3 Discretización

El proceso de discretización o mallado fue realizado con las herramientas que ANSYS 17.0 provee, sin embargo, se utilizaron criterios para reducir el número de elementos finitos, como por ejemplo, el tipo y tamaño de los elementos sólidos, la simetría del problema, y las condiciones de carga. Por este motivo, surgió una primera pregunta, ¿cuál es el tamaño óptimo de los elementos finitos? Para resolverla, se exploraron trabajos similares; sin embargo, en la mayoría de éstos, se utilizaban tuberías de pared sólida o en su caso, secciones equivalentes.

Puesto que, no se encontró ningún antecedente del modelado numérico de este tipo de tuberías corrugadas, mediante elementos finitos sólidos 3D, que proporcione datos sobre el tamaño de mallado óptimo; se realizaron diferentes discretizaciones, buscando encontrar el mínimo número de elementos para obtener resultados adecuados. Para este fin, fue necesario resolver el problema con parámetros elásticos, utilizando la geometría ya descrita de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.

La discretización de estos modelos preliminares, se realizó con elementos Hex20 en tubería y placas paralelas. Las variaciones se realizaron en el número de divisiones radial nr , y en el espesor de la pared ne , tanto exterior como interior. Para los diferentes modelos, los valores de nr se propusieron de 20, 30, 60, 80, 90 y 100 divisiones; en el caso de ne se plantearon utilizar 1, 2 o 3 capas. El número de elementos hexaedros para estos casos varió ascendentemente de 4800 a 78000.

Los materiales utilizados fueron el PEAD en la tubería corrugada y acero para las placas paralelas, los parámetros elásticos se muestran en la tabla 5.2. Por otra parte, las condiciones de apoyo y el problema de contacto para estos modelos, se describen en el apartado 5.1.5. La carga total aplicada fue de 3250 kN , en 20 incrementos iguales, buscando una deflexión entre 3-5%.

Tabla 5.2 Parámetros elásticos para el análisis de discretización

	E (Mpa)	ν
PEAD	1100	0.42
Acero	200000	0.30

Los resultados se dan a conocer en términos de desplazamiento máximo (mm) y de esfuerzos equivalentes (MPa) utilizando el criterio de von-Mises. Estos valores se comparan con el modelo numérico de mayor número de elementos hexaedros (error relativo), tabla 5.3 y figura 5.13.

Tabla 5.3 Número de elementos hexaedros - Error relativo de términos de desplazamiento máximo y esfuerzo equivalente (von-Mises), obtenidos del análisis de discretización.

nr	ne	Número de elementos	$D_{m\acute{a}x}$ (mm)	Error relativo	σ_e (Mpa)	Error relativo
20	1	4800	57.589	1.79%	11.186	33.15%
30	1	7200	58.144	0.84%	12.578	24.83%
60	1	14400	58.681	-0.08%	17.478	-4.45%
80	1	19200	58.609	0.05%	16.388	2.06%
90	1	21600	58.612	0.04%	16.459	1.64%
100	1	24000	58.617	0.03%	17.161	-2.56%
30	2	15000	58.053	0.99%	12.476	25.44%
60	2	30000	58.686	-0.09%	17.166	-2.59%
80	2	40000	58.612	0.04%	16.566	1.00%
90	2	45000	58.617	0.03%	16.638	0.57%
100	2	50000	58.621	0.03%	17.011	-1.66%
30	3	23400	58.157	0.82%	12.434	25.69%
60	3	46800	58.703	-0.11%	17.000	-1.60%
80	3	62400	58.627	0.02%	16.316	2.49%
90	3	70200	58.632	0.01%	16.375	2.14%
100	3	78000	58.636	0.00%	16.733	0.00%

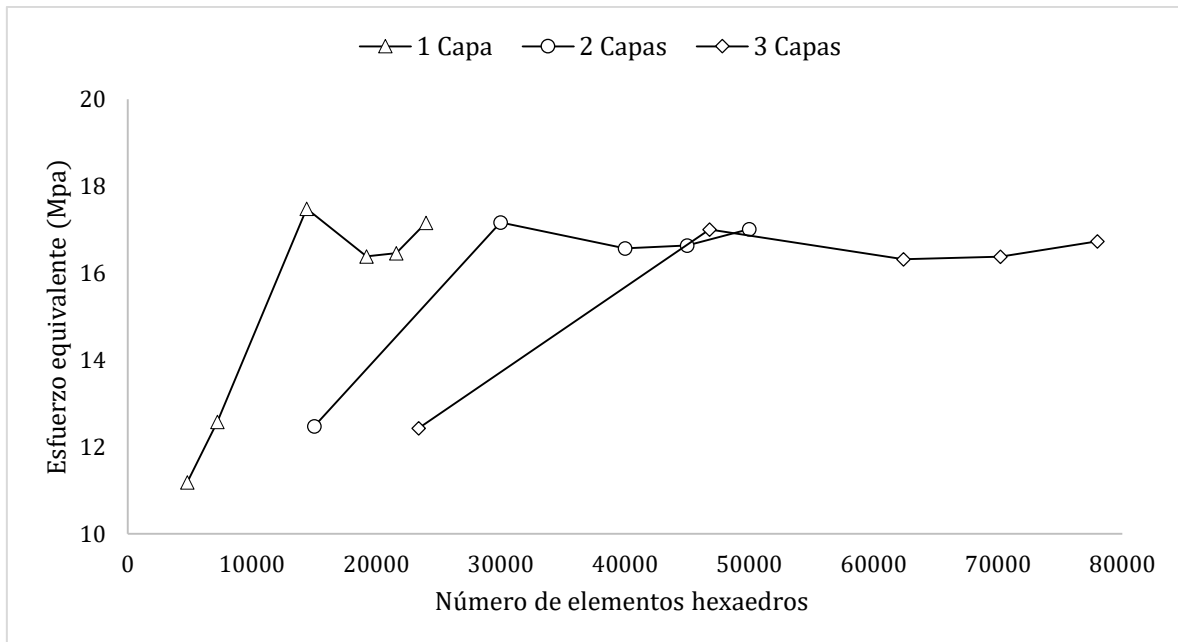


Figura 5.13 Gráfica número de elementos hexaedros - esfuerzo máximo.

Finalmente, se concluyó que el costo computacional también es un factor importante a considerar. A pesar de que el modelo de placas paralelas, en número de elementos finitos es pequeño, los modelos de interacción suelo-tubería no lo son; en éstos, se considera una longitud de tubería mayor; además se incluyen otros elementos en el modelo, como la superficie de rodamiento y las diferentes zonas de la zanja. Debido a esto, para la discretización de todos los modelos numéricos de la prueba de placas paralelas se utilizó una división radial nr de 60 elementos y en espesor de paredes ne de 1, generando un total de 14400 elementos finitos tipo Hex20, figura 5.14.

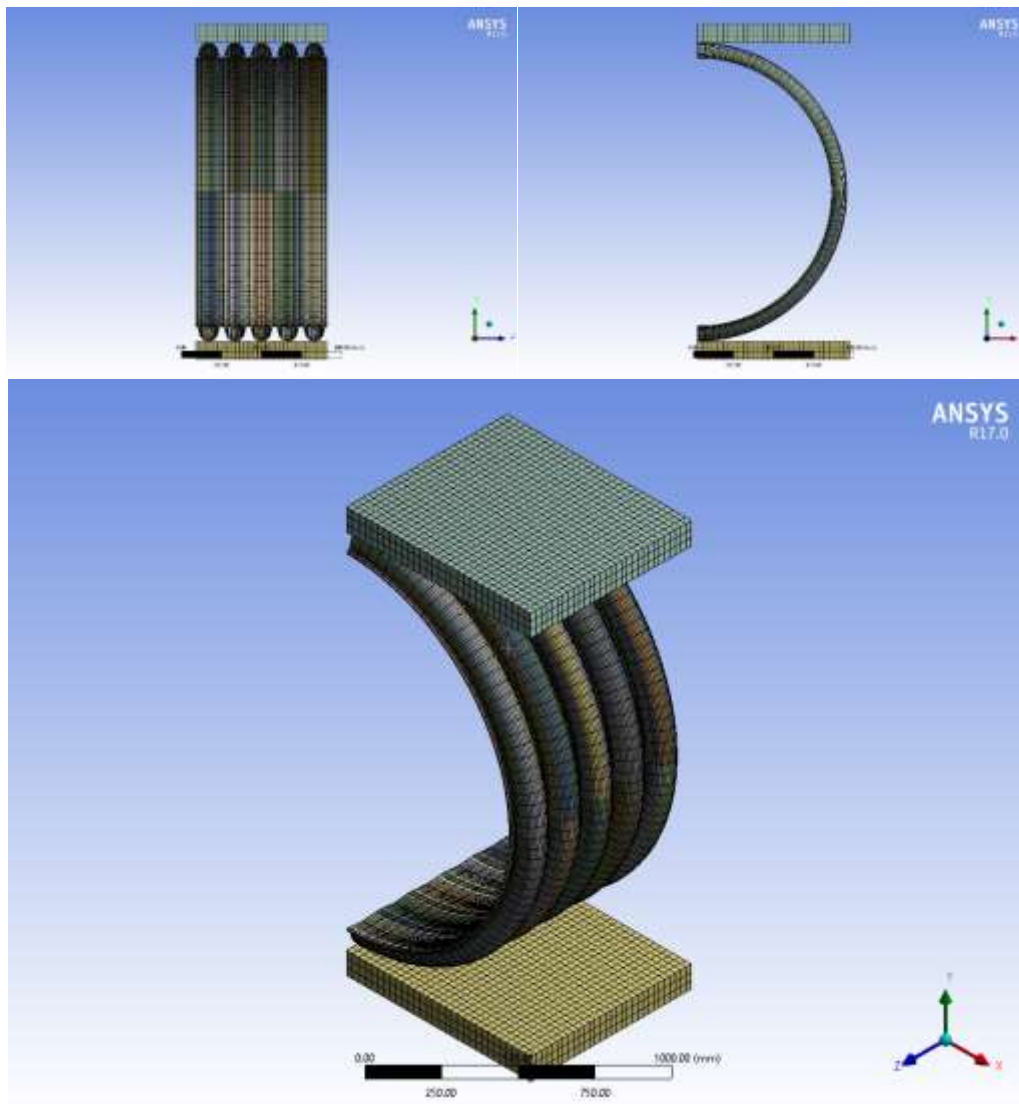


Figura 5.14 Mallado del modelo numérico de la prueba de placas paralelas.

5.4.4 Propiedades de los materiales

De los múltiples modelos constitutivos revisados como candidatos de este trabajo para modelar el comportamiento mecánico del PEAD; se encontraron diferentes propuestas de los parámetros que describen un comportamiento elástico y lineal; en cambio, existen limitadas propuestas para describirlo mediante modelos de comportamiento elastoplástico, viscoelástico y viscoplástico. A continuación se discute dicha información.

En relación al modelo elástico, el valor mínimo del módulo de elasticidad recomendado por AASTHO [4], es de **758 Mpa** para condiciones inmediatas; y de **152 Mpa** a un horizonte de 50 años. Sin embargo se observó que, dicho valor se encuentra muy por debajo del valor real, esto con base a los resultados preliminares del modelo numérico, comparados con los valores obtenidos de la prueba experimental. Finalmente, se optó por retomar los valores experimentales obtenidos por Lugo [30] y calcular los módulos elásticos secantes a una deformación unitaria de 0.01, tabla 5.4. La ventaja de esta propuesta es que se tienen parámetros elásticos relacionados con diferentes velocidades de deformación. Para nuestros fines, se consideró el correspondiente a una velocidad de deformación de 10 mm/min. Para el valor del módulo de Poisson, se propuso utilizar un valor de 0.46; esto basado en los trabajos similares de simulación numérica de McGrath [34].

Tabla 5.4 Parámetros elásticos del PEAD para diferentes velocidades de deformación.

Velocidad de Deformación	E (Mpa)	ν
mm/min		
0.1	631.467	0.46
1	837.598	0.46
10	974.726	0.46
100	1120.344	0.46

Por otra parte, con la información presentada de la tabla 3.1, sobre los resultados experimentales obtenidos por Lugo [30] del PEAD, se construyeron curvas trilineales esfuerzo-deformación, cada una de éstas está relacionada a una velocidad de deformación específica, tabla 5.5 y figura 5.15. Vale la pena señalar que la velocidad de deformación a la que se realiza la prueba de placas paralelas es del dos por ciento del diámetro por minuto equivalente a 30 mm/min [45]; por esto, se espera que el modelo numérico que está alimentado con parámetros del PEAD a una velocidad de 10 mm/min, arroje el mejor ajuste comparada con la prueba experimental.

Tabla 5.5 Resultados obtenidos de las curvas esfuerzo - deformación para diferentes velocidades de deformación en sentido longitudinal al de la extrusión y una temperatura de 25° C [30].

Velocidad de Deformación	Deformación	Esfuerzo	Deformación	Esfuerzo	Deformación Máxima	Esfuerzo
<i>mm/min</i>		<i>Mpa</i>		<i>Mpa</i>		<i>Mpa</i>
0.1	0.002	1.463	0.010	6.315	0.116711	16.542
1	0.002	2.088	0.010	8.376	0.103178	20.183
10	0.002	2.179	0.010	9.747	0.084400	24.844
100	0.002	2.509	0.010	11.203	0.076200	27.705

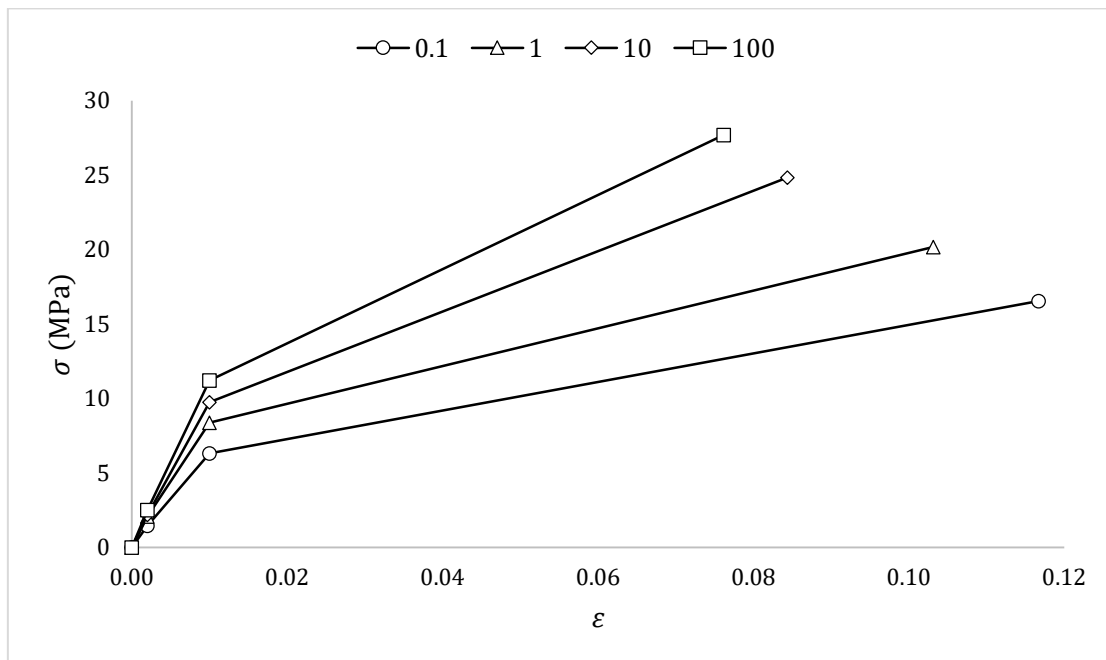


Figura 5.15 Curvas esfuerzo-deformación en tensión con orientación transversal a diferentes velocidades de deformación (mm/min), construidas con la información de la tabla 5.7.

Cabe mencionar que, para fines prácticos, puede considerarse un comportamiento isótropo, ya que, como se describió en el capítulo 3.3.2, los resultados obtenidos en las pruebas de tensión axial, realizadas en sentido transversal y longitudinal, muestran que el comportamiento anisótropo afecta en menor medida en un ambiente de trabajo de 25°C.

Moore y Hu [39] presentaron una propuesta viscoelástica utilizando una serie de elementos Kelvin y un resorte independiente. Además, Chehab y Moore [16] presentaron un modelo lineal-viscoelástico-viscoplástico para estimar la respuesta ante carga cíclica del PEAD. Sin embargo, después de analizar el costo computacional y los alcances de este trabajo; se concluyó no considerar las propuestas viscoelástica y viscoplástica, ya que resulta más complejo llevarlos a la práctica, y esto

es porque, aunque existe información sobre la forma de crear materiales nuevos en ANSYS, queda fuera de los alcances de esta tesis.

También se consideró que, como en el análisis numérico de este trabajo, sólo se tomaría en cuenta el proceso de carga y no el de descarga, un modelo elastoplástico multilíneal generaba buenos resultados. Por estas razones, en los presentes modelos numéricos se trabajó con parámetros elásticos cuando no se considera un comportamiento lineal del PEAD y con modelos de plasticidad con endurecimiento por deformación cuando se considera un comportamiento no lineal del PEAD.

Para el caso del acero, utilizado en las placas paralelas, se consideró un comportamiento elástico en todos los modelos, estos parámetros pueden consultarse en la tabla 5.2.

5.4.5 Condiciones de Apoyo

La prueba de platos paralelos, consta de 3 cuerpos: la tubería y dos placas paralelas. Cada uno de éstos contiene sus propias condiciones de apoyo:

- 1) Placa inferior. Ésta fue empotrada en la base.
- 2) Placa superior. Ésta quedó libre de desplazarse en sentido vertical y , y restringida al movimiento horizontal en x y z .
- 3) Tubería. Dado que se trabajó con un modelo simétrico se restringió el desplazamiento normal al plano de simetría $y - z$.

Puesto que se consideró el problema de contacto, al resolver los modelos numéricos, las condiciones de apoyo de la tubería varían de acuerdo al paso de carga. Para esto se consideró un contacto friccionante, con valor de $\mu = 0.1$.

5.4.6 Condiciones de Carga

Se adopta una condición de carga incremental para poder resolver los diferentes problemas no lineales. Para esto, se impuso un desplazamiento vertical en la placa superior, que inició en la posición original del modelo geométrico y terminó cuando alcanzó 600.00 mm de deflexión (aproximadamente el 40% del diámetro interior de la tubería). La carga, o en este caso

desplazamiento vertical, se aplicó en 360 incrementos (1.667 mm); con excepción del primer modelo que se considera completamente lineal y en el que la carga se aplicó en un solo paso. El número de pasos se definió de acuerdo a pruebas hechas en modelos preliminares, buscando que los resultados no presentaran oscilaciones de la respuesta debidas a inestabilidades numéricas.

5.5 Modelo numérico de la interacción suelo-estructura

El fenómeno de interacción suelo-estructura en tuberías corrugadas de PEAD, así como su capacidad de soportar grandes profundidades de instalación y cargas vivas vehiculares, se estudiaron mediante modelos numéricos resueltos utilizando el método de los elementos finitos. En éstos, se consideraron diferentes condiciones de instalación y parámetros del PEAD correspondientes a condiciones inmediatas y a largo plazo.

5.5.1 Alcances

Se tomaron algunas consideraciones para que las condiciones del modelo fueran similares a las de instalación; entre éstas, se resalta que se utilizó el perfil real de la tubería corrugada PEAD, se tomó la sección zanja congruente con las prácticas actuales de instalación y se incluyó la estructura de pavimento.

Inicialmente, se trató de seguir el esquema utilizado en el modelado de la prueba de platos paralelos, donde se analizaron la influencia de las diferentes no linealidades; sin embargo estos modelos numéricos de interacción suelo-tubería fueron mucho más robustos, por ende, sólo se abarcaron mayormente condiciones lineales, descartándose los problemas de la no linealidad geométrica y de contacto; y sólo se generaron dos modelos con plasticidad.

En los modelos elásticos, se incluyeron dos condiciones de suelo nativo; en el primero se utilizó un material tipo SW85 (suelo firme) y el segundo un suelo ML85 (suelo blando) para verificar la aportación del suelo nativo en el sistema estructura suelo – tubería. Además, para cada uno de éstos, se realizaron diferentes combinaciones en el material que soporta la tubería (plantilla, acostillado y desplante suave), examinándose la respuesta para materiales tipo SW95, SW85, ML95 y ML85. Al

mismo tiempo, dentro de cada una de éstas, se utilizaron profundidades que varían de 0.6 a 8.0 metros de colchón de instalación.

De acuerdo con la información que se presentó en el capítulo 3, es necesario considerar dos condiciones en las propiedades del PEAD: uno a corto plazo, que considera la resistencia inmediata del PEAD y otro a largo plazo, que involucra parámetros reducidos por efecto de relajación. Las combinaciones de los modelos lineales se enlistan en la tabla 5.6 y 5.7.

Tabla 5.6 Tipos de suelo utilizados en los modelos para condiciones a corto plazo.

Modelo	Material	
	Nativo	Soporte
ISE01-AI	SW85	SW95
ISE01-AII	SW85	SW85
ISE01-AIII	SW85	ML95
ISE01-AIV	SW85	ML85
ISE01-AI	ML85	SW95
ISE01-AII	ML85	SW85
ISE01-AIII	ML85	ML95
ISE01-AIV	ML85	ML85

Tabla 5.7 Tipos de suelo utilizados en los modelos para condiciones a 50 años.

Modelo	Material	
	Nativo	Soporte
ISE02-AI	SW85	SW95
ISE02-AII	SW85	SW85
ISE02-AIII	SW85	ML95
ISE02-AIV	SW85	ML85
ISE02-AI	ML85	SW95
ISE02-AII	ML85	SW85
ISE02-AIII	ML85	ML95
ISE02-AIV	ML85	ML85

En el caso de los modelos en los que se consideró la no linealidad del material, los alcances de este trabajo fueron menores, ya que, por el tiempo de análisis y los recursos computacionales necesarios para resolver los modelos numéricos, sólo se plantearon dos condiciones; en éstas, ambos comparten profundidad de instalación (0.60 m), geometría, tipo de materiales, condiciones de apoyo y magnitudes de carga vehicular; la diferencia entre éstos, radica en contemplar los pesos de los materiales. La finalidad de estos modelos es conocer cuánto influye el comportamiento no lineal

del PEAD en la respuesta estructural. Los tipos de suelo nativo que se consideraron en estos modelos fueron tipo SW85, tabla 5.8.

Tabla 5.8 Tipos de suelo utilizados en los modelos no lineales de interacción suelo-tubería.

Modelo	Material	
	Nativo	Soporte
ISE03-AII-01	SW85	SW85
ISE03-AII-02	SW85	SW85

Es importante aclarar que, en ninguno de estos modelos se realizó un análisis dinámico de repetición de cargas; más bien, podría describirse sólo como un análisis cuasi-estático en el caso de los modelos no lineales y estáticos para los lineales.

5.5.2 Geometría

El modelo geométrico en 3D del sistema suelo-tubería, incluye la geometría de la tubería, las diferentes zonas de la zanja y la estructura de pavimento; de la misma forma que el modelo de placas paralelas, este modelo se trabajó en un entorno de diseño CAD, en Desing Modeler de ANSYS 17.0.

Los diferentes modelos de suelo-tubería, difieren básicamente en la profundidad de instalación de la tubería PEAD corrugada. La profundidad mínima utilizada en los modelos fue de 0.60, la siguiente profundidad fue de 1.00; posterior a esto, se incrementó 1.00 m en cada modelo hasta llegar a 8.00 m. El semi-ancho de los modelos numéricos es de 5.80 m (más de 3.5 veces el diámetro), esto sobre el eje x ; la profundidad de los diferentes modelos fue de 11.856 m, en dirección del eje z , equivalente a 80 veces el ancho de la corruga. Mientras que la altura total de los modelos numéricos varió entre 9.923 m, 10.923 m y 11.923 m, sobre el eje y , figura 5.16. Estas dimensiones se propusieron con base en recomendaciones hechas por otros autores para el modelado numérico de tuberías enterradas [54].

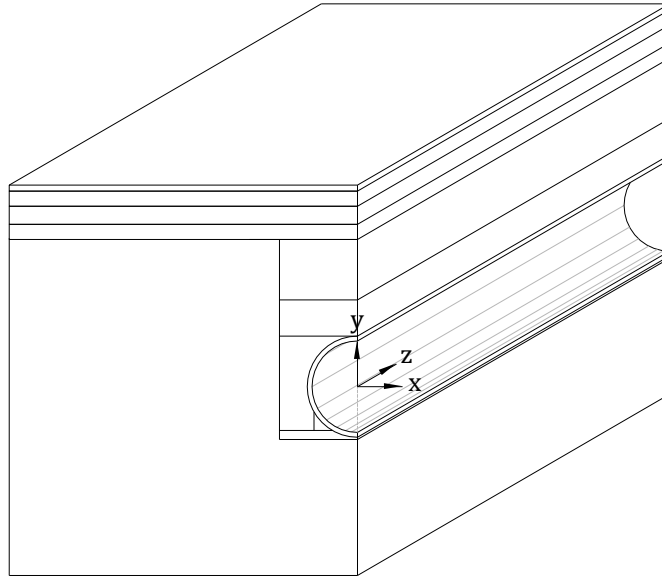


Figura 5.16 Esquema general de la geometría 3D del sistema estructural suelo-tubería.

Para desarrollar la geometría de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro, se utilizó información generada en el modelo numérico de la prueba de placas paralelas; de esto, se ocupó la geometría 3D de una corruga, que posteriormente fue replicada 79 veces, figura 5.17.

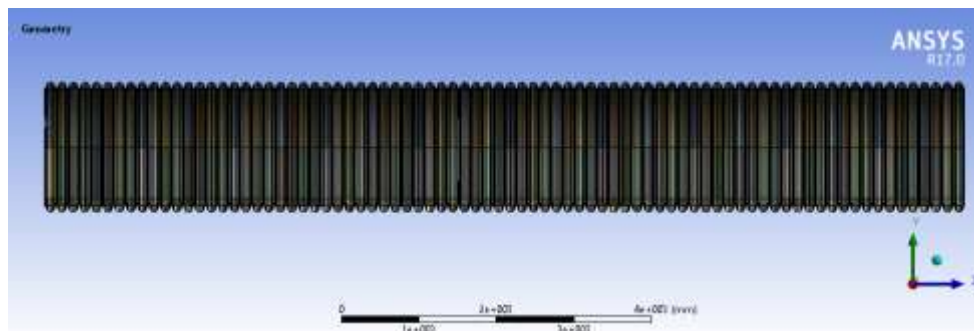


Figura 5.17 Geometría 3D de la tubería corrugada de PEAD de 60 in de diámetro.

La sección zanja utilizada en estos modelos, está basada en recomendaciones hechas por entidades normativas y por el fabricante de la tubería [17-5]. El ancho de la zanja se consideró de 2.60 m. Los espesores de las diferentes zonas de la sección zanja se describen a continuación:

- 7) **Cimentación.** Esta capa no se consideró en la sección zanja de instalación.
- 8) **Plantilla o encamado.** La tubería se desplanto sobre una plantilla de 15 cm de espesor, formando un ángulo de 60° , figura 5.18.

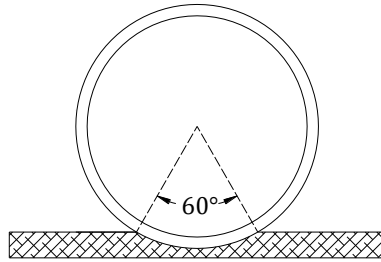


Figura 5.18 Zona de plantilla.

- 9) ***Acostillado***. La altura del acostillado quedó limitada por la plantilla y el lomo de la tubería, con una altura de 1.561 m, figura 5.19.

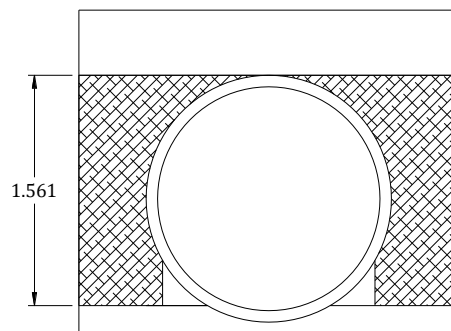


Figura 5.19 Zona de acostillado.

- 10) ***Relleno inicial***. El espesor de relleno inicial se consideró de 0.60 m, cuando la profundidad de entierro de la tubería lo permitió, figura 5.20. En colchones bajos de instalación, ésta fue eliminada.

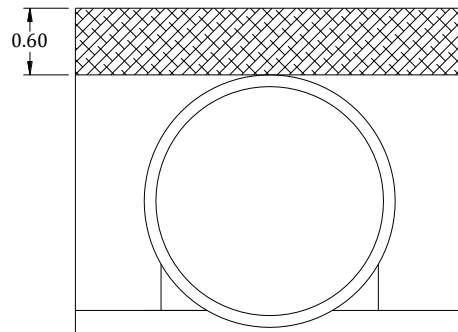


Figura 5.20 Zona de relleno inicial.

- 11) ***Relleno final***. La altura del relleno final depende de la profundidad de instalación de la tubería, figura 5.21. Esta varía de 0.50 a 6.50 m.

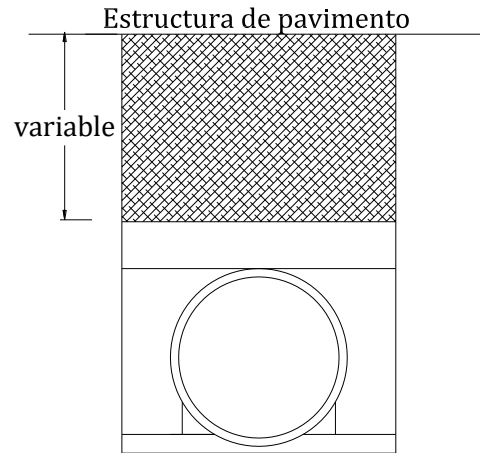


Figura 5.21 Zona de relleno final.

- 12) **Desplante suave.** La zona de desplante suave se delimitó utilizando dos líneas que tienen el origen en el centroide de la tubería y terminan en el diámetro exterior de la tubería. La primera línea de apoyo, corresponde a la que anteriormente se había utilizado para definir el desplante de la tubería sobre la plantilla; la segunda línea se construyó proyectándola 30° fuera del eje de simetría hasta tocar el diámetro exterior de la tubería, en este punto se trazó una línea vertical hasta la plantilla, figura 5.22.

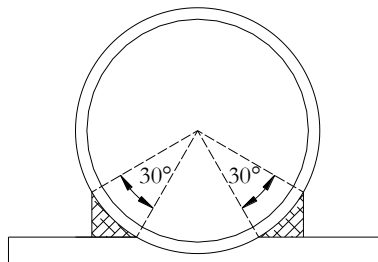


Figura 5.22 Zona de desplante suave.

Para el caso de la estructura de pavimento, se consideró un espesor total de 0.90 m; los espesores de las diferentes capas que la componen, figura 5.23, se describen en seguida:

- 5) *Pavimento asfáltico.* Espesor de capa de 0.10 m.
- 6) *Base.* Espesor de capa de 0.25 m.
- 7) *Subbase.* Espesor de capa de 0.30 m.
- 8) *Subrasante.* Espesor de capa de 0.25 m.

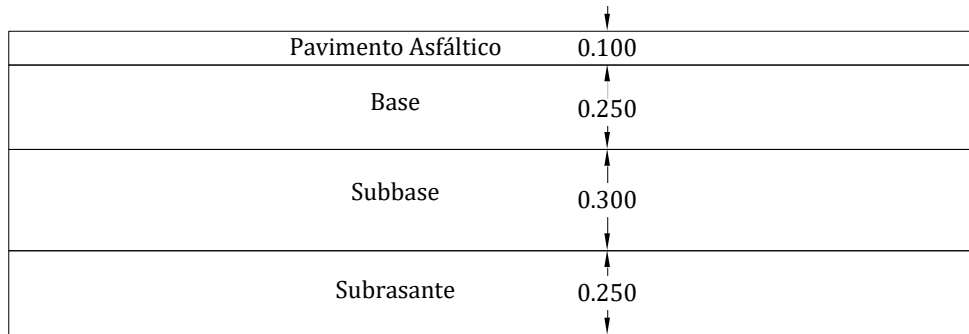


Figura 5.23 Estructura de pavimento.

Retomando la información de la sección zanja y la estructura de pavimento, en la tabla 5.9 se describen las alturas de las capas que conforman la sección zanja de instalación. La profundidad de instalación h de la tubería PEAD corrugada está referida desde el lomo de tubería hasta la superficie de rodamiento. Mientras que la profundidad total de los modelos numéricos, fue descrita como H , figura 5.24.

Tabla 5.9 Alturas de las capas que conforman la zanja de instalación.

Profundidad H (m)	Colchón h (m)	Plantilla (m)	Acostillado (m)	Relleno inicial (m)	Relleno final (m)
9.923	0.600	0.150	1.561	0.000	0.000
9.923	1.000	0.150	1.561	0.100	0.000
9.923	2.000	0.150	1.561	0.600	0.500
9.923	3.000	0.150	1.561	0.600	1.500
9.923	4.000	0.150	1.561	0.600	2.500
9.923	5.000	0.150	1.561	0.600	3.500
9.923	6.000	0.150	1.561	0.600	4.500
10.923	7.000	0.150	1.561	0.600	5.500
11.923	8.000	0.150	1.561	0.600	6.500

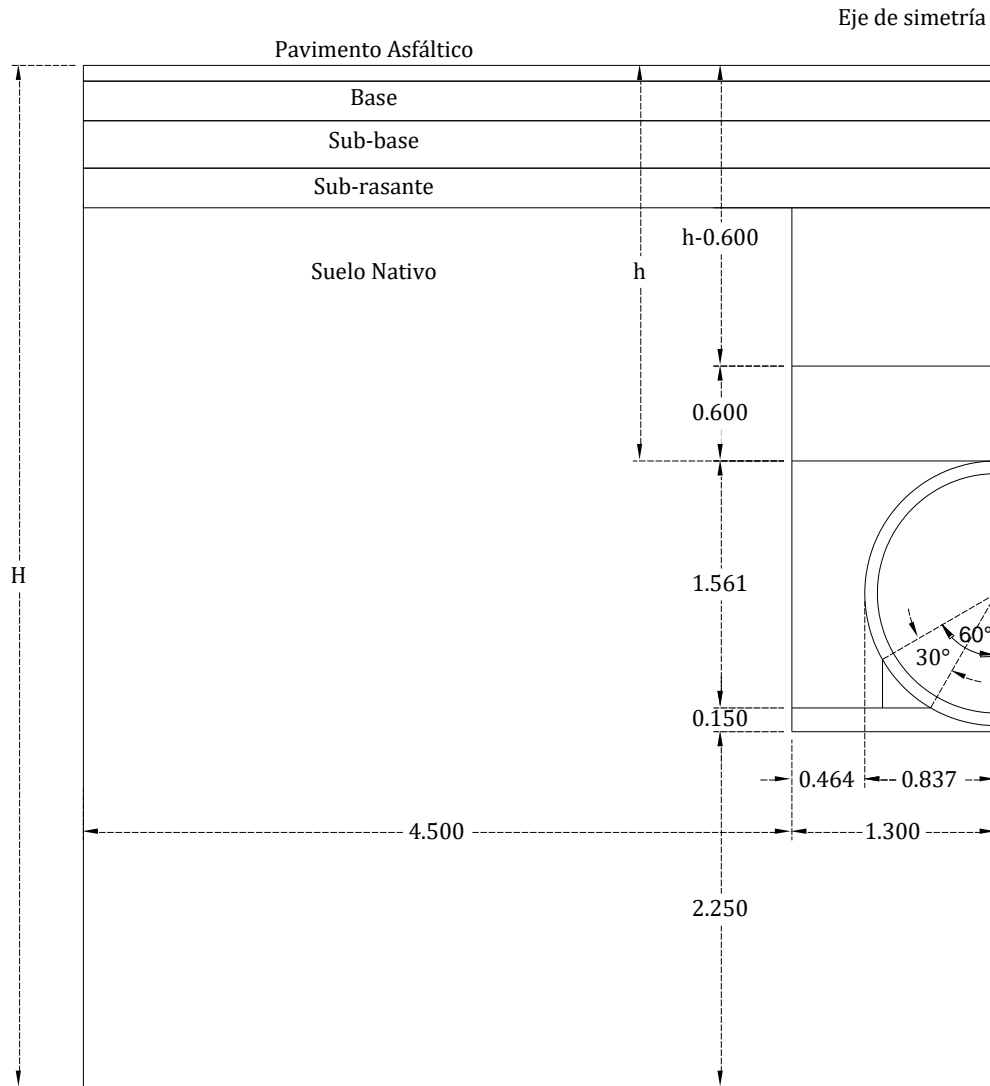


Figura 5.24 Esquema general de la geometría del modelo numérico.

5.5.3 Discretización

En la discretización del sistema suelo-tubería, fue necesario utilizar un mallado mixto, con elementos finitos Hex20, Tet10, Pyr13 y Wed15 (descritos en el capítulo, 5.2); El elemento tipo Hex20 se utilizó para mallar a la tubería y el Tet10 para los diferentes tipos de suelo, así como la estructura de pavimento. El elemento finito tipo Pyr13 y Wed15, fueron utilizados como elementos de transición entre la tubería y el suelo que lo confina. Cabe mencionar, que este proceso se realizó con las herramientas que provee ANSYS 17.0.

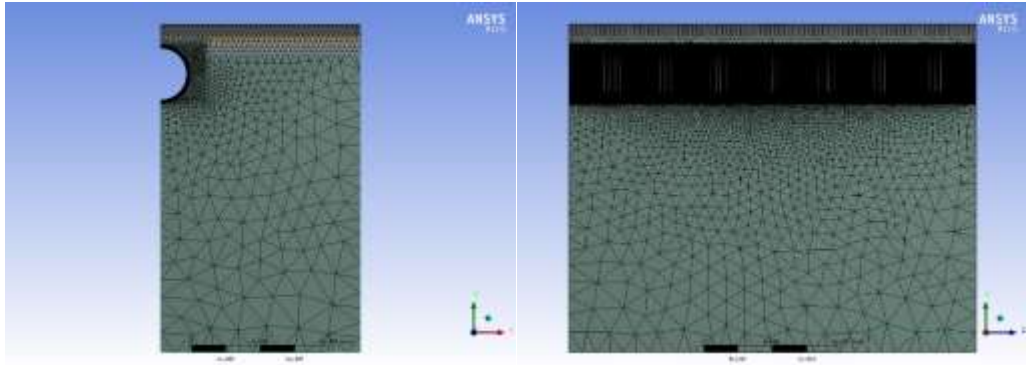
A continuación se describen los criterios generales utilizados para realizar la discretización en las diferentes zonas del modelo suelo-tubería:

- 1) **Tubería.** Se utilizó elementos hexaedros de 20 nodos, dividido radialmente en 60 partes y el espesor de la pared interior y exterior en una sola capa, tal como en los modelos de la tubería en la prueba de platos paralelos.
- 2) **Plantilla, acostillado y desplante suave.** Se utilizaron elementos Pyr13 y Wed15 para la transición del mallado de la tubería y estas zonas de la zanja. Para complementar el mallado, se utilizaron elementos Tet10.
- 3) **Relleno inicial y relleno final.** Se utilizaron elementos Tet10 con tamaño máximo de 50 mm en cada lado.
- 4) **Suelo nativo.** Se utilizaron elementos Tet10, los tamaños de los elementos varían conforme se acerca a las fronteras del modelo.
- 5) **Estructura de pavimento.** Se utilizaron elementos Tet10 con tamaño máximo de 100 mm en cada lado.

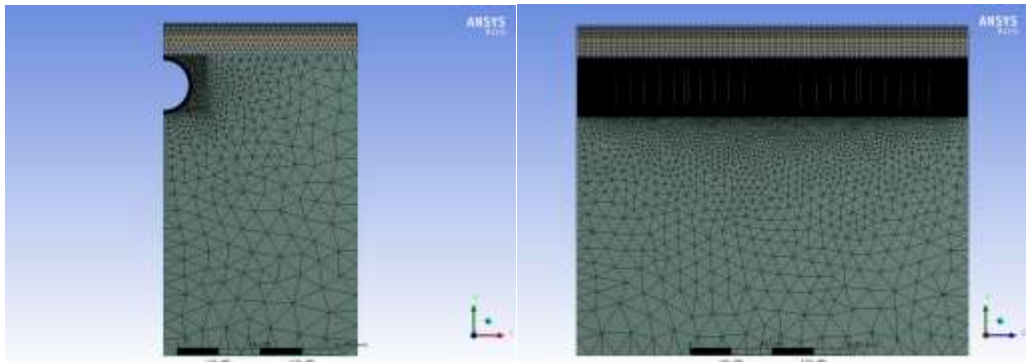
El número total de elementos finitos utilizados en cada modelo cambió de acuerdo con la profundidad de instalación, tabla 5.10 y figura 5.25. Como se observa, estos modelos de elementos finitos resultaron muy robustos, esto se reflejó en el tiempo de mallado y en el de cálculo.

Tabla 5.10 Número de elementos finitos de acuerdo a la profundidad de instalación h.

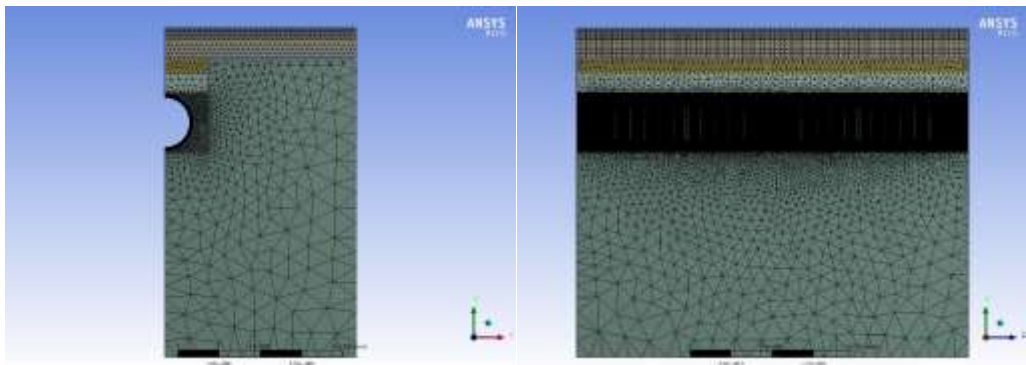
Profundidad h (m)	Total de nodos	Total de elementos finitos	Proporción Jacobiana promedio	Ortogonalidad promedio	Oblicuidad promedio
0.60	5172816	2478224	1.024	0.846	0.267
1.00	4970738	2326394	1.025	0.845	0.271
2.00	5023336	2363994	1.025	0.845	0.270
3.00	5077756	2404065	1.024	0.846	0.270
4.00	5136705	2447469	1.024	0.846	0.269
5.00	5253325	2532672	1.023	0.846	0.268
6.00	5150037	2491339	1.024	0.842	0.275
7.00	5249596	2530248	1.023	0.846	0.268
8.00	5309085	2573917	1.023	0.846	0.267



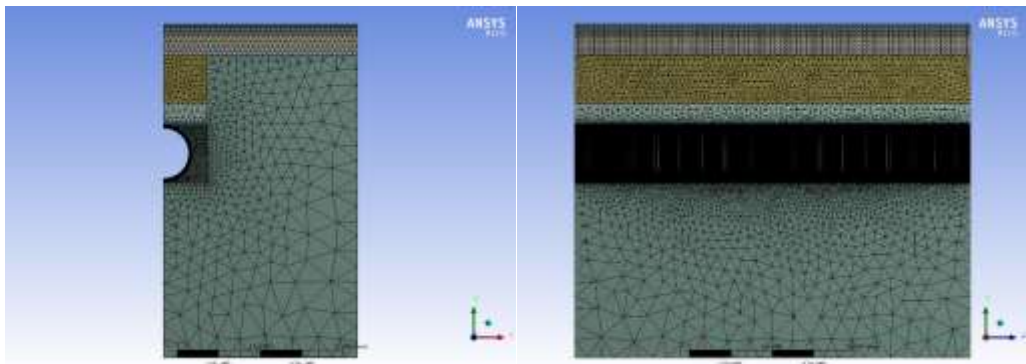
(a)



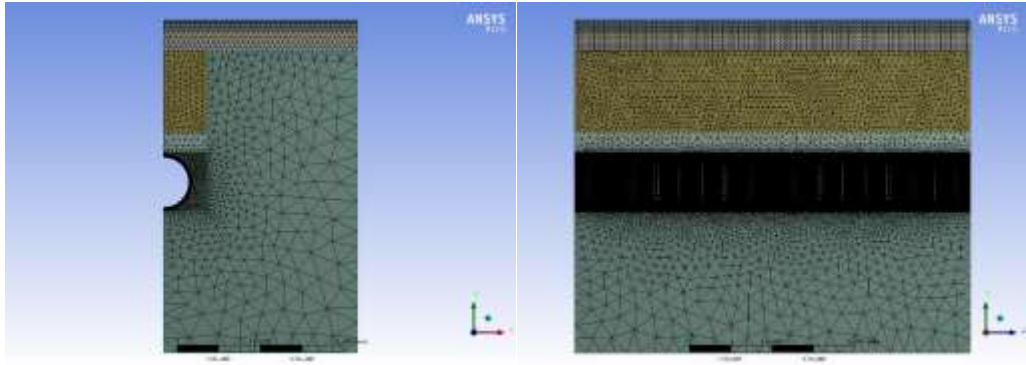
(b)



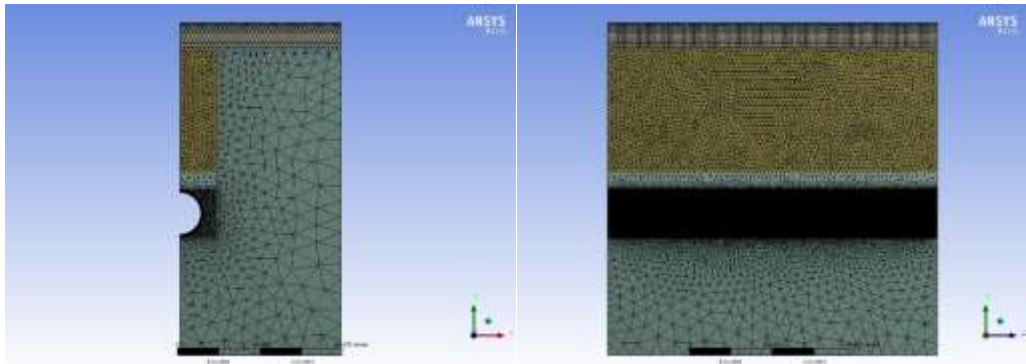
(c)



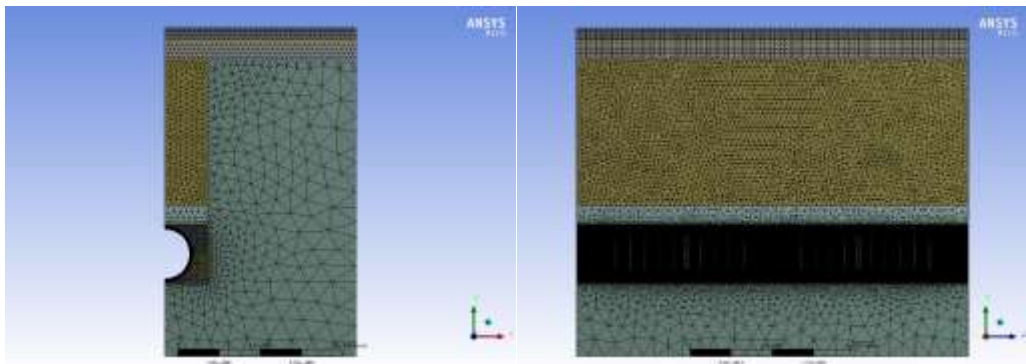
(d)



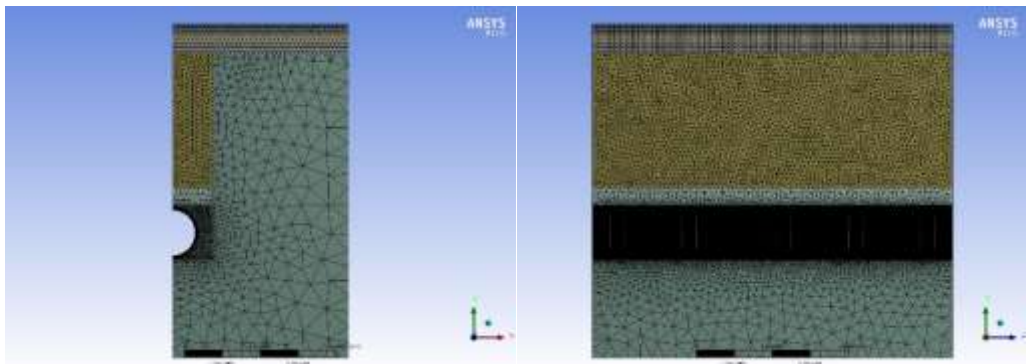
(e)



(f)



(g)



(h)

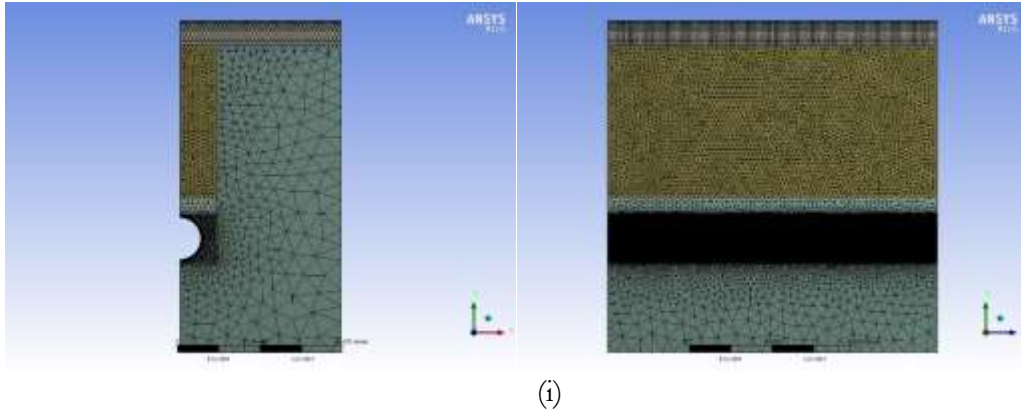


Figura 5.25 Mallado de los modelos suelo-tubería para diferentes colchones de instalación, (a) 0.60 m, (b) 1.00 m, (c) 2.00 m, (d) 3.00 m, (e) 4.00 m, (f) 5.00 m, (g) 6.00 m, (h) 7.00 m y (i) 8.00 m.

Algunos problemas que se tuvieron durante el proceso de mallado, estuvieron arraigados a los índices de ortogonalidad, oblicuidad y con el valor de la proporción Jacobiana, en algunos elementos finitos, principalmente los de transición. Inicialmente se buscó utilizar la menor cantidad de elementos finitos, por lo que en modelos preliminares se planteó una transición rápida; sin embargo, los parámetros de calidad de mallado estaban fuera de los rangos recomendados. Para resolver esta situación se recurrió a utilizar un mallado mixto y discretizar con elementos de menor tamaño las zonas de transición. Los actuales valores de los índices de calidad en el mallado se encuentran en rangos muy aceptables.

5.5.4 Propiedades de los materiales

En estos modelos de interacción suelo-tubería se involucraron diferentes materiales: el PEAD, el suelo nativo, los diferentes materiales de relleno de la zanja y los materiales que comprenden la estructura de pavimento.

McGrath [34] recomienda para simular las condiciones similares a las del proceso constructivo, utilizar valores obtenidos para una velocidad de deformación de 10 mm/min. Con base en esto, se fijaron los parámetros que definen el comportamiento lineal y no lineal del PEAD, tabla 5.11 y 5.12.

Tabla 5.11 Parámetros elásticos del PEAD para los modelos de interacción suelo-tubería.

E (Mpa)	ν
974.726	0.46

Tabla 5.12 Datos curvas esfuerzo-deformación de la curva ajustada trilineal del PEAD, para los modelos de interacción suelo-tubería.

Deformación	Esfuerzo (Mpa)
0.000	0.000
0.002	2.179
0.010	9.747
0.0844	24.844

Dentro de los alcances de este trabajo se planteó analizar dos condiciones de suelo nativo, utilizando un material tipo SW85 (suelo firme) y un material ML85 (suelo blando), las propiedades elásticas de éstos se describen en la tabla 5.13. Estos valores, también fueron utilizados en el relleno inicial y relleno final en la zanja.

Tabla 5.13 Parámetros elásticos para el suelo SW85 y ML85.

Suelo nativo	E (<i>psi</i>)	E (<i>MPa</i>)	ν
SW85	3300.00	22.75	0.19
ML85	850.00	5.86	0.30

En cuanto a la caracterización del comportamiento mecánico de la estructura de pavimento se realizó a través de un comportamiento elástico. Para construir este tipo de estructuras, se utilizan materiales granulares con módulos de elasticidad altos; esto se debe a que su diseño se guía principalmente por la fatiga del material, se busca que las deformaciones ante cualquier carga sean completamente recuperables [21]. En este caso, los valores de las constantes elásticas fueron seleccionados a partir de explorar en proyectos de zonas urbanas, y se acordó utilizar valores promedio, tabla 5.14.

Tabla 5.14 Parámetros elásticos de la estructura de pavimento.

Capa	Material	E (<i>psi</i>)	E (<i>MPa</i>)	ν
Subrasate	SM	8500	58.61	0.45
Subbase	SM	17000	117.21	0.40
Base	GM	28000	193.05	0.40
Pavimento asfáltico	Asfalto	400000	2757.90	0.35

Así mismo, para caracterizar al suelo que conforma cada una de las zonas de la zanja, se utilizaron parámetros elásticos y elastoplásticos, dependiendo si el modelo numérico estaba relacionado a considerar la no linealidad del suelo. En el primer caso, en éste incurren la mayoría de los modelos, las constantes elásticas fueron propuestas a partir de la información generada por Selig [53]; y la reelección se realizó a través del nivel de esfuerzo de confinamiento, calculado a partir de la profundidad de instalación de la tubería y el peso propio del suelo, tabla 5.15.

Tabla 5.15 Parámetros elásticos de los suelos de relleno de la zanja utilizados en los modelos numéricos de interacción suelo-tubería.

Profundidad h (m)	Suelo	Plantilla y acostillado			Desplante suave		
		E (psi)	E (MPa)	v	E (psi)	E (MPa)	v
0.6	SW95	4100	28.27	0.29	410	2.83	0.3
1	SW95	6000	41.37	0.24	600	4.14	0.3
2	SW95	6000	41.37	0.24	600	4.14	0.3
3	SW95	8600	59.29	0.23	860	5.93	0.3
4	SW95	8600	59.29	0.23	860	5.93	0.3
5	SW95	8600	59.29	0.23	860	5.93	0.3
6	SW95	13000	89.63	0.25	1300	8.96	0.3
7	SW95	13000	89.63	0.25	1300	8.96	0.3
8	SW95	13000	89.63	0.25	1300	8.96	0.3
0.6	SW85	2100	14.48	0.21	210	1.45	0.3
1	SW85	2100	14.48	0.21	210	1.45	0.3
2	SW85	2600	17.93	0.19	260	1.79	0.3
3	SW85	3300	22.75	0.19	330	2.28	0.3
4	SW85	3300	22.75	0.19	330	2.28	0.3
5	SW85	3300	22.75	0.19	330	2.28	0.3
6	SW85	3300	22.75	0.19	330	2.28	0.3
7	SW85	4100	28.27	0.23	410	2.83	0.3
8	SW85	4100	28.27	0.23	410	2.83	0.3
0.6	ML95	2500	17.24	0.29	250	1.72	0.3
1	ML95	2500	17.24	0.29	250	1.72	0.3
2	ML95	2900	19.99	0.27	290	2.00	0.3
3	ML95	3200	22.06	0.29	320	2.21	0.3
4	ML95	3200	22.06	0.29	320	2.21	0.3
5	ML95	3200	22.06	0.29	320	2.21	0.3
6	ML95	3200	22.06	0.29	320	2.21	0.3
7	ML95	3700	25.51	0.32	370	2.55	0.3
8	ML95	3700	25.51	0.32	370	2.55	0.3
0.6	ML85	700	4.83	0.24	70	0.48	0.3
1	ML85	700	4.83	0.24	70	0.48	0.3
2	ML85	800	5.52	0.23	80	0.55	0.3
3	ML85	800	5.52	0.23	80	0.55	0.3
4	ML85	850	5.86	0.3	85	0.59	0.3
5	ML85	850	5.86	0.3	85	0.59	0.3
6	ML85	850	5.86	0.3	85	0.59	0.3
7	ML85	900	6.21	0.38	90	0.62	0.3
8	ML85	900	6.21	0.38	90	0.62	0.3

En el caso de los modelos en los que se consideró la no linealidad del suelo, se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Recordando que sólo se planteó una sola profundidad de instalación, los parámetros que describen este modelo se presentan en la tabla 5.16.

Tabla 5.16 Parámetros del modelo de Mohr-Coulomb para suelos utilizados en los modelos numéricos de interacción suelo-tubería.

Suelo	Módulo de elasticidad		Coeficiente de Poisson	Ángulo de fricción	Ángulo de dilatación	Cohesión
	E (psi)	E (MPa)		ϕ (deg)	ψ (deg)	
SW85	2100	14.48	0.26	38	8	0.001

5.5.5 Condiciones de Apoyo

Al modelo numérico suelo-tubería se le impuso condiciones de frontera, tales que, las deformaciones en los límites del modelo ocurrieran sólo en sentido vertical, figura 5.26. Este confinamiento, dentro del ambiente de ANSYS 17.0 se logra al restringir el desplazamiento en dirección normal de cada una de estas caras exteriores de la geometría 3D; esto es válido cuando las dimensiones del modelo son mayores a tres veces el diámetro de la tubería [54].

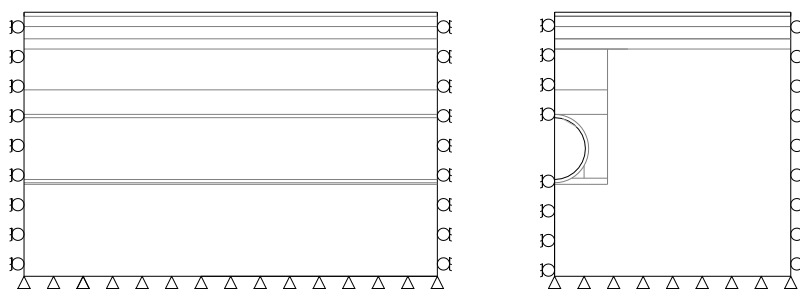


Figura 5.26 Condiciones de apoyo del modelo de interacción suelo-tubería

5.5.6 Condiciones de Carga

Puntualmente se consideraron dos cargas diferentes, las debidas al peso del suelo y al peso propio de tubería, y la carga viva vehicular. Los efectos internos de la tubería, originados por el funcionamiento del conducto, no se consideraron, ya que su magnitud no es representativa en este tipo de problemas.

Para considerar la carga muerta de los pesos propios de los materiales utilizados en los modelos numéricos, principalmente el del suelo de relleno, se consideraron las densidades de la tabla 5.17.

Tabla 5.17 Densidad de materiales utilizados en el modelo numérico.

Material	Densidad (kg/m ³)
SW95	2260
SW85	2020
ML95	2035
ML85	1830
PEAD	950

Por otra parte, también se utilizó un patrón de cargas vehiculares correspondiente al modelo virtual IMT 66.5, [51]. Se consideró que las instalaciones de la tubería PEAD corrugada se localizaban en zonas urbanas, por lo que se eligió un camino tipo A.

El modelo IMT 66.5 [51] para el análisis tridimensional considera 6 ejes vehiculares, distancia entre estos es de 4.4 m, 1.2 m, 7.2 m, 1.2 m y 1.2 m de forma continua; además, la distancia entre neumáticos transversalmente es de 1.8 metros, figura 5.27. El primer eje o eje delantero está formado por dos cargas P_1 , el eje 2 y 3 le corresponden dos cargas P_2 y a los ejes 4-5 le competen 2 cargas P_3 ; tanto las magnitudes de las cargas como su área de aplicación se resume en la tabla 5.18.

Tabla 5.18 Magnitud de las cargas vehiculares del modelo IMT 66.5 [51] y su área de aplicación

Carga	kN (ton)	Largo (m)	Ancho (m)
P1	24.53 (2.50)	0.25	0.15
P2	58.86 (6.00)	0.50	0.20
P3	61.32 (6.25)	0.50	0.20

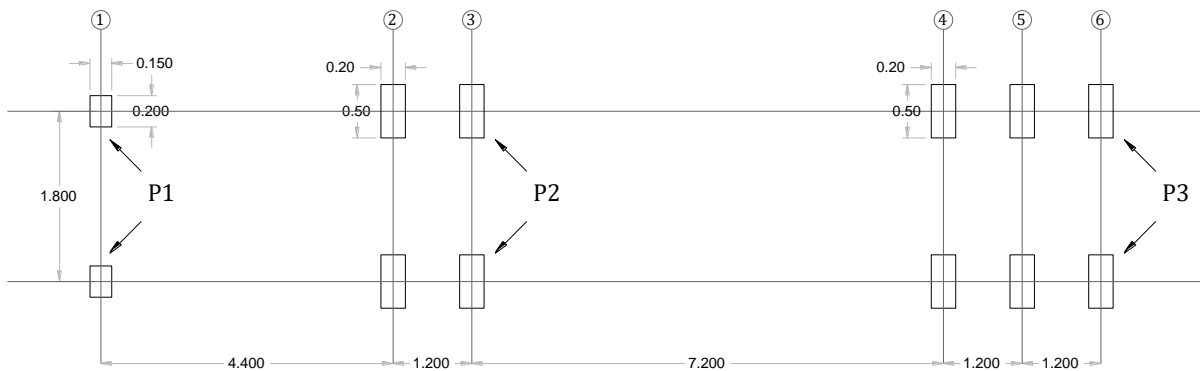


Figura 5.27 Modelo de cargas vehiculares IMT 66.5, para el análisis transversal o tridimensional [51].

En el modelado numérico del sistema estructural suelo-tubería se consideró que la incidencia entre el eje vial y el eje de la tubería era perpendicular, figura 5.28. Además, para simplificar y reducir el tamaño del modelo numérico, sólo se aplicaron las cargas de los ejes 4-6 y se despreció el efecto de las cargas de los ejes 1-3 sobre la tubería. Esta simplificación de cargas está basada en las recomendaciones AASTHO LRFD [4] que considera un factor de distribución de carga viva de 1.15; por tanto, para profundidades de análisis de 0.60 m a 6.00 m, los neumáticos del eje 3 no ejercen presión sobre la tubería, y para 7.00 m y 8.00 m de colchón, la presión del eje 3 sobre la tubería es depreciable.

Para considerar la respuesta dinámica de la carga vehicular, el patrón de cargas utilizado en el modelado numérico (Figura 2.14) se incrementó por el efecto del impacto un 30%.

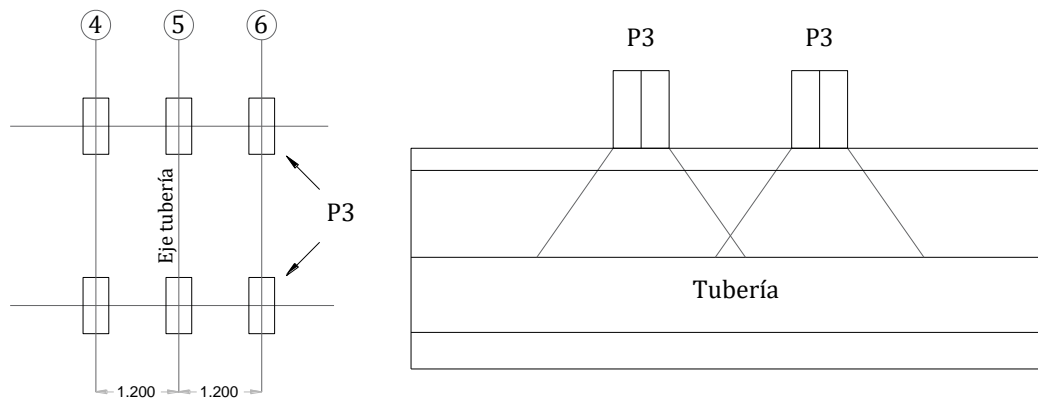


Figura 5.28 Patrón de cargas, configuración y su incidencia con la tubería.

6. RESULTADOS NUMÉRICOS

6.1 Prueba de platos paralelos

Los resultados de la modelación numérica de la prueba de placas paralelas a la que fue sometida la tubería corrugada de PEAD manufacturada por la *empresa ADS Mexicana*, se muestran en la figura 6.1. Así mismo, se incluyen los resultados obtenidos experimentalmente para su comparación. En esta representación gráfica, se describe la reacción vertical alcanzada bajo cierto nivel de deflexión vertical, hasta alcanzar un valor del 40% del diámetro. Se observa claramente que los modelos en los que se consideró la no linealidad del PEAD, sobre estiman la resistencia de la tubería. En cambio, los modelos elastoplásticos mejoran considerablemente el ajuste.

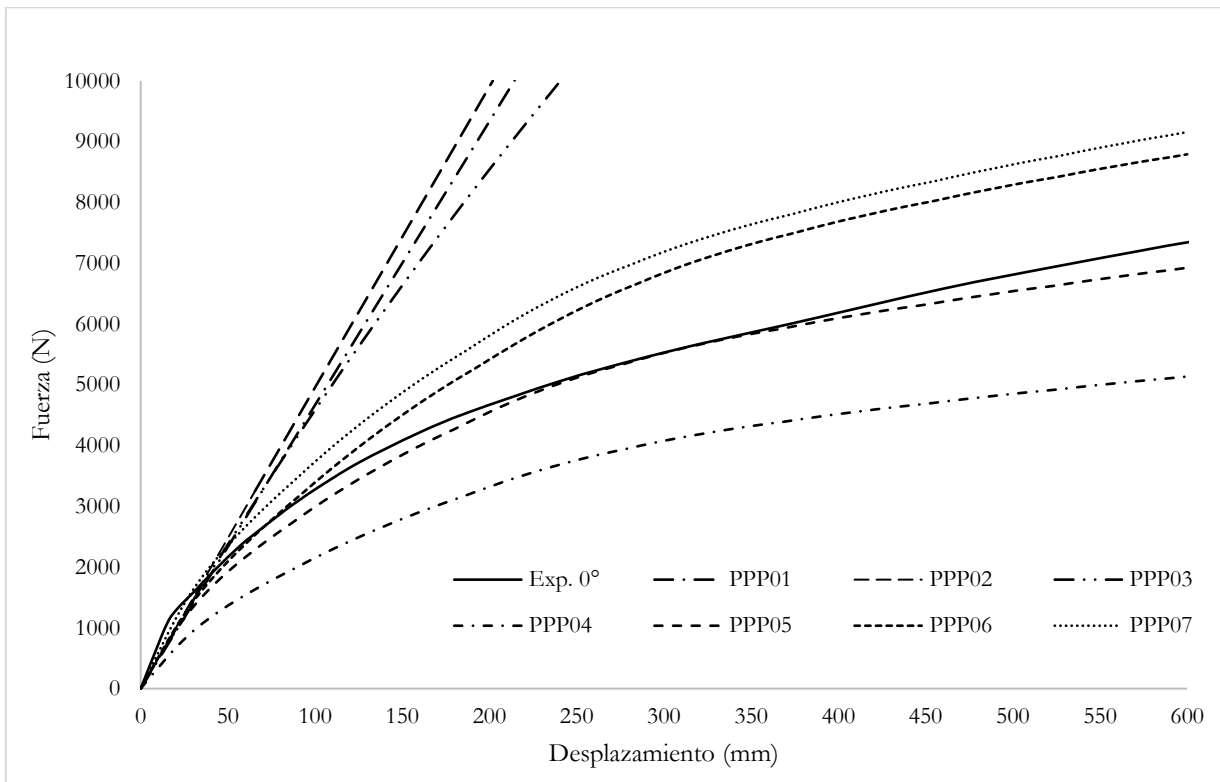


Figura 6.1 Resultados de la modelación numérica de la prueba de placa paralelas.

En la tabla 6.1 se exponen los errores relativos de la reacción vertical calculada a partir de valores obtenidos experimentalmente y los obtenidos mediante la modelación numérica. Se observa que los errores relativos obtenidos en los modelos en los que se considera una respuesta lineal del PEAD, indican que se sobre estima la resistencia de la tubería entre el 200% y 300%. Comparando los modelos en los que se considera la no linealidad geométrica, se nota que este fenómeno sí contribuye, en aproximadamente 100% del valor del error relativo. El mejor ajuste se obtuvo al

incluir la elastoplasticidad del PEAD, los errores relativos disminuyeron drásticamente a valores absolutos menores del 30%.

Tabla 6.1 Errores relativos de la reacción vertical

Modelo	Ry (Mpa)	Error relativo
Experimental	7363	0%
PPP01	28009	-280%
PPP02	29723	-304%
PPP03	20296	-176%
PPP04	5136	30%
PPP05	6925	6%
PPP06	8791	-19%
PPP07	9158	-24%

De estos modelos, el mejor ajuste lo obtuvo el que fue alimentado con la curva trilineal desarrollada a una velocidad de deformación de 1 mm/min, el valor relativo obtenido en este caso fue del 6%. Esta respuesta, se considera muy aceptable para simular las condiciones de la prueba experimental, en las que se consideran grandes deflexiones de la tubería.

Por otra parte, los modelos elástico lineales son útiles cuando se desarrollan pequeñas deflexiones del material, la tubería alcanza una resistencia igual a la obtenida en la prueba experimental a una deflexión del 32 mm, equivalente al 2.13% del diámetro de la tubería. Para una deflexión del 5%, ya no se considera un buen ajuste, ya que la resistencia estructural de la tubería se sobre estima aproximadamente 20%. Véase figura 6.2.

Sin embargo, existen otros factores que propician que los resultados numéricos no sean idénticos a los experimentales. Por ejemplo, al inicio del desarrollo de la prueba experimental no se captura en el modelado numérico una probable falla por flexión de la tubería. Algunos de estos factores, que se consideran los principales, se enlistan a continuación:

- Los valores que caracterizan al PEAD fueron obtenidos de muestras de una tubería de pared lisa.
- La velocidad a la que se realiza la prueba de placas paralelas no coincide con las condiciones de velocidad de deformación a la que se caracterizó el PEAD.
- Se asumió una isotropía del PEAD a sabiendas de conocer cierto nivel de anisotropía a una temperatura de 25°C.

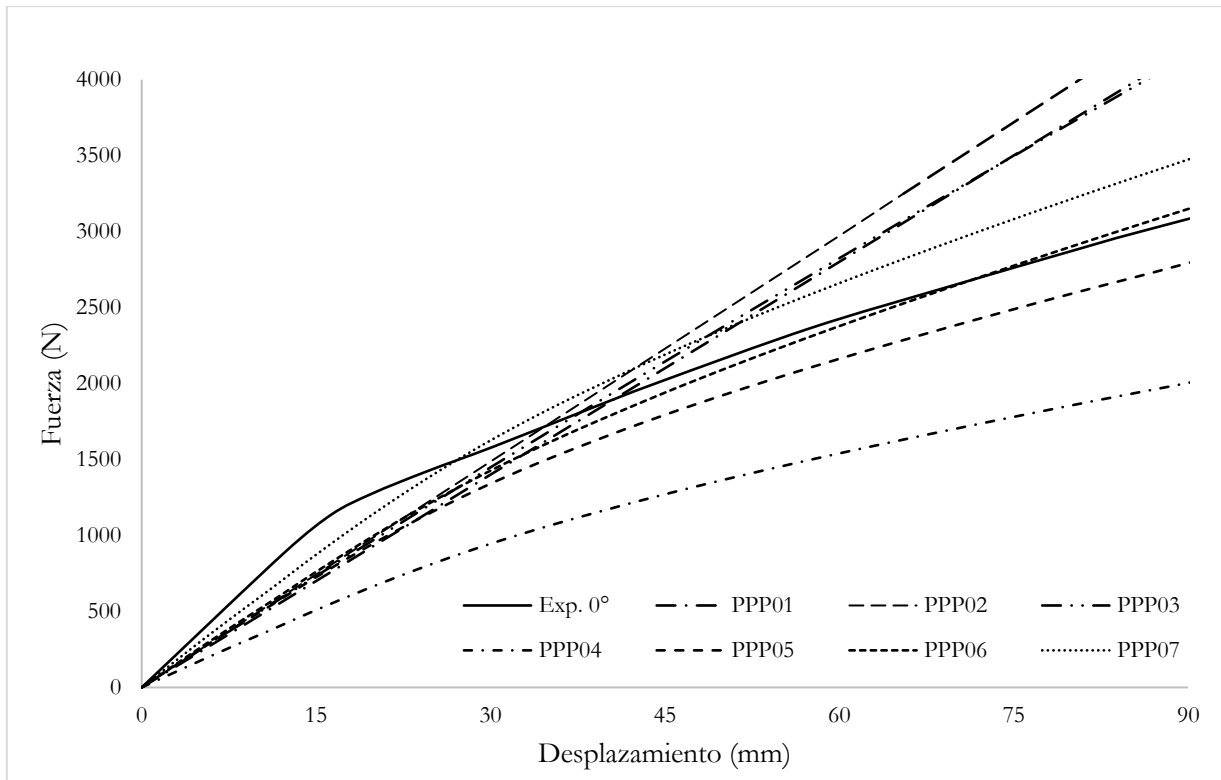


Figura 6.2 Resultados de la modelación numérica de la prueba de placas paralelas, extracto de la figura 6.1.

6.2 Interacción suelo-tubería

Se realizaron un total de 18 modelos numéricos suelo-tubería para conocer el comportamiento estructural de la tubería corrugada de PEAD, en éstos se consideró un suelo nativo y un material de soporte tipo SW85. En los primeros 9 modelos, se manejaron propiedades mecánicas del PEAD inmediatas a la instalación, en los otros modelos se utilizaron propiedades reducidas a un horizonte de proyecto de 50 años.

Los resultados de estos modelos de interacción suelo-tubería con propiedades inmediatas del PEAD, se ilustran en las figuras 6.3-6.6; para su correcta comprensión se aclara que el ángulo de 0° se encuentra en la parte superior de la tubería y el ángulo incrementa en sentido horario, por lo que en la parte inferior del mismo le corresponde el ángulo de 180° . En éstos se aprecia que la deformación unitaria no sobre pasa el valor de 0.01. Esto resulta adecuado ya que es evidencia de que el PEAD se encuentra en un rango de trabajo en el que pueden aceptarse pequeñas deformaciones y, por tanto, los modelos elásticos pueden utilizarse para diseño. Así mismo las deflexiones no sobre pasan el 1.2% del diámetro.

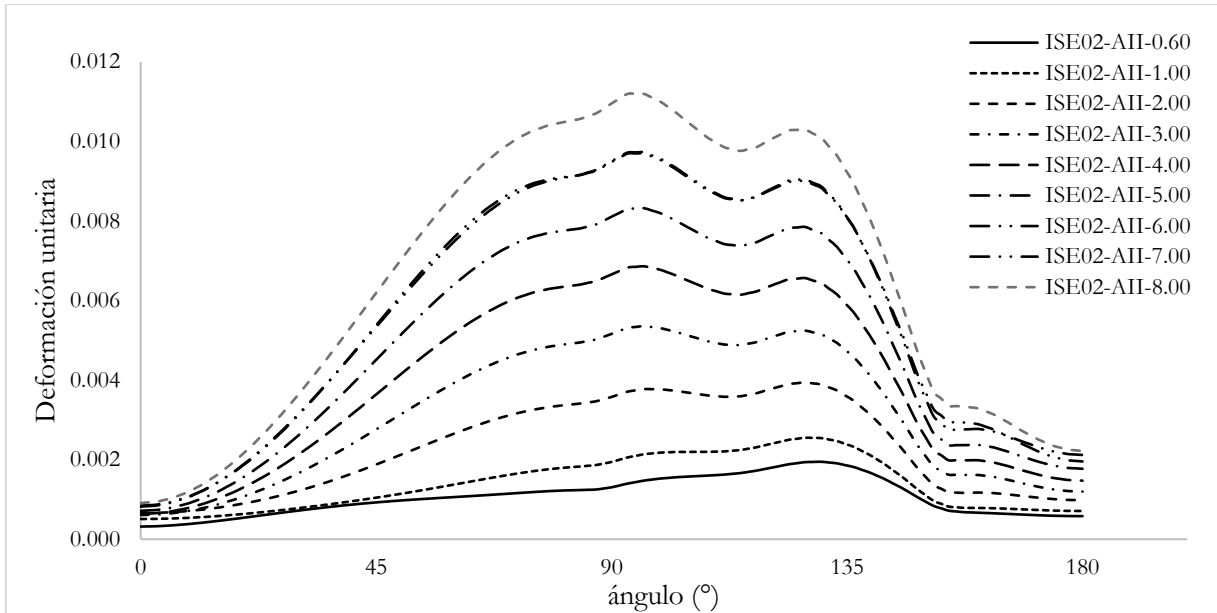


Figura 6.3 Deformaciones unitarias obtenidas de modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

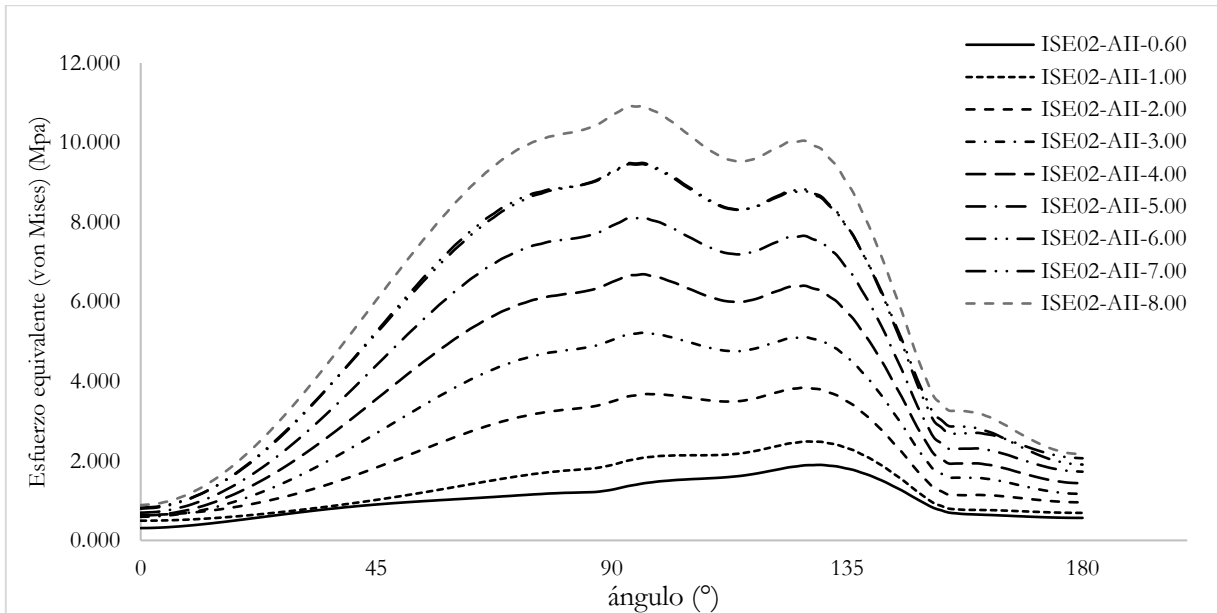


Figura 6.4 Esfuerzos equivalentes de von-Mises obtenidos de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

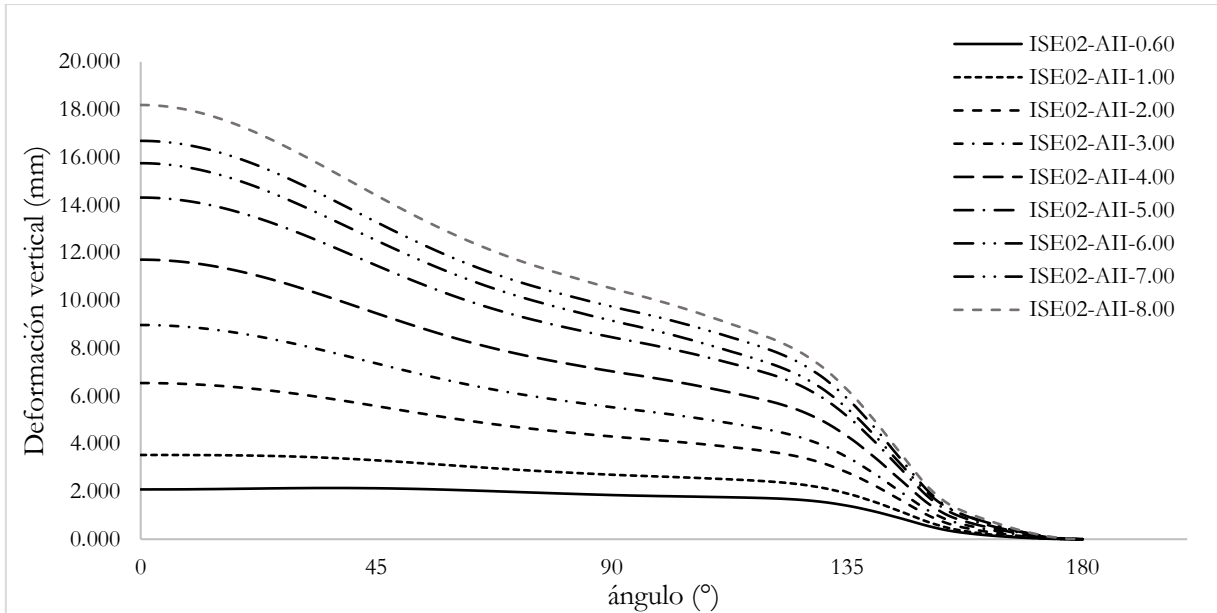


Figura 6.5 Deformaciones verticales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

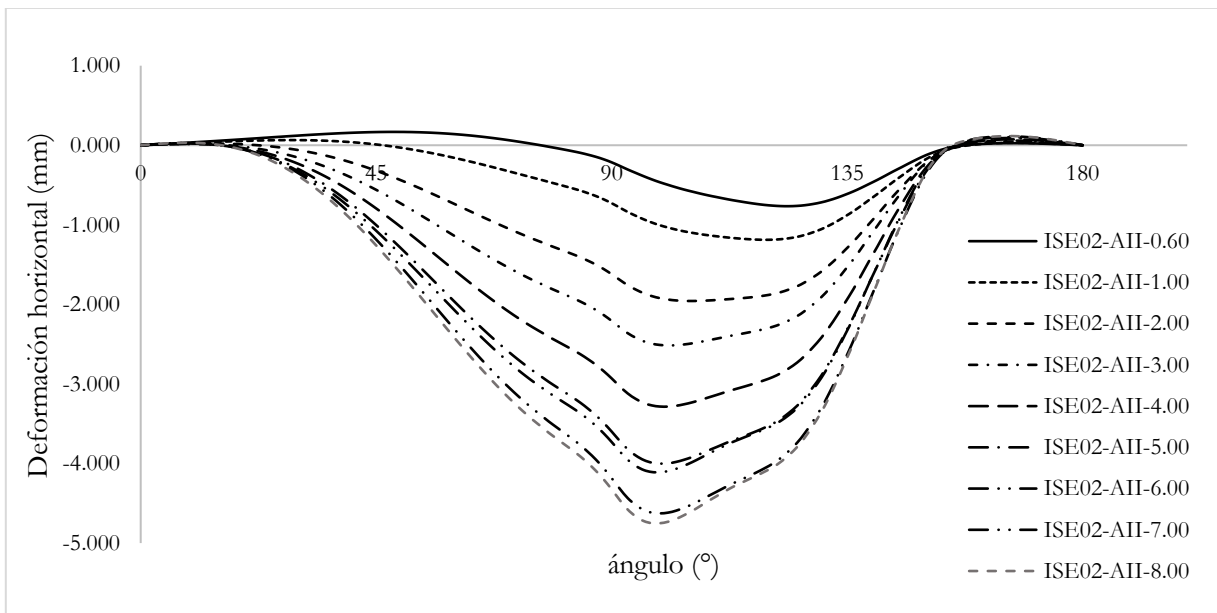


Figura 6.6 Deformaciones horizontales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD inmediatas, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

Por su parte, los resultados de los modelos de interacción suelo-tubería con propiedades a 50 años del PEAD, figura 6.7-10, muestran que las deformaciones unitarias a partir de 3.0 metros de enterramiento superan el valor 0.01, llegando a ser de hasta 0.024 para la profundidad de 8.00. Para estos casos se recomienda verificar estos valores con un análisis no lineal del PEAD. Por otra parte, a pesar de

que las deformaciones máximas dan indicio de un comportamiento no lineal del PEAD, las deflexiones verticales continúan siendo estables, puesto que no sobre pasan el 1.7% del diámetro.

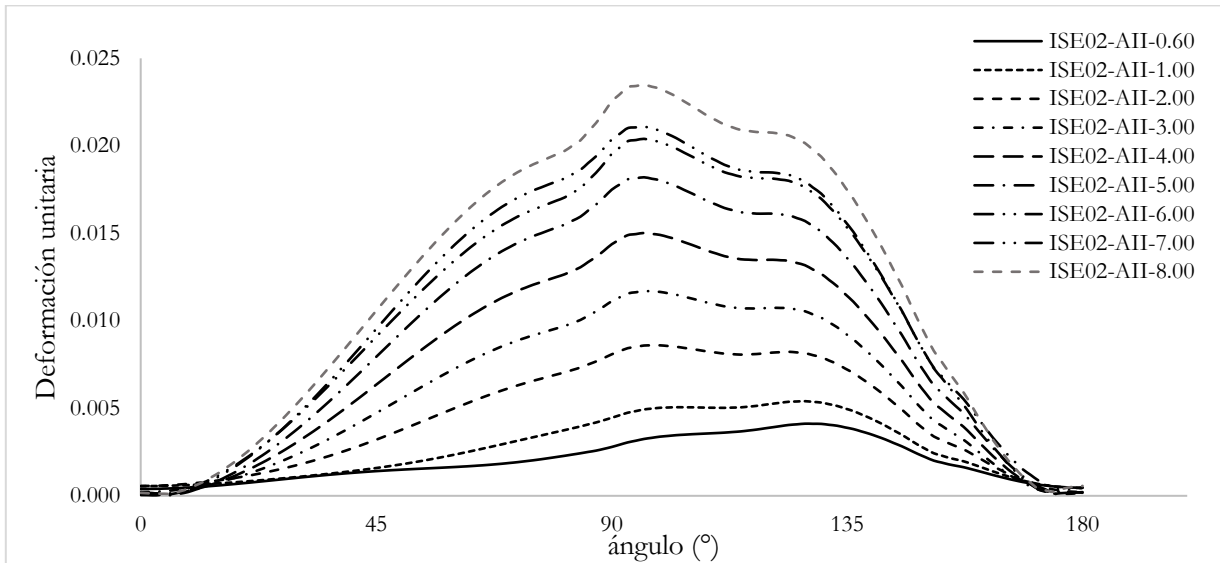


Figura 6.7 Deformaciones unitarias obtenidas de modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

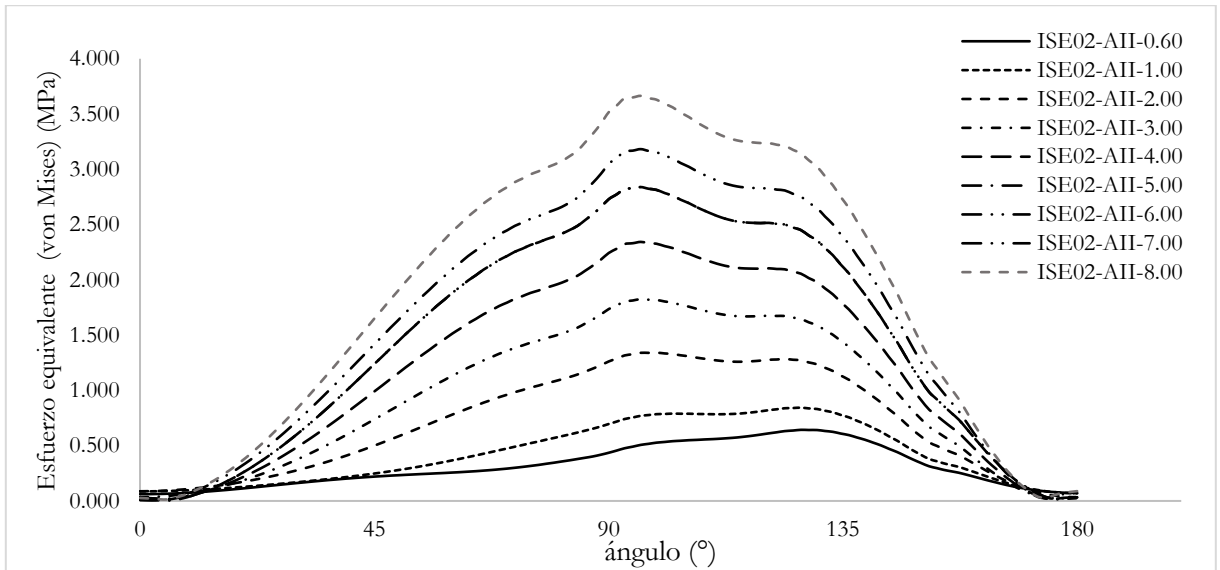


Figura 6.8 Esfuerzos equivalentes de von-Mises obtenidos de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

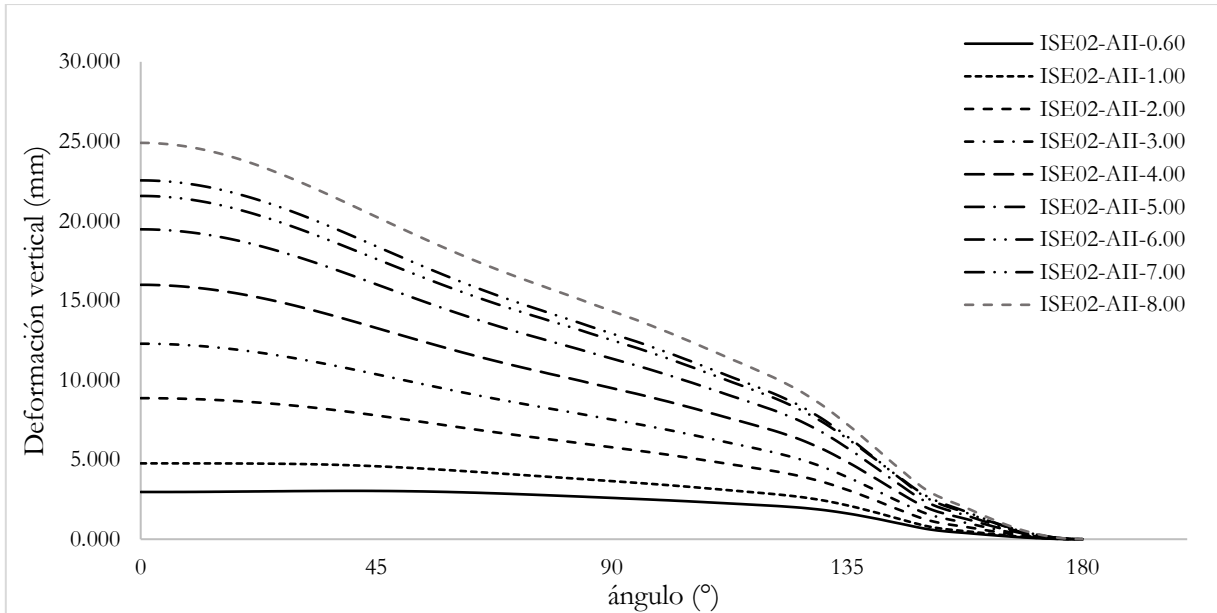


Figura 6.9 Deformaciones verticales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

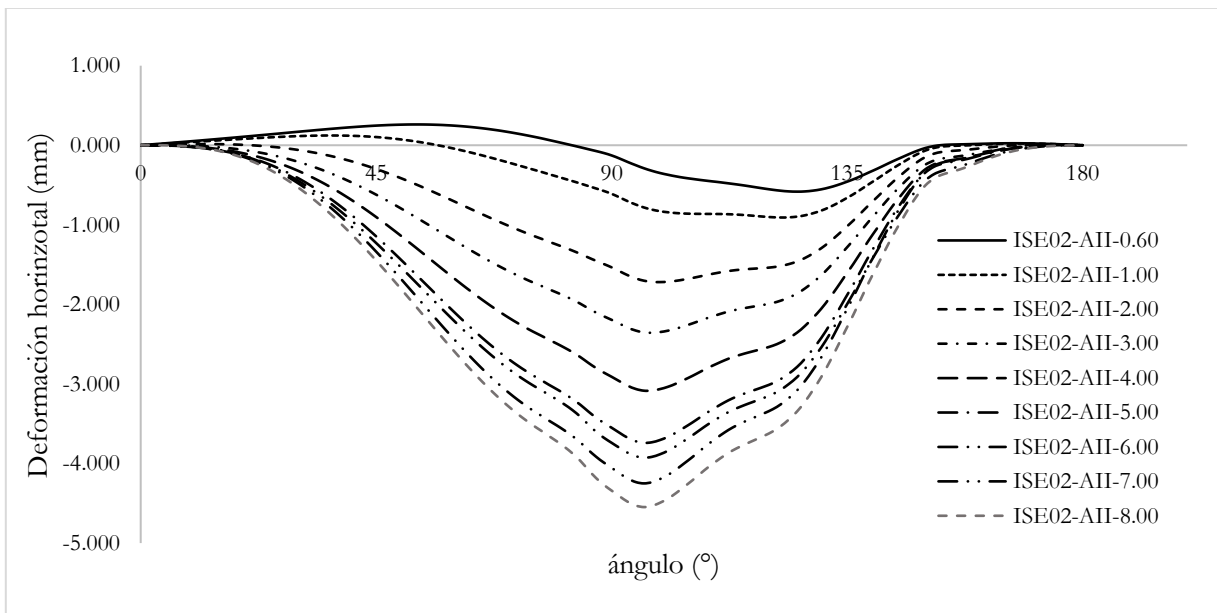


Figura 6.10 Deformaciones horizontales obtenidas de los modelos numéricos suelo-tubería, con propiedades del PEAD a 50 años, para un suelo nativo SW85 y de soporte tipo SW85 para diferentes profundidades de instalación.

La modelación numérica de la tubería enterrada considerando la no linealidad del PEAD y del suelo de relleno, así como el resto de los modelos lineales, no fue concluida por falta de recursos computacionales, ya que el tiempo de cálculo se extendió fuera de los alcances de esta tesis. Sin

embargo, estos resultados, así como la ampliación de las conclusiones serán publicados a través de la revista de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación ajustado a una curva trilineal, relacionada debidamente a una velocidad de deformación, presenta un muy buen ajuste para una modelación con elementos finitos. Es importante recalcar que de las diferentes no linealidades, la no linealidad del PEAD (como material) es la que más impacta en la predicción del comportamiento estructural de la tubería.

La prueba de placas paralelas, que es utilizada como índice de calidad para la tubería corrugada de PEAD, puede ser simulada matemáticamente utilizando el método de los elementos finitos. Los resultados pueden ser muy favorables si se consideran las diferentes no linealidades, principalmente la del material. Este desarrollo ayudará a los fabricantes de tuberías corrugadas de PEAD a revisar la estabilidad estructural de nuevos prototipos antes de su fabricación mediante una simulación numérica y así evitar pruebas destructivas.

La tubería corrugada de PEAD puede ser diseñada a través del método de los elementos finitos. Sin embargo se debe considerar en este proceso, que el tiempo de cálculo es relativamente amplio si se desean incluir fenómenos no lineales. Es importante tener, dentro de los recursos computacionales, un buen ordenador, diseñado especialmente a procesos numéricos de cálculo (*Workstation*).

Se recomienda a quien desee realizar trabajos para conocer el comportamiento estructural de tuberías plásticas, realizar inspecciones físicas para conocer la geometría del perfil de la tubería.

Se recomienda a quien desee seguir el procedimiento planteado en este trabajo, sobre la simulación numérica de tuberías plásticas, realizar un análisis de discretización de la tubería, esto ayudará a reducir los errores numéricos propios del proceso de mallado y a capturar utilizando el menor número de elementos finitos el comportamiento estructural de la tubería.

Por último, se advierte que para utilizar los valores de deformación unitaria y deflexiones generados en este trabajo, se deben revisar e incluir factores de seguridad relacionados con la incertidumbre del proceso constructivo de instalación.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AASTHO. (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (5a. Ed.). Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [2] AASTHO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (6a. Ed.). Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [3] AASTHO. (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (7a. Ed.). Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [4] AASTHO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8a. Ed.). Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [5] ADS Mexicana (2017). *Manual de Bolsillo para Instalaciones de Tuberías ADS*. Jilotepec, Edo. De México: ADS Mexicana.
- [6] ANSYS (2013). *ANSYS Mechanical APDL Introductory Tutorials*. Canonsburg, PA: ANSYS Inc.
- [7] ASTM. (2011). *ASTM D2487-11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- [8] ASTM. (2014). *ASTM D2321-14 Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe for Sewers and Other Gravity-Flow Applications*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- [9] ASTM. (2016). *ASTM D1248-16 Standard Specification for Polyethylene Plastics Extrusion Materials for Wire and Cable*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- [10] Barbero, E. J. (2014). *Finite Element Analysis of Composite Materials Using ANSYS®* (2a. Ed.). Boca Raton, Florida: CRC Press
- [11] Belytschko, T., Liu, W. K., Moran, B., y Elkhodary, K. I. (2014). *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures* (2a. Ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- [12] Brinkgreve, R.B.J., y Broere, W. (2004). *Plaxis 3D Tunnel Version 2*. Netherlands: Plaxis B.V.
- [13] Brinson, H. F., y Brinson, L. C. (2008). *Polymer Engineering Science and Viscoelasticity-An Introduction*. Houston, Texas: Springer.
- [14] Burns, J. Q., y Richard, R. M. (1964). *Attenuation of Stresses for Buried Cylinders*. Tucson Arizona, EE. UU.: The University of Arizona.
- [15] Celigüeta, J. T. (2009). *Análisis de estructuras con no linealidad geométrica*. San Sebastián, España: UNICOPIA C.B.
- [16] Chehab, A. G., y Moore, I. D. (Agosto 2006). Constitutive Model for High Density Polyethylene to Capture Strain Reversal. *Pipeline Division Specialty Conference 2006*. American Society of Civil Engineers, Chicago Illinois, United States. Doi: DOI: 10.1061/40854(211)87.

- [17] CONAGUA (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México, D. F.: Comisión Nacional del Agua.
- [18] Duncan, J. M., y Chang, C.Y. (1970) *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil*. American Society of Civil Engineers.
- [19] Findley, W. N., Lai, J. S., y Onaran, K. (1976). *Creep and Relaxation of Nonlinear Viscoelastic Materials with an Introduction to Linear Viscoelasticity*. New York, EE. UU.: Dover Publications, Inc.
- [20] Gabriel, L. H. (2006). *Corrugated Polyethylene Pipe Design Manual and Installation Guide*. Washington, D.C: Plastic Pipe Institute.
- [21] IMT. (2001). *Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares*. Sanfandila, Qro., México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [22] Jackson, R., Chusoipin, I., y Green, I. (2005). A Finite Element Study of the Residual Stress and Deformation in Hemispherical Contacts. *ASME*, (127), 484-493. Doi: 10.1115/1.1843166.
- [23] Kang, J. S., Han, T. H., Kang, Y. J., y Yoo, C. H. (2009). Short-Term and Long-Term Behaviors of Buried Corrugated High-Density Polyethylene (HDPE) Pipes. *Elsevier*, (40), 404-412. Doi: 10.1016/j.compositesb.2009.01.006.
- [24] Kang, J., Parker, F., y Yoo, C. (2008). Soil-Structure Interaction for Deeply Buried Corrugated Steel Pipes Part I: Embankment Installation. *Elsevier*, (30), 384-392. Doi: 10.1016/j.engstruct.2007.04.014
- [25] Katona, M. G., Smith, J. M., Odello, R. S., y Allgood, J. R. (1976). *A Modern Approach for the Structural Design and Analysis of Buried Culverts*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- [26] Katona, M.G. (2017). *Culvert Analysis and Design User Manual and Guideline*. Gig Harbor, WA: National Cooperative Highway Research Project NCHRP 15-28.
- [27] Kienow, K. K., y Prevost, R. C. (1983). *Stiff Soils- An Adverse Environment for Low Stiffness Pipe*. San Diego, CA.: Proceedings oh the Conference on Pipelines in Adverse Environments II.
- [28] Lee, D., y McGrath, T. J. (2008). *NCHRP Report 647 Recommended Design Specifications for Live Load Distribution to Buried Structures*. Washington, DC: Transportation Research Board.
- [29] Lee, H. H. (2014). *Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 15*. Taiwán: Department of Engineering Science National Cheng Kung University.
- [30] Lugo, F. (2008). *Predicción a Largo Plazo de Propiedades Mecánicas en Polietileno de Alta Densidad* (tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.

- [31] Marston, A., y Anderson, A.O. (1913). *The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe*. Ames Iowa, EE. UU.: Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts.
- [32] Masada, T. (1996). *Structural Performance of Profile-Wall Plastic Pipes Under Relatively Shallow Soil Cover and Large Surface Loading*. Athens, Ohio: Ohio University.
- [33] McGrath, T. J. (1998a). *Design Method for Flexible Pipe*. Arlington, MA: Simpson Gumpertz & Heger Inc.
- [34] McGrath, T. J., Moore, I. D., y Hsuan, G. Y. (2009). *Updated Test and Design Methods for Thermoplastic Drainage Pipe*. Washington, D.C: Transportation Research Board.
- [35] McGrath, T. J., y Sagan, V. E. (2000). *NCHRP Report 438 Recommended LRFD Specifications for plastic pipe and culvert*. Washington, D.C.: National Academy Press.
- [36] Moser, A. P. (1990). *Buried Pipe Design*. New York, EE. UU. McGraw-Hill.
- [37] Moser, A. P. (1994). *Structural Performance of Buried 48-inch Diameter N-12 HC polyethylene pipes*. Logan, Utah EE. UU.: Utah State University.
- [38] Moser, A.P., y Folkman, S. (2008). *Buried Pipe Design* (3a. Ed.). Utah, EE. UU.: McGraw-Hill.
- [39] Moore, I. D., y Hu, F. (1996). Linear Viscoelastic Modelling of Profiled High Density Polyethylene Pipe. *Canadian Science Publishing* (23), 395-407. Doi: 10.1139/196-044
- [40] Moore, I. D., y Selig, E. T. (1990). *Use of Continuum Buckling Theory for Evaluation of Buried Plastic Pipe Stability*. West Conshohocken, PA: ASTM STP 1093, G. S. Buczala and M. J. Cassady.
- [41] Moore, I. D., y Zhang, C. (1998). *Nonlinear Predictions for HDPE Pipe Response under Parallel Plate Loading*. Recuperado de: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(1998\)124:3\(286\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(1998)124:3(286)).
- [42] Nieto, A., Camacho, J. F., y Ruiz, E. F. (2009). Determinación de Parámetros para los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en Suelos Arcillosos. *Ingenierías Universidad de Medellín*, (8), 75-91.
- [43] Nirmala, R., y Rajkumar, R. (2016). Finite Element Analysis of Buried UPVC Pipe. *Indian Journal of Science and Technology*, (9). Doi: 10.17485/ijst/2016/v9i5/87225
- [44] NMX-E-241-CNCP-2013. (2013). *Industria del plástico-tubos de polietileno de alta densidad (pead) de pared corrugada con junta hermética de material elastomérico, utilizados en sistemas de alcantarillado sanitario-serie inglesa-especificaciones y métodos de ensayo*. Diario Oficial de la Federación.
- [45] NMX-E-208-CNCP-2015. (2015). *Industria del Plástico Determinación de las Características de las Tuberías Plásticas bajo Cargas Externas mediante Placas Paralelas Método de Ensayo*. Diario Oficial de la Federación.
- [46] NTC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.

- [47] Oliver, X., y Saracíbar, C. A. (2000). *Mecánica de medios continuos para ingenieros*. Barcelona, España: Universitat Politècnica de Catalunya, SL.
- [48] Rangel, J. G. (2011). *Notas del curso de Estabilidad Estructural*. ICSESCRA.
- [49] Rodriguez, F., Cohen, C., Ober, C. K., y Archer, L. A. (2015). *Principles of Polymer Systems* (6a. Ed.). Florida, EE. UU.: CRC Press Taylor & Francis Group.
- [50] Sanan, B. K. (1980). *An Evaluation of the Effects of Geofabrics on Stresses and Displacements in Buried Culverts*. Tucson Arizona, EE. UU.: The University of Arizona.
- [51] SCT. (2001). *N-PRY-CAR-5-01-003/01 Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares: Cargas y Acciones*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [52] Selig, E. T. (1988). *Soil Properties for Design of Buried Pipelines*. Boston, MA: American Society of Civil Engineers.
- [53] Selig, E.T. (1990). *Soil Properties for Plastic Pipe Installations* (pp. 141-158). Philadelphia: Buried Plastic Pipe Technology, STP1093, G.S. Buczala and M.J. Cassady.
- [54] Simpson, H., Gumpertz, W., y Heger, F. (2009). *NCHRP Report 647, Appendix A Investigation of Suitable Soil Constitutive Models for 3-D Finite Element Studies of Live Load Distribution Through Fills Onto Culverts*. Washington, DC: Transportation Research Board.
- [55] Spangler, M. G. (1941). *The Structural Design of Flexible Pipe Culverts*. Ames Iowa, EE. UU.: Iowa State University.
- [56] Spangler, M. G., y Watkins, R.K. (1958). *Some Characteristics of the Modulus of Passive Resistance of Soil: A Study In Similitude*. Washington, D.C: Highway Research Board.
- [57] Srivastaba, A., y Sivakumar, G. L. (2011). Deflection and Buckling of Buried Flexible Pipe-Soil System in a Spatially Variable Soil Profile. *Geomechanics and Engineering*, (3), 169-188. Doi: 10.12989/gae.2011.3.3.169.
- [58] The Plastics Pipe Institute. (2009). *Handbook of Polyethylene Pipe* (2a. Ed.). Texas, EE. UU.: Plastics Pipe Institute.
- [59] Vera, C., y Ramírez, E. (2012). *Introducción al Método de los Elementos Finitos*. Puebla, México. Dirección de Fomento Editorial Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- [60] Watkins, R. K, y Anderson, L. R. (1999). *Structural Mechanics of Buried Pipes*. Boca Raton, EE. UU.: CRC Press.
- [61] Klepka, T., Debski, H., y Rydarowski, H. (2009). *Characteristics of High-Density Polyethylene and its Properties Simulation with use of Finite Element Method*. Lublin, Poland: Industrial Chemistry Research Institute.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, principalmente a mis padres, que a lo largo de mi vida han sido un apoyo incondicional e invaluable. Por su comprensión, dedicación y confianza.

Al *Dr. Jaime Retama Velasco*, por su apoyo y confianza en mi trabajo, su capacidad para guiar mis ideas y sus valiosos comentarios.

Al *Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui* por sus útiles aportes y comentarios.

Al *Arq. Rodrigo F. Sánchez Conde* y a la empresa *Hidráulica Termo Plus S. A. de C. V.* por brindarme el apoyo y tiempo necesario para desarrollar este proyecto.

A la *Benemérita Universidad Autónoma de Puebla* por darme la oportunidad de seguir aprendiendo y crecer profesionalmente.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)*, por haberme financiado parte de mis estudios.

A la *Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM*, por el apoyo brindado para el desarrollo del presente trabajo de tesis, a través del proyecto de investigación PAPIIT, con número de registro TA101317.