UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS

INDUSTRIALES

**RESPUESTA ESTÁTICA Y SÍSMICA DE
GASODUCTOS**

Tesis Doctoral

Melvin Omar González Peña

Ingeniero Civil

2016

DEPARTAMENTO DE INGENIERA MECÁNICA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS

INDUSTRIALES

RESPUESTA ESTÁTICA Y SÍSMICA DE GASODUCTOS

Tesis Doctoral

Autor: Melvin Omar González Peña

Ingeniero Civil

Directores: Alberto Fraile de Lerma

Dr. Ingeniero Industrial

por la Universidad Politécnica de Madrid

Lutz Karl-Heinz Hermanns

Dr. Ingeniero Civil

por la Universidad Politécnica de Madrid

2016

Tribunal nombrado por el Magfco. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día 18 de Diciembre de 2015.

Presidente: D. Enrique Alarcón Álvarez

Secretario: D. Belén Benito Oterino

Vocal: D. Alfonso Fernández Cantelli

Vocal: D. Juan José Benito Muñoz

Vocal: D. Orlando Francisco Maeso Fortuny

Suplente: D. Jaime Domínguez Abascal

Suplente: D. Manuel Doblaré

Realizado el acto de defensa y lectura de la tesis el día 27 de Enero de 2016 en la E.T.S. Ingenieros Industriales.

CALIFICACIÓN:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

Índice general

Índice general	III
Índice de figuras	VII
Índice de tablas	XI
Agradecimientos	XIII
Resumen	XV
Abstract.....	XVII
1 Introducción	3
1.1 Objetivos	3
1.2 Estructura de la tesis	3
1.3 Antecedentes bibliográficos	4
1.3.1 Modelo del sistema suelo-tubería y de la excitación sísmica	5
1.3.2 Análisis dinámico	6
1.3.3 Análisis por el método de elementos finitos	6
1.3.4 Análisis de la respuesta de una tubería enterrada sometida al movimiento de una falla	7
2 Tuberías, materiales y usos	11
2.1 Concepto general	11
2.2 Materiales de las tuberías	11
2.3 Usos de las tuberías	14
2.4 Reseña histórica	15
3 Análisis estático de tuberías	19
3.1 Proceso de cálculo	19
3.1.1 Cargas consideradas	19
3.1.1.1 Peso propio	19

3.1.1.2	Presión interna	20
3.1.1.3	Terreno.....	20
3.1.1.4	Terreno seco.....	21
3.1.1.5	Terreno saturado	21
3.1.1.6	Capa freática	23
3.1.1.7	Tráfico.....	23
3.2	Reacciones del terreno. Sistema en equilibrio	25
3.2.1	Reacción ante carga de terreno + agua + trafico.....	26
3.2.2	Reacción ante el peso propio	28
3.3	Esfuerzos en el contorno de la tubería	28
3.3.1	Esfuerzos creados por la carga terreno + agua + tráfico.....	29
3.3.2	Esfuerzos creados por la carga de peso propio	32
3.4	Tensiones	34
3.5	Hipótesis de cargas	35
3.6	Criterios de diseño	36
3.7	Resultados cálculo estático	37
3.7.1	Ejemplos	37
4	Análisis dinámico de tuberías	47
4.1	Notación.....	47
4.1.1	Ondas volumétricas:	47
4.1.2	Desplazamiento de las partículas del suelo.....	48
4.1.3	Velocidad de las partículas del suelo	49
4.1.4	Ondas Armónicas. Longitud de onda	49
4.1.5	Ondas Armónicas en el mismo plano vertical que la tubería.	50
4.1.6	Ondas armónicas en el mismo plano horizontal que la tubería	54
4.1.7	Ondas pésimas	55
4.1.8	Adherencia tubería terreno.....	56

4.2	Método pseudoestático	60
4.3	Método pseudoestático con comportamiento elasto-plástico del contacto suelo-tubería	65
4.4	Método simplificado	69
4.5	Resultados cálculo dinámico	73
4.5.1	Ejemplos de aplicación método pseudoestático.....	73
4.5.2	Estudio paramétrico de las variables.....	79
5	Modelo de elementos finitos	87
5.1	Interacción suelo-tubería.....	87
5.2	Componente longitudinal (Axil).....	90
5.3	Componente transversal (Horizontal).....	92
5.4	Componente vertical	94
5.5	Procedimientos cálculos elementos finitos	98
5.6	Resultados cálculo dinámico	99
5.6.1	Ejemplos de aplicación modelo axial	99
5.6.2	Ejemplos de aplicación modelo vertical	103
5.6.3	Ejemplos de aplicación modelo transversal.....	107
6	Comportamiento de tuberías sujeto al movimiento de fallas	113
6.1	Fallas	113
6.1.1	Tipos de fallas	113
6.2	Métodos de Calculo	114
6.3	Método de Kennedy	118
6.4	Método de elementos finitos.....	133
6.4.1	Procedimiento elementos finitos.....	133
6.5	Ejemplos de aplicación	134
6.5.1	Ejemplo método de Kennedy.....	134
6.5.2	Ejemplo elementos finitos	138

6.6	Comparación de métodos.....	146
6.6.1	Variación del diámetro.....	146
6.6.1.1	Comparación de Curvaturas.....	157
6.6.2	Estudio paramétrico	164
7	Conclusiones y desarrollos futuros	177
7.1	Conclusiones.....	177
7.2	Desarrollos futuros.....	178
	Bibliografía.....	181

Índice de figuras

Figura 3.1 Cargas por el peso propio de la tubería	20
Figura 3.2 Influencia de la presión del suelo en la tubería	21
Figura 3.3 Relación de huecos.....	22
Figura 3.4 Relación de profundidad	23
Figura 3.5 Vista en planta.....	23
Figura 3.6 Vista vertical	24
Figura 3.7 Reacciones en el terreno.....	25
Figura 3.8 Equilibrio de cargas.....	26
Figura 3.9 Reacción peso propio	28
Figura 3.10 Descomposición axil	29
Figura 3.11 Sistema virtual para evaluar el PTV	30
Figura 3.12 Sistema real para evaluar el PTV	31
Figura 3.13 Esfuerzos por el peso propio	32
Figura 3.14 Equilibrio de tensiones	35
Figura 3.15 Esfuerzo axil hipótesis 1	38
Figura 3.16 Momento flector hipótesis 1.....	38
Figura 3.17 Esfuerzo axil hipótesis 2	39
Figura 3.18 Momento flector hipótesis 2.....	40
Figura 3.19 Esfuerzo axil hipótesis 3	41
Figura 3.20 Momento flector hipótesis 3.....	41
Figura 3.21 Esfuerzo axil hipótesis 4	42
Figura 3.22 Momento flector hipótesis 4.....	42
Figura 3.23 Esfuerzo axil hipótesis 5	43
Figura 3.24 Momento flector hipótesis 5.....	43
Figura 3.25 Esfuerzo axil hipótesis 6	44
Figura 3.26 Momento flector hipótesis 6.....	44
Figura 4.1 Esquema propagación de las ondas	47
Figura 4.2 Movimiento longitudinal (a) y transversal (b) de la onda.....	48
Figura 4.3 Modelo tubería enterrada en un semi-espacio elástico	50

Figura 4.4 Dirección de movimiento de la onda	52
Figura 4.5 Proyección 3D de la propagación de las ondas.....	52
Figura 4.6 Proyección de la onda cuando la tubería está enterrada.....	53
Figura 4.7 Vista en planta dirección de propagación de la onda.....	54
Figura 4.8 Equilibrio de tensiones en la tubería	57
Figura 4.9 Equilibrio de la tubería.....	58
Figura 4.10 Desplazamiento senoidal del suelo	59
Figura 4.11 Desplazamiento de la tubería	59
Figura 4.12 Desplazamiento del terreno.....	60
Figura 4.13 Representación muelle de la tubería (Rigidez)	63
Figura 4.14 Esquema desplazamiento suelo-tubería	66
Figura 4.15 Movimiento senoidal.....	67
Figura 4.16 Resultados método pseudoestático.....	75
Figura 4.17 Comportamiento elasto-plástico	77
Figura 4.18 Resultados desplazamientos para suelo y tubería	78
Figura 4.19 Fuerza de rozamiento	78
Figura 5.1 Movimiento lateral.....	88
Figura 5.2 Interacción suelo-tubería.....	89
Figura 5.3 Representación resistencia del Suelo	89
Figura 5.4 Representación de muelles.....	90
Figura 5.5 Relación factor de adherencia-resistencia al corte sin drenaje.....	92
Figura 5.6 Factor de capacidad de carga horizontal Nqh	93
Figura 5.7 Factor de capacidad de carga vertical Nc, Nq, Ny	95
Figura 5.8 Factores de capacidad de carga vertical Nqv	96
Figura 5.9 Factores de capacidad de carga vertical Ncv	96
Figura 5.10 Modelo viga tridimensional “Beam4 Ansys”	98
Figura 5.11 Modelización rigidez.....	99
Figura 5.12 Comportamiento axial del suelo	100
Figura 5.13 Resultados para profundidad de 3 metros	101
Figura 5.14 Resultados para profundidad de 5 metros	102
Figura 5.15 Resultados para profundidad de 25 metros	103
Figura 5.16 Comportamiento vertical del suelo	104
Figura 5.17 Resultados componente vertical para profundidad de 5 metros.....	106

Figura 5.18 Resultados zona central componente vertical para profundidad de 5 metros.....	106
Figura 5.19 Comportamiento transversal (horizontal) del suelo	108
Figura 5.20 Resultados componente horizontal	109
Figura 6.1 Falla de rumbo	113
Figura 6.2 Falla de buzamiento	113
Figura 6.3 Falla inersa	114
Figura 6.4 Falla oblicua	114
Figura 6.5 Ley de Ramberg-Osgood	118
Figura 6.6 Combinación de deformaciones en la tubería	119
Figura 6.7 Falla de rumbo vista planta	120
Figura 6.8 Falla de buzamiento vista en planta y sección	121
Figura 6.9 Combinación rumbo-buzamiento.....	122
Figura 6.10 Movimiento genérico de la tubería	123
Figura 6.11 Equilibrio en un arco de circunferencia	124
Figura 6.12 Representación ecuación de la curva	126
Figura 6.13 Estado Tensional de la tubería	128
Figura 6.14 Convergencia del método Kennedy	130
Figura 6.15 Elemento “Beam188” Ansys	133
Figura 6.16 Curva de Ramberg-Osgood para un acero X46	135
Figura 6.17 Alargamiento geométrico y tensional vs salto de falla	135
Figura 6.18 Representación de la falla	139
Figura 6.19 Resistencia del suelo	140
Figura 6.20 Curva de Ramberg-Osgood para un acero grado B	141
Figura 6.21 Desplazamiento impuesto al suelo	141
Figura 6.22 Desplazamiento obtenido de la tubería	142
Figura 6.23 Deformación elástica y plástica en la tubería.....	142
Figura 6.24 División en nodos de la tubería.....	143
Figura 6.25 Deformacion por tensión y compresión	144
Figura 6.26 Deformación total	144
Figura 6.27 Tensión en la tubería	145
Figura 6.28 Curvatura.....	145
Figura 6.29 Esquema planteamiento del problema	146
Figura 6.30 Resistencia del suelo para cada problema.....	150

Figura 6.31 Curva de Ramberg-Osgood para un acero X46	150
Figura 6.32 Alargamiento geométrico y por tensión.....	151
Figura 6.33 Discretización de elementos finitos y forma del modelo en “Ansys”	152
Figura 6.34 Desplazamiento impuesto del suelo	152
Figura 6.35 Desplazamiento de la tubería producido por el movimiento del suelo	153
Figura 6.36 Desplazamiento de la tubería	153
Figura 6.37 Deformación elástica y plástica	154
Figura 6.38 Deformación axial y por flexión	154
Figura 6.39 Deformación máxima.....	155
Figura 6.40 Representación zonas máximas de deformación.....	155
Figura 6.41 Tensión máxima en la tubería	156
Figura 6.42 Comparación de curvaturas.....	158
Figura 6.43 Deformación axil.....	161
Figura 6.44 Deformación por flexión	162
Figura 6.45 Deformación elástica y plástica elementos finitos.....	162
Figura 6.46 Deformación máxima.....	163
Figura 6.47 Comparación de curvaturas.....	164
Figura 6.48 Curva de Ramberg-Osgood para acero X46 y X70	167
Figura 6.49 Deformación axil y por flexión variación del tipo de acero.....	167
Figura 6.50 Esquema planteamiento variación profundidad	168
Figura 6.51 Resistencia del suelo al variar la profundidad.....	169
Figura 6.52 Comparación de la deformación máxima por variación de la profundidad	169
Figura 6.53 Desplazamiento del suelo – variación del salto de falla	170
Figura 6.54 Desplazamiento suelo y tubería - variación ángulo buzamiento....	171
Figura 6.55 Comparación de deformaciones.....	171
Figura 6.56 Comparación de curvaturas.....	172
Figura 6.57 Desplazamiento suelo y tubería – variación ángulo rumbo	173

Índice de tablas

Tabla 2.1 Clasificación de las tuberías	14
Tabla 3.1 Hipótesis de cargas	35
Tabla 3.2 Limite elástico mínimo y de rotura	36
Tabla 3.3 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 1	38
Tabla 3.4 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 2	39
Tabla 3.5 Resultados Leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 3	40
Tabla 3.6 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 4	41
Tabla 3.7 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 5	43
Tabla 3.8 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 6	44
Tabla 4.1 Coeficiente de empuje por el tipo de suelo.	69
Tabla 4.2 Coeficiente relación ángulo interno/ángulo de rozamiento	70
Tabla 4.3 Coeficiente C por el tipo de terreno	71
Tabla 4.4 Valores de velocidad de propagación de las ondas	71
Tabla 4.5 Distancia de emplazamiento Ω	72
Tabla 4.6 Rango valores de las variables del estudio paramétrico	79
Tabla 4.7 Características de los tipos de suelo	79
Tabla 4.8 Método pseudoestático elástico $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$	81
Tabla 4.9 Método pseudoestático elasto-plástico $\tau_{crit} - \tau_a$	82
Tabla 4.10 Método pseudoestático elasto-plástico $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$	83
Tabla 5.1 Parámetros de resistencia del suelo	97
Tabla 5.2 Datos del modelo	99
Tabla 5.3 Datos del modelo	103
Tabla 5.4 Datos del modelo	107
Tabla 6.1 Materiales de la tubería (Características)	119
Tabla 6.2 Datos del problema método Kennedy	134
Tabla 6.3 Datos del problema método elementos finitos	139
Tabla 6.4 Datos problema variación del diámetro	147
Tabla 6.5 Resultados método de Kennedy	150
Tabla 6.6 Resultados elementos finitos de deformaciones en la tubería	155

Tabla 6.7 Resultados Kennedy de deformaciones en la tubería	156
Tabla 6.8 Resultados variación de diámetros comerciales Método Kennedy	159
Tabla 6.9 Resultados variación de diámetros comerciales Elementos Finitos ...	160
Tabla 6.10 Resultados variación de parámetros	166

Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer a Dios por brindarme la oportunidad de lograr esta meta.

Quiero expresar mi más sincera gratitud a mis directores de tesis, Alberto Fraile y Lutz Hermanns, quienes fueron las personas encargadas de guiarme y ayudarme en todo lo relacionado a mi investigación, y le agradezco a Enrique Alarcón por su interés y apoyo durante estos años.

Esta tesis ha sido desarrollada en el Centro de Modelado de Ingeniería Mecánica (CEMIM) y quiero agradecer a todos los compañeros por crear un ambiente agradable de trabajo: Josu Barredo, Javier Fernández, Ignacio del Rey, Olalla Ortiz, Carlos del Amo, Irene Espinosa y Alfredo Grande.

Al Ministerio de Educación Superior, Ciencia y Tecnología de la República Dominicana (MESCyT) por otorgarme la Beca para realizar este doctorado y confiar en mí todos estos años.

A mis compañeros Claudia Germoso, Manuel Báez y Santiago Páez por su amistad, ayuda y apoyo incondicional durante el desarrollo de la tesis.

A mis padres Alejandro González y Australia Peña al igual que mis hermanos Melvin, Alex y Vanessa que me han apoyado durante todo este proceso y me han incentivado a seguir adelante. Gracias porque sin ustedes esta experiencia no hubiese sido posible.

Gracias...

Resumen

El objetivo de esta tesis es el estudio de la respuesta estructural de los gasoductos sometidas a solicitaciones estáticas y dinámicas, enfocando prioritariamente en la respuesta sísmica.

Los gasoductos, como las tuberías en general, se utilizan principalmente para la transportación de fluidos, como agua, gas o petróleo, de ahí la importancia de que el diseño y la estructura se realicen adecuadamente. La tubería debe ser capaz de soportar tanto los efectos de cargas estáticas como las debidas al peso propio o de la presión de la tierra, así como los diferentes tipos de cargas dinámicas ocurridas durante un evento sísmico, como los debidos a las ondas o el desplazamiento de fallas.

En la primera parte de la tesis se describen aspectos generales de la tubería y su uso, y se da una breve historia de uso en la industria y las redes de abastecimiento urbano. Aparte de otros aspectos, se discuten las ventajas y desventajas de los diferentes materiales de las tuberías.

En la segunda parte de la tesis se desarrollan las ecuaciones de equilibrio de una sección transversal de la tubería bajo cargas estáticas, tales como la presión interna, peso propio, presión de la tierra y las cargas externas. Un número de diferentes combinaciones de carga es analizado por medio de programas codificados como Matlab, los cuales se han desarrollado específicamente para este propósito. Los resultados se comparan con los obtenidos en Ansys utilizando un código de elementos finitos.

En la tercera parte se presenta la respuesta dinámica de las tuberías, que abarca los efectos de las ondas y los desplazamientos de fallas. Se presentan las características relevantes del suelo como las velocidades de ondas, así como los métodos para estimar el desplazamiento máximo de las fallas. Un estudio paramétrico se emplea para ilustrar la influencia de estos parámetros en la respuesta estructural de la tubería. Con este fin se han utilizado dos métodos, el Pseudoestático y el Simplificado.

En la última parte de la tesis son desarrollados los modelos de elementos finitos que permiten simular adecuadamente el comportamiento no lineal del suelo y la tubería. Los resultados se comparan con los obtenidos por un método simplificado utilizado con frecuencia que fue propuesto por Kennedy en 1977. Estudios paramétricos se presentan con el fin de examinar la validez de las hipótesis del método de Kennedy. La tesis concluye con recomendaciones que indican en qué casos los resultados obtenidos por el método de Kennedy son conservadores y cuando es preferible utilizar modelos de elementos finitos para estimar la respuesta de las tuberías durante los terremotos.

Abstract

The subject of this thesis is the study of the structural response of pipelines subjected to static and dynamic loads with special attention to seismic design loads. Pipelines, as pipes in general, are used primarily for the transportation of fluids like water, gas or oil, hence the importance of an adequate design and structural behaviour. The pipe must be able to withstand both the effects of static loads like those due to self-weight or earth pressure as well as the different types of dynamic loads during a seismic event like those due to wave passing or fault displacements.

In the first part of the thesis general aspects of pipelines and their use are described and a brief history of their usage in industry and for urban supply networks is given. Apart from other aspects, the advantages and disadvantages of different pipe materials are discussed.

In the second part of the thesis the equilibrium equations of a transverse section of the pipe under static loads such as internal pressure, self-weight, earth pressure and external loads are developed. A number of different load combinations is analysed by means of programs coded in Matlab that have been specifically developed for this purpose. The results are compared to those obtained with the commercial Finite Element code Ansys.

In the third part the dynamic response of pipelines during earthquakes is presented, covering the effects of passing waves and fault displacements. Relevant soil characteristics like wave propagation velocities as well as methods to estimate the maximum fault displacements are presented. A parametric study is employed to illustrate the influences of these parameters on the structural response of the pipe. To this end two methods have been used, the Pseudostatic and the Simplified method.

In the last part of the thesis Finite Element models are developed which allow to adequately simulate the nonlinear behaviour of the soil and the pipe. The results are compared to those obtained by a frequently used simplified method which was proposed by Kennedy in 1977. Parametric studies are presented in order to examine the validity of the hypotheses Kennedys' method is based on. The thesis concludes with recommendations indicating in which cases the results obtained by Kennedy's method are conservative and when it is preferable to use Finite Element models to estimate the response of pipelines during earthquakes.

Capítulo 1

Introducción

Capítulo 1

1 Introducción

En la actualidad las redes de tuberías modernas, ya sea en tierra o en alta mar, suelen ser enterradas para proporcionarles mayor protección y apoyo. Las tuberías enterradas son normalmente diseñadas en base a las limitaciones de tensión debido a la presión interna. Además, estas pueden también requerir el diseño para cargas externas, por ejemplo, cargas impartidas por equipos pesados en la superficie del suelo, presión del peso del suelo, etc.

Durante los terremotos, una tubería enterrada puede experimentar cargas significativas como resultado de grandes desplazamientos relativos de la tierra a lo largo de su longitud. Los grandes movimientos de tierra pueden ser causados por fallas, licuefacción, desplazamiento lateral, deslizamientos de tierra y fallas en las pendientes; la exposición a estos peligros puede minimizarse mediante una cuidadosa selección de una ruta de las tuberías, especialmente en el caso que dichas condiciones estén localizadas en zonas de falla. Sin embargo, las fallas y licuefacción inducen en otros movimientos, como la expansión lateral, ya que a menudo no se puede evitar rutas tan largas de tuberías a través de áreas de alta sismicidad.

1.1 Objetivos

El objetivo general de este trabajo es presentar el estado del arte del análisis del comportamiento estático y dinámico de tuberías enterradas frente a solicitaciones sísmicas. Entre los objetivos específicos, se destaca lo siguiente:

- Estudio del comportamiento estático de las tuberías.
- Análisis de las tuberías antes los efectos de los movimientos sísmicos.
- Implementación de un modelo de elementos finitos para interpretar el comportamiento de las tuberías enterradas.
- Comprobación del modelo de elementos finitos con los métodos existentes de cálculo de tuberías enterradas.
- Determinación de la influencia de las diferentes variables presentes en el problema.

1.2 Estructura de la tesis

El trabajo realizado se presenta en diferentes capítulos:

Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se describe el contexto de la tesis, los objetivos y estructura de la misma y algunos antecedentes bibliográficos.

Capítulo 2. Tuberías, materiales y usos

En este capítulo se presenta un concepto general de tuberías, describiendo sus principales materiales de fabricación y sus diferentes usos. Además se narra una breve reseña histórica de la utilización de las tuberías.

Capítulo 3. Análisis estático de tuberías

En este capítulo se plantea el cálculo estático de una sección transversal de tubería sometida a acciones estáticas tales como la presión interna, el peso propio, el empuje de las tierras y las cargas externas. Se proponen una serie de hipótesis de posibles combinaciones de situaciones a las que podría ser sometida y se realizan los cálculos estáticos aplicando un código numérico en Matlab y comparando con un modelo de elementos finitos en Ansys para simular cada situación obteniendo los diferentes esfuerzos a que se encuentra sometida.

Con Matlab se ha programado un código numérico usando el lenguaje de programación empleado en Matlab y en Ansys se ha construido una malla de elementos simulando una viga bidimensional que representan la mitad de la tubería.

Capítulo 4. Análisis dinámico de tuberías

En este capítulo se presenta el análisis dinámico, que se enfoca en el comportamiento de la tubería durante la ocurrencia de un sismo, movimientos vibratorios del suelo y desplazamientos del terreno. Se estudian las características que representan el comportamiento del sismo, ondas y velocidades de propagación y se plantean diferentes métodos para estimar la amplitud de desplazamiento del suelo cuando este ocurre, junto con un estudio paramétrico de las variables. Los métodos planteados son el Pseudoestático y el Simplificado.

Capítulo 5. Modelos de elementos finitos

En este capítulo se plantea un modelo de elementos finitos para simular el comportamiento dinámico de la tubería. El método de elementos finitos hace posible la consideración de suelos de diferentes tipos y densidades, diferentes y complejas condiciones de carga, variación del tamaño, la rigidez y efectos de plasticidad en la tubería y el suelo.

Capítulo 6. Comportamiento de tuberías sujetas al movimiento de fallas

Al estudiar el modelo de elementos finitos lo que se busca es obtener un procedimiento más exacto que los métodos existentes. En este capítulo se compara este con el método de Kennedy, que se utiliza para estudiar el comportamiento de tuberías sujetas al movimiento de fallas. Se evalúa la influencia de las diferentes variables que afectan el movimiento y la deformación.

Capítulo 7. Conclusiones y desarrollos futuros

En este capítulo se presumirán las principales conclusiones que se pueden extraer de la tesis y se propondrán posibles líneas de investigación futuras.

1.3 Antecedentes bibliográficos

El comportamiento sísmico de tuberías enterradas es diferente al de estructuras que se encuentran sobre el suelo, las fuerzas inerciales horizontales que afectan a estas estructuras, en tuberías enterradas, son resistidas por el suelo. Cuando la estructura esta sobre el suelo, se asume que la fundación sigue el movimiento del suelo y el desplazamiento relativo es relevante. El daño en un estructura sobre el suelo solo está

restringido a la estructura misma, pero en una red de tuberías puede afectar otros sectores del sistema, (Datta, 1999).

Según Datta (1999), diversos estudios indican que las principales amenazas que pueden afectar las tuberías enterradas son:

- Exceso de tensiones y deformaciones axiales y de flexión producidas por el cambio de la forma de la onda entre diferentes puntos a lo largo de la tubería.
- Grandes desplazamientos producto del movimiento de la falla.
- Deslizamientos de tierra y licuefacción del suelo.

1.3.1 Modelo del sistema suelo-tubería y de la excitación sísmica

Si se asume que el suelo no pierde su integridad durante un sismo, el concepto básico que controla el problema es que el suelo es rígido comparado con la estructura, por ende, la deformación sísmica es impuesta a la tubería, que a su vez debe ajustarse a ésta. Estas deformaciones son de dos tipos: curvatura y corte. La primera representa la directa imposición de la curvatura del suelo en la estructura, que debe tener la capacidad de absorber las deformaciones resultantes. La segunda representa el retraso del suelo en respuesta a la aceleración base impuesta. El efecto del sismo es la imposición de deformaciones arbitrarias que no pueden ser modificadas fortaleciendo la estructura (siempre y cuando el suelo sea más rígido que la estructura). El criterio estructural es dar ductilidad a la tubería para absorber la deformación impuesta sin perder la capacidad de resistir las cargas estáticas.

El modelo más simple es aquel que no toma en cuenta la interacción suelo-estructura. La estructura se asume que debe seguir la deformación del suelo.

Las deformaciones en estructuras largas se producen principalmente debido a la diferencia de fase (tiempo de retardo) y al cambio en la forma de la onda entre dos puntos a lo largo de la estructura. Newmark y Rosenblueth (1971) presentaron métodos simplificados para calcular deformaciones en tuberías bajo los siguientes supuestos:

- Las fuerzas inerciales e interacción suelo-tubería se desprecian (suelo y tubería se mueven conjuntamente).
- La excitación sísmica se modela como onda viajera y su forma no varía (tiempo-historia en dos puntos a lo largo del patrón de propagación difiere sólo en un tiempo de retardo).
- Usando lo anterior, los autores obtuvieron la deformación de campo libre y curvatura.

Hindy y Novak (1979) propusieron otras expresiones para la deformación y curvatura de campo libre debido a dos tipos de ondas, principalmente a ondas P y S, para un ángulo cualquiera de incidencia de la onda sísmica. Kuesel (1979) aplicó este método al diseño sísmico del tren subterráneo de San Francisco.

Las deformaciones del suelo corresponden a una combinación de deformaciones en la tubería y deformación relativa en las uniones. Usando aquello, los límites superiores para la deformación axial en una tubería y la curvatura en un punto son obtenidos por Newmark y Rosenblueth (1971) y por Hall y Newmark (1977), despreciando las deformaciones relativas en las uniones.

Wang (1979) dan valores de límites superiores para los desplazamientos y rotaciones relativos en las juntas, ignorando las deformaciones en los segmentos de tubería.

Wang (1979) y Nelson y Weidlinger (1979), asumiendo que el desplazamiento del suelo en la dirección axial es igualado sólo por el desplazamiento de la junta, y que no ocurre deslizamiento entre tubería y suelo, presentaron dos análisis para el desplazamiento axial de tuberías segmentadas de gran longitud debido a ondas viajeras.

Wang (1982) usaron un modelo en el que los segmentos de tubería tienen rigidez finita en la dirección axial (semi rígido). Por consiguiente, la deformación del suelo es igualada por la combinación de la deformación de la tubería y el desplazamiento relativo de las juntas.

La idealización de una tubería enterrada como una viga en medio elástico en dirección axial y lateral fue usada por Kubo (1979) para obtener una fórmula para calcular las tensiones normales, usando las tensiones axiales causadas por las deformaciones axiales y las causadas por deformaciones de flexión.

1.3.2 Análisis dinámico

Hindy y Novak (1979) consideraron la tubería como un sistema largo y continuo (sin juntas), y un modelo de masas concentradas apoyadas en resortes para tales tuberías. Realizó un análisis determinístico de la respuesta (axial y lateral) de tuberías enterradas para ondas viajeras totalmente correlacionadas, descritas por una historia temporal viajando a lo largo del eje axial de la tubería. La interacción suelo-tubería fue incorporada por un sistema de resortes y amortiguadores cuyas reacciones fueron derivadas de teorías estáticas y dinámicas del medio continuo.

Hindy y Novak (1980), usando un modelo de viga apoyada en resortes obtuvieron la respuesta de una tubería enterrada para un movimiento aleatorio del suelo caracterizado por PSDF (densidad espectral de potencia) y por una función de densidad espectral cruzada. Las reacciones del suelo fueron derivadas de las teorías del medio continuo estático y dinámico y el análisis modal espectral fue empleado para evaluar la respuesta de la tubería en las direcciones axial y lateral.

Datta y Mashaly (1986) extendieron el trabajo de Hindy y Novak (1980) para incorporar el efecto de los términos cruzados de las matrices de rigidez y amortiguamiento del suelo en el análisis sísmico de tuberías enterradas.

1.3.3 Análisis por el método de elementos finitos

Las tensiones y desplazamientos dinámicos en un túnel cilíndrico (o tuberías de gran diámetro) incrustado en un medio elástico semi-infinito fue analizado por Wong (1985) y Masso y Attalla (1984) para ondas tipo P, de corte SV y Rayleigh. El problema fue considerado como uno de deformaciones planas, en que las ondas se propagan en forma perpendicular al eje longitudinal del túnel infinitamente largo. Una técnica numérica que combina el método de elementos finitos con expansión de funciones propias fue utilizada. La expansión de funciones propias del desplazamiento de campo libre y el desplazamiento de la onda dispersa fue utilizada fuera del límite de la región circular del sistema suelo-tubería.

1.3.4 Análisis de la respuesta de una tubería enterrada sometida al movimiento de una falla

Los grandes movimientos diferenciales abruptos del suelo en una falla activa representan uno de los efectos sísmicos más severos en una tubería enterrada que cruza una falla. La apreciación de las amenazas de falla requiere de información acerca de la localización de la falla y el ancho total de la zona, de la magnitud y dirección de los desplazamientos esperados y de qué tipo (horizontal o vertical), de la geometría del plano de falla, y de la magnitud del sismo causante y su periodo de retorno (Datta, 1999).

Newmark y Hall (1975) estudiaron el problema de una tubería enterrada que cruza una falla, en el caso en que se inducen deformaciones de tracción. Para ello, desarrollaron un procedimiento para analizar el efecto de grandes movimientos de falla en tuberías enterradas. Relacionaron la fricción suelo-deslizamiento en la tubería con la presión de tierra en reposo (despreciando la presión pasiva del suelo), y el alargamiento de la tubería fue calculado usando la teoría de pequeñas deflexiones. Por otro lado, despreciaron las fuerzas de interacción perpendiculares a la tubería (interacción lateral).

Kennedy (1977) introdujo mejoras al método de Newmark y Hall (1975), mediante la inclusión de la interacción lateral en el sistema. La zona cercana a la falla fue modelada como un segmento de curvatura constante, mientras que el segmento restante de la tubería fue modelado como un elemento sometido sólo a fuerzas de interacción en el sentido longitudinal.

Wang y Yeh (1985) presentaron un procedimiento para calcular el alargamiento de tuberías enterradas que cruzan fallas de rumbo usando la teoría de grandes deformaciones. Una mitad de la tubería fue supuesta como un segmento curvo de curvatura constante y un segmento semi-infinito en un medio elástico. El modelo tomó en cuenta la rigidez a la flexión de la tubería, fuerza de corte en el punto de inflexión, y presión pasiva del suelo no uniforme, así como la fricción en la superficie de la tubería y fuerzas de tracción en las secciones de la tubería.

Karamitros (2007) presentaron un método que mejora algunas hipótesis del modelo de Wang y Yeh (1985), tomando en cuenta la contribución de la fuerza axial en la rigidez flexional del elemento. Además, la combinación desfavorable de deformaciones de tracción y de flexión no necesariamente ocurre lejos de la intersección con la falla, como se asume en el modelo de Wang y Yeh (1985).

Trifonov y Cherniy (2010) presentan un método semi-analítico para un análisis de tensiones y deformaciones en el rango no lineal de tuberías de acero en presencia de fallas activas. En particular, el cruce en fallas de rumbo y fallas normales es analizado tomando la no linealidad del material y geométrica, así como la no linealidad en la interacción entre el suelo y la tubería

.

Capítulo 2

Tuberías, materiales y usos

Capítulo 2

2 Tuberías, materiales y usos

Tras introducir el contexto y detallar la estructura de esta tesis, a continuación se describen los conceptos de tuberías, principales materiales y usos.

2.1 Concepto general

Un tubo es una pieza hueca que suele tener forma cilíndrica y que, por lo general, se encuentra abierta por ambos extremos. La unión de múltiples tubos permite crear una tubería.

Las tuberías son estructuras que se utilizan básicamente para la conducción de fluidos y materiales fluidificados. La materia transportada debe ser de forma fluida (líquido o gas), pero también puede un sólido, previamente pulverizado o en cápsulas, vehiculado mediante un líquido, como el agua o el gas.

A las tuberías se les exige que reúnan una serie de características, como las siguientes:

a) Desde un punto de vista funcional, las tuberías deben de presentar las propiedades de:

- Impermeabilidad para que no se produzca la fuga del fluido que transportan.
- Mínima rugosidad interna que asegure poca pérdida de energía en el transporte.

b) Desde el punto de vista estructural, a su vez la tubería deberá tener:

- Resistencia mecánica, frente a las acciones que recaen sobre ella.
- Resistencia frente a las corrosiones externas e internas.
- Flexibilidad suficiente que le permita adaptarse al fondo de la zanja y resistir flexiones accidentadas ante los movimientos del terreno.
- Facilidad de transporte de los tubos.
- Mantener su calidad con el tiempo.

2.2 Materiales de las tuberías

Actualmente, los materiales utilizados para las tuberías pueden ser:

- De un solo material
 - Metales: Acero
Fundición
Aluminio, Cobre
 - Plásticos: Polietileno (PE)
Policloruro de vinilo (PVC)
Acrilonitrilo Butadieno Estireno (ABS)
Polipropileno (PP)
Polibutileno (PB)
Epoxi

- De varios materiales combinados
 - Hormigón: En masa, centrifugado
 Armado
 Pretensado

Tuberías de acero

Hay tres métodos de fabricación de tuberías de acero:

- a) Acero **estirado o sin costura (sin soldadura)**. La tubería es un lingote cilíndrico que se calienta en un horno antes de la extrusión. En la extrusión se hace pasar por un dado cilíndrico y posteriormente se hace el agujero mediante un penetrador. La tubería sin costura es la mejor para la contención de la presión gracias a su homogeneidad en todas sus direcciones. Además, es la forma más común de fabricación y por tanto la más comercial.
- b) Con **costura longitudinal**. Se parte de una lámina de chapa, la cual se dobla para darle forma a la tubería. La soldadura que une los extremos de la chapa doblada cierra el cilindro. Por tanto, es una soldadura recta que sigue toda una generatriz. Variando la separación entre los rodillos se obtienen diferentes curvas y con ello diferentes diámetros de tubería. Esta soldadura será la parte más débil de la tubería y marcará la tensión máxima admisible.
- c) Con soldadura **helicoidal** (o en espiral). La metodología es la misma que la costura longitudinal, con la salvedad de que la soldadura no es recta sino que recorre la tubería siguiendo la tubería como si fuese roscada.

Tubos de acero galvanizado

La tubería de acero galvanizado es una tubería de acero (estirado o con soldadura), como en el caso anterior, pero a la que se ha sometido a un proceso de galvanizado interior y exterior. El galvanizado se aplica después de formado el tubo. Al igual que la de acero al carbón, se dobla la placa a los diámetros que se requiera. Existen con costura y sin costura y se utiliza para transportar agua potable, gases o aceites.

Tubos de hierro fundido

Una tubería de hierro fundido se fabrica mediante una colada en un molde o mediante inyección del hierro fundido en un proceso llamado fundición, en el cual la tubería sale sin costura. La ventaja de este sistema es que las tuberías tienen gran durabilidad y resistencia al uso. Por contra son más frágiles ante los golpes.

Tubos de hormigón

La tubería de cemento, hormigón u hormigón armado es eficaz, económica y ecológica para redes hidráulicas que trabajan en régimen libre o en baja presión. La experiencia en su utilización es amplia, ya que el uso del hormigón como material de construcción es muy antiguo y ha tenido, a lo largo del tiempo, muchas modificaciones, tanto en la composición de los materiales utilizados para el hormigón como en los procedimientos constructivos.

Evidentemente las tuberías de hormigón, como todas las otras tuberías, tienen ventajas e inconvenientes. Las principales son:

Ventajas

- Los tubos de hormigón pueden ser contruidos en lugares próximos al lugar donde serán empleados, con parte de los materiales encontrados en el lugar.
- Los procedimientos constructivos son relativamente simples.
- Pueden construirse en una faja de dimensiones muy amplia.
- Son relativamente fáciles de instalar.
- Una de las ventajas diferenciales del tubo de hormigón armado es que permite adecuar el tubo a las cargas del terreno y sobrecargas externas a que en cada posición del trazado esté sometida la tubería, y la resistencia de la tubería puede adaptarse a las circunstancias reales a que vaya a estar sometida.

Desventajas

- Son susceptibles a la corrosión interna y externa, en presencia de sulfuros.
- Exige un número considerable de juntas, lo que propicia las infiltraciones, ya sea desde adentro de la tubería, con lo cual puede contaminarse el suelo, o desde el externo del tubo, lo que produce un incremento del caudal transportado.

Tubos de plástico

Se pueden hacer tuberías de los siguientes materiales plásticos: polietileno, policloruro de vinilo (PVC), polibutileno, acrilonitrilo butadieno estireno, celulosa acetato butiraro y resinas termiastables.

Los dos plásticos de mayor utilización en el transporte y distribución de agua y otros fluidos (gas natural, etc.) son el PVC y el polietileno. Ambos materiales presentan una gran economía y facilidad de manipulación.

Tubos de PVC

El policloruro de vinilo (PVC) es un material que se obtiene a partir de la sal y el petróleo. Así, el PVC contiene un 57% de cloruro que proviene de la sal, mientras que el 43% restante corresponde al etileno, que se obtiene del petróleo. Por ello, es uno de los materiales plásticos menos dependientes del petróleo. Además, gracias a su capacidad de aditivación y tratamiento, es muy versátil y permite obtener distintos productos rígidos o flexibles.

Ventajas

- Elevadas tensiones de diseño. Hace posible un espesor menor.
- Uniformidad del sistema completo. Tanto tubos como accesorios están fabricados en un mismo material.
- Alta resistencia mecánica. Presenta un mejor comportamiento frente al golpe de ariete, así como resistencia a altas presiones internas, hasta 25 bar, y excelente comportamiento frente a las cargas de aplastamiento.
- Alta resistencia al fuego. Son autoextinguibles y no se funden formando gotas de material en combustión.
- Bajísima rugosidad. El menor coeficiente de rugosidad le permite transportar más caudal de agua a igualdad de sección que un tubo de cualquier otro material.

Criterios para la elección del material

- La naturaleza del fluido transportado.
- La presión de servicio
- La conveniencia de los tipos de uniones entre tubos
- Medio en que se implanta la tubería (aérea, bajo tierra o submarina)
- La naturaleza del terreno
- El riesgo de daños externos
- Las necesidades de conservación y mantenimiento

2.3 Usos de las tuberías

En la actualidad se transporta una gran variedad de materiales por medio de las tuberías, como son el agua, gas, petróleo, entre otros. El porcentaje mayoritario lo constituye el agua, el petróleo y sus derivados y el gas natural, tres fluidos básicos y vitales en nuestra actual civilización.

Dependiendo del tipo de material transportado por una red de tuberías, estas reciben un nombre específico:

Clasificación de las tuberías por su uso	
Material	Nombre
Petróleo	Oleoductos
Gas Natural	Gasoductos
Carbón	Carboductos
Agua	Acueducto
Etileno	Etilenoducto

Tabla 2.1 Clasificación de las tuberías

La mayor parte de las redes de tuberías en todo el mundo son de tipo Oleoductos y Gasoductos, pero no hay que olvidar el claro parentesco tecnológico de estos con las obras Hidráulicas, que al fin y al cabo constituyen su antecedente histórico. Pero esto no quiere decir que los materiales más transportados sean el petróleo y el gas, ya que en muchos casos existen equivalencias en las magnitudes de fluidos transportados.

Si se considera la traída de agua desde una distancia media de 50 kilómetros a una ciudad de 3 millones de habitantes, lo que representa unos 20 millones de toneladas-kilómetros anuales. Si se le compara con un oleoducto de una longitud de 800 kilómetros se considera un transporte anual de 24 millones toneladas-kilómetros, aparecen como equivalentes en magnitudes de transporte.

No obstante, estas dos redes de tuberías de transporte de fluidos, presentan características claramente diferenciales como son:

- El abastecimiento de agua transporta a una distancia media, grandes caudales a una presión media o baja, en cambio los oleoductos transportan a largas distancias un caudal menor pero a una alta presión, lo que obliga a utilizar materiales de alta resistencia.
- El precio del producto transportado.
- La peligrosidad que se enfrenta al transportar fluidos específicos.

2.4 Reseña histórica

En lo que tiene que ver con los tipos de materiales se aprecia en la historia una gran variedad de materiales para la fabricación de tubos. En un pasado remoto, se utilizaron tuberías de cuero y de madera; las tuberías de arcilla (cerámica) fueron empleadas por los egipcios y los aztecas, y también por las civilizaciones griegas y romanas. Los primeros intentos, en 1860, para transportar petróleo en USA fueron a base de dovelas de madera. Más tarde se utilizaron para dicho cometido tuberías de hierro forjado y fundido, que dieron paso enseguida a las de acero.

La tecnología moderna del uso de las tuberías como medio de transporte de fluidos comienza a mediados del siglo 19 en USA, como alternativa al transporte fluvial, afianzándose enseguida como un modo de transporte especializado en la energía (petróleo y después el gas natural). Pero el origen de las tuberías a presión se remonta a mucho tiempo atrás. El antecedente claro del actual transporte por tubería está en las traídas de agua con tramos de tubería a presión, que según se muestran hallazgos arqueológicos, construyo de manera brillante la ingeniera romana. El caso más antiguo que se conoce es del 180 a.c., que consistía en una tubería de plomo de 20 cm de diámetro 3km de longitud. Durante los siglos transcurridos desde entonces, el gradual incremento de la demanda de agua por razones de urbanización, industrialización y mejora de las condiciones se crearon redes de transporte de agua por tuberías a presión cada vez más importantes y extendidas a todos los lugares del mundo, tanto para abastecimientos de agua, para riesgos o aprovechamientos energéticos.

Desde el primer oleoducto americano terminado en 1865 transcurrió mucho tiempo hasta su desarrollo fuera de USA, cuya razón vino por dos hechos fundamentales: el descubrimiento de campos petrolíferos en Oriente Medio, Argelia y Libia y el desarrollo económico de Europa Occidental. Se construyó el primer oleoducto europeo en 1918 que su utilizaba con fines militares y el primer de uso civil en 1953 casi un siglo después de USA.

Capítulo 3

Análisis Estático de tuberías

Capítulo 3

3 Análisis estático de tuberías

La determinación de la seguridad de tuberías enterradas pasa por el cálculo de esfuerzos a que se encuentra sometido en las situaciones de servicio.

En este capítulo se plantea el cálculo estático de la sección transversal de una tubería de sección circular sometida a acciones estáticas entre las que, además de la presión interna, se encuentran el peso propio, el empuje de las tierras (saturadas o no) y las cargas debido a un vehículo externo de acuerdo a las normas vigentes.

Tras indicar los métodos de cálculo para cada una de las acciones individuales, se plantean diferentes hipótesis de carga para las cuales la sección debe cumplir un criterio de tensión admisible respecto al límite elástico pero también respecto a la tensión crítica de abolladura.

El procedimiento seguido pasa por la determinación de los esfuerzos producidos en el contorno, para lo que se necesita poner la tubería en equilibrio con el medio. Se admite que la reacción del terreno que equilibra las cargas se aplica radialmente sobre la mitad inferior de la tubería de forma cosenoidal. A partir de los esfuerzos se calculan las tensiones en la tubería.

Otro punto importante es el cálculo de convergencias, ya que en muchos casos pueden ser determinadas para la aceptación del dimensionamiento.

3.1 Proceso de cálculo

El cálculo se realiza con las hipótesis clásicas de resistencia de materiales: pequeños desplazamientos y ley de comportamiento lineal, lo que permite utilizar el principio de superposición.

3.1.1 Cargas consideradas

3.1.1.1 Peso propio

El peso propio de la tubería actúa verticalmente, dando lugar a una componente normal y a otra tangencial.

El peso por diferencial de longitud ds es:

$$dp = \gamma_s e_p ds \quad (3.1)$$

$$ds = R d\theta \quad (3.2)$$

Con lo que el peso de la tubería, por unidad de longitud

$$p_{total} = \int_s \gamma_s e_p ds = \int_0^{2\pi} \gamma_s e_p R d\theta = \gamma_s e_p 2\pi R = \gamma_s A_s \quad (3.3)$$

Donde:

γ_s : es el peso específico del acero que constituye la tubería (N/m³).

A_s : es el área de la sección transversal del tubo (m²).

R : es el radio de la tubería (m).

e_p : es el espesor de la tubería (m).

Figura 3.1 Cargas por el peso propio de la tubería.

3.1.1.2 Presión interna

La presión interna p_i actúa de forma perpendicular a la superficie y como es sabido produce un estado tensional de membrana, es decir genera únicamente tensiones tangenciales a la superficie del cilindro representativo de la tubería.

El axil creado es una tracción del valor constante en todos los puntos del contorno de la tubería.

$$N(\theta) = p_i R \quad (3.4)$$

3.1.1.3 Terreno

El suelo origina presiones que aumentan con la profundidad “z”.

En cualquier punto el terreno crea una presión vertical (P_v) y otra horizontal (P_h) debidas al peso. La presión horizontal es función de la presión vertical y de la compactación del terreno, y se suele expresar en función de un coeficiente de empuje K_0 . En tuberías a presión se suele admitir:

$$P_v = \gamma_{suelo} z \quad (3.5)$$

$$P_h = K_0 P_v \quad (3.6)$$

Donde:

γ_{suelo} : es el peso específico del terreno (N/m³).

z : profundidad (m).

K_0 : es el coeficiente de empuje al reposo del terreno.

Figura 3.2 Influencia de la presión del suelo en la tubería

Estas presiones del terreno, en un plano tangente al contorno de la tubería, producen una componente normal al mismo P_v (dirección radial) y otra tangencial τ .

Para el cálculo de gasoductos se suele prescindir del efecto tangencial y considerar solamente la carga radial que puede obtenerse, estableciendo relaciones geométricas en el círculo de Mohr de la Figura 3.2, mediante la siguiente expresión en función de la carga P_v :

$$P_n = \frac{P_v}{2} [(1 + K_0) + (1 - K_0) \cos 2\theta] \quad (3.7)$$

El signo es el mismo que el de P_v , es decir, de compresión.

Para la determinación de la expresión vertical cabe imaginar al menos dos situaciones extrema; suelo saturado, cuando la zanja está inundada, o suelo seco.

3.1.1.4 Terreno seco

Para este caso se utiliza la misma expresión del terreno (3.5) donde el peso específico considerado es el del suelo seco

$$P_v = \gamma_{seco} z \quad (3.8)$$

3.1.1.5 Terreno saturado

Si se define el índice de huecos como la relación:

$$e = \frac{\text{volumen de huecos}}{\text{volumen de sólidos}} \quad (3.9)$$

Figura 3.3 Relación de huecos

Y si asume que todos los huecos están ocupados por agua se tendría, tomando como referencia la probeta sección transversal unidad:

$$\gamma_{sat} = \frac{e \gamma_w + 1 \cdot G_s}{1 + e} \quad (3.10)$$

Donde:

G_s : es el peso específico de las partículas sólidas (N/m^3)

γ_w : es el peso específico del agua (N/m^3)

Para obtener un valor de “e” se recurre al conocimiento del dato de peso específico seco.

$$\gamma_{seco} = \frac{G_s}{1 + e} \quad (3.11)$$

De donde se tiene:

$$e = \frac{G_s}{\gamma_s} - 1 \quad (3.12)$$

De esta forma, la ecuación (3.10) queda:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + \frac{\gamma_w}{\gamma_{seco}} G_s - \gamma_w}{\frac{G_s}{\gamma_{seco}}} = \frac{G_s(\gamma_{seco} + \gamma_w) - \gamma_{seco} \gamma_w}{G_s} \quad (3.13)$$

En el cómputo de la P_v generada por los granos de suelo se considera el peso específico del suelo sumergido, es decir del terreno saturado pero descontando el peso del agua. El efecto del agua se estudia aparte.

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.14)$$

En un punto del terreno situado a una profundidad z de la superficie, y donde H_1 es la profundidad de la capa freática ($z - H_1$) Figura 3.4, la presión vertical será:

$$P_v = \gamma_{seco} H_1 + \gamma_{sum} (z - H_1) \quad (3.15)$$

Figura 3.4 Relación de profundidad

En el caso de terreno saturado, se considera que toda la franja está inundada.

Así, los casos tenidos en cuenta son los dos extremos: suelo completamente seco, o suelo saturado hasta el nivel de la superficie (en este caso $H_1 = 0$).

3.1.1.6 Capa freática

El agua ejerce una presión perpendicularmente a las paredes de cualquier cuerpo sumergido, con lo que se crea un estado de cargas radial en la tubería, de valor:

$$\begin{aligned} z \geq H_1 & \quad p_w = \gamma_w (z - H_1) \\ z < H_1 & \quad p_w = 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

3.1.1.7 Tráfico

El tren de cargas que se va a utilizar en los cálculos tiene siempre la misma estructura: seis cargas del mismo valor separadas en grupos de tres, con una distancia transversal entre ellas d_{ct} y longitudinal d_{cl} , Figura 3.5.

En lo que sigue se considera que el tren de cargas está situado en la posición más desfavorable para la tubería, esto es, justo encima de la misma, colineal con ella y con las cargas simétricas respecto al eje.

Figura 3.5 Vista en planta

La presión vertical del terreno creado por una carga Q en un punto P situado a una profundidad z se determina por medio de la fórmula de Boussinesq:

$$p_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \varphi \quad (3.17)$$

Donde φ es el ángulo que forma la vertical (Figura 3.6) con la recta que une el punto de aplicación de la carga Q con el punto considerado P .

Figura 3.6 Vista vertical

La sección más desfavorable es la que se encuentra en el plano de las dos cargas centrales, dejando dos por delante y dos por detrás.

Se pretende poner la expresión de Boussinesq en función del ángulo de referencia θ del punto, que se ha elegido como variable de cálculo y se ha tomado como se indica en la Figura 3.6. Para ello se establecen las siguientes relaciones geométricas:

$$\cos \varphi = \frac{z}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} \quad (3.18)$$

“ z ” es la profundidad del punto P .

$$z = H + R(1 + \cos \theta) \quad (3.19)$$

Y “ r ” es la proyección sobre el plano horizontal de la distancia del punto de aplicación de la carga al punto considerado, que para las cargas situadas en el plano de la sección vienen dado por:

$$r = \frac{d_{ct}}{2} \pm R \sin \theta \quad (3.20)$$

Y para las cargas no situadas en el plano de la sección:

$$r = \sqrt{\left(\frac{d_{ct}}{2} \pm R \operatorname{sen} \theta\right)^2 + d_{cl}^2} \quad (3.21)$$

En ambos casos aparece un $\pm$, el signo + corresponde a las cargas situadas a la izquierda del punto, y el – para las situadas a la derecha.

La carga vertical total en un punto P que se ve afectado por las 6 cargas Q del tren de cargas especificado, será la suma del efecto de cada una de ellas, las dos de su plano y las cuatro de los extremos.

El efecto del tráfico es similar al del terreno en cuando que además de esta presión vertical P_v , crea una presión horizontal de valor:

$$P_h = K_0 P_v \quad (3.22)$$

En cada punto de la tubería, estas cargas se transforman en una presión radial y otra tangencial. Al igual que se hizo con el terreno se desprecia la componente tangencial, y la radial viene dada por la expresión:

$$P_n = \frac{P_v}{2} [(1 + K_0) + (1 - K_0) \cos 2\theta] \quad (3.23)$$

3.2 Reacciones del terreno. Sistema en equilibrio

Las cargas que actúan sobre la tubería provocan una reacción del terreno sobre la misma.

Se considera que esta reacción del terreno se produce en la mitad inferior del contorno de la tubería, radialmente a la misma con un valor máximo en el eje vertical.

De las cargas estudiadas, el agua, terreno y tráfico producen un sistema de presiones radiales actuando sobre la tubería (las componente tangencial creado por el terreno y el tráfico se ha desestimado), mientras que el peso propio crea cargas verticales en cada punto de la tubería, con una componente radial y otra tangencial, en este caso esta última no es despreciable. Debido a ello las cargas se estudian en dos grupos (Figura 3.7).

Figura 3.7 Reacciones en el terreno

La presión interna se equilibra por si sola y se conocen los esfuerzos y tensiones que produce en una tubería, por lo que no intervendrá en el cálculo de las reacciones del terreno.

3.2.1 Reacción ante carga de terreno + agua + trafico

Las cargas creadas en la mitad inferior de la tubería son equilibradas por el terreno con cargas iguales y de sentido opuesto, con lo que solo se calculará la reacción necesaria para equilibrar las cargas en la mitad superior (Figura 3.8).

Se admite que esta reacción del terreno tiene una componente uniforme de valor $Q_{\pi/2}$, siendo ese el valor de las cargas en $\theta = \pi/2$, y otra cosenoidal de la forma $P_0 \cos \theta$.

$$q_{\text{terreno}} = Q_{\pi/2} + P_0 \cos \theta \quad (3.24)$$

Figura 3.8 Equilibrio de cargas

Al dar a la componente uniforme el valor $Q_{\pi/2}$ se está asegurando la continuidad del sistema de cargas.

$$Q_{\pi/2} = P_w(\theta = \pi/2) + K_0 P_{v_{\text{terreno}}}(\theta = \pi/2) + K_0 P_{v_{\text{tráfico}}}(\theta = \pi/2) \quad (3.25)$$

Equilibrio vertical

P_0 se calcula imponiendo el equilibrio vertical en todas las cargas actuantes.

$$\begin{aligned} R_{P_w} + R_{P_{\text{terreno}}} + R_{P_{\text{tráfico}}} \\ = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} Q_{\pi/2} R \cos \theta d\theta + \int_{-\pi/2}^{\pi/2} P_0 R \cos^2 \theta d\theta \end{aligned} \quad (3.26)$$

R_{P_i} son las resultantes verticales de las cargas debido al agua, terreno y tráfico, todas ellas tienen sentido hacia abajo. En el segundo miembro aparece la reacción vertical total del terreno, de sentido hacia abajo.

$$P_0 = \left(R_{P_w} + R_{P_{terreno}} + R_{P_{tráfico}} - 2RQ\pi/2 \right) \frac{2}{\pi R} \quad (3.27)$$

Proyectando las cargas radiales sobre la vertical e integrando en la mitad superior del contorno de la tubería, se tienen las resultantes R_{P_i} .

Agua

$$\begin{aligned} R_{P_w} &= 2 \int_{\pi/2}^{\pi} P_w(\theta) (-\cos \theta) R d\theta \\ R_{P_w} &= -2R\gamma_w \int_{\pi/2}^{\pi} [H - H_1 + R(1 + \cos \theta)] (\cos \theta) d\theta \\ R_{P_w} &= -2R\gamma_w \left[H - H_1 + (4 - \pi) \frac{R}{4} \right] \end{aligned} \quad (3.28)$$

Terreno

$$\begin{aligned} R_{P_{terreno}} &= 2 \int_{\pi/2}^{\pi} P_{n_{terreno}}(\theta) (-\cos \theta) R d\theta \\ R_{P_{terreno}} &= -2R \int_{\pi/2}^{\pi} \frac{1}{2} [\gamma_{seco} H_1 + \gamma_{seco} (H - H_1 + R(1 + \cos \theta))] [(1 + K_0) \\ &\quad + (1 - K_0) \cos 2\theta] (\cos \theta) d\theta \\ R_{P_{terreno}} &= \left\{ \left[\gamma_{seco} H_1 + \left(\bar{h} - \frac{R\pi}{4} \right) \gamma_{sum} \right] (1 + K_0) \right. \\ &\quad \left. + \left[\frac{1}{3} \gamma_{seco} H_1 + \left(\frac{\bar{h}}{3} - \frac{R\pi}{8} \right) \gamma_{sum} \right] (1 - K_0) \right\} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Donde $\bar{h} = H + R - H_1$

Tráfico

$$\begin{aligned} R_{P_{tráfico}} &= 2 \int_{\pi/2}^{\pi} P_{n_{tráfico}}(\theta) (-\cos \theta) R d\theta \\ R_{P_{tráfico}} &= 2R \int_{\pi/2}^{\pi} \frac{p_{v_{tráfico}}}{2} [(1 + K_0) + (1 - K_0) \cos 2\theta] (\cos \theta) d\theta \end{aligned} \quad (3.30)$$

Debido a que esta última expresión es de integración analítica tediosa, se ha recurrido a otros métodos de integración.

3.2.2 Reacción ante el peso propio

El sistema en equilibrio responde al esquema de la Figura 3.9, donde la reacción es de la forma:

$$q_{\text{terreno}} = P_1 \cos \theta \quad (3.31)$$

Figura 3.9 Reacción peso propio

Al igual que antes, P_1 se obtiene imponiendo el equilibrio vertical:

$$\gamma_s A_s = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} P_1 R \cos^2 \theta d\theta = \frac{\pi}{2} P_1 R \quad (3.32)$$

Donde:

γ_s : es el peso específico del acero (N/m^3)

A_s : es el área de la sección transversal de la tubería (m^2)

$$P_1 = \frac{2\gamma_s A_s}{\pi R} = 4 \gamma_s e_p \quad (3.33)$$

3.3 Esfuerzos en el contorno de la tubería

Se trata de hallar las leyes de esfuerzos en el contorno de la tubería creados por una distribución de cargas en equilibrio que se ha determinado en el apartado anterior.

Como las cargas son simétricas respecto al eje vertical de la sección, se trabajara únicamente con la mitad, imponiendo las correspondientes condiciones de contorno debidas a la simetría.

En la Figura 3.10 se muestran estas condiciones para un sistema de cargas radiales $q(\varphi)$. Las reacciones en el apoyo M_0 y N_0 son incógnitas que se calcularán más adelante.

Puesto que se tienen los sistemas en equilibrio por separado para las cargas terreno+agua+tráfico y para el peso propio, se calcula por separado los esfuerzos creados por cada uno de los sistemas y se superpondrán los resultados.

La presión interna afecta únicamente a los esfuerzos axiales y su efecto se sumara al axil resultante.

3.3.1 Esfuerzos creados por la carga terreno + agua + tráfico

• Axil

El axil creado por un sistema genérico de cargas radiales $q(\varphi)$ en un punto del contorno de la tubería identificado por el ángulo θ que forma con el eje vertical, tomado como se indica en la figura siguiente es:

$$N(\theta) = -N_0 \cos \theta - \int_{\theta}^{\pi} R q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \quad (3.34)$$

Figura 3.10 Descomposición axil

Se ha considerado como axil positivo el de tracción.

Para el caso que se está tratando $q(\varphi)$ vale

$\theta < \varphi < \pi/2$: $q(\varphi)$ es la reacción del terreno q_{terreno} dada en la ecuación (3.24)

$\pi/2 < \varphi < \theta$: $q(\varphi)$ son las cargas radiales creadas por terreno + agua + tráfico

• Momento

El momento en una sección cualquiera viene dado por la siguiente expresión:

$$M(\theta) = M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \int_{\theta}^{\pi} R^2 q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \quad (3.35)$$

El momento positivo es el que produce tracción en la fibra más interna de la sección.

• Cálculos de las reacciones N_0 y M_0

Para el cálculo de las reacciones M_0 y N_0 en el apoyo superior, se utilizará el principio de los trabajos virtuales (PTV). Para ello es necesario contar con dos sistemas: un sistema real de cargas en equilibrio, y otro virtual con desplazamientos compatibles.

Según este principio, el trabajo realizado por la cargas del sistema virtual sobre los desplazamientos del real, es igual al realizado por los esfuerzos del virtual sobre las deformaciones del real. Se aplicara dos veces este principio para obtener dos ecuaciones con dos incógnitas que por resolución del sistema permitirá conocer M_0 y N_0 .

El sistema real en equilibrio con que se trabaja es el mostrado en la Figura 3.10 con las cargas (agua+terreno+tráfico) en la mitad superior y la reacción del terreno en la inferior.

Se crean dos sistemas virtuales que son los mostrados en las figuras siguientes y se hace trabajar cada uno de ellos en el sistema real. Puesto que en estos sistemas predomina la flexión, no se consideran las deformaciones que los axiales del sistema virtual producirían en el real.

- a) Principio de los trabajos virtuales entre el sistema virtual y el real. Los esfuerzos del sistema virtual (Figura 3.11) son denotado con M^* .

$$1.0 = \int M^* \chi = \frac{1}{EI} \int_0^\pi M^* M d\theta \quad (3.36)$$

Donde:

χ : es la curvatura del sistema real.

E : es el módulo de elasticidad del acero.

I : es la inercia de la sección.

El momento en el sistema virtual es:

$$M^* = -R(1 + \cos \theta).1 \quad (3.37)$$

Figura 3.11 Sistema virtual para evaluar el PTV

Con lo que:

$$\int_0^{\pi} (1 + \cos \theta) M(\theta) d\theta = 0 \quad (3.38)$$

Que sustituyendo la expresión de $M(\theta)$ se tiene:

$$\int_0^{\pi} (1 + \cos \theta) \left(M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \int_0^{\pi} R^2 q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \right) d\theta \quad (3.39)$$

Y desarrollando:

$$M_0 \pi - N_0 R \frac{3\pi}{2} - R^2 \int_0^{\pi} (1 + \cos \theta) \left(\int_0^{\pi} q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \right) d\theta \quad (3.40)$$

- b) Se aplica ahora el PTV entre el sistema real y el sistema virtual. El momento en este último sistema es constante a lo largo de todo el contorno de la sección.

$$1.0 = \int M^{**} \chi = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi} M^{**} M d\theta \quad (3.41)$$

Figura 3.12 Sistema real para evaluar el PTV

Con lo que:

$$\int_0^{\pi} M(\theta) d\theta = 0 \quad (3.42)$$

Que sustituyendo la expresión de $M(\theta)$ se tiene:

$$\int_0^\pi \left(M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \int_0^\pi R^2 q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \right) d\theta \quad (3.43)$$

Y desarrollando:

$$M_0 \pi - N_0 R \pi - R^2 \int_0^\pi (1 + \cos \theta) \left(\int_0^\pi q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \right) d\theta \quad (3.44)$$

3.3.2 Esfuerzos creados por la carga de peso propio

• Axil

Para el sistema en equilibrio creado por el peso propio de la tubería y la correspondiente reacción del terreno en la mitad inferior (Figura 3.13), el axil es:

$$N(\theta) = -N_0 \cos \theta - \int_\theta^\pi \gamma_s e_p R \sin \theta d\varphi - \int_\theta^{\pi/2} R q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi \quad (3.45)$$

Figura 3.13 Esfuerzos por el peso propio

Donde $q(\varphi) = P_1 \cos \theta$ y solo aparece cuando $\theta \leq \pi/2$

Resolviendo las integrales queda:

$$N(\theta) = -N_0 \cos \theta - \gamma_s e_p R \sin \theta (\pi - \theta) - \frac{P_1 R}{2} \left(\cos \theta + \sin \theta \left(\theta - \frac{\pi}{2} \right) \right) \quad (3.46)$$

El último término únicamente interviene cuando $0 \leq \theta \leq \pi/2$

• Momento

$$\begin{aligned}
 M(\theta) = & M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) \\
 & - \int_{\theta}^{\pi} \gamma_s e_p R^2 (\sin \theta - \sin \varphi) d\varphi \\
 & - \int_{\theta}^{\pi/2} R^2 q(\varphi) \sin(\varphi - \theta) d\varphi
 \end{aligned} \tag{3.47}$$

Resolviendo las integrales queda:

$$\begin{aligned}
 M(\theta) = & M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \gamma_s e_p R^2 ((\pi - \theta) \sin \theta - 1 \\
 & - \cos \theta) - \frac{P_1 R^2}{2} \left(\cos \theta + \sin \theta \left(\theta - \frac{\pi}{2} \right) \right)
 \end{aligned} \tag{3.48}$$

El último término únicamente interviene cuando $0 \leq \theta \leq \pi/2$

• Cálculos de las reacciones N_0 y M_0

Se aplica el PTV igual que se hizo anteriormente. Los sistemas virtuales mostrados se hacen trabajar con los desplazamientos y deformaciones del sistema.

Se obtienen así dos ecuaciones con dos incógnitas de las que se obtendrán M_0 y N_0 .

a) De la aplicación del PTV entre el sistema virtual y el real se llega a:

$$\int_0^{\pi} (1 + \cos \theta) M(\theta) d\theta = 0 \tag{3.49}$$

Sustituyendo el valor de $M(\theta)$

$$\begin{aligned}
 \int_0^{\pi} (1 + \cos \theta) \left[M_0 \right. \\
 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \gamma_s e_p R^2 ((\pi - \theta) \sin \theta - 1 \\
 \left. - \cos \theta) - \frac{P_1 R^2}{2} \left(\cos \theta + \sin \theta \left(\theta - \frac{\pi}{2} \right) \right) \right] d\theta = 0
 \end{aligned} \tag{3.50}$$

Resolviendo la integral se obtiene:

$$M_0 \pi - \frac{3\pi}{2} N_0 R - \frac{\gamma_s A_s}{\pi} R \left(\frac{8 + \pi}{4} \right) = 0 \tag{3.51}$$

Aplicando el PTV entre el sistema virtual y el real se tiene:

$$\int_0^{\pi} M(\theta) d\theta = 0 \tag{3.52}$$

Sustituyendo el valor de $M(\theta)$

$$\int_0^\pi \left[M_0 - N_0 R (1 + \cos \theta) - \gamma_s e_p R^2 ((\pi - \theta) \operatorname{sen} \theta - 1 - \cos \theta) - \frac{P_1 R^2}{2} \left(\cos \theta + \operatorname{sen} \theta \left(\theta - \frac{\pi}{2} \right) \right) \right] = 0 \quad (3.53)$$

Resolviendo la integral se obtiene:

$$M_0 \pi - N_0 R \pi - \frac{\gamma_s A_s}{\pi} R \left(\frac{4 - \pi}{2} \right) = 0 \quad (3.54)$$

3.4 Tensiones

Una vez conocidos los momentos y axiales creados por las distintas cargas que actúan sobre la tubería, se calculan las tensiones transversales en cada punto de la tubería, se denotan estas por σ_θ .

Los esfuerzos axiales crean una tensión uniforme en todo el espesor de valor:

$$\sigma_{\theta 1}(\theta) = \frac{N(\theta)}{t} \quad (3.55)$$

Por su parte, el momento $M(\theta)$ provoca en el espesor unas tensiones que siguen una ley lineal.

$$\sigma_{\theta 2}(\theta) = \frac{M(\theta)}{I} y \quad (3.56)$$

Donde:

I : es el momento de inercia de una sección de canto t y una profundidad de un metro.

y : es la distancia de la fibra neutra de cada punto del espesor.

La tensión en cada punto tiene una componente compensada por el axil y otra al momento flector.

$$\sigma_\theta(\theta) = \frac{N(\theta)}{t} + \frac{M(\theta)}{I} y \quad (3.57)$$

Los valores máximos o mínimos se tienen para $y = t/2$ e $y = -t/2$ respectivamente.

Figura 3.14 Equilibrio de tensiones

3.5 Hipótesis de cargas

Las cargas simples estudiadas se combinan en distintas hipótesis de carga que recogen las situaciones en que se puede encontrar la tubería.

Las hipótesis de carga consideradas son las siguientes:

Hipótesis	Acciones Constantes			Acciones Variables	
	Tubería	Terreno		Tráfico	Presión Int.
		Seco	Saturado		
1	X		X	X	
2	X	X		X	
3	X		X	X	X
4	X	X		X	X
5	X		X		X
6	X	X			X

Tabla 3.1 Hipótesis de cargas

3.6 Criterios de diseño

Como parte del diseño de la tubería se debe tener en cuenta la comprobación del dimensionamiento el cual se realiza en base a dos criterios:

- a) La tensión transversal en la tubería no debe superar en ningún porcentaje el límite elástico del material. Este porcentaje se da en función de un coeficiente f (que habitualmente varía entre 0.72, usado para tubería sometidas únicamente a presión interna).

Para aplicar este criterio se busca la máxima tensión (en valor absoluto, ya sea de tracción o de compresión) en el contorno de la tubería para cada una de las 6 hipótesis planteadas y se comprueba con la tensión de comparación:

$$|\sigma_{\theta max}| \leq f \sigma_y \quad (3.58)$$

σ_y es el límite elástico mínimo especificado del material.

Los materiales predefinidos para el cálculo son los aceros G_rB , X42, X46, X60, X65 y X70, con los límites elásticos mínimos y de rotura que se muestran en la Tabla 3.2, según las especificaciones API 5L.

Tipo	Límite Elástico Mínimo (MPa)	Límite Rotura (MPa)
G_rB	241	413
X42	289	413
X46	317	434
X60	413	517
X65	448	530
X70	482	565

Tabla 3.2 Límite elástico mínimo y de rotura

- b) La segunda comprobación se toma en cuenta la abolladura de la sección de conducto. La compresión no debe superar en ningún punto el valor crítico dado.

$$|N_{Cmax}| \phi A f_b \quad (3.59)$$

Donde:

N_{Cmax} es el máximo axil de compresión en el contorno de la tubería para la hipótesis de carga (N).

ϕ es un factor que se toma como 0.67.

A es el área de la sección transversal de la pared de la tubería por unidad de longitud m^2 .

f_b es la tensión crítica, que viene dada por la siguiente expresión

$$f_b = \frac{12 E}{\left(\frac{2KR}{r}\right)^2} \quad \text{si } R \geq \bar{R} \quad (3.60)$$

$$f_b = f_u - \frac{f_u^2}{48 E} \left(\frac{2KR}{r}\right)^2 \quad (3.61)$$

Donde:

f_u es el límite de rotura especificado del material, que se ha tomado de acuerdo a la Tabla 3.2.

K es el factor de rigidez del suelo cuyo valor se toma 0.22.

E es el módulo de elasticidad del acero.

R es el radio de la tubería.

r es el radio de giro de la sección de pared de la tubería por unidad de longitud,

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$, siendo I en momento de inercia de dicha sección y A su área.

$$\bar{R} = \frac{r}{2K} \left(\frac{24 E}{f_u} \right)^{0.5} \quad (3.62)$$

3.7 Resultados cálculo estático

A continuación se mostrarán unos ejemplos de verificación del procedimiento planteado en los apartados anteriores.

En los ejemplos se presenta una comparación de resultados obtenidos con la implementación del procedimiento de cálculo en Matlab con los que se obtienen con el programa Ansys.

Con Matlab se ha programado un código numérico usando el lenguaje de programación empleado en Matlab y en Ansys se ha construido una malla de elementos simulado por una viga bidimensional que representan la mitad de la tubería. En ambos casos se les han aplicado las cargas como se explicó anteriormente, se imponen la presión interna y el peso propio (que actúan en la tubería), así como las acciones del terreno, agua y tráfico en la parte superior de la misma. En la parte inferior se aplica una reacción del terreno en forma de presión radial, la cual tiene una parte constante y otra que varía con una ley cosenoidal.

3.7.1 Ejemplos

Calculo transversal de una tubería de 42".

Datos de Partida:

Diámetro	$D_p = 1.071 \text{ m}$
Espesor	$e_p = 0.0143 \text{ m}$
Densidad del acero	$\rho_{\text{acero}} = 7800 \text{ kg/m}^3$
Profundidad de enterramiento	$H_c = 1.10 \text{ m}$
Peso específico suelo	$\gamma_{\text{suelo}} = 18000 \text{ N/m}^3$
Peso específico agua	$\gamma_{\text{agua}} = 10000 \text{ N/m}^3$
Peso específico partículas sólidas	$G_s = 27000 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente de empuje	$K_0 = 0.6$
Peso tráfico	$Q = 150000 \text{ N}$
Distancia transversal eje tráfico	$d_{ct} = 2 \text{ m}$
Distancia longitudinal eje tráfico	$d_{cl} = 1.5 \text{ m}$
Presión interna	$P_{\text{interna}} = 72 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

A continuación se muestran las tablas y gráficas comparativas de las leyes de esfuerzo (Axil y Momento) para todas las hipótesis de carga.

Hipótesis de carga 1: Peso Propio + Terreno Saturado + Trafico				
Grados (θ)	Esfuerzo Axil		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	-31357	-31370	-389.10	-384.64
15	-31438	-31438	-342.10	-337.40
30	-31624	-31625	-210.6	-206.18
45	-31884	-31883	-21.88	-17.89
60	-32143	-32141	182.30	185.16
75	-31315	-32311	349.70	351.67
90	-32304	-32298	424.90	426.26
105	-32041	-32033	365.10	365.37
120	-31571	-31562	188.90	188.13
135	-31037	-31029	-32.22	- 32.885
150	-30597	-30590	-217.90	- 218.86
165	-30331	-30328	-328.70	-329.23
180	-31467	-30245	-363.80	- 363.76

Tabla 3.3 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 1

Figura 3.15 Esfuerzo axil hipótesis 1

Figura 3.16 Momento flector hipótesis 1

La Figura 3.15 y Figura 3.16 representan el esfuerzo axil y el momento flector respectivamente para influencia de la combinación de cargas de Peso Propio + Terreno Saturado + Trafico, donde la mayor concentración de esfuerzos se genera en el punto de la tubería justo cuando se forma el ángulo de 90 grados.

Hipótesis de carga 2: Peso Propio + Terreno Seco + Trafico				
Grados (θ)	Esfuerzo Axil		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	-27634	-27623	-628.1	-623
15	-27755	-27747	-551.9	-547
30	-28094	-28085	-339.1	-334
45	-28571	-28560	-33.73	-29
60	-29066	-29053	296.7	298
75	-29430	-29415	567.3	568
90	-29505	-29487	688.8	688
105	-29175	-29157	593.5	592
120	-28516	-28496	316.8	314
135	-27737	-27721	-36.52	-37
150	-27060	-27050	-348.4	-348
165	-26627	-26616	-548.7	-547
180	-26481	-26474	-616.1	-613

Tabla 3.4 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 2

Figura 3.17 Esfuerzo axil hipótesis 2

Comparando el Esfuerzo Axil (Figura 3.17) y el momento flector (Figura 3.18) de la Hipótesis 2 con la Hipótesis 1 se observa que el comportamiento es muy similar, la única diferencia es que en la Hipótesis 2 no está presente la influencia del agua en el suelo al evaluar un suelo seco y por tanto los valores de esfuerzo son menores.

Figura 3.18 Momento flector hipótesis 2

En las Hipótesis 3 y 4 tienen el mismo comportamiento que las Hipótesis 1 y 2 respectivamente, con un valor agregado por el esfuerzo que ejerce la presión, que es un valor constante en toda la pared de la tubería, obteniendo los mismos resultados utilizando elementos finitos en Ansys y el planteamiento utilizado en Matlab.

Hipótesis de carga 3: Peso Propio + Terreno Seco + Trafico + Presión				
Grados (θ)	Esfuerzo Axial		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	3824229	3824000	-389.10	-301
15	3824161	3824100	-342.10	-303
30	3823975	3823900	-210.60	-207
45	3823716	3823700	-21.88	-40
60	3823457	3823500	182.30	156
75	3823286	3823300	349.70	325
90	3823297	3823300	424.90	408
105	3823561	3823600	364.90	356
120	3824032	3824000	188.40	186
135	3824566	3824500	-31.71	-27
150	3825007	3825000	-217.90	-208
165	3825272	3825200	-328.50	-315
180	3825357	3825300	-363.80	-349

Tabla 3.5 Resultados Leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 3

La discretización del modelo de elementos finitos (Figura 3.19) se ha aumentado de manera que en la representación aparecen tramos constantes.

Figura 3.19 Esfuerzo axial hipótesis 3

Figura 3.20 Momento flector hipótesis 3

Hipótesis de carga 4: Peso Propio + Terreno Seco + Trafico + Presión				
Grados (θ)	Esfuerzo Axial		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	3827965	3827800	-628.10	-540
15	3827844	3827800	-551.90	-513
30	3827505	3827500	-339.10	-336
45	3827028	3827000	-33.73	-52
60	3826533	3826600	296.70	269
75	3826169	3826200	567.30	542
90	3826094	3826100	688.80	671
105	3826424	3826400	593.20	583
120	3827083	3827100	317.20	314
135	3827862	3827800	-35.27	-31
150	3828539	3828500	-349	-338
165	3828972	3828900	-548.70	-534
180	3829118	3829100	-616.10	-600

Tabla 3.6 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 4

Figura 3.21 Esfuerzo axial hipótesis 4

Figura 3.22 Momento flector hipótesis 4

En las Hipótesis 5 y 6 al evaluar los esfuerzos de la tubería se elimina la influencia del Tráfico y se observa mejor el comportamiento del suelo y el peso propio sobre todo en el esfuerzo Axil. La mayor influencia de estos se produce en la parte superior a 180 grados a diferencia de la influencia del tráfico que se produce en la parte lateral a 90 grados y claramente su efecto es más dominante como se muestra en las hipótesis anteriores.

Hipótesis de carga 5: Peso Propio + Terreno Saturado + Presión				
Grados (θ)	Esfuerzo Axial		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	3841006	3840800	70.97	156
15	3841044	3840900	61.20	96
30	3841153	3841100	34.16	33
45	3841317	3841300	-3.79	-24
60	3841512	3841500	-42.94	-70
75	3841706	3841700	-71.13	-96
90	3841867	3841900	-75.60	-92
105	3841973	3842000	-51.31	-59
120	3842051	3842000	-17.21	-17
135	3842116	3842100	13.17	19
150	3842168	3842100	35.15	45
165	3842202	3842100	47.98	60
180	3842215	3842200	52.01	64

Tabla 3.7 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 5

Figura 3.23 Esfuerzo axil hipótesis 5

Figura 3.24 Momento flector hipótesis 5

Hipótesis de carga 6: Peso Propio + Terreno Seco + Presión				
Grados (θ)	Esfuerzo Axial		Momento Flector	
	MATLAB	ANSYS	MATLAB	ANSYS
0	3844742	3844600	-168	-82
15	3844726	3844600	-148.60	-113
30	3844684	3844700	-94.37	-94
45	3844630	3844600	-15.65	-36
60	3844589	3844600	71.41	42
75	3844590	3844600	146.5	120
90	3844664	3844700	188.30	170
105	3844836	3844800	177.30	168
120	3845102	3845100	110.80	109
135	3845412	3845400	9.60	15
150	3845701	3845600	-95.02	-84
165	3845903	3845800	-172	-158
180	3845976	3845900	-200.40	-186

Tabla 3.8 Resultados leyes de esfuerzo (axil y momento) hipótesis 6

Figura 3.25 Esfuerzo axil hipótesis 6

Figura 3.26 Momento flector hipótesis 6

Capítulo 4

Análisis dinámico de tuberías

Capítulo 4

4 Análisis dinámico de tuberías

Las principales causas que originan la falla de tuberías enterradas durante la ocurrencia de un sismo son los movimientos vibratorios del suelo y los grandes desplazamientos del terreno. (Kubota, 1981). Las primeras inducen en las tuberías deformaciones axiales cuyas magnitudes generalmente son mucho mayores que las deformaciones por flexión. La falla en el terreno ocasiona deformaciones muy grandes comparadas con las provocadas por las ondas sísmicas.

Dadas las dificultades que existen en la adopción de un método de análisis que permite considerar ambos efectos simultáneamente, se analizan criterios independientes de diseño para cada caso.

4.1 Notación

4.1.1 Ondas volumétricas:

Dentro de los diferentes tipos de ondas que produce un movimiento sísmico se encuentran las Ondas Volumétricas y las Ondas Superficiales Rayleigh o Love.

Las Ondas Volumétricas se caracterizan porque sus movimientos se concentran bajo la superficie del suelo y pueden ser de dos tipos: longitudinales (ondas primarias “P”) y transversales (ondas secundarias “S”). Las primeras son ondas de cambio de volumen, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación produciendo cambios en el volumen, mientras que las segundas, el desplazamiento es transversal a la dirección de propagación. Estas ondas son las que junto a las ondas de Rayleigh son las que producen la mayor parte de los daños.

Figura 4.1 Esquema propagación de las ondas

La notación generalmente utilizada para referirse a los componentes de las ondas se indica en la Figura 4.1 donde el origen se estima en el punto de estudio, o-z es la dirección del azimut, el eje “y” se dirige al norte y “x” al este, $\underline{\eta}$ marca la dirección de llegada del rayo sísmico en nuestro caso.

Si se toma el plano definido por la normal $\underline{n}$ y el eje vertical “z” es posible definir el ángulo de incidencia “i”. El movimiento de la onda S se produce en el plano perpendicular al anterior y se suele descomponer en la suma de SH y SV que definen el ángulo de polarización “ $\mathcal{E}$ ”.

4.1.2 Desplazamiento de las partículas del suelo

Cuando se produce el movimiento del suelo debido a las ondas sísmicas de tipo plano, todos los puntos en cada plano normal a la dirección de propagación presentan el mismo movimiento, y aunque la señal avanza o retrocede según el eje, el movimiento de las partículas se mantiene longitudinal (Ondas P) en la misma dirección de propagación (Figura 4.2.a) o transversal (Ondas S) a la dirección de propagación (Figura 4.2.b).

Figura 4.2 Movimiento longitudinal (a) y transversal (b) de la onda

Se puede generalizar el problema y estudiar la posibilidad de ondas no solo planas, en lo que el desplazamiento producido por las diferentes ondas se puede determinar por:

$$\underline{u} = f(\underline{x} \underline{n} - ct) \underline{d} = f(\xi) \underline{d} \quad (4.1)$$

Donde $\underline{u}$ es el argumento que representa la translación de la señal.

$$\xi = (\underline{x} \underline{n} - c t) \quad (4.2)$$

$$\frac{d\xi}{dt} = -c \quad (4.3)$$

$\underline{u}$ = es el vector que recoge los desplazamientos del punto en estudio.

c = velocidad de propagación de las ondas.

$\underline{n}$ = dirección de propagación de las ondas.

$\underline{d}$ = dirección del movimiento de las partículas.

$$\underline{d} = \underline{n} \rightarrow \text{ondas P}$$

$$\underline{d} \perp \underline{n} \rightarrow \text{ondas S}$$

4.1.3 Velocidad de las partículas del suelo

La velocidad de las partículas se obtiene derivando el vector de desplazamientos respecto al tiempo.

$$\dot{\underline{u}} = \frac{d\underline{u}}{dt} = \frac{df}{d\xi} \cdot \frac{d\xi}{dt} \underline{d} = -c f'_\xi \underline{d} \quad (4.4)$$

$$\dot{\underline{u}} = -c_p f'_\xi \underline{n} \rightarrow \text{ondas } P$$

$$\dot{\underline{u}} = -c_s f'_\xi \underline{d} \rightarrow \text{ondas } S$$

De esta forma el módulo de la velocidad de las partículas es:

$$|\dot{\underline{u}}| = c f'_\xi = V \quad (4.5)$$

Lo que permite obtener una relación que será útil más adelante.

$$f'_\xi = \frac{V}{c} \quad (4.6)$$

V = Módulo de la velocidad del Suelo.

4.1.4 Ondas Armónicas. Longitud de onda

Un caso particular de propagación son las Ondas Armónicas, muy usadas debido a la posibilidad de descomposición de cualquier señal en sus diferentes componentes de frecuencias. En estos casos el argumento figura combinado con la función exponencial.

$$\underline{u} = f(\underline{x} \underline{n} - ct) \underline{d} = f(\xi) \underline{d} = e^{ik(\underline{x} \underline{n} - ct)} \underline{d} \quad (4.7)$$

$$\underline{u} = e^{ik(\underline{x} \underline{n})} \cdot e^{-i(k c t)} \quad (4.8)$$

Para que aparezca el término de oscilaciones armónicas $e^{i\omega t}$ basta hacer:

$$k c T = \omega t \quad ; \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \\ k = \frac{2\pi}{c T} \quad (4.9)$$

k = Número de Onda.

λ = Longitud de Onda que representa el periodo espacial al que se propaga la perturbación.

$$\lambda = c T \quad (4.10)$$

Sustituyendo se tiene una interesante representación en factores adimensionales:

$$\underline{u} = e^{i \frac{2\pi}{c T} (\underline{x} \underline{n} - ct)} \cdot e^{-i(k c t)} \underline{d} \quad (4.11)$$

$$\underline{u} = e^{i2\pi \left(\frac{\underline{x} \underline{n}}{c T} - \frac{t}{T} \right)} \underline{d} \rightarrow \underline{u} = e^{i2\pi \left(\frac{\underline{x} \underline{n}}{\lambda} - \frac{t}{T} \right)} \underline{d} \quad (4.12)$$

4.1.5 Ondas Armónicas en el mismo plano vertical que la tubería.

El llamado método Simplificado se basa en admitir que, para un nivel bajo de deformaciones se cumple la hipótesis de que la máxima deformación axial de la tubería ocurre cuando se esta se mueve igual que el suelo que le rodea. Para un nivel alto de deformaciones se produce el deslizamiento de la tubería con respecto al suelo, lo que será considerado más adelante.

Los procedimientos adoptados por el método Simplificado se basan en dos criterios. El debido a Newmark (Ariman y Muleski, 1981) para niveles de deformaciones bajos, considerando que la deformación de la tubería es igual a la deformación del terreno. Y para el caso de las deformaciones mayores de la tubería con respecto al terreno se emplea el criterio de O'Rourke (O'Rourke, 1999). En ambos casos de atención se centra en los movimientos longitudinales, ya que se considera que las flexiones producen tensiones de segundo orden. Ambos criterios la fundamentan en un modelo de tubería enterrada en un semiespacio elástico, como se muestra en la Figura 4.3. También se considera como primer paso una excitación sísmica producida por una onda contenida en el mismo plano vertical que la tubería que se supone horizontal.

Figura 4.3 Modelo tubería enterrada en un semi-espacio elástico

Se pueden ir particularizando sucesivamente las fórmulas (4.1) a (4.6)

$$\underline{y} \cdot \underline{n} = y \cdot \text{sen } i + z \cdot \text{cos } i \quad (4.13)$$

$$\xi = \underline{y} \cdot \underline{n} - c t = y \cdot \text{sen } i + z \cdot \text{cos } i - c t \quad (4.14)$$

$$\frac{d\xi}{dy} = \text{sen } i \quad ; \quad \frac{d\xi}{dz} = \text{cos } i \quad (4.15)$$

El movimiento del suelo es:

$$\underline{u} = f(\xi) \underline{d} \quad (4.16)$$

Su componente longitudinal según la tubería:

$$u = f(\xi) d_1 \quad (4.17)$$

Donde:

$$\begin{aligned} d_1 &= \text{sen } i \rightarrow \text{Ondas } P \\ d_1 &= -\cos i \rightarrow \text{Ondas } S \end{aligned}$$

La deformación longitudinal del suelo se obtiene derivando:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dy} \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_x = f'_\xi \frac{d\xi}{dy} d_1 = \frac{V}{c} \text{sen } i d_1 \quad (4.19)$$

- Para Ondas P:

$$\varepsilon_x = \frac{V}{c} \text{sen } i \cdot \text{sen } i = \frac{V}{c} \text{sen}^2 i \quad (4.20)$$

Cuyo máximo se representa para

$$i = -\frac{\pi}{2}$$

Y vale:

$$\varepsilon_x = \frac{V}{c_p} \quad (4.21)$$

- Para Ondas S:

$$\varepsilon_x = \frac{V}{c} \text{sen } i (-\cos i) = -\frac{V}{c} \text{sen } i \cos i \quad (4.22)$$

El valor máximo se produce para

$$i = -\frac{\pi}{4} \quad ; \quad \text{sen } i = \cos i = \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (4.23)$$

Y vale:

$$|\varepsilon_x| = \frac{V}{(\sqrt{2})^2 c_s} = \frac{V}{2c_s} \quad (4.24)$$

Antes de proseguir conviene obtener una expresión de la velocidad de propagación aparente (c_{aparente}) con que se observa el avance del movimiento a lo largo de la tubería.

Figura 4.4 Dirección de movimiento de la onda

Si (Figura 4.4) A B es el frente de onda y A'B' el que se tiene al cabo de un instante dt:

$$c_{\text{aparente}} = \frac{AB'}{dt} = \left[\frac{BB'}{\sin i} \right] \frac{1}{dt} \quad (4.25)$$

$$c_{\text{aparente}} = \frac{c}{\sin i} \quad (4.26)$$

En el caso 3D (Figura 4.5) donde la dirección de propagación es oblicua, el mismo razonamiento exige la construcción de dos frentes de ondas: el primero OAA* arbitrariamente pasando por el origen y perpendicular al rayo OB, y el segundo BB*CC* también perpendicular al rayo pero pasando por el extremo B.

Figura 4.5 Proyección 3D de la propagación de las ondas

En el plano vertical OA*BC se puede escribir:

$$OB = A^*B \sin i \quad (4.27)$$

Y teniendo en cuenta la relación en el plano horizontal BB*A,

$$OB = (A^*B^* \cos \gamma) \operatorname{sen} i \quad (4.28)$$

Donde γ es el ángulo del plano vertical de incidencia con el plano vertical que contiene la tubería, así pues:

$$A^*B^* = \frac{AB}{\operatorname{sen} i \cos \gamma} \quad (4.29)$$

Pero si se considera:

$$AB = c \, dt \quad (4.30)$$

Ello implica:

$$A^*B^* = c^* \, dt \quad (4.31)$$

$$c^* \, dt = \frac{c \, dt}{\operatorname{sen} i \cos \gamma} \quad (4.32)$$

En el caso de las ondas S:

$$c_{ap}^* = \frac{c_s}{\operatorname{sen} i \cos \gamma} \quad (4.33)$$

Como se verá más adelante la orientación pésima de la onda S se produce para $i = \gamma = \pi/4$, por lo que, para las ondas S que producen más esfuerzos axiales se tiene:

$$c_{ap}^* = \frac{c_s}{\left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2} = 2c_s \quad (4.34)$$

El mismo razonamiento geométrico puede repetirse usando los conceptos de geometría analítica (Figura 4.6).

Figura 4.6 Proyección de la onda cuando la tubería está enterrada.

Plano por el origen:

$$\Pi_1 = n_1 x + n_2 y + n_3 z = 0 \quad (4.35)$$

Plano a distancia $c_s dt$ del origen:

$$\Pi_2 = n_1 x + n_2 y + n_3 z - c_s dt = 0 \quad (4.36)$$

Cortes de los planos en la tubería recta:

$$\left. \begin{array}{l} y = 0 \\ z = H \end{array} \right| \begin{array}{l} n_1 x + n_3 H = 0 \\ n_1 x + n_3 H = c_s \Delta t \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} x_1 = -\frac{n_3}{n_1} H \\ x_2 = -\frac{n_3}{n_1} H + \frac{c_s}{n_1} \Delta t \end{array} \quad (4.37)$$

Distancias entre los cortes:

$$dx = \frac{c_s}{n_1} dt \quad (4.38)$$

Velocidad aparente de las ondas S:

$$c_{ap} = \frac{dx}{dt} = \frac{c_s}{n_1} = \frac{c_s}{\sin i \cos \gamma} \quad (4.39)$$

Si el valor máximo se produce para $i = \gamma = \pi/4$

$$c_{ap}^* = \frac{c_s}{\left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2} = 2c_s \quad (4.40)$$

4.1.6 Ondas armónicas en el mismo plano horizontal que la tubería

Si ahora se considera en planta una onda transversal con dirección de propagación γ respecto a la traza de la tubería (Figura 4.7) se puede repetir el razonamiento con frentes de ondas normales al rayo definido por A y B.

Figura 4.7 Vista en planta dirección de propagación de la onda

$$c_s dt = AB = AB^* \cos \gamma \quad ; \quad c_{ap} dt = AB^* = \frac{c_s dt}{\cos \gamma} \quad (4.41)$$

Es decir,

$$c_{ap}^s = \frac{c_s}{\cos \gamma} \quad (4.42)$$

Respecto a las deformaciones axiales de la tubería, como los desplazamientos axiales son:

$$u = A \operatorname{sen} \gamma \operatorname{sen} 2\pi \frac{x}{\lambda^*} \quad (4.43)$$

La deformación se obtiene derivando:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{2\pi A}{\lambda^*} \operatorname{sen} \gamma \cos 2\pi \frac{x}{\lambda^*} \quad (4.44)$$

Pero según la definición de longitud de onda aparente y la expresión (4.42):

$$\lambda^* = c_{ap} T = \frac{c_s}{\cos \gamma} T = \frac{\lambda}{\cos \gamma} \quad (4.45)$$

Por lo que la amplitud de la deformación es:

$$\varepsilon_x^{max} = \frac{2\pi A}{\lambda^*} \operatorname{sen} \gamma = \frac{2\pi A}{\lambda} \cos \gamma \operatorname{sen} \gamma \quad (4.46)$$

Recordando que:

$$\lambda = c_s T \quad y \quad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$\varepsilon_x^{max} = \frac{2\pi A}{T} \frac{1}{c_s} \cos \psi \operatorname{sen} \gamma = \frac{|V|}{c_s} \cos \gamma \operatorname{sen} \gamma$$

El máximo geométrico se obtiene de nuevo para:

$$\gamma = \pi/4 \quad (4.47)$$

El máximo es:

$$\varepsilon_x^{max} = \frac{|V|}{c_s} \frac{1}{2} \quad (4.48)$$

4.1.7 Ondas pésimas

Las Ondas Pésimas son las que producen mayor daño cuando su propagación por el terreno se produce con un ángulo específico según se vio anteriormente.

Se admite que las ondas P no tienen importancia comparado con el movimiento longitudinal inducido por las ondas R y que la pésima distancia de estas se produce cuando avanzan en el mismo plano vertical que contiene la traza de la tubería.

Respecto a las ondas S el caso pésimo se obtiene combinando los casos de plano vertical y horizontal. Según las expresiones (4.23) y (4.47).

$$i = \gamma = \frac{\pi}{4} \quad (4.49)$$

Como:

$$\varepsilon_x = \frac{|V|}{c_s} \text{sen } i \cos i \text{ sen } \gamma \cos \gamma \quad (4.50)$$

El valor máximo se obtiene de:

$$\varepsilon_x = \frac{|V|}{c_s} \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^4 = \frac{|V|}{4 c_s} \quad (4.51)$$

A su vez según la expresión (4.34):

$$c_{ap}^s = 2 c_s \quad (4.52)$$

De modo que la deformación máxima de las ondas S:

$$\varepsilon_x = \frac{|V|}{2 c_{ap}^s} \quad (4.53)$$

Por ello la mayoría de las normas definen **un coeficiente de deformación α** que permite escribir en una sola fórmula los efectos de la deformación tanto de las ondas P y R como las S.

$$\varepsilon_x = \frac{V}{\alpha c_{ap}} \quad (4.54)$$

Donde:

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{Ondas P/R} \\ 2 & \rightarrow \text{Ondas S} \end{cases}$$

4.1.8 Adherencia tubería terreno

Generalmente las normas recomiendan comprobar la adherencia entre tubería y suelo con objeto de garantizar la transferencia de deformación longitudinal. Mayormente se supone que el diámetro de la tubería es despreciable frente a la profundidad de enterramiento H_c por lo que la tensión se supone en todos los puntos del contorno proporcional al peso específico del terreno γ y a H .

Figura 4.8 Equilibrio de tensiones en la tubería

Usando el Círculo de Mohr (Figura 4.8.d)

$$PB = PA \cos \theta = PC \cos^2 \theta = (\sigma_v - \sigma_h) \cos^2 \theta \quad (4.55)$$

$$\sigma_n = OP + PB = \sigma_h (1 - \cos^2 \theta) + \sigma_v \cos^2 \theta \quad (4.56)$$

$$\sigma_n = [K_0 \sin^2 \theta + \cos^2 \theta] \sigma_v \quad (4.57)$$

La carga perpendicular al contorno total se obtiene integrando la expresión (4.57):

$$F_n = 2 \int_0^\pi \sigma_n R d\theta = D_p \sigma_v \int_0^\pi [K_0 \sin^2 \theta + \cos^2 \theta] \quad (4.58)$$

Que conduce a la expresión:

$$F_n = D_p \sigma_v \frac{\pi}{2} (1 + K_0) = \frac{\pi D_p}{2} \gamma' H (1 + K_0) \quad (4.59)$$

La tensión tangencial de rozamiento de la cara externa de la tubería viene dada por el producto de la tensión normal media actuante sobre el perímetro de la tubería por la tangente del ángulo de rozamiento de la tubería-terreno $tg \delta$.

$$\tau_u = \frac{\pi D_p}{2} \gamma' H_c (1 + K_0) tg \delta \quad (4.60)$$

Donde:

γ' : Peso específico efectivo del terreno de relleno de la zanja.

H_c : Profundidad de enterramiento, medida desde el eje de la tubería

K_0 : Coeficiente de empuje al reposo.

δ : Ángulo de rozamiento entre el material de la tubería y el terreno de relleno de la zanja.

El equilibrio de la rebanada en el límite es:

Figura 4.9 Equilibrio de la tubería

$$\frac{dN}{dx} = q_u \quad (4.61)$$

Para que no haya deslizamiento:

$$\frac{dN}{dx} \leq q_u \quad (4.62)$$

Y como:

$$N = \sigma A_p = E A_p \varepsilon \quad (4.63)$$

Se tiene:

$$\frac{d\varepsilon}{dx} < \frac{q_u}{E A_p} \quad (4.64)$$

Es norma de buena práctica aceptar que se obtienen buenos resultados si:

$$\frac{E A_p}{q_u} \leq 10^6 \quad (4.65)$$

Se supone que en la tubería ha habido deslizamientos y que la misma está sometida a una carga uniforme q_u . El sentido de actuación de esta carga varía según los desplazamientos del suelo, que se suponen senoidales (Figura 4.10).

Figura 4.10 Desplazamiento senoidal del suelo

El valor de q_u es constante.

Tomando un trozo limitado por $\varepsilon = 0$, como el DE, el centro tiene un desplazamiento nulo (Figura 4.11).

Figura 4.11 Desplazamiento de la tubería

Deformación en la tubería.

$$\varepsilon_{max} = \frac{N_{max}}{E_i A_p} = \frac{q_u \frac{L}{4}}{E_i A_p} \quad (4.66)$$

4.2 Método pseudoestático

El método pseudoestático se basa en estimar la amplitud del desplazamiento del suelo que rodea la estructura y las deformaciones del terreno considerando el estrato sobre un fondo rígido, en función de parámetros dinámicos del sitio como es el periodo natural y la aceleración del terreno a nivel de la tubería.

El método asume que las ondas sísmicas propagadas son ondas senoidales con una longitud de onda λ y una amplitud u . Se considera como parámetro básico la longitud de la onda sísmica predominante, λ asociada con la velocidad de terreno máxima utilizando la siguiente ecuación:

$$\lambda = c_s T_g = 4H_s \quad (4.67)$$

Donde:

c_s : es la velocidad de ondas de cortante en el estrato superficial.

T_g : es el periodo natural del estrato de suelo.

Se estima el desplazamiento del terreno a la profundidad de enterramiento, H_c de la tubería utilizando la fórmula analítica del estrato (Figura 4.12).

Figura 4.12 Desplazamiento del terreno

El desplazamiento y la aceleración totales se descomponen en movimientos de arrastre y relativo.

$$u^T = u_g + u \quad ; \quad \ddot{u}^T = \ddot{u}_g + \ddot{u} \quad (4.68)$$

El equilibrio de la rebanada de suelo Figura 4.11 permite escribir:

$$\frac{dQ}{dz} dz = -q dz \quad (4.69)$$

Usando ley de comportamiento del acero:

$$Q = \tau A = GA\gamma = GA \frac{du}{dz} \quad (4.70)$$

Donde A es un área muda y G es el módulo de rigidez del estrato.

Y considerando que la carga es la provocada por la aceleración absoluta en la rebanada de masa $\rho A dz$:

$$GA \frac{d^2 u}{dz^2} = -q = \rho A \frac{d^2 u^T}{dt^2} \quad (4.71)$$

Se obtiene:

$$G \frac{d^2 u}{dz^2} = \rho \frac{d^2 u^T}{dt^2} \quad (4.72)$$

Como:

$$c_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad (4.73)$$

$$c_s^2 \frac{d^2 u}{dz^2}(z, t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(z, t)$$

Si se supone un movimiento armónico del suelo y se busca en un movimiento relativo de la misma frecuencia:

$$u_g(t) = U_g e^{i\omega t} \quad \Rightarrow \quad \ddot{u}_g(t) = -\omega^2 U_g e^{i\omega t} \quad (4.74)$$

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \ddot{u} = -\omega^2 U(z) e^{i\omega t} \\ u'' = U''(z) e^{i\omega t} \end{cases} \quad (4.75)$$

Sustituyendo (4.75) y (4.74) en (4.73) se tiene:

$$c_s^2 U''(z) = -\omega^2 U_g - \omega^2 U(z) \quad (4.76)$$

Y haciendo la sustitución:

$$r^2 = \left(\frac{\omega}{c_s} \right)^2 = (2\pi\lambda)^2 \quad (4.77)$$

Se llega a:

$$U(z) + r^2 U(z) = -r^2 U_g \quad (4.78)$$

Cuya solución es:

$$U(z) = A \cos r z + B \sin r z - U_g \quad (4.79)$$

Las constantes se obtienen imponiendo las condiciones de contorno:

En el fondo del estrato el movimiento es nulo

$$z = H_s \quad ; \quad U(z) = 0 \quad (4.80)$$

En la superficie las tensiones tangenciales son nulas

$$z = 0 \quad ; \quad \tau = 0 = \gamma G \quad ; \quad \gamma = \frac{du}{dz} = U' = 0 \quad (4.81)$$

Aplicando la condición (4.81)

$$\begin{aligned} U'(z) &= -r A \operatorname{sen} r z + r B \cos r z \\ U'(0) &= r B \quad \Rightarrow \quad B = 0 \end{aligned} \quad (4.82)$$

Por lo que la ecuación (4.79) se reduce a:

$$U(z) = A \cos r z - U_g \quad (4.83)$$

En la que se puede imponer ahora la condición (4.80)

$$U(z) = 0 = A \cos r H_s - U_g \quad \Rightarrow \quad A = \frac{U_g}{\cos r H_s} \quad (4.84)$$

Así pues la ecuación correspondiente al desplazamiento relativo:

$$U(z) = U_g \left(\frac{\cos r z}{\cos r H_s} - 1 \right) \quad (4.85)$$

Y el absoluto:

$$U^T(z) = U(z) + U_g = U_g \frac{\cos r z}{\cos r H_s} \quad (4.86)$$

El movimiento final a cada profundidad y tiempo es:

$$u^T(z, t) = U^T(z) e^{i\omega t} = U_g \frac{\cos r z}{\cos r H_s} e^{i\omega t} \quad (4.87)$$

Cuyo valor máximo en el tiempo es:

$$u_{\max}^T(z) = U^T(z) = U_g \frac{\cos r z}{\cos r H_s} \quad (4.88)$$

Así el valor máximo de aceleración es, igualmente:

$$\ddot{U}^T(z) = \omega^2 U_g \frac{\cos r z}{\cos r H_s} \quad (4.89)$$

La aceleración en la superficie se obtiene en $z = 0$

$$A_o g \equiv \frac{\omega^2 U_g}{\cos r H_s} \quad (4.90)$$

Y así:

$$\ddot{U}^T(z) = A_o g \cos r z \quad (4.91)$$

Lo que lleva a

$$\ddot{U}^T(z) = \omega^2 U^T(z) \quad \rightarrow \quad U^T(z) = \frac{1}{\omega^2} A_o g \cos r z \quad (4.92)$$

Y, finalmente,

$$U^T(z) = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{2\pi z}{\lambda} \quad (4.93)$$

A la altura de la tubería:

$$U^T(H_c) = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{2\pi H_c}{\lambda} \quad (4.94)$$

Donde, como se dijo antes:

$$\lambda = c_s T = 4 H_s \quad (4.95)$$

Al final, al calcular el desplazamiento horizontal del terreno, se obtiene:

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} \quad (4.96)$$

Disponiendo de la expresión (4.96) se puede comprobar la tubería mediante un modelo de tubería sobre capa continua de muelles elásticos (Figura 4.13.a) representativos de la rigidez horizontal del terreno cuya base se mueve precisamente con una U_g que sigue (4.96) mientras que llamamos U_p al movimiento de la tubería:

Figura 4.13 Representación muelle de la tubería (Rigidez)

Usando la ley de comportamiento de barras en axil:

$$N = \sigma A_p = E_p A_p \varepsilon = E_p A_p \frac{dU_p}{dx} \quad (4.97)$$

Y poniendo el equilibrio de la Figura 4.13.b

$$\frac{dN}{dx} = E_p A_p \frac{d^2 U_p}{dx^2} = K_g (U_g - U_p) \quad (4.98)$$

$$E_p A_p \frac{d^2 U_p}{dx^2} + K_g (U_g - U_p) = 0 \quad (4.99)$$

O bien:

$$E_p A_p \frac{d^2 U_p}{dx^2} - K_g U_p = -K_g U_g \quad (4.100)$$

Que haciendo:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{K_g}{E_p A_p}} \quad (4.101)$$

Puede escribirse como:

$$U_p'' - \eta_1^2 U_p = -\eta_1^2 U_g \quad (4.102)$$

Si el movimiento del suelo es armónico:

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{\lambda^*} \quad (4.103)$$

Con la λ^* definido en (4.45) se busca la condición para que exista un movimiento de la tubería igualmente armónico y proporcional al del suelo:

$$U_p = \alpha_1 U_g = \alpha_1 U_h \sin \frac{2\pi x}{\lambda^*} \quad (4.104)$$

Tomando la solución propuesta para U_p , la segunda derivada espacial es:

$$U_p'' = -\left(\frac{2\pi}{\lambda^*}\right)^2 \alpha_1 U_h \sin \frac{2\pi x}{\lambda^*} \quad (4.105)$$

Y sustituyendo en (4.102) se obtiene la condición buscada para determinar α_1

$$-\left(\frac{2\pi}{\lambda^*}\right)^2 \alpha_1 - \eta_1^2 \alpha_1 = -\eta_1^2 \quad (4.106)$$

Que conduce a:

$$-\alpha_1 \eta_1^2 \left[1 + \left(\frac{2\pi}{\eta_1 \lambda^*}\right)^2 \right] = -\eta_1^2 \quad (4.107)$$

Y, finalmente,

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\eta_1 \lambda^*}\right)^2} \quad (4.108)$$

Por lo tanto, el desplazamiento de la tubería se puede escribir como:

$$U_p = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\eta_1 \lambda^*}\right)^2} U_h \sin \frac{2\pi x}{\lambda^*} \alpha_1 \quad (4.109)$$

Derivando la expresión (4.109) se puede encontrar la deformación longitudinal y por tanto la tensión longitudinal en la tubería:

$$\sigma_p = \frac{dU_p}{dx} = \alpha_1 U_h \frac{2\pi}{\lambda^*} \cos \frac{2\pi x}{\lambda^*} \quad (4.110)$$

$$\sigma_p = E_p \varepsilon_p = E_p \alpha_1 U_h \frac{2\pi}{\lambda^*} \cos \frac{2\pi x}{\lambda^*}$$

Lo que lleva a unos valores máximos:

$$\sigma_p^{max} = \alpha_1 U_h \frac{2\pi}{\lambda^*} \quad ; \quad \sigma_p^{max} = E_p \alpha_1 U_h \frac{2\pi}{\lambda^*} \quad (4.111)$$

Pero λ^* es la longitud de onda aparente que, según (4.34) es $\lambda^* = 2\lambda$ por lo que:

$$\varepsilon_p^{max} = \alpha_1 U_h \frac{\pi}{\lambda} \quad ; \quad \sigma_p^{max} = E_p \alpha_1 U_h \frac{\pi}{\lambda} \quad (4.112)$$

Comprobación del estado limite

El estado límite que se debe comprobar para el acero de la tubería se establece en base a la deformación máxima de tracción y de compresión a la que se encuentra sometida la tubería. Los criterios son los siguientes:

- Deformación a tracción:

$$\varepsilon_p < 3 \text{ \%} \quad (4.113)$$

- Deformación de compresión:

$$\varepsilon_p < \min \left[1 \text{ \%} ; 20 \frac{e_p}{r} \text{ \%} \right] \quad (4.114)$$

4.3 Método pseudoestático con comportamiento elasto-plástico del contacto suelo-tubería

En el caso anterior se ha resuelto el problema suponiendo el contacto entre el suelo y la tubería con un apoyo continuo elástico lineal. En esta ocasión se considera que ese apoyo tiene características elasto-plásticas perfectas con un valor de resistencia τ_{crit} .

El modelo empleado considera los mismos desplazamientos: del suelo (U_g) y el de la tubería (U_p), (Figura 4.14).

Figura 4.14 Esquema desplazamiento suelo-tubería

Para este caso las propiedades corresponden a las del relleno, y no a las del terreno natural y en general son bastantes homogéneas. Salvo que se tengan valores específicos del emplazamiento concreto suelen tomarse los valores de referencia indicados en la Figura 4.14.

Para el cálculo en régimen elástico son válidas las expresiones obtenidas en el apartado 4.2, siendo necesario comprobar en todo momento el valor de la tensión en el contacto suelo-tubería queda por debajo de la resistencia del contacto. En caso contrario se debe recurrir al cálculo no-lineal. Una forma de abordarlo se explica a continuación.

Comprobación deslizamiento de la tubería

La tubería desliza cuando se alcanza la condición indicada, y esto se produce para el estado límite:

$$q = K_g (U_g - U_p) \leq \tau_{crit} \pi D_p \quad (4.115)$$

Evaluando la rigidez del suelo K_g :

$$q = \pi D_p k (U_g - U_p) \leq \tau_{crit} \pi D_p \quad (4.116)$$

Simplificando la expresión:

$$k (U_g - U_p) \leq \tau_{crit} \Rightarrow k U_g (1 - \alpha_1) \leq \tau_{crit} \quad (4.117)$$

Donde la tensión:

$$\tau = k U_g (1 - \alpha_1) = k (1 - \alpha_1) U_h \text{sen} \frac{2\pi x}{\lambda^*} \quad (4.118)$$

Para que no se produzca el deslizamiento se debe cumplir el estado límite anterior, que puede escribirse en función del desplazamiento límite del terreno:

$$u_{lim} \leq \frac{\tau_{crit}}{k(1 - \alpha_1)} \quad (4.119)$$

Considerando que el suelo es un relleno estándar de características conocidas:

$$u_{lim} \leq \frac{10^4}{6 \cdot 10^6(1 - \alpha_1)} \quad (4.120)$$

Cálculo del deslizamiento

Figura 4.15 Movimiento senoidal

Cuando se supera el valor de τ_{crit} debido al comportamiento elasto-plástico perfecto del contacto suelo-tubería, aparece un deslizamiento libre (sin rigidez). La resistencia en media longitud de onda se produce en los tramos de tubería donde no se ha alcanzado la condición de plastificación. Corresponde a los dos intervalos de la longitud L de la Figura 4.15.

Para el cálculo del desplazamiento la condición límite $\tau_{crit} = \tau$ se produce para $x = L$. Su expresión es la siguiente:

$$\tau_{crit} = \tau = k(1 - \alpha_1)U_h \sin \frac{2\pi L}{\lambda^*} \quad (4.121)$$

De donde se puede obtener el valor de L despejando de la expresión anterior:

$$L = \frac{\lambda^*}{2\pi} \arcsin \frac{\tau_{crit}}{k(1 - \alpha_1)U_h} \quad (4.122)$$

El argumento de la función trigonométrica representa la inversa de la superación (en tanto por uno) del valor crítico. Denominando S al valor de la superación, la expresión anterior se reescribe como:

$$S = \frac{U_h k(1 - \alpha_1)}{\tau_{crit}} \Rightarrow L = \frac{\lambda^*}{2\pi} \arcsin \frac{1}{S} \quad (4.123)$$

Al igual que el caso sin deslizamiento donde se ha establecido una relación lineal entre la deformación de la tubería y del terreno ($\varepsilon_p = \alpha_1 \varepsilon_g$), en esta ocasión, cuando existe deslizamiento se busca una relación lineal equivalente:

$$\varepsilon_p = \alpha \varepsilon_g \quad (4.124)$$

De manera que una relación de áreas o integral encerrada por la curva de τ en media longitud de onda sea proporcional en el caso equivalente y real:

En primer lugar con los valores equivalentes:

$$\begin{aligned} S_c &= \int_0^{\frac{\lambda^*}{2}} \tau dx = U_h k(1 - \alpha_1) \int_0^{\frac{\lambda^*}{2}} \text{sen} \frac{2\pi x}{\lambda^*} dx \\ S_c &= U_h k(1 - \alpha_1) \left[\frac{\lambda^*}{2\pi} \left(-\cos \frac{2\pi x}{\lambda^*} \right) \right]_0^{\frac{\lambda^*}{2}} = U_h k(1 - \alpha_1) \frac{\lambda^*}{\pi} \end{aligned} \quad (4.125)$$

Y en segundo lugar considerando la tensión real del modelo elasto-plástico perfecto:

Área S_1 :

$$\begin{aligned} S_1 &= 2 \int_0^L U_h k(1 - \alpha_1) \text{sen} \frac{2\pi x}{\lambda^*} dx \\ S_1 &= U_h k(1 - \alpha_1) \frac{\lambda^*}{\pi} \left(1 - \cos \frac{2\pi L}{\lambda^*} \right) \end{aligned} \quad (4.126)$$

Área S_2 :

$$\begin{aligned} S_2 &= \left(\frac{\lambda^*}{2} - 2L \right) \tau_{crit} = \left(\frac{\lambda^*}{2} - 2L \right) \frac{1}{S} U_h k(1 - \alpha_1) \\ S_2 &= U_h k(1 - \alpha_1) \frac{1}{S} \frac{\lambda^*}{2} \left(1 - \frac{4L}{\lambda^*} \right) \end{aligned} \quad (4.127)$$

Área Total:

$$S_1 + S_2 = U_h k(1 - \alpha_1) \lambda^* \left[\frac{1}{\pi} \left(1 - \cos \frac{2\pi L}{\lambda^*} \right) + \frac{1}{S} \left(1 - \frac{4L}{\lambda^*} \right) \right] \quad (4.128)$$

Relacionando las áreas real y equivalente:

$$\frac{\alpha}{\alpha_1} = \frac{S_1 + S_2}{S_c} = \frac{U_h k(1 - \alpha_1) \lambda^*}{U_h k(1 - \alpha_1) \frac{\lambda^*}{\pi}} \left[\frac{1}{\pi} \left(1 - \cos \frac{2\pi L}{\lambda^*} \right) + \frac{1}{S} \left(1 - \frac{4L}{\lambda^*} \right) \right] \quad (4.129)$$

$$\alpha = \left[\left(1 - \cos \frac{2\pi L}{\lambda^*} \right) + \frac{\pi}{2S} \left(1 - \frac{4L}{\lambda^*} \right) \right] \alpha_1$$

Comprobación del estado limite

Se deben de cumplir los mismos criterios planteados para la deformación recogidos en las expresiones (4.113) y (4.114).

4.4 Método simplificado

Existen dos posibles casos en lo que a la interacción entre suelo y tubería se refiere. Para saber cuál de los dos es aplicable se ha de determinar el cociente entre la rigidez axil por metro lineal de la tubería y la resistencia axial última por unidad de longitud del suelo sobre la tubería.

$$\delta = \frac{EA_p}{t_u} \quad (4.130)$$

Donde:

t_u = Resistencia axial de la tubería

E = módulo de Young del acero

A_p = Área de la sección transversal de la tubería

Resistencia axial última por unidad de longitud del suelo sobre la tubería t_u :

$$t_u = \begin{cases} \pi D_p \alpha S_u & \text{para arcillas} \\ \frac{\pi}{2} D_p \bar{\gamma} H_c (1 + k_o) \tan(c_k \phi) & \text{para arenas} \end{cases} \quad (4.131)$$

Donde:

D_p = Diámetro exterior

S_u = Resistencia al corte

α = Factor de adhesión

$$\alpha = 0.608 - 0.123 S_u - \frac{0.274}{S_u^2 + 1} + \frac{0.695}{S_u^3 + 1} \quad (4.132)$$

S_u en ksf (1 ksf = 47.88 kPa)

Donde:

H_c = Profundidad del suelo por encima del eje central de la tubería

$\bar{\gamma}$ = Peso específico sumergido del suelo

K_0 = Coeficiente de empuje de reposo

Tipo de Suelo	K_0
Suelo no compacto	0.5-0.6
Suelo denso	0.3-0.5
Arcilla drenada	0.5-0.6
Arcilla no drenada	0.8-1.1
Suelo sobre consolidado	1.0-1.3

Tabla 4.1 Coeficiente de empuje por el tipo de suelo.

ϕ = Angulo de rozamiento interno del suelo

c_k = Coeficiente que relaciona el ángulo de rozamiento interno del suelo con el ángulo de rozamiento de la interfaz suelo-tubería

Revestimiento de la tubería	c_k
Hormigón	1.0
Alquitrán de hulla	0.9
Acero rugoso	0.8
Acero liso	0.7
Epoxy unido por fusión	0.6
Polietileno	0.6

Tabla 4.2 Coeficiente relación ángulo interno/ángulo de rozamiento

• **Condición 1: $\delta \leq 10^6$**

No se producen deslizamientos entre el suelo y la tubería. La deformación que se produce en la tubería coincide por tanto con la del suelo.

Para el cálculo de la deformación producida por el sismo en el terreno se usa la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{v_{max}}{c_\varepsilon v_a} \quad (4.133)$$

Donde:

v_{max} : Velocidad máxima del terreno

v_a : Velocidad aparente

c_ε : Coeficiente de deformación del terreno

Cálculo de la velocidad máxima v_{max}

A falta de datos más precisos puede estimarse la velocidad máxima del terreno mediante una expresión empírica que relaciona la aceleración máxima del terreno con la velocidad máxima del terreno.

1. Cálculo de la aceleración pico en suelo de tipo II. Esta aceleración se calcula a partir de la aceleración básica a_b definida en el mapa de peligrosidad sísmica de la Norma Sismorresistente NCSE-02.

$$a_{PGA,II} = \alpha_{PGA} a_b \quad (4.134)$$

Donde:

α_{PGA} es un cociente entre la aceleración pico y la aceleración básica a falta de datos más precisos se tomará $\alpha_{PGA}=1$.

a_b es la aceleración básica definida en el mapa de la NCSE-02.

2. Cálculo de la aceleración máxima en el emplazamiento. Se calcula a partir de la aceleración pico en suelo de tipo II y dos parámetros, el coeficiente de amplificación del terreno y el coeficiente adimensional de riesgo.

$$a_{max} = S p a_{PGAII} \quad (4.135)$$

S: Coeficiente de Amplificación del terreno

$$\begin{aligned}
 \rho \cdot a_b &\leq 0.1g & S &= \frac{S}{1.25} \\
 0.1g &\leq \rho \cdot a_b \leq 0.4g & S &= \frac{S}{1.25} + 3.33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) \quad (4.136) \\
 0.4g &\leq \rho \cdot a_b & S &= 1.0
 \end{aligned}$$

Siendo C el coeficiente de terreno definido en la norma sismorresistente.

Tipo de Terreno	Coeficiente del terreno C
Tipo 1	1.0
Tipo 2	1.3
Tipo 3	1.6
Tipo 4	2.0

Tabla 4.3 Coeficiente C por el tipo de terreno

Tipo de Terreno	Definición Terreno	Velocidad propagación ondas elásticas de corte
Tipo 1	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	$v_s > 750 \text{ m/s}$
Tipo 2	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros.	$750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$
Tipo 3	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme	$400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$
Tipo 4	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando.	$v_s \leq 200 \text{ m/s}$

Tabla 4.4 Valores de velocidad de propagación de las ondas

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda la aceleración básica en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción.

Construcciones de importancia normal: $\rho = 1.0$

Construcciones de importancia normal: $\rho = 1.3$

3. Cálculo de la velocidad máxima a partir de la aceleración máxima.

$$v_{max} = \Omega \cdot a_{max} \quad (4.137)$$

Donde:

v_{max} = Velocidad máxima del terreno en cm/s

a_{max} = Aceleración máxima en g

A partir de la siguiente tabla se obtiene el valor de Ω , conociendo el valor de la magnitud del sismo (M_w), el tipo de terreno y la distancia entre la fuente y el emplazamiento donde se va a instalar el gasoducto.

Magnitud del sismo M_w	Ω		
	Distancia emplazamiento-fuente (km)		
	0-20	20-50	50-100
Tipo de terreno 1			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Tipo de terreno 2 y 3			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Tipo de terreno 4			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

Tabla 4.5 Distancia de emplazamiento Ω **Cálculo de la velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas v_a** Ondas S: $v_a = 2$ km/sOndas R: $v_a = 0.5$ km/s**Cálculo del coeficiente de deformación del terreno c_ε** Ondas S: $c_\varepsilon = 2$ Ondas R: $c_\varepsilon = 1$

- Condición 2: $\delta > 10^6$**

La deformación axial del suelo no puede ser transferida completamente a la tubería por la falta de rigidez del suelo. En este caso se supone primero que la onda sísmica es de forma senoidal incidente horizontalmente y segundo que la deformación del suelo se transmite a la tubería a lo largo de un tramo de longitud L_{TR} .

$$\varepsilon_{max} = \frac{t_u L_{TR}}{E_p A_p} \quad (4.138)$$

Donde L_{TR} es la longitud de transmisión.

- Para $\lambda \geq \frac{\lambda^*}{4}$

$$L_{TR} = \frac{\lambda^*}{4}$$

- Para $\lambda < \frac{\lambda^*}{4}$

$$L_{TR} = \lambda$$

Comprobación del estado limite

Se deben de cumplir los mismos criterios planteados para la deformación recogidos en las expresiones (4.113) y (4.114).

4.5 Resultados cálculo dinámico

4.5.1 Ejemplos de aplicación método pseudoestático

Se estudia una tubería de 1.07 m (42 pulgadas) de diámetro enterrada a una profundidad de $h = 1$ m. Se determinara las deformaciones que se producen en el suelo y la tubería por efecto de las vibraciones generadas ante el evento sísmico caracterizado por una aceleración de $a_0 = 30\% g$.

Se supone un espesor de 1% diámetro de la tubería.

El terreno es arena seca, de densidad $\gamma = 2082 \text{ kg/m}^3$ y una velocidad de la onda de $c_s = 100 \text{ m/s}$.

Se evaluará el problema para diferentes profundidades del estrato (H_s) observando como varían los resultados para cada caso.

Datos	
Diámetro	$D_p = 1.07 \text{ m}$
Espesor	$e_p = 1\% D$
Profundidad Estrato	$H_s = 3 \text{ o } 5 \text{ m}$
Profundidad enterramiento	$H_c = h + D/2 \text{ m}$
Velocidad onda	$c_s = 100 \text{ m/s}$
Aceleración	$a_0 = 30\% g$
Coefficiente de Presión	$K_0 = 0.5$
Módulo de Elasticidad	$E = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
Rigidez del suelo	$k = 6 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$
Tensión crítica	$\tau_{crit} = 10^4 \text{ N/m}^2$

Cálculos para profundidad de estrato de 3 metros

La profundidad de enterramiento del eje de la tubería es:

$$H_c = h + \frac{D_p}{2} = 1 + \frac{1.07}{2} = 1.535 \text{ m}$$

Longitud de onda

$$\lambda^* = 8 \cdot H_s = 8 \cdot 3 = 24 \text{ m}$$

Método Pseudoestático

Periodo natural de la capa superficial de suelo. T

$$T = \frac{4 H_s}{c_s} = \frac{4 \cdot 3}{100} = 0.12 \text{ s}$$

El desplazamiento horizontal del terreno a la profundidad de enterramiento, H_c .

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2 H_s} = \frac{0.12^2}{4\pi^2} (0.30 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 3} \right) = 0.745 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Rigidez longitudinal del suelo removido K_g

$$K_g = k\pi D = 6 \cdot 10^6 \pi D \text{ N/m}^3$$

Relación de Rigidez del suelo. η_1

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{K_g}{E_p A_p}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^6 \pi D_p}{2.1 \cdot 10^{11} \pi D_p (0.0107)}} = 0.0517 \text{ 1/m}$$

Coefficiente de transferencia de deformación axial. α_1

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda^* \eta} \right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{(24)0.0517} \right)^2} = 0.0375$$

Comprobación deslizamiento

$$\tau_a = k(1 - \alpha_1)U_h = 6 \cdot 10^6 (1 - 0.0375) 7.45 \cdot 10^{-4} = 1.4463 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$\tau_{crit} = 1 \cdot 10^4 \cdot \pi \cdot D_p = 3.36 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$\tau_a < \tau_{crit} = 1.446 \cdot 10^4 \geq 3.36 \cdot 10^4$$

Se comprueba que no se produce deslizamiento.

Comprobación del estado límite de deformación

Deformación admisible de la tubería

$$\varepsilon_p^{max} = \alpha_1 U_h \left(\frac{\pi}{4 H_s} \right) = 0.0375 \cdot 0.745 \cdot 10^{-3} \left(\frac{3.14}{4 \cdot 3} \right) = 7.31 \cdot 10^{-6}$$

- Deformación a tracción:

$$\varepsilon_p < 3 \% \quad \text{ok}$$

- Deformación de compresión:

$$\varepsilon_p < \min \left[1 \% ; 20 \frac{e_p}{r} \% \right] = [0.01 ; 0.0037] \quad \text{ok}$$

Se supone un movimiento armónico del suelo para obtener un movimiento relativo en la tubería.

Movimiento del suelo

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{\lambda^*}$$

Movimiento de la tubería

$$U_p = \alpha_1 U_g$$

Donde el movimiento de la tubería se obtiene mediante el movimiento que presenta el suelo multiplicado por el coeficiente de transformación axial α_1 .

Para el problema planteado se muestran los resultados en la Figura 4.16, donde se pueden ver para una longitud de onda el desplazamiento tanto del suelo, al que se ha impuesto un desplazamiento de forma senoidal, como de la tubería y la fuerza de rozamiento.

Figura 4.16 Resultados método pseudoestático

La fuerza de rozamiento representa el comportamiento de las fuerzas ejercida por el suelo a la tubería a lo largo de la longitud donde influye la onda.

Cálculos para profundidad de estrato de 5 metros

La profundidad de enterramiento del eje de la tubería es:

$$H_c = h + \frac{D_p}{2} = 1 + \frac{1.07}{2} = 1.535 \text{ m}$$

Longitud de onda

$$\lambda^* = 8 \cdot H_s = 8 \cdot 5 = 40 \text{ m}$$

Método Pseudoestático

Periodo natural de la capa superficial de suelo. T

$$T = \frac{4 H_s}{c_s} = \frac{4 \cdot 5}{100} = 0.2 \text{ s}$$

El desplazamiento horizontal del terreno a la profundidad de enterramiento, H_c .

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2 H_s} = \frac{0.2^2}{4\pi^2} (0.30 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 5} \right) = 0.0026 \text{ m}$$

Rigidez longitudinal del suelo removido k_{g_1}

$$k_{g_1} = k \pi D_p = 6 \cdot 10^6 \pi D_p \text{ N/m}^3$$

Relación de Rigidez del suelo. η_1

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{k_{g_1}}{E_p e_p}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^6 \pi D_p}{2.1 \cdot 10^{11} \pi D_p \cdot 0.0107}} = 0.0517 \text{ 1/m}$$

Coefficiente de transferencia de deformación axial. α_1

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda^* \eta} \right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{40 \cdot 0.0517} \right)^2} = 0.0977$$

Comprobación deslizamiento

$$\tau_a = k(1 - \alpha_1)U_h = 6 \cdot 10^6(1 - 0.0977)0.0026 = 4.80 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$\tau_{crit} = 1 \cdot 10^4 \pi D_p = 3.36 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$\tau_a \geq \tau_{crit} = 4.80 \cdot 10^4 \geq 3.36 \cdot 10^4$$

Por lo tanto, existe deslizamiento y hay que recurrir al cálculo con comportamiento no-lineal del contacto.

Método Pseudoestático con comportamiento elasto-plástico del contacto suelo-tubería

El deslizamiento de la tubería se produce cuando la fuerza de rozamiento sobrepasa el límite elástico, y se emplea la ley de comportamiento elasto-plástica para representar el rozamiento de la Figura 4.17.

Figura 4.17 Comportamiento elasto-plástico

Se admite de nuevo que la tubería adopta un movimiento senoidal, con un coeficiente de transferencia que se calcula poniendo en equilibrio el sistema y determinando la longitud L de tubería cuyo rozamiento se encuentra en zona plástica.

Cálculo de L

$$\frac{1}{S} = \frac{\tau_{crit}}{\tau_a} = \frac{\tau_{crit}}{U_h k (1 - \alpha_1)} = \frac{3.36 \cdot 10^4}{4.8 \cdot 10^4} = 0.6991$$

$$L = \frac{\lambda^*}{2\pi} \text{asen} \frac{1}{S} = \frac{40}{2\pi} \text{asen} (0.6991) = 4.1 \text{ m}$$

Coeficiente de transferencia por deslizamiento

$$\alpha = \left[\left(1 - \cos \frac{2\pi L}{\lambda^*} \right) + \frac{\pi}{2S} \left(1 - \frac{4L}{\lambda^*} \right) \right] \alpha_1$$

$$\alpha = \left[\left(1 - \cos \frac{2\pi(4.1)}{40} \right) + \frac{\pi}{2} 0.699 \left(1 - \frac{4(4.1)}{40} \right) \right] 0.0977 = 0.0822$$

Comprobación del estado límite de deformación

Deformación admisible de la tubería

$$\varepsilon_p^{max} = \alpha U_h \left(\frac{\pi}{4H_s} \right) = 0.0822 \cdot 0.0026 \cdot \left(\frac{3.14}{4 \cdot 5} \right) = 3.355 \cdot 10^{-5}$$

- Deformación a tracción:

$$\varepsilon_p < 3 \% \quad \text{ok}$$

- Deformación de compresión:

$$\varepsilon_p < \min \left[1 \% ; 20 \frac{e_p}{r} \% \right] = [0.01 ; 0.0037] \quad \text{ok}$$

Se supone un movimiento armónico del suelo para obtener un movimiento relativo en la tubería.

Movimiento del suelo

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

Movimiento de la tubería

$$U_p = \alpha U_g$$

Los desplazamientos para suelo y tubería se muestran en la Figura 4.18.

Figura 4.18 Resultados desplazamientos para suelo y tubería

Para este caso el valor límite de la fuerza de rozamiento es $3.36 \cdot 10^4$ N. Se puede ver claramente en la Figura 4.19, que la fuerza sobrepasa este límite a la distancia de inicio del deslizamiento calculada que es $L = 4.1$ m, y se mantiene constante en toda la longitud de deslizada $L_d = 10.14$ m.

Figura 4.19 Fuerza de rozamiento

4.5.2 Estudio paramétrico de las variables

A continuación se realiza un estudio paramétrico de las variables para evaluar la influencia de cada una de estas en la solución del método Pseudoestático:

- Profundidad del Estrato (H_s).
- Profundidad del Enterramiento (H_c).
- Tipo de Suelo (S).
- Diámetro de la tubería (D_p).
- Espesor de la tubería (e_p).
- Aceleración (a_0).

El estudio paramétrico se realiza haciendo un barrido de todas las posibles combinaciones para un conjunto finito de variables que definen una condición.

Las variables utilizadas serán caracterizadas por los siguientes rangos:

Variable	Nomenclatura	Valor mínimo	Valor máximo	Unidad
Profundidad del Estrato	H_s	0	50	m
Profundidad del Enterramiento	H_c	1	3	m
Aceleración	a_0	0.15	0.40	g

Tabla 4.6 Rango valores de las variables del estudio paramétrico

Tipo de Suelo (S)	Descripción	Módulo de Rigidez G - MPa	Velocidad c_s - m/s
1	Suelos blandos o Arcillas	15	90
2	Suelo de densidad media o firme	40	150
3	Suelo denso	120	250
4	Arena o Grava muy compacta	200	330
5	Arena o Grava cementada	400	450
6	Roca blanda	700	600
7	Roca dureza media	1600	900
8	Roca dura	4500	1500

Tabla 4.7 Características de los tipos de suelo

Los diámetros utilizados varían entre 24 y 48 pulgadas con una diferencia de 2 pulgadas entre cada diámetro. El espesor se toma entre 1 y 2.2 % del valor del diámetro.

Se presentan tres conjuntos de cálculos:

- Método Pseudoestático con comportamiento elástico del contacto suelo-tubería (Tabla 4.8). El criterio de fallo empleado es sobre la deformación de la tubería es $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$, según lo descrito en el apartado 4.2.

- Método Pseudoestático con comportamiento elasto-plástico del contacto suelo-tubería.
 - El primero conjunto de gráficas (Tabla 4.9) se representa como criterio de fallo el propio valor de resistencia del suelo $\tau_{crit} - \tau_a$, verificando en qué casos se llega a una situación de deslizamiento entre el suelo y la tubería.
 - En un segundo conjunto de gráficas (Tabla 4.10) se emplea como criterio de fallo de nuevo la deformación de la tubería $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$. En los escenarios en los que no se alcanza el valor τ_{crit} el resultado es evidentemente el mismo que en la primera comprobación, con lo que con este estudio paramétrico se presente observar la relajación de las tensiones/deformaciones en la tubería por efecto del deslizamiento suelo-tubería.

Las gráficas en la Tabla 4.8, Tabla 4.9 y Tabla 4.10 muestran el resultado de los cálculos ante las tres hipótesis de fallo. Como se ha indicado se ha realizado el cálculo de todas las combinaciones de las variables y el resultado para cada uno de ellos es un punto en cada una de las representaciones gráficas.

Para cada conjunto de cálculos/comprobación se muestra en la primera fila una gráfica por cada una de las variables consideradas. En el eje de abscisas se representa el fallo por los valores negativos y la zona segura por los valores positivos y en el eje de ordenadas el valor de la variable considerada. Por ejemplo, para la aceleración en la Tabla 4.8, solamente se produce el fallo en los escenarios en los que la aceleración es superior a 0.2 m/s^2 o para la gráfica de profundidad del estrato, donde el fallo solamente se produce para profundidades superiores a 25 m (aproximadamente).

El resto de filas analizan exclusivamente las situaciones en las que se produce el fallo. Se trata de relaciones entre variables dos a dos donde cada punto representa un escenario en que se ha producido el fallo. La envolvente de los puntos remarca una curva admisible entre los parámetros y presenta claramente una tendencia en cada caso.

Tabla 4.8 Método pseudoestático elástico $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$

Tabla 4.9 Método pseudoestático elasto-plástico $\tau_{crit} - \tau_a$

Tabla 4.10 Método pseudoestático elasto-plástico $\varepsilon_{adm} - \varepsilon_p$

Observando las gráficas de las Tabla 4.8, Tabla 4.9 y Tabla 4.10, se observa que las tendencias son diferentes en función de la variable analizada. Las apreciaciones de tipo general para el criterio de la deformación son:

- Mientras mayor es el valor de aceleración para cualquier de los casos planteados se pueden llegar a producir más fallos en el sistema. Al tener mayor aceleración se tiene un aumento del desplazamiento del suelo lo que provoca que se produzca una mayor deformación en la tubería.
- Algo parecido ocurre con la profundidad del estrato donde se observa que profundidades mayores conducen a mayores desplazamientos del suelo. Es lo que se ha mostrado con los ejemplos numéricos del apartado 4.5.1.
- La profundidad de enterramiento sin embargo ofrece una curva bastante plana. En todas las profundidades se observan superaciones pero no se observa una tendencia en el aumento del número de fallos por tener mayor o menor profundidad de enterramiento.
- Los suelos de la categoría 1, son los únicos que conducen a situaciones de fallo. Su velocidad de propagación es mucho menor y genera periodos largos que aumentan los desplazamientos del suelo.
- En el tamaño de la tubería también se observa una tendencia general, son las tuberías de diámetro inferior las que más fallos experimentan y su relación con el espesor también es acusada. Resulta interesante la relación entre ambas variables, (diámetro y espesor) que permite al proyectista determinar que espesor seleccionar para cada diámetro teniendo en cuenta todos los escenarios que se plantean con el resto de variables.

Comparando los casos 1 y 3 al permitir el deslizamiento se nota claramente que ocurre una relajación de la tensión/deformación, cualquiera de las gráficas muestran una densidad de puntos inferior en valores negativos donde se ha producido el fallo.

Resulta interesante observar la influencia con la aceleración. Como se observa en la formulación el desplazamiento del suelo tiene una relación lineal con la aceleración, y en el segundo criterio se puede apreciar claramente el deslizamiento aumenta al aumentar la magnitud de la aceleración. Sin embargo, al observar el tercer criterio se manifiesta que a mayor aceleración el número de fallos por deformación de la tubería se ha reducido notablemente respecto al estudio en régimen elástico, precisamente porque al generarse el deslizamiento en el contacto suelo-tubería se relaja la transferencia de tensiones hacia la tubería.

Conclusiones similares se pueden obtener al analizar otras situaciones. En particular, para el caso de diseño mediante selección del espesor de la tubería para un diámetro dado, se puede cuantificar la importancia de esa relajación mediante un ejemplo.

En el caso elástico y diámetro de 1 m el espesor en el que no se producen fallos es de 17 mm; por otro lado, en el caso elasto-plástico para el mismo diámetro el espesor seleccionado es de 10.5 mm.

Capítulo 5

Modelo de elementos finitos

Capítulo 5

5 Modelo de elementos finitos

Desde finales del siglo XIX hasta la llegada del método de los elementos finitos, el dimensionamiento de tuberías enterradas estaba basado en modelos analíticos simples y en experiencias anteriores. Cuando la instalación se realiza en suelos granulares y homogéneos, con geometrías y cargas simples, los métodos analíticos resuelven relativamente bien estos casos. Sin embargo, para casos más complejos de recubrimiento de estructuras flexibles de mayor tamaño, sus resultados dejan bastante que desear.

El método de los elementos finitos se considera viable para su uso en el dimensionamiento de tuberías enterradas, varios autores recomiendan el uso de elementos finitos pues hace posible la consideración de suelos de diferentes tipos y densidades, diferentes y complejas condiciones de carga, variación del tamaño, la rigidez de las tuberías y efectos de plasticidad en la tubería y el suelo.

Las principales ventajas de la utilización del método de elementos finitos en relación con los procedimientos habituales de cálculo:

- Consideración de la no linealidad y heterogeneidad del suelo.
- Variación de la rigidez de la estructura.
- Consideración de la interfaz entre la tubería y el terreno, o sea, del deslizamiento o la adherencia perfecta entre ambos.
- Mayor precisión en el análisis de la tubería, pues se tienen los valores de desplazamientos y esfuerzos en cada elemento del modelo de la estructura, en cada instante.
- Consideración de las no linealidades geométricas, imprescindible en los análisis en donde hay grandes desplazamientos y/o estructuras flexibles.

El método de elementos finitos ha sido utilizado también en otras condiciones no usuales (grandes diámetros, esbeltez elevada) en donde las teorías convencionales no son de aplicación.

5.1 Interacción suelo-tubería

Las cargas son inducidas en una tubería por el movimiento relativo entre la tubería y el suelo circundante. Esto ocurrirá cuando el suelo restringe el movimiento libre de la tubería o los intentos de la tubería para resistir el movimiento de la tierra circundante. Por ejemplo, la Figura 5.1 muestra la posible distorsión de una tubería enterrada sujeta a movimientos normales y de falla de desgarre. Como se ilustra en la Figura 5.1, el movimiento lateral producido por la falla hace que la tubería se desplace lateralmente con respecto al suelo, e implica que el suelo aplique una presión lateral sobre la tubería y la tubería a su vez empuje el suelo. Esta carga impone esfuerzos axiales y de flexión en la tubería en ambos lados de la falla.

Figura 5.1 Movimiento lateral

Podemos interpretar el movimiento vertical de la falla como un movimiento relativo entre los dos labios, un movimiento hacia arriba (ascendente) y otro hacia abajo (descendente). Como se puede ver en la Figura 5.1 lo que realmente sucede es que una zona se desplaza mientras la otra se mantiene en su misma posición. Pero puede presentarse cualquier condición que una zona suba y la otra se mantenga estable o que una zona baje y la otra no se mueva, peor en ambos casos se tiene el mismo efecto.

En el movimiento ascendente la tubería comprime el lado inferior del suelo, en el descendente la tubería comprime la parte superior del suelo por debajo de la tubería. En adelante cuando se hable de movimiento hacia ascendente nos referiremos al movimiento del labio que se desplaza hacia arriba y hacia descendente al movimiento que se desplaza hacia abajo.

El movimiento de la falla vertical es resistido por la tubería de una manera diferente. Para una tubería enterrada poco profunda, la resistencia a la elevación de la tierra normalmente es mucho menor que la resistencia al rodamiento hacia abajo. Por lo tanto, la tubería puede ser capaz de levantar hacia arriba con relativa libertad para acomodar el movimiento de la falla vertical, y la presión máxima entre la tubería y el suelo se producirá predominantemente en el lado de arriba de la falla.

La componente longitudinal del movimiento de la falla es resistida por las fuerzas de fricción en la interfaz suelo-tubería. Para una fuerza de tubería axial dada, hay una longitud de tubería necesaria que ejerce oposición a las fuerzas de fricción del suelo. Más allá de esta longitud, la tubería se considera que está anclada de manera efectiva. Por lo tanto, la resistencia a la fricción proporcionada por la interacción suelo-tubería regula la longitud de la tubería disponible para acomodar las tensiones generadas por el fallo.

La interacción suelo-tubería está generalmente representada por componentes en dirección longitudinal, transversal y vertical, representado esquemáticamente por los muelles del suelo en la Figura 5.2. Este concepto se ha utilizado durante más de un siglo (Winkler, 1867) y por lo general se caracteriza por coeficientes de balasto. Por conveniencia matemática, los coeficientes de las reacciones se consideran generalmente

constantes, las relaciones elásticas lineales simples (coeficientes constantes de balasto) no permiten un sistema de retención que limite el suelo a desplazarse y por lo general conducen a resultados demasiado conservadores (es decir, la restricción inducida por el suelo en la tubería se puede predecir).

Figura 5.2 Interacción suelo-tubería

Figura 5.3 Representación resistencia del Suelo

La fuerza de resistencia o carga ejercida sobre la tubería es una función no lineal del desplazamiento relativo del sistema suelo-tubería. Como se muestra en la Figura 5.3, el sistema de retención del suelo en tres dimensiones puede ser representado esquemáticamente por una serie de muelles discretos cuyas características carga-deformación se indican por las curvas t - x , p - y , q - z . Estos muelles representan la no linealidad, el comportamiento de la tensión de los suelos en las direcciones axial, transversal y vertical, respectivamente.

La tubería en sí será modela como una viga estructural. Las fuerzas nodales (t , p y q) son utilizadas para representar las cargas del suelo. Si se producen grandes desplazamientos relativos (mayor que x_u , y_u y z_u) entre el suelo y la tubería, las cargas del suelo pueden llegar a un valor máximo constante (t_u , p_u y q_u).

Cuando la tubería cruza en su trayecto por un deslizamiento de tierra la porción de la tubería se ve sometida directamente a los movimientos relativos del suelo (Figura 5.4). Del mismo modo, cuando una tubería está sujeta a un movimiento de la falla, las porciones de la línea de la tubería en cada lado de la falla están limitadas por el comportamiento del suelo en el que está enterrada, y por lo tanto, está sometida a una combinación de cizalladura, flexión, y la tensión o compresión axial.

Figura 5.4 Representación de muelles

La formulación del modelo no lineal de carga-deformación para la interacción suelo-tubería se presenta en la sección siguiente.

5.2 Componente longitudinal (Axil)

En la componente longitudinal (Axial) los muelles representan la resistencia longitudinal a lo largo de la tubería. La curva que representa la relación de carga-deformación que caracteriza el comportamiento axial está representada por un sistema de coordenadas mostrado en la Figura 5.3, la carga está definida por la variable t_u y desplazamiento por la variable x_u .

Arenas

Puesto que la representación del suelo-muelle de la Figura 5.2 considera sólo la interacción global del suelo-estructura entre la tubería y el suelo, la carga axial por unidad de longitud de la tubería debe ser obtenida por integración de la tensión normal efectiva a lo largo del área de contacto entre el suelo y la tubería. En estas condiciones, la fuerza axial máxima del suelo, t_u para un tramo de tubería totalmente enterrado se puede expresar como:

$$\bar{\sigma}_t = \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad (5.1)$$

$$t_u = \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi \quad (5.2)$$

Donde:

K_0 : Coeficiente de presión del suelo en reposo.

H_c : Profundidad desde la superficie del suelo hacia el centro de la tubería.

D_p : Diámetro de la tubería externa.

$\bar{\gamma}$: Peso específico sumergido.

Debe hacerse hincapié que la ecuación (5.2) se aplica durante condiciones de reposo, y que se producirá a lo largo de porciones no deformadas de una tubería enterrada a cierta distancia de los lugares de ruptura del terreno. Con esta ecuación se estiman las fuerzas axiales cuando las presiones laterales del suelo se imponen en la tubería por el desplazamiento relativo entre la tubería y el suelo circundante. La fuerza axial del suelo producida por la alta presión lateral afectará significativamente las tensiones en las tuberías sometidas a una gran diferencia de movimiento de tierra.

Según pruebas realizadas sobre las tuberías enterradas (Singhal, 1980), en general se acepta que la transferencia de carga máxima se produce en los desplazamientos x_u del orden de 0.1 a 0.2 pulgadas (0.0025 a 0.005 m). La relación de carga-deformación entre cero y los valores últimos se sabe que es no lineal y puede ser aproximada por una relación hiperbólica (Holloway, 1976) o más simplemente por una relación bilineal.

Arcillas

De manera similar a las arenas, utilizando el fenómeno de transferencia de carga para las tuberías enterradas, la máxima resistencia es:

$$t_u = C_a = \alpha S_u \quad (5.3)$$

Donde:

C_a : Coeficiente de adhesión

S_u : Resistencia del suelo en condiciones no drenadas.

α : Coeficiente empírico que varía en función de S_u .

La elección de α se hace generalmente tomando en cuenta valores calculados a partir de las pruebas y expresadas como una función de S_u . Para aplicaciones de carga, la selección de α suele estar impuesta hacia valores relativamente bajos para protegerse de suposiciones poco conservadoras. Para los problemas de desplazamiento impuestos, se establece una relación entre α y S_u que se muestra en Figura 5.5, cuando se utiliza la tabla para estimar el valor de α para tuberías en zanjas rellenas, debe tomarse en cuenta la resistencia al esfuerzo en las arcillas sin drenaje.

Figura 5.5 Relación factor de adherencia-resistencia al corte sin drenaje

La carga axial máxima resultante por unidad de longitud de la tubería se obtiene mediante la integración de t_u alrededor de la zona de contacto entre el suelo y la tubería. Para una tubería totalmente enterrado, esto lleva a:

$$t_u = \pi D_p \alpha S_u \quad (5.4)$$

Una vez más, en general se acepta que la carga máxima se produce en el desplazamiento, x_u , del orden de 0.2 a 0.4 pulgadas (0.005 0.010 m) y la relación carga-deformación resultante se muestra de nuevo.

5.3 Componente transversal (Horizontal)

Los muelles en transversal (horizontal) representan la resistencia ofrecida por los suelos circundantes a cualquier traslación horizontal de la tubería, como tal, esta interacción suelo-tubería es similar a la de las placas verticales de anclaje, paredes, o zapatas con un movimiento relativo horizontal de los suelos circundantes y por lo tanto produciendo un efecto de empuje pasivo en el suelo.

Arenas

Según la base de pruebas realizadas con tuberías enterradas en arena seca uniforme, la relación entre la fuerza por unidad de longitud, p , y desplazamiento horizontal, y , se ha demostrado que ser representado por una relación de la forma .

$$p_u = \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p \quad (5.5)$$

$$y_u = \begin{cases} 0.07 \text{ a } 0.10 (H_c + D_p/2) & \text{para arena suelta} \\ 0.03 \text{ a } 0.05 (H_c + D_p/2) & \text{para arena media} \\ 0.02 \text{ a } 0.03 (H_c + D_p/2) & \text{para arena densa} \end{cases} \quad (5.6)$$

Donde:

$\bar{\gamma}$ = Peso unitario sumergido.

H_c = Profundidad de la superficie del suelo al eje central de la tubería.

N_{qh} = Factor de capacidad de carga horizontal por sobrecarga.

D_p = Diámetro externo de la tubería.

La Figura 5.6 muestra el valor de N_{qh} en función de la relación H_c/D_p y de los ángulos de fricción del suelo entre 30° y 45° basado en el modelo de Ovesen (1964). La figura recomienda N_{qh} como una función de H_c/D_p para ángulos de fricción entre 20° y 45° , basado en el modelo de Hannsen (1961). Estos valores de N_{qh} son de aproximadamente 50% a 100% más grande que las del modelo Oyesen con propiedades y geometrías similares. Se recomienda que los valores de N_{qh} deben ser elegidos después de una cuidadosa evaluación de las condiciones del suelo en el campo y el nivel de conservadurismo que rige el diseño.

La Figura 5.6.a es aplicable para suelo seco o saturado, de arena y gravas, y para suelo saturado parcialmente de gravas y arenas gruesas. La Figura 5.6.b se puede utilizar para estimar conservadoramente fuerzas horizontales del suelo para la mayoría de las condiciones de enterramiento de tuberías en arenas y gravas sin cohesión.

Figura 5.6 Factor de capacidad de carga horizontal N_{qh}

Arcillas

El modelo teórico propuesto por Audibert (1978, 1979) indica que el modelo Hanson puede ser utilizado para desarrollar una buena estimación de la fuerza de tubería horizontal máxima, p_u , en las arcillas. La expresión para p_u de una tubería enterrada está dada por:

$$p_u = S_u N_{ch} D_p \quad (5.7)$$

Donde:

N_{ch} = Factor de capacidad de carga horizontal por cohesión.

Es esperable también que la relación $p - y$ sea similar a la ecuación para las arenas, con valores de y_u de aproximadamente 0.03 a 0.05 ($H_c + D_p/2$).

5.4 Componente vertical

Mientras que los componentes de longitudinal y transversal tienen una relación de respuesta simétrica (es decir, la misma respuesta independientemente de la dirección de movimiento), la componente vertical es asimétrica. Es decir, la evaluación de la interacción suelo-tubería debe ser hecha teniendo en cuenta el movimiento hacia abajo y hacia arriba de manera diferente.

Movimientos hacia abajo de la tubería

Para la dirección descendente del movimiento, la tubería se asume que actúa como una zapata continua de forma cilíndrica y la resistencia última del suelo, q_u , está dado por la teoría de capacidad de soporte convencional como:

$$q_u = c N_c B + \bar{\gamma} H_c N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_\gamma \quad (5.8)$$

Donde:

N_c , N_q , N_γ : Factor de capacidad de carga vertical, por cohesión, sobrecarga y fricción respectivamente.

c : Cohesión del suelo o resistencia al corte sin drenaje, S_u

γ : Peso aparente del suelo

$\bar{\gamma}$: Peso específico sumergido del suelo

B : Ancho proyectado de área de contacto de la tubería suelo; $B = D_p$ para tuberías enterradas por lo menos hasta la mitad en el suelo

Para el caso particular de la carga de un suelo de arcilla sin drenaje (ángulo de fricción interna, $\phi = 0$), la ecuación se convierte:

$$q_u = c N_c D_p = S_u N_c D_p \quad (5.9)$$

El desplazamiento final se considera generalmente que es del orden de 10% a 15% de la anchura de la cimentación ($z_u = 0.1$ a $0.15 D_p$) para una tubería totalmente enterrada, y para una condición bilineal.

La Figura 5.7 resume los valores de N_c , N_q , N_γ para tuberías desplazadas verticalmente del ángulo de fricción del suelo.

Figura 5.7 Factor de capacidad de carga vertical N_c, N_q, N_y

Movimiento hacia arriba de la tubería

Según estudios realizados con tubos enterrados en arena seca uniforme, la relación entre la fuerza, q , y el desplazamiento vertical hacia arriba, z , se ha demostrado que puede ser representado por una relación hipérbolica (Trautman y O'Rourke, 1983) de la forma:

$$q = \frac{z}{A'' + B''z} \quad (5.10)$$

Como se indica anteriormente, los coeficientes A'' y B'' son funciones de resistencia al levantamiento máximo, q_u , y el desplazamiento, z_u , en el que se moviliza q_u . Estos coeficientes pueden expresarse como:

$$A'' = 0.07 \frac{z_u}{q_u} \quad B'' = \frac{0.93}{q_u} \quad (5.11)$$

Pruebas de diferentes resultados indican que la última resistencia extraíble se obtiene en un desplazamiento, z_u , de aproximadamente 0.01 a 0.2 H_c para arcilla blanda y suelta y 0.005 a 0.015 H_c en arenas densa y suelta.

Arenas

Para las arenas y otros materiales sin cohesión ($c = 0$), se obtiene la ecuación:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p \quad (5.12)$$

Donde:

N_{qv} : Factor de capacidad de carga vertical por sobrecarga

La Figura 5.8 resume los valores de N_{qv} para tuberías desplazadas verticalmente en arena seca o saturada en función de H_c / D_p y el ángulo de fricción del suelo.

 Figura 5.8 Factores de capacidad de carga vertical N_{qv}

Arcillas

Para arcillas con ángulo de fricción interno igual a 0 la ecuación es:

$$q_u = S_u N_{cv} D_p \quad (5.13)$$

Donde:

N_{cv} : Factor de elevación vertical donde los valores numéricos de N_{cv} se pueden obtener a partir de las soluciones teóricas de Vesic, que se representan en la Figura 5.9.

 Figura 5.9 Factores de capacidad de carga vertical N_{cv}

Datos reportados por Ali (1968) y Reese y Casbarian (1968) indican que desplazamientos relativamente grandes, en el rango de 0.1 a 0.2 H_c , pueden ser necesarios para movilizar la resistencia vertical.

Parámetros de resistencia del terreno para considerar el efecto de la interacción suelo-tubería

Componente	Relación para tuberías enterradas	Nomenclatura
Longitudinal (Curva t-x)	$t_u = \begin{cases} \pi D_p \alpha S_u & \text{para arcila} \\ \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi & \text{para arenas} \end{cases}$ $x_u = \begin{cases} 0.1 \text{ a } 0.2 & \text{pulg para arena densa} \\ 0.2 \text{ a } 0.4 & \text{pulg para arcila blanda} \end{cases}$	S_u = Resistencia del suelo en condiciones no drenadas. α = Coeficiente empírico que varía en función de S_u . γ = Peso específico aparente del suelo. $\bar{\gamma}$ = Peso específico sumergido del suelo. D_p = Diámetro externo de la tubería. H_c = Profundidad del eje de la tubería respecto a la superficie del suelo. K_0 = Coeficiente empuje al reposo del suelo. ϕ = Angulo de rozamiento N_{ch} y N_{qh} = Factor de capacidad de carga horizontal, por cohesión y sobrecarga respectivamente.
Transversal (Curva p-y)	$p_u = \begin{cases} S_u N_{ch} D_p & \text{para arcila} \\ \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p & \text{para arenas} \end{cases}$ $y_u = \begin{cases} 0.07 \text{ a } 0.10 (H_c + D_p/2) & \text{para arena suelta} \\ 0.03 \text{ a } 0.05 (H_c + D_p/2) & \text{para arena media} \\ 0.02 \text{ a } 0.03 (H_c + D_p/2) & \text{para arena densa} \\ 0.03 \text{ a } 0.05 (H_c + D_p/2) & \text{para arcilla blanda} \end{cases}$	H_c = Profundidad del eje de la tubería respecto a la superficie del suelo. K_0 = Coeficiente empuje al reposo del suelo. ϕ = Angulo de rozamiento N_{ch} y N_{qh} = Factor de capacidad de carga horizontal, por cohesión y sobrecarga respectivamente.
Vertical (Curva)	<p>Dirección hacia arriba</p> $q_u = \begin{cases} S_u N_{cv} D_p & \text{para arcila} \\ \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p & \text{para arenas} \end{cases}$ $z_u = \begin{cases} 0.01 \text{ a } 0.015 H_c & \text{pulg para arena densa y suelta} \\ 0.1 \text{ a } 0.2 H_c & \text{pulg para arcila blanda} \end{cases}$ <p>Dirección hacia abajo</p> $q_u = \begin{cases} S_u N_c D_p & \text{para arcila} \\ \bar{\gamma} H_c N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_y & \text{para arenas} \end{cases}$ $z_u = 0.10 \text{ a } 0.15 D_p \quad \text{para arena y arcilla}$	N_{cv} y N_{qv} = Factor de capacidad de carga vertical, por cohesión y sobrecarga respectivamente. N_c , N_q y N_y = Factor de capacidad de carga vertical, por cohesión, sobrecarga y fricción respectivamente.

Tabla 5.1 Parámetros de resistencia del suelo

5.5 Procedimientos cálculos elementos finitos

Básicamente la formulación del método de elementos finitos es un análisis de tuberías enterradas similar a la adoptada para cualquier otro problema de ingeniería. Esto es, el modelo real está representado por una malla de elementos finitos con los grados de libertad en los nudos. Se establece una función de aproximación para describir la variación de las incógnitas nodales y se utilizan métodos de minimización para que la solución aproximada proporcione valores más próximos a los reales.

Para el análisis se ha utilizado un elemento tipo viga tridimensional (modelo “Beam4 Ansys”) para modelizar la tubería. Es un elemento uniaxial con tensión, compresión, torsión, y capacidades de flexión. El elemento tiene seis grados de libertad en cada nodo: tres desplazamientos por nodo en la dirección x , y , z y tres rotaciones y , z sobre los ejes x , y , z como se muestra en la Figura 5.10.

Figura 5.10 Modelo viga tridimensional “Beam4 Ansys”

Para modelizar las diferentes componentes (longitudinal, transversal y vertical) del rozamiento se utilizaron elementos unidireccionales con capacidad de fuerza-desplazamiento no lineal generalizada, Figura 5.11. El elemento tiene capacidad longitudinal y se puede aplicar a tres dimensiones. La parte longitudinal es un elemento de tracción-compresión uniaxial con hasta tres grados de libertad en cada nodo: dirección nodal en x , y , z . El elemento tiene capacidad para grandes desplazamientos donde puede haber hasta tres grados de libertad por nodo.

5.6 Resultados cálculo dinámico

Para este ejemplo se utiliza el mismo modelo de tubería planteado en el método Pseudoestático (4.5.1) y se hará una comparación de los resultados obtenidos con cada uno de los métodos.

Datos	
Diámetro	$D_p = 1.07 \text{ m}$
Espesor	$e_p = 1\% D$
Profundidad Estrato	$H_s = 3 \text{ m}$
Profundidad Enterramiento	$H_c = 1 + D/2 \text{ m}$
Velocidad onda	$c_s = 100 \text{ m/s}$
Aceleración	$a_o = 30 \text{ \% g}$
Peso específico aparente	$\gamma = 20424 \text{ N/m}^3$
Suelo Seco	$\bar{\gamma} = \gamma$
Coefficiente de Presión Suelo	$K_0 = 0.5$
Módulo de Elasticidad	$E = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
Rigidez del suelo	$k = 6 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$
Tensión Admisible	$\tau_{crit} = 10^4 \text{ N/m}^2$

En este ejemplo el modelo de elementos finitos de la tubería será modelada por un elemento tipo viga dividido en 20 elementos.

99

Axial

Figura 5.12 Comportamiento axial del suelo

Para emplear el modelo en el análisis de elementos finitos se deben determinar previamente los valores de t_u y x_u , que son los que rigen el comportamiento longitudinal del modelo en la gráfica fuerza-desplazamiento.

El valor de t_u está definido por:

$$t_u = \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi$$

A falta de datos se supone un valor de $t_u = \tau_{crit} \cdot \pi D_p$. En el modelo de elementos finitos el rozamiento se representa por un conjunto de muelles no lineales que unen los nudos de la tubería con los nudos que representan el suelo. La ley de comportamiento se escribe en función de fuerzas y desplazamientos, la fuerza del límite elástico se determina con el valor de la función por el área tributaria de cada elemento, es decir, el perímetro de la tubería por la longitud del elemento. El elemento está modelizado por una longitud de onda $\lambda^* = 24$ m subdividido en 20 elementos.

$$F_u = t_{crit} \pi D_p \frac{\lambda^*}{n} = 10^4 \cdot \pi \cdot 1.07 \cdot \frac{24}{20} = 4.033 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Donde:

λ^* = Longitud de onda. $\lambda^* = 8H_s = 24 \text{ m}$
 n = Número de elementos.

Al igual que la fuerza se asume un coeficiente de balasto de $k = 6 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$, el cual se aplica el mismo planteamiento que la fuerza para transformarlo en rigidez.

$$K = k \pi D_p \frac{\lambda^*}{n} = 6 \cdot 10^6 \cdot \pi \cdot 1.07 \cdot \frac{24}{20} = 2.4203 \cdot 10^7 \text{ N}$$

El desplazamiento que rige el modelo está definido por:

$$x_u = \frac{t_u}{K} = \frac{4.033 \cdot 10^4}{2.4203 \cdot 10^7} = 0.166 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

Para realizar el cálculo del problema se utilizó el programa de elementos finitos “Ansys”, comparando los resultados con el método Pseudoestático. Al igual que el método Pseudoestático se simula el desplazamiento del suelo mediante un movimiento senoidal en los nudos que representan el suelo. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 5.13:

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} = \frac{0.12^2}{4\pi^2} (0.30 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 3} \right) = 0.745 \cdot 10^{-3} m$$

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

Figura 5.13 Resultados para profundidad de 3 metros

Como se puede ver el resultado obtenido mediante la aplicación de los dos métodos es el mismo. Se obtienen buenas aproximaciones para el desplazamiento de la tubería, la fuerza de rozamiento y la deformación que presenta la tubería, si bien en este último caso se observa la discretización generando tramos constantes de deformación. Los métodos se pueden considerar similares cuando se tienen condiciones estables de desplazamiento y fuerza que aplica el suelo en la tubería. En el ejemplo siguiente se muestra cómo se comporta cada método cuando esto ocurre.

Cálculos para Profundidad de enterramiento de 5 metros

En este ejemplo se utilizan los mismos datos del ejemplo anterior la única variación está en que se considerará una profundidad de enterramiento de 5 metros, lo cual hace que aumente el valor del desplazamiento impuesto al suelo.

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} = \frac{0.2^2}{4\pi^2} (0.30 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 5} \right) = 2.6 \cdot 10^{-3} m$$

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

Figura 5.14 Resultados para profundidad de 5 metros

En comparación del análisis por medio de los elementos finitos y el método Pseudoestático existe una pequeña diferencia en el desplazamiento que presenta la tubería debido al movimiento del suelo. Esto se debe a la aproximación introducida en el método pseudoestático en el que se considera que el desplazamiento en la tubería es proporcional al suelo existiendo una diferencia cuando existe deslizamiento. Esa diferencia se produce en las zonas de mayor deslizamiento, donde las deformaciones y tensiones en la tubería son inferiores. A efectos prácticos interesa conocer el punto de mayor tensión/deformación y este se encuentra bien caracterizado en el método pseudoestático.

Cálculos para Profundidad de enterramiento de 25 metros

Considerando otro caso más extremo para una profundidad de enterramiento de 25 metros se ve que se cumple el mismo criterio para los resultados de la fuerza de rozamiento y el desplazamiento aún sigue manteniendo una pequeña diferencia, que aumenta mientras se tiene más profundidad.

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} = \frac{1^2}{4\pi^2} (0.30 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 25} \right) = 7.42 \cdot 10^{-2} m$$

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

Figura 5.15 Resultados para profundidad de 25 metros

5.6.2 Ejemplos de aplicación modelo vertical

Al igual que los ejemplos anteriores se ha tomado el mismo modelo de tubería planteado en el método Pseudoestático.

Cálculos para Profundidad de enterramiento de 5 metros

Datos	
Diámetro	$D_p = 1.07 \text{ m}$
Espesor	$e_p = 1\% D$
Profundidad Estrato	$H_s = 5 \text{ m}$
Profundidad Enterramiento	$H_c = 1 + D/2 \text{ m}$
Velocidad onda	$c_s = 100 \text{ m/s}$
Aceleración	$a_0 = 50 \% g$
Peso específico aparente	$\gamma = 20424 \text{ N/m}^3$
Suelo Seco	$\bar{\gamma} = \gamma$
Módulo de Elasticidad	$E = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

Tabla 5.3 Datos del modelo

En este ejemplo el modelo de elementos finitos de la tubería será representada por 5 longitudes de onda con 100 divisiones en cada una de ellas.

El modelo que rige el comportamiento del suelo en la componente vertical está definido por la Figura 5.16, el cual presenta una relación de respuesta asimétrica:

Figura 5.16 Comportamiento vertical del suelo

En los nudos del terreno se aplica la condición de movimiento del mismo (senoidal) y en los extremos de la tubería se conectan sus grados de libertad para garantizar una simetría circular. Esta asimetría que presenta el modelo implica que no existe una condición clara en los extremos de una longitud de onda, como ocurría en el caso longitudinal. En una longitud de onda la fuerza de rozamiento forma valores distintos de su ley de comportamientos, tanto en tracción como compresión, según se aprecia con diferente rigidez. Al aumentar la acción sísmica llegara a plastificar en una dirección que seguirá generando desplazamientos desconocidos a priori.

Para emplear el modelo en el análisis de elementos finitos se deben determinar previamente los valores de q_u y z_u , que son los que rigen el comportamiento vertical del modelo en la gráfica fuerza-desplazamiento, tanto en la dirección hacia arriba como abajo.

Para determinar los valores de q_u y z_u , antes se deben de conocer los valores de N_{cv} y N_{qv} (Factores de capacidad de carga vertical, por cohesión y sobrecarga respectivamente) y N_c , N_q y N_y (Factores de capacidad de carga vertical, por cohesión, sobrecarga y fricción respectivamente).

Para una relación de $H_c/D_p = 1.535/1.07 = 1.434$ y un ángulo de fricción de 30° .

$$N_{qv} = 1.5$$

$$N_q = 15$$

$$N_y = 18$$

Movimiento hacia abajo:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_y$$

$$q_u = 20424 \cdot 1.07 \cdot 1.535 \cdot 15 + \frac{1}{2} 20424 \cdot (1.07^2) \cdot 18$$

$$q_u = 7.13 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$z_u = 0.15 D_p = 0.15 \cdot 1.07 = 0.1605 \text{ m}$$

Al igual que en modelos axial de elementos finitos se distribuye la fuerza en toda la zona vertical de la tubería repartida en proporción a cada elemento en que está dividida la tubería. El área tributaria de contacto es el diámetro de la tubería por la longitud del elemento.

$$F_u = q_u \frac{\lambda^*}{n} = 7.13 \cdot 10^5 \cdot \frac{200}{500} = 2.8545 \times 10^5 \text{ N}$$

Donde:

λ^* = Longitud de onda 5 ciclos. $\lambda^* = 8H_s = 40 \text{ m}$ por 5 ciclos = 200 m
 n = Número de elementos $n = 5 \cdot 100 = 500$ elementos.

En este caso la rigidez del elemento será igual a:

$$k = \frac{q_u}{z_u} = \frac{7.13 \times 10^5}{0.1605} = 4.4461 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K = k \frac{\lambda^*}{n} = 4.4461 \cdot 10^6 \frac{200}{500} = 1.7786 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

Movimiento hacia arriba:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p$$

$$q_u = 20424 \cdot 1.535 \cdot 1.5 \cdot 1.07 = 5.0319 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$z_u = 0.015 H_c = 0.015 \cdot \left(1 + \frac{1.07}{2}\right) = 0.023 \text{ m}$$

Distribución de la fuerza en la tubería.

$$F_u = q_u \frac{\lambda^*}{n} = 5.0319 \cdot 10^4 \cdot \frac{200}{500} = 2.0127 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Donde:

λ^* = Longitud de onda 5 ciclos.
 n = Número de elementos $n = 5 \cdot 100 = 500$ elementos.

En este caso la rigidez del elemento será igual a:

$$k = \frac{q_u}{z_u} = \frac{5.0319 \cdot 10^4}{0.023} = 2.187 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K = k \frac{\lambda^*}{n} = 2.1878 \cdot 10^6 \frac{200}{500} = 0.8751 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

La simulación del desplazamiento del suelo corresponde a la siguiente ecuación:

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} = \frac{0.2^2}{4\pi^2} (0.50 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 5}\right) = 0.0044 \text{ m}$$

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

En la Figura 5.17 muestra el comportamiento del desplazamiento del suelo y las fuerzas de rozamiento obtenidas en el modelo de elementos finitos, se han representado las 5 longitudes de onda en que se ha extendido el modelo. Se han supuesto varios valores de aceleración del terreno, que van desde 50 a 2000 por ciento de g , valores irreales con los que se pretende verificar el comportamiento del modelo vertical en el que se han mantenido constantes los valores empleados en los ejemplos anteriores.

Figura 5.17 Resultados componente vertical para profundidad de 5 metros

Figura 5.18 Resultados zona central componente vertical para profundidad de 5 metros

Como el modelo vertical está compuesto por varios elementos continuos (cinco longitudes de ondas), se considerara el elemento central como resultado final del análisis, así evitamos los problemas que se pueden presentar de discontinuidad en las condiciones de contorno del elemento en el modelo.

Las condiciones de contorno en los extremos generan perturbaciones en la solución que son despreciadas, tomando en cuenta como resultado los valores en la longitud de onda central. Se han realizado pruebas modelizando un mayor número de longitud de ondas para verificar que estas perturbaciones no afectan al resultado, observándose que el error no se tramite más de 2 longitudes de onda y, en consecuencia, obteniendo buenos resultados en el ejemplo. En la Figura 5.18 muestra la sección que corresponden únicamente a la parte central del elemento.

Los resultados obtenidos en el análisis de la componente vertical se deben a que este presenta un comportamiento independiente a la dirección del movimiento, donde se nota que la parte hacia arriba tiene una menor resistencia que la parte hacia abajo y por consiguiente llegará antes al límite de fuerzas permitido como se muestra en el modelo vertical de la Figura 5.16, que para este caso en concreto se tiene para la parte de arriba tiene un valor de $q_u = 5.0319 \cdot 10^4 N/m$, respecto a la parte de abajo de $q_u = 7.136 \cdot 10^5 N/m$. También provoca que exista un desplazamiento uniforme en ambos lados (arriba y abajo) del desplazamiento de la tubería en relación al movimiento senoidal impuesto por el suelo sobre esta.

5.6.3 Ejemplos de aplicación modelo transversal

Al igual que los ejemplos anteriores utiliza el mismo modelo de tubería planteado en el método Pseudoestático.

Cálculos para Profundidad de enterramiento de 5 metros

Datos	
Diámetro	$D_p = 1.07 \text{ m}$
Espesor	$e_p = 1\% D$
Profundidad Estrato	$H_s = 5 \text{ m}$
Profundidad Enterramiento	$H_c = 1 + D/2 \text{ m}$
Velocidad onda	$c_s = 100 \text{ m/s}$
Aceleración	$a_o = 30 \% g$
Peso específico aparente	$\gamma = 20424 \text{ N/m}^3$
Suelo Seco	$\bar{\gamma} = \gamma$

Tabla 5.4 Datos del modelo

El modelo que rige el comportamiento del suelo en la componente horizontal está definido por la siguiente gráfica, presenta una relación simétrica igual que el modelo axial:

Figura 5.19 Comportamiento transversal (horizontal) del suelo

Para emplear el modelo en el análisis de elementos finitos se deben determinar previamente los valores de p_u y y_u , que son los que rigen el comportamiento horizontal del modelo en la gráfica fuerza-desplazamiento, para determinar los valores de p_u y y_u , antes se deben de conocer los valores de N_{ch} y N_{qh} (Factores de capacidad de carga horizontal, por cohesión y sobrecarga respectivamente). Para una relación de $H_c/D_p = 1.535/1.07 = 1.434$ y un ángulo de fricción de 30° .

$$N_{ch} = 5.5$$

$$N_{qh} = 6.3$$

$$p_u = \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p$$

$$p_u = 20424 \cdot 1.535 \cdot 5.5 \cdot 1.07 = 2.1134 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$y_u = 0.10(H_c + \frac{D_p}{2}) = 0.10 \left(1.535 + \frac{1.07}{2} \right) = 0.207 \text{ m}$$

Al igual que en los modelos anteriores planteados de elementos finitos se distribuye la fuerza en el área tributaria de la tubería repartida en proporción en que está dividida la tubería por la longitud de esta.

$$F_u = p_u \frac{\lambda^*}{n} = 2.1134 \cdot 10^5 \cdot \frac{40}{100} = 8.4536 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Donde:

λ^* = Longitud de onda. $\lambda^* = 8H_s = 40 \text{ m}$

n = Número de elementos. $n = 100$

En este caso la rigidez del elemento será igual a:

$$k = \frac{p_u}{z_u} = \frac{2.1134 \cdot 10^5}{0.207} = 1.0210 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K = k \frac{\lambda^*}{n} = 1.0210 \cdot 10^6 \cdot \frac{40}{100} = 0.4084 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

Se simula del desplazamiento del suelo que corresponde a la siguiente ecuación:

$$U_h = \frac{T^2}{4\pi^2} A_o g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} = \frac{0.2^2}{4\pi^2} (0.50 \cdot 9.81) \cos \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1.535}{2 \cdot 5} \right) = 0.0044 \text{ m}$$

$$U_g = U_h \sin \frac{2\pi x}{L}$$

Figura 5.20 Resultados componente horizontal

En el modelo horizontal igual que en el modelo axial el fallo se produce al mismo tiempo en ambas partes del modelo (arriba y abajo) por presentar una condición simétrica. El movimiento transversal se puede considerar análogo al que se ha explicado en el movimiento longitudinal.

Capítulo 6

Comportamiento de tuberías sujetas al movimiento de fallas

Capítulo 6

6 Comportamiento de tuberías sujeto al movimiento de fallas

6.1 Fallas

Una falla es una discontinuidad que se forma por fractura en las rocas superficiales de la tierra cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas.

El peligro de las fallas viene dado por el desplazamiento de cada uno de sus planos. Estos desplazamientos están provocados por la existencia de fuerzas de tracción y compresión, en el caso que una tubería cruzara la falla se vería sometido a éstas fuerzas que podrían provocar una deformación superior a la permitida y dar lugar a la rotura del material. Por consiguiente será necesario determinar: la geometría de la falla, el desplazamiento que se produce y la deformación que se producirá en el punto de cruce con la tubería.

6.1.1 Tipos de fallas

Para evaluar el desplazamiento de la falla es necesario hacer una distinción entre los distintos tipos de movimientos de fallas existentes.

- **Falla de rumbo:** Los planos de la falla se desplazan horizontalmente.

Figura 6.1 Falla de rumbo

- **Falla de buzamiento:** Este tipo de fallas se generan por tracción. El movimiento es predominantemente vertical respecto al plano de la falla. El cual típicamente tiene un ángulo menor de 60° respecto a la horizontal.

Figura 6.2 Falla de buzamiento

- **Falla inversa:** Este tipo de fallas se genera por compresión. El movimiento es preferentemente vertical y el plano de falla tiene típicamente un ángulo de 30° respecto a la horizontal.

Figura 6.3 Falla inversa

- **Falla oblicua:** Es aquella que presenta movimiento en una componente vertical y una componente horizontal.

Figura 6.4 Falla oblicua

6.2 Métodos de Cálculo

Para tuberías de acero, el enfoque más común para estudiar el fallo es utilizar la capacidad de las tuberías para deformarse, bien en el rango inelástico de tensión con el fin de ajustarse a las distorsiones del suelo sin ruptura. Siempre que sea posible, la alineación de la tubería en un cruce de falla se debe seleccionar de manera que la tubería se somete preferentemente a flexión además de una cantidad moderada de tensión. Se deben evitar alineamientos que colocan la tubería en compresión en la medida posible debido a la capacidad de la tubería para soportar compresión sin fallo es significativamente menor que la de deformación por tracción.

En los casos en que no se pueden cumplir las condiciones anteriores, por ejemplo, donde la deformación por compresión es mayor que la deformación por flexión o que se espera grandes esfuerzos de tensión, la tubería se puede colocar sobre el suelo sobre soportes de deslizamiento a través de la zona de potencial fallo. La tubería se acomoda al movimiento de la falla de la misma manera que para una tubería enterrada, es decir, a través de la flexión y la deformación axial, sin embargo, la ausencia lateral y longitudinal de retención del suelo en las proximidades del cruce de fallo permite un mayor movimiento de tuberías.

Varios métodos para el análisis de tuberías enterradas cuando cruzan fallas se resumen en esta sección. Estos métodos, con la modificación adecuada a las condiciones de retención, podrían ser utilizados para los conceptos alternativos, así como redes de drenaje o saneamiento. Los procedimientos de análisis que se presentan en esta sección incluyen:

1) Procedimiento Newmark-Hall

2) Método de Kennedy

3) Enfoque de Elementos Finitos

Los dos primeros de estos métodos tratan el movimiento de la falla como algo que ocurre en un solo plano, bien definido y considerando la masa de suelo a ambos lados de la ruptura de la falla se mueven como cuerpos rígidos (es decir, un punto cerca del punto de anclaje eficaz de la tubería estará sometido a los mismos desplazamientos que un punto justo fuera de la falla).

Aunque el estudio de tuberías enterradas comenzó temprano (Reese), la primera obra influyente sobre el tema fue presentado por Newmark y Hall. Así mismo Newmark y más tarde Kennedy, Singhal, Trautmann, Nyman propuesto alternativas simplificadas que redujeron los controles a las operaciones simples. Estos métodos fueron sistematizados y popularizó con la Guía de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) que unificó los procedimientos seguidos en todo el mundo. La Unión Europea también ha propuesto normas basadas en el mismo enfoque. En algunos casos, sin embargo, las preguntas se han extendido sobre la precisión real de los métodos simplificados (Savidis, Butenweg).

El procedimiento de Newmark-Hall proporcionará una estimación del límite inferior de la tensión en la tubería ya que asume que la tubería es capaz de liberarse de la tierra, eliminando cualquier restricción lateral. La tubería se deforma entonces como una línea recta entre los puntos de anclaje. El procedimiento de Kennedy, por otro lado, dará lugar a una estimación del límite superior de la deformación, ya que sobreestima la deformación por flexión asumiendo que la tubería acompaña la deformación de las masas del suelo sin oponer resistencia. Los efectos de las fuerzas laterales que resultan de la moderación del suelo se calculan en base a la teoría de desviación. Si las estimaciones de deformación no llegan al límite permisible, puede ser deseable llevar a cabo un análisis de elementos finitos o un análisis de flexión local que representa la rigidez a la flexión.

En general, los desplazamientos debidos a movimiento de la falla son tridimensionales y dependerán de la magnitud de los componentes de desgarre y normal de la falla. Los movimientos de los puntos de anclaje en línea con tubería, por lo tanto, dependen de la orientación de la tubería con respecto a la falla de la superficie, y la inclinación del plano de falla con respecto a la superficie. Para el cálculo se consideran tres direcciones de falla con desplazamientos ΔX , ΔY , y ΔZ , en tres direcciones perpendiculares, X, Y, y Z, que varían con el ángulo de cruce, β , y el buzamiento de la falla, ψ .

Procedimiento Newmark-Hall

Es un método aproximado para predecir la respuesta de la tubería a grandes desplazamientos debido a una falla cuando la tubería está en tensión que ha estado en uso durante más de diez años (Newmark y Hall, 1975). El procedimiento considera un

gasoducto con esfuerzos longitudinalmente que se deforma lateralmente, en sentido longitudinal y vertical debido a un desplazamiento del terreno aplicado estáticamente. Se supone que la tubería se entierra en una zanja poco profunda con lados inclinados, de tal manera que esta puede desplazarse lateralmente y verticalmente con respecto al suelo circundante con el fin de ajustarse a los movimientos de la falla impuestas.

En el procedimiento de Newmark-Hall, la tubería se asume para responder de manera eficaz a los movimientos de la falla a través de la deformación axial entre los puntos de anclaje. El enfoque general es de naturaleza iterativa con la longitud deformada en base de una condición de tensión asumida en la tubería y que se comparan con la longitud deformada conocida inducida por el fallo (el método no tiene en cuenta el perfil de desplazamiento entre puntos de anclaje). Para grandes esfuerzos en la tubería, esta se considera que está compuesta por secciones, es decir, módulos reducidos de comportamiento elástico lineal o linealmente plástico.

Método de Kennedy

Este procedimiento difiere del procedimiento Newmark-Hall porque considera las fuerzas laterales del suelo en la línea de tubería y la curvatura resultante y las tensiones de flexión asociado. También ofrece un mejor modelado de las fuerzas de fricción longitudinales del suelo mediante el reconocimiento de diferentes valores de resistencia a la fricción para las porciones rectas y curvas de la tubería.

El procedimiento ignora la rigidez a la flexión de la tubería y será conservador en la mayoría de casos, ya que sobreestima los efectos de la resistencia lateral y vertical del suelo en la deformación por flexión. Los resultados obtenidos con este método serán razonablemente precisos tanto en tiempo como en que la estimación de las deformaciones de flexión son tales que la deformación se puede considerar que sólo surge por alargamiento axial. Los análisis pueden llevarse a cabo para fallas que presentan tanto el movimiento lateral y vertical proporcionado por la combinación de flexión y las deformaciones axiales. El procedimiento sólo es aplicable a los casos en los que el efecto del movimiento de la falla es producir flexión en la tubería.

Enfoque de Elementos Finitos

Para obtener una mayor precisión en los efectos de interacción suelo-tubería en los cruces de fallas se requiere la utilización de procedimientos analíticos que pueden explicar el comportamiento no lineal de la masa del suelo circundante, grandes efectos de desplazamiento y el comportamiento inelástico de la tubería. Procedimientos de elementos finitos no lineales son generalmente apropiados para este tipo de análisis. Se destacan las deformaciones, y los desplazamientos se pueden determinar para prácticamente cualquier número de puntos de interés, y los efectos de una amplia variedad de parámetros pueden ser analizados. Sin embargo, como con la mayoría de las aplicaciones de elementos finitos, se debe tener cuidado para controlar la complejidad del problema, la estabilidad de la solución no lineal, y el costo del proceso.

Para situaciones en las que se producen tanto el deslizamiento vertical y el deslizamiento normal (o deslizamiento inverso), puede ser preferible para modelar la tubería y el suelo circundante en el espacio tridimensional. Sin embargo, el uso de un modelo tridimensional complica la solución no lineal y conduce a un mayor esfuerzo computacional. Por lo tanto, es un procedimiento aceptado para reducir generalmente un problema tridimensional para los dos bidimensional planteados. El efecto de los

movimientos verticales y horizontales combinados perpendicularmente en la tubería se obtienen generalmente mediante la combinación de las soluciones independientes para cada uno de una manera aproximada.

Una tubería típica para ser analizado por el procedimiento de elementos finitos se puede dividir en un gran número de piezas rectas o curvas, que pueden variar en longitud a lo largo de aquella. El segmento de tubería utilizado en un modelo debe ser lo suficientemente largo para caracterizar adecuadamente el comportamiento en la ubicación de la falla, es decir, debe extenderse más allá de puntos de anclaje virtual en cada lado de la falla. Cada segmento de la tubería se divide en un número de miembros, se pueden considerar si es de interés que la división de los miembros sea generalmente más corta en las regiones de interés crítico cerca de la zona de ruptura de la falla, y mayor en los segmentos de la tubería que son más remoto de la zona de fallas.

Los miembros están separados por puntos de nodo en que se asumen secciones de tuberías que permanezcan quietas y sin distorsiones como las curvas de tuberías. En un análisis de dos dimensiones, los nodos pueden tener tres grados de libertad de desplazamiento: desplazamientos en las dos direcciones perpendiculares del plano de la tubería y la rotación en el plano. En un análisis tridimensional, seis grados de libertad en general, se consideran (desplazamientos y rotaciones en tres direcciones ortogonales). Estos grados de libertad de desplazamiento son las incógnitas principales que serán determinados por el análisis de elementos finitos.

Como se expuso, la interacción suelo-tubería se modela generalmente por muelles en tres direcciones: uno axial, y dos transversal (horizontal y vertical). Cuando existe un movimiento relativo entre el suelo y la tubería, el suelo puede limitar el movimiento de tuberías mediante la aplicación de cargas a la tubería.

Las restricciones axiales de primera representan la fricción a lo largo de la pared de la tubería que resiste el movimiento de la tubería en el suelo. Las restricciones transversales del muelle se utilizan para simular la resistencia horizontal y vertical del suelo perpendicular al eje de la tubería. Para el análisis en el plano horizontal, a los muelles transversales generalmente se asignan las mismas propiedades para el desplazamiento a la izquierda o derecha de la línea central tubería. En el plano vertical, sin embargo, los muelles transversales tienen diferentes características de arriba y abajo para simular el efecto de ovalación hacia abajo de la tubería o de la resistencia de ruptura hacia arriba del suelo.

El comportamiento inelástico de la tubería se simula mediante la especificación de una curva de tensión-deformación no lineal para el acero de la tubería. La curva de tensión-deformación en general, se aproxima de una manera lineal por tramos entre los puntos de tensión-deformación específicos. La curva de tensión-deformación se asume generalmente para ser plana (horizontal) después del último punto especificado.

El desplazamiento de la falla se introduce en el modelo como desplazamientos de la base de los nodos del suelo en un lado de la falla. El análisis se realiza para determinar a) desplazamientos nodales, b) los momentos finales y las fuerzas axiales, c) esfuerzos, deformaciones longitudinales y tensiones en la pared de la tubería, y d) el apoyo (muelle suelo) reacciones. Los aspectos no lineales del problema se deben a la sección de la tubería, que provoca grandes efectos de desplazamiento y comportamiento en el muelle del suelo.

6.3 Método de Kennedy

El método de Kennedy supone una mejor aproximación al comportamiento real respecto al método de Newmark, ya que Kennedy considera empujes laterales del suelo del terreno y por tanto acepta que la tubería se curva en las zonas próximas a la falla, mientras que en el método de Newmark se acepta que la tubería responde al movimiento sin curvarse.

Hipótesis de Cálculo

- **De construcción**

El método es aplicable a tuberías enterradas a profundidad somera en un suelo sin cohesión, donde tanto las paredes de la zanja como el relleno de la misma le permitan desplazarse lateralmente o incluso desenterrarse para acomodarse al movimiento de la falla.

El método es válido para fallas que provoquen un desplazamiento de la tubería de hasta (20 ft) 6m en horizontal y (5 ft) 1.5m en vertical, es decir un salto de falla D de $\sqrt{6^2 + 1.5^2} = 6.2$ m .Los saltos máximos esperados en España son del orden de 1.5 m.

- **Comportamiento del material**

Se consideran únicamente aquéllos casos en que la tubería esté sometida a alargamiento y por lo tanto a un estado de tracción. No se recogen los casos en que la combinación de movimiento horizontal y vertical produzcan compresión en la tubería.

El comportamiento del material que constituye la tubería se aproxima por la ley de Ramberg-Osgood expresada en la ecuación (6.1), cuya forma es del tipo de la mostrada en la Figura 6.5. Se consideran únicamente aquéllos casos en que la tubería esté sometida a alargamiento y por lo tanto a un estado de tracción. No se recogen los casos en que la combinación de movimiento horizontal y vertical produzca compresión en la tubería.

Figura 6.5 Ley de Ramberg-Osgood

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_i} \left[1 + \frac{\alpha}{r+1} \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad (6.1)$$

Donde:

E_i = Módulo de elasticidad inicial (N/m²)

σ_y = Límite elástico (N/m²), se toma en torno al 0.6% de deformación.

α, r = Coeficientes de Ramberg-Osgood ; adimensionales.

Los materiales predefinidos para el cálculo son los aceros G_rB , X42, X46, X60, X65 y X70, con los límites elásticos mínimos y de rotura que se muestran en la Tabla 6.1, según las especificaciones API 5L.

Tipo	Límite Elástico Mínimo (Mpa) (1)	Límite Rotura (Mpa) (2)	σ_y (Mpa)	Relación (1/(2))	α	r
G_rB	241	413	327.5	0.58	26.91	8.31
X42	289	413	351.6	0.70	35.52	12.54
X46	317	434	375.8	0.73	36.70	14.35
X60	413	517	465.4	0.80	38.26	21.02
X65	448	530	489.5	0.84	46.40	27.95
X70	482	565	524	0.85	45.01	30.45

Tabla 6.1 Materiales de la tubería (Características)

Para estos materiales se han ajustado curvas de comportamiento, forzando a que el límite elástico σ_y se produzca en torno al 0.6% de deformación, y la deformación de rotura se encuentre entre 4-5%, lo que ha permitido calcular los coeficientes α y r de Ramberg-Osgood recogidos en la Tabla 6.1.

En el tramo de tubería curvado, y por efecto de la curvatura, la deformación de cada de las fibras será de composición de la ε_a producida por el esfuerzo axial y la producida por el momento debido a la curvatura (Figura 6.6).

Figura 6.6 Combinación de deformaciones en la tubería

Una hipótesis básica de cálculo es que la tubería, desarrolla su máxima capacidad cuando se produce el salto de falla, es decir, está sometida a la tensión de rotura σ_m en la sección de la falla.

Al estar la tensión correspondiente a la deformación de rotura en la parte casi horizontal de la curva de comportamiento, pequeñas variaciones de deformación llevan a prácticamente el mismo estado tensional. La tensión es prácticamente constante en todas las fibras de una misma sección y el efecto del momento es insignificante.

Bajo estas condiciones se supone que la tubería se comporta como un cable y que sólo desarrolla esfuerzo axial para equilibrar los empujes del terreno actuantes sobre ella, despreciándose el efecto del momento.

• Propiedades del suelo

El curvado de la tubería en las zonas próximas a la falla es debido a los empujes del terreno tanto lateral como vertical. Estos empujes no son considerados en el método de Newmark-Hall donde la tubería se mantiene recta en su movimiento.

Por otro lado el alargamiento de la tubería se produce por la existencia de fuerzas longitudinales de fricción terreno-tubería. Se consideran distintos valores de rozamiento longitudinal en los tramos recto y curvado.

La nomenclatura utilizada para las distintas fuerzas es:

- t_u : fuerza de fricción longitudinal en el tramo recto de la tubería (N/m)
- t_{uc} : fuerza de fricción longitudinal en el tramo curvado de la tubería (N/m)
- p_u : empuje lateral del terreno (N/m)
- q_u : empuje vertical del terreno (N/m)

Los procedimientos para obtener las resistencias del suelo (t_u , p_u y q_u) en las diferentes direcciones se explican detalladamente en el capítulo 5.

• Desarrollo del Método

Geometría y parámetros de la falla

A continuación se esquematiza el movimiento de la tubería ante una falla de rumbo y una de buzamiento. La falla, en el caso más general será combinación de rumbo y buzamiento.

Figura 6.7 Falla de rumbo vista planta

$$D_{xs} = D_s \cos \beta \quad (6.2)$$

$$D_{ys} = D_s \sin \beta \quad (6.3)$$

L_1 y L_2 son las distancias a los puntos de anclaje, medidos desde la traza de la falla. A partir de los puntos de anclaje, la tubería no siente el efecto del movimiento.

Estas longitudes de anclaje pueden ser “*naturales*” lo que permite a la tubería relajar su tensión hasta hacerla nula, utilizando para ello toda la longitud que requiera, o “*impuestas*”. En este caso se ancla la tubería artificialmente antes de que haya relajado toda su tensión.

Figura 6.8 Falla de buzamiento vista en planta y sección

$$D_z = D_n \sin \psi \quad (6.4)$$

$$D_{xn} = D_n \cos \psi \sin \beta \quad (6.5)$$

$$D_{yn} = D_n \cos \psi \cos \beta \quad (6.6)$$

La falla de buzamiento lleva la tubería hacia un D_z , pero además produce un desplazamiento en el plano horizontal con una componente coaxial (D_{xn}) y otra transversal (D_{yn}).

Figura 6.9 Combinación rumbo-buzamiento

Lo que se calcula por medio del método de Kennedy es el salto de falla total D , compuesto de una componente de rumbo D_s y otra de buzamiento D_n que se relacionan mediante el factor k_{ds} .

$$D_s = k_{DS} D \quad (6.7)$$

$$D = \sqrt{D_s^2 + D_n^2} \quad (6.8)$$

Así, descomponiendo el movimiento total de la tubería en 3 direcciones perpendiculares, x (colineal al eje de la tubería), y (perpendicular al eje y en el plano horizontal) y z (perpendicular a las dos anteriores), se tiene que D_x y D_y son producidos tanto por la componente de rumbo como por la de buzamiento, y D_z únicamente por la componente de buzamiento.

En la Figura 6.10 se muestra el movimiento de la tubería ante una falla mixta, por superposición de los movimientos producidos por la componente de rumbo y por la de buzamiento. Se incluyen en esta figura detalles de las zonas curvadas tanto vertical como horizontal.

Donde:

L_{CL} : Proyección de la zona curvada lateral a cada lado de la falla, estas longitudes se consideran simétricas a ambos lados de la falla.

L_{CV} : Proyección de la curva vertical. En el movimiento vertical la tubería solo baja a un lado de la falla pues se supone que el terreno natural impide su penetración.

Obsérvense que se ha introducido una aproximación, al trabajar con las longitudes de anclajes medidas no en la posición inicial sino en la posición deformada de la tubería.

El punto B situado sobre la tubería, pasa a B_2 después del movimiento de la falla. La componente BB , es debido al movimiento de rumbo de la falla y la B_1B_2 a la de buzamiento.

Las tres componentes del movimiento de la tubería vienen dadas por:

$$D_x = D_{xs} + D_{xn} = D \left[k_{DS} \cos \beta + \sqrt{1 - k_{DS}^2} \cos \psi \sin \beta \right] \quad (6.9)$$

$$D_y = D_{ys} + D_{yn} = D \left[k_{DS} \sin \beta - \sqrt{1 - k_{DS}^2} \cos \psi \cos \beta \right] \quad (6.10)$$

$$D_z = D \sqrt{1 - k_{DS}^2} \sin \psi \quad (6.11)$$

En la expresión de D_y , las componentes D_{ys} y D_{yn} tienen signos opuestos, puesto que los efectos producidos por cada una de ellas en el alargamiento de la tubería se contrarrestan, como se puede ver en la Figura 6.10.

Figura 6.10 Movimiento genérico de la tubería

Sean los radios de curvatura del movimiento lateral y vertical R_{cl} y R_{cv} respectivamente, y considérense constantes durante toda la zona curvada, se puede establecer el equilibrio en un arco de circunferencia donde actúen las siguientes fuerzas:

Figura 6.11 Equilibrio en un arco de circunferencia

$$F = \sigma A_s - p_i \frac{\pi D_p^2}{4} = \sigma A_s \left[1 - \frac{p_i \pi D_p^2}{4 \sigma A_s} \right] = \sigma A_s C_p \quad (6.12)$$

Donde:

$A_s = \pi D_p e_p$, siendo e_p el espesor de la tubería (m) y el D_p el diámetro de la misma (m) y se ha definido al coeficiente C_p como:

$$C_p = 1 - \frac{p_i \pi D_p^2}{4 \sigma A_s} \quad (6.13)$$

Por equilibrio vertical:

$$P R_c \theta = 2F \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) \cong 2F \frac{\theta}{2} \quad (6.14)$$

Aplicando esto en zonas de curvaturas horizontal y vertical, se tienen las expresiones de los radios de curvatura lateral y vertical.

$$R_{cl} = \frac{\sigma A_s C_p}{p_u} \quad (6.15)$$

$$R_{cv} = \frac{\sigma A_s C_p}{q_u} \quad (6.16)$$

Donde se ha supuesto que el terreno está trabajando en el punto de rotura, en el límite elástico del material (p_u , q_u). Esto es muy desfavorable ya que si la falla tiene un movimiento predominante puede que una de las dos curvaturas no se produzca o sea muy pequeña.

- **Alargamiento geométrico**

El alargamiento de la tubería es combinación del producido en el tramo que se mantiene recto (dado por D_x) y el que se produce como consecuencia del curvado de la misma, tanto lateral como verticalmente.

Proyecciones de las longitudes curvadas

Con ayuda de los detalles de las zonas curvadas mostrados en la Figura 6.10 se van a determinar las expresiones de las proyecciones de las longitudes curvadas de la tubería L_{cl} y L_{cv} sin más que aplicar relaciones geométricas.

Longitud curvada lateral L_{CL} :

$$\begin{aligned} L_{cl}^2 &= cl^2 - \left(R_{cl} - \frac{D_y}{2}\right)^2 = R_{cl}^2 - R_{cl}^2 - \frac{D_y^2}{4} + R_{cl} D_y \\ &= R_{cl} D_y - \left(\frac{D_y}{2}\right)^2 \end{aligned} \quad (6.17)$$

Despreciando D_y^2

$$L_{cl} = \sqrt{D_y R_{cl}} = \sqrt{R_{cl} D \left(k_{DS} \sin \beta - \sqrt{1 - k_{DS}^2} \cos \psi \cos \beta \right)} \quad (6.18)$$

Longitud curvada vertical L_{CV} :

$$\begin{aligned} L_{cv}^2 &= R_{cv}^2 - (R_{cv} - D_z)^2 = R_{cv}^2 - R_{cv}^2 - D_z^2 + 2R_{cv} D_z \\ &= 2R_{cv} D_z - D_z^2 \approx 2R_{cv} D_z \end{aligned} \quad (6.19)$$

$$L_{cv} = \sqrt{2R_{cv} D_z} = \sqrt{2R_{cv} D \sqrt{1 - k_{DS}^2} \sin \psi} \quad (6.20)$$

La longitud del arco de curva $y(x)$ es:

$$ds = \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (6.21)$$

Puesto que la presión es constante, las longitudes curvadas de la tubería son arcos de circunferencia, que para unos ejes x-y en que el centro se halle en (O,R), responden a la ecuación:

$$x^2 + (y - R)^2 = R^2 \quad (6.22)$$

Derivando con respecto a x:

$$2x + 2(y - R)y' = 0 \rightarrow y' = -\frac{x}{y - R} \quad (6.23)$$

$$y'' = \frac{-1}{(y - R)^2} \left[(y - R) + \frac{x^2}{y - R} \right] \quad (6.24)$$

Figura 6.12 Representación ecuación de la curva

Desarrollando en serie en torno al origen

$$\frac{dy}{dx} = \frac{dy}{dx}\bigg|_{x=0} + \frac{d^2y}{dx^2}\bigg|_{x=0} x + \dots = \frac{x}{R} \quad (6.25)$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (6.21)

$$ds = \sqrt{1 + \frac{x^2}{R^2}} dx \quad (6.26)$$

Y desarrollando de nuevo en series de Taylor en torno al origen:

$$ds = \sqrt{1 + \frac{x^2}{R^2}} = \left(1 + \frac{1}{2} \frac{x^2}{R^2} + \dots\right) dx \quad (6.27)$$

Integrando la expresión (6.27) a lo largo de toda la zona curvada se tiene la longitud real del arco en una distancia horizontal L:

$$L_r = \int_0^L ds = \int_0^L \left(1 + \frac{1}{2} \frac{x^2}{R^2}\right) dx = L + \frac{1}{2} \frac{L^3}{3R^2} \quad (6.28)$$

Y el incremento de longitud al pasar de recto a curvo en ese tramo:

$$\Delta L_l = L_r - L = \frac{1}{2} \frac{L^3}{3R^2} \quad (6.29)$$

Particularizando esta expresión a los tramos y radios de curvatura obtenidos en el movimiento, se obtienen los incrementos de longitud debido a la curvatura lateral y vertical.

Para el movimiento lateral y utilizando las expresiones (6.2) y (6.3)

$$\Delta L_{curva\ lateral} = \frac{1}{2} \frac{L_{cl}^3}{3L_{cl}^4} \cdot D_y^2 = \frac{1}{2} \frac{D_y^2}{3L_{cl}} \quad (6.30)$$

Como hay dos tramos curvados simétricos uno a cada lado de la traza de la falla, el incremento de longitud en el tramo curvado lateral será:

$$\Delta L_{curva lateral} = \frac{D_y^2}{3L_{cl}} \quad (6.31)$$

Para el movimiento vertical se tiene en cuenta que solo se curva a un lado de la falla:

$$\Delta L_{curva vertical} = \frac{1}{2} \frac{L_{cv}^3}{cv} = \frac{1}{2} \frac{L_{cv}^3}{3L_{cv}^4} 4D_z^2 \quad (6.32)$$

Con la expresión (6.20)

$$\Delta L_{curva vertical} = \frac{2}{3} \frac{D_z^2}{L_{cv}} \quad (6.33)$$

Finalmente el incremento de **alargamiento geométrico** total de la tubería para una geometría de falla determinada viene dada por:

$$\Delta L_r = \Delta L_{recto} + \Delta L_{curva lateral} + \Delta L_{curva vertical} \quad (6.34)$$

$$\Delta L_r = D_x + \frac{1}{3} \frac{D_y^2}{L_{cl}} + \frac{2}{3} \frac{D_z^2}{L_{cv}} \quad (6.35)$$

Y sustituyendo por la respectivas expresiones, se tiene la ecuación completa desarrollada de ΔL_r .

$$\begin{aligned} \Delta L_r = D & \left(k_{ds} \cos \beta + \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \sen \beta \right) \\ & + \frac{1}{3} \cdot \frac{\left[D \left(k_{ds} \sen \beta - \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \cos \beta \right) \right]^2}{\sqrt{R_{cl} D \left(k_{ds} \sen \beta - \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \cos \beta \right)}} \\ & + \frac{1}{3} \cdot \frac{\left(D \sqrt{1 - k_{ds}^2} \sen \psi \right)^2}{\sqrt{2R_{cv} D \sqrt{1 - k_{ds}^2} \sen \psi}} \end{aligned} \quad (6.36)$$

No se permiten geometrías de falla para los que el ΔL_r sea negativo, es decir, de compresión en la tubería. Una forma de asegurar que no se va a tener compresión es dar ángulos ψ y β menores de 90° .

• Alargamiento por tensión

Como consecuencia del movimiento de la falla la tubería se encuentra sometida a un estado tensional en que la máxima tensión axial se da en la sección de la falla y se va relajando por rozamiento con el terreno, hasta hacerse nula si tiene una longitud de anclaje suficientemente grande.

Se considera que la tubería alcanza en la sección de la falla la tensión de rotura σ_m y disminuye más rápidamente en la zona curvada que en la recta por tener un mayor rozamiento.

En la Figura 6.13 se muestra el equilibrio de la tubería a un lado de la traza de la falla, donde t_u y t_{uc} son las fuerzas de rozamiento por unidad de longitud en el tramo recto y curvo respectivamente, dadas en N/m.

Figura 6.13 Estado Tensional de la tubería

La tensión en una sección genérica situada a una distancia L_x de la traza de la falla, viene dada por la siguiente expresión, a la que se llega sin más que establecer el equilibrio:

$$\begin{aligned} \sigma_m \cdot A_s &= t_{uc} \cdot L_{cl} + t_u (L_x - L_{cl}) + \sigma_x \cdot A_s \\ \sigma_x &= \sigma_m - \frac{t_{uc} L_{cl}}{A_s} - \frac{t_u (L_x - L_{cl})}{A_s} \end{aligned} \quad (6.37)$$

$L_1^* = L_2^*$ es la longitud que requiere la tubería a cada lado de la falla para transferir todo el esfuerzo axial al suelo por fricción con el mismo y hacer por tanto la tensión axial nula. Imponiendo esta condición y despejando de la anterior expresión se obtienen las longitudes necesarias:

$$L_1^* = L_2^* = \frac{\sigma_m \cdot A_s - t_{uc} \cdot L_{cl}}{t_u} + L_{cl} \quad (6.38)$$

Como consecuencia del estado tensional de la tubería se produce un alargamiento ΔL obtenido al integrar la deformación a lo largo de la tubería.

$$\Delta L = \int_L \varepsilon \, dl \quad (6.39)$$

Donde la relación $\varepsilon - \sigma$ viene dada por la expresión (6.1) de Ramberg-Osgood.

El alargamiento a lo largo de toda la tubería es suma de los productos en los tramos rectos L_{S1} y L_{S2} y en los curvados L_{CL} .

$$\Delta L = \Delta L_{S1} + \Delta L_{S2} + 2\Delta L_c = \int_{L_{cl}}^{L_{S1}} \varepsilon_x dx + \int_{L_{cl}}^{L_{S2}} \varepsilon_x dx + 2 \int_0^{L_{cl}} \varepsilon_x dx \quad (6.40)$$

$$\begin{aligned} \Delta L = & \int_{L_{cl}}^{L_{S1}} \frac{\varepsilon_x}{E_l} \left(1 + C \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y} \right)^r \right) dx + \int_{L_{cl}}^{L_{S2}} \frac{\varepsilon_x}{E_l} \left(1 + C \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y} \right)^r \right) dx \\ & + 2 \int_0^{L_{cl}} \frac{\varepsilon_x}{E_l} \left(1 + C \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y} \right)^r \right) dx \end{aligned} \quad (6.41)$$

Siendo:

$$C = \frac{\alpha}{r + 1} \quad (6.42)$$

Haciendo las integrales se obtienen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \Delta L_{S1} = & \varepsilon_y \left[L_{SL1} \left(\frac{B_s + B_{L1}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r + 2)} (B_s^{r+2} + B_{L1}^{r+2}) \right] \\ \Delta L_{S2} = & \varepsilon_y \left[L_{S2} \left(\frac{B_s + B_{L2}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r + 2)} (B_s^{r+2} + B_{L2}^{r+2}) \right] \\ \Delta L_c = & \varepsilon_y \left[L_{CL} \left(\frac{B_M + B_S}{2} \right) + \frac{C}{h_c(r + 2)} (B_M^{r+2} + B_S^{r+2}) \right] \end{aligned} \quad (6.43)$$

Donde:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_i}$$

$$h_c = \frac{t_{uc}}{A_s \cdot \sigma_y}$$

$$h_s = \frac{t_u}{A_s \cdot \sigma_y}$$

$$B_M = \frac{\sigma_a}{\sigma_y} \quad (6.44)$$

$$L_{SL1} = L_1 - L_{cl}$$

$$L_{SL2} = L_2 - L_{cl}$$

$$B_S = B_a - h_c L_{cl}$$

$$B_{L1} = B_S - h_s L_{SL1}$$

$$B_{L2} = B_S - h_s L_{SL2}$$

Consideraciones al elegir los valores de las longitudes de anclaje a ambos lados de la falla L_1 y L_2 .

- La máxima longitud de anclaje a efectos del cálculo es L_1^* , puesto que a partir de ella la tensión ya se ha anulado. Si alguna de las longitudes de anclaje introducida L_1 o L_2 es mayor que la necesaria L_1^* , se tomará para el cálculo esta última.
- Se estima que la mínima longitud de anclaje que se puede dar es la longitud curvada L_{cv} no permitiéndose que se ancle la tubería antes de salir de la zona curvada.

• Convergencia del método

La convergencia del método consiste en obtener el **salto de falla D** para el que se tiene compatibilidad de los alargamientos obtenidos geométrica y tensionalmente, para una geometría de falla determinada caracterizada por ángulos ψ y β y factor k_{ds} .

Las expresiones (6.36) y (6.43) dan los alargamientos geométrico y tensional respectivamente. Puede observarse que el salto de falla interviene en ambas expresiones de forma implícita.

La dificultad de igualar ambos alargamientos y despejar el salto D ha motivado que la resolución se realice mediante un proceso iterativo, en el que se tantea con sucesivos valores de tensión σ_a modificándolos convenientemente hasta alcanzar el que permita compatibilizar los alargamientos.

En la Figura 6.14 se muestran los alargamientos "geométrico" ΔL_r y "tensional" ΔL en función de un valor de tensión. La búsqueda de la solución consiste en la determinación del punto de intersección de las dos curvas.

La convergencia del método se alcanza cuando:

$$\frac{|\Delta L_r - \Delta L|}{\Delta L_r} < 1 \cdot 10^{-5} \quad (6.45)$$

Figura 6.14 Convergencia del método Kennedy

La curva de ΔL_r es creciente partiendo de cero puesto que cuando no se tiene salto de falla, geoméricamente la tubería no se mueve, y el alargamiento va aumentando al aumentar la tensión.

La curva de ΔL es decreciente, ya que al aumentar la tensión, la longitud curvada L_{CL} es mayor y la capacidad de alargamiento de la tubería decrece.

- **Cálculo de las deformaciones**

Se calcula tanto la contribución por el esfuerzo axial como la correspondiente al momento flector que, para el caso general de un tramo con curva horizontal y vertical, es:

a) Esfuerzo Axil

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_I} \left[1 + \frac{\alpha}{1+r} \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad (6.46)$$

b) Momento Flector

$$\varepsilon_b = \sqrt{\left(\frac{D_p}{2R_{cl}} \right)^2 + \left(\frac{D_p}{2R_{cv}} \right)^2} \quad (6.47)$$

Donde:

σ_y = Tensión del límite elástico.

α, r = Coeficientes de Ramberg-Osgood

Al calcular la deformación por flexión se tiene que tener en cuenta el movimiento predominante de la falla, ya que el método asume que siempre ocurre tanto un movimiento lateral como vertical y en los casos en los que sea predominante uno de ellos, el resultado así obtenido puede ser muy desfavorable.

Diagrama de flujo Método Kennedy

6.4 Método de elementos finitos

Para el desarrollo del método de elementos finitos se toma como base previa el planteamiento propuesto por Kennedy para determinar el salto de la falla y su componente en las diferentes direcciones.

Se utiliza el mismo planteamiento explicado en el capítulo 5, en el que el desplazamiento es simulado por un conjunto de muelles como se muestra en la Figura 5.3.

6.4.1 Procedimiento elementos finitos

Para el análisis se han utilizado un elemento tipo viga tridimensional (modelo “Beam188 Ansys”) con propiedades no lineales para modelizar la tubería. Este tipo de elemento es adecuado para el análisis de estructuras de vigas esbeltas moderadamente cortas o de poco espesor. El elemento se basa en la teoría de la viga de Timoshenko. El elemento proporciona opciones para la deformación sin restricciones y con restricciones de secciones transversales.

El elemento “Beam188” es tipo viga lineal, cuadrática, cúbica o de dos nodos en tres dimensiones, tiene seis grados de libertad en cada nodo. Estos incluyen translaciones en la direcciones x , y , z y rotaciones sobre las direcciones x , y , z como se muestra en la Figura 6.15. Un séptimo grado de libertad (magnitud deformación) es opcional. Este elemento está bien adaptado para estructuras tipo lineal, con grandes rotaciones, y/o grandes deformaciones aplicados también en elementos no lineales. También son compatibles con la elasticidad, la plasticidad, fluencia y otros modelos de materiales no lineales. Se supone el elemento viga como una sección de tubo hueco para simular el comportamiento de la tubería.

Figura 6.15 Elemento “Beam188” Ansys

Para el terreno circundante, varios estudios han demostrado que no hay ninguna ventaja en el uso práctico de un modelo 3D en comparación con los obtenidos usando los resortes no lineales equivalentes según lo observado en el apartado 4.1. Más adelante en los ejemplos se definen sus características.

6.5 Ejemplos de aplicación

6.5.1 Ejemplo método de Kennedy

Se estudia una tubería de 1.07 m (42 pulgadas) de diámetro enterrada a su paso por una falla a una profundidad de 0.91 m (3 pies). Se requiere el salto de falla máximo que pueda aguantar la tubería en tracción (la tensión en el punto de cruce con la falla será igual a la tensión máxima admisible por el acero σ_m , correspondiente a una deformación entre el 4 y 5%).

Se supone que es una tubería de categoría 2 con lo cual se eligen un espesor de 15.9 mm y un acero de X46. El terreno es arena seca, de densidad 2082 kg/m^3 . El coeficiente de empuje al reposo de este suelo es $K_0 = 0.5$, y su ángulo de rozamiento interno de 30° .

En la interfaz suelo/tubería, se produce un rozamiento con un ángulo de 28° . Este rozamiento es 2.44 veces mayor que la zona curvada de la tubería que en la zona recta. La falla se caracteriza por un ángulo $\psi = 60^\circ$ y un coeficiente $k_{ds} = 0.6$.

Con el fin de aumentar la resistencia a los terremotos no se materializan puntos de anclaje en la zona cercana al punto de cruce de la tubería con la falla. Las longitudes de anclaje se toman iguales a 1000 m a cada lado. La tubería cruza la falla con un ángulo de incidencia $\beta = 65^\circ$.

Datos			
Diámetro	D_p	1.07	m
Espesor	e_p	0.0159	m
Profundidad enterramiento	H_c	$0.91 + D_p/2$	m
Peso específico aparente	γ	20424	N/m ³
Peso específico sumergido (Suelo Seco)	$\bar{\gamma}$	$\bar{\gamma} = \gamma$	N/m ³
Coeficiente de Presión	K_0	0.5	-
Módulo de Elasticidad	E_p	$2.1 \cdot 10^{11}$	N/m ²
Acero		X46	
Ángulo rozamiento	ϕ	28	°
Ángulo falla	ψ	60	°
Ángulo buzamiento	β	65	°
Coeficiente k_{ds}	k_{ds}	0.6	-
Longitud de anclaje	L_1	1000	m

Tabla 6.2 Datos del problema método Kennedy

Cálculos preliminares

La profundidad de enterramiento del eje de la tubería es:

$$H_c = h + \frac{D_p}{2} = 0.91 + \frac{1.07}{2} = 1.445 \text{ m}$$

El peso específico del terreno es dato del problema:

$$\gamma = 20424.4 \text{ N/m}^3$$

Figura 6.16 Curva de Ramberg-Osgood para un acero X46

$$\sigma_y = 3.75 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 4.34 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_a = 1.80 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$$

$$E = 2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$\alpha = 36.7 \quad y \quad r = 14.35$$

$$C = \frac{\alpha}{r + 1} = 2.39$$

Aplicando un proceso iterativo para el método de Kennedy utilizando el programa Matlab se obtiene que el salto máximo que puede soportar la tubería es:

$$D = 4.5 \text{ m}$$

Figura 6.17 Alargamiento geométrico y tensional vs salto de falla

El salto de falla se obtiene por la abscisa del único punto que cruza entre las dos curvas de los alargamientos.

Interpretación de resultados

Se puede calcular el alargamiento de la tubería de dos maneras distintas como se había explicado anteriormente:

- Alargamiento Geométrico ΔL_r : es el alargamiento que se calcula a partir de la geometría de la tubería después del terremoto. Proviene del alargamiento axial de la tubería y de la curvatura de la misma en el sentido lateral y vertical entorno a la falla.
- Alargamiento Tensional ΔL : es el alargamiento de la tubería debido a su tensión.

Cada uno de estos alargamientos depende del salto de falla D. El salto D solución del problema es el único salto que verifica la ecuación de compatibilidad.

$$\text{Alargamiento Geométrico } \Delta L_r(D) = \text{Alargamiento Tensional } \Delta L(D)$$

Alargamiento Geométrico ΔL_r

El alargamiento axial se calcula proyectando el desplazamiento D sobre el eje de la tubería como se expresa en la expresiones (6.9), (6.10) y (6.11).

Las curvaturas se calculan a partir de los empujes lateral y vertical del terreno. Empuje lateral y vertical, N_{qh} y N_{qv} se deducen del ratio $H/D_p = 1.445$, según las Figura 5.6 y Figura 5.8, $N_{qh} = 4$ y $N_{qv} = 1.3$.

$$p_u = \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p = 1.2648 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p = 4.1106 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

A partir de esas curvas se calculan las longitudes de curvatura de cada lado de la falla:

$$R_{cl} = \frac{\sigma A_s C_p}{p_u} = 147.87 \text{ m}$$

$$R_{cv} = \frac{\sigma A_s C_p}{q_u} = 455 \text{ m}$$

Se calcula el alargamiento geométrico de la tubería con la expresión (6.36).

$$\Delta L_r = 2.9360 \text{ m}$$

Alargamiento Tensional ΔL

Se supone que en el punto de cruce la tubería con la falla, el estado tensional es crítico, es decir que la sección de la tubería está sometida a una fuerza de tracción en la dirección del eje de la tubería.

La tubería está sometida en su superficie externa a una fuerza de rozamiento que tiene a relajar este esfuerzo.

Fuerza de rozamiento zona recta t_u :

$$t_u = \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi = 3.9613 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

Fuerza de rozamiento zona curva t_{uc} :

$$t_{uc} = 2.44 t_u = 9.6657 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

Interpretando el equilibrio de cada trozo de tubería comprendido entre las dos longitudes de anclaje, se halla la ley de esfuerzos de la tubería. Una vez calculados los esfuerzos, se calcula el alargamiento de la tubería introduciendo la ley de comportamiento del material.

Se comprueba que la longitud de anclaje sea menor que la máxima longitud permitida utilizando la expresión (6.38):

$$L^*_1 = L^*_2 = \frac{\sigma_m \cdot A_s - t_{uc} \cdot L_{cl}}{t_u} + L_{cl} = 536.08 \text{ m}$$

En este caso como la longitud de anclaje propuesta es mayor que la máxima permitida se utilizara esta:

$$L_1 = L_2 = L^*_1 = L^*_2$$

La tubería, de cada lado de la falla esta curvada sobre una longitud lateral (6.18) y otro en el sentido vertical (6.20).

$$L_{cl} = 15.8 \text{ m}$$

$$L_{cv} = 53.26 \text{ m}$$

Otros parámetros necesarios para calcular el alargamiento tensional:

$$C = \frac{\alpha}{r + 1} = \frac{36.7}{14.35 + 1} = 2.3908$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_i} = \frac{3.75 \cdot 10^8}{2.1 \cdot 10^{11}} = 0.0018 = 0.18 \%$$

$$h_c = \frac{t_{uc}}{A_s \sigma_y} = \frac{9.6657 \cdot 10^4}{0.0535 \cdot 3.757 \cdot 10^8} = 0.0048 \text{ m}$$

$$h_s = \frac{t_u}{A_s \sigma_y} = \frac{3.9613 \cdot 10^4}{0.0535 \cdot 3.757 \cdot 10^8} = 0.002$$

$$B_M = \frac{\sigma_M}{\sigma_y} = \frac{4.34 \cdot 10^8}{3.757 \cdot 10^8} = 1.156$$

$$L_{SL1} = L_1 - L_{cl} = 536.08 - 15.8 = 520.36 \text{ m}$$

$$L_{SL2} = L_2 - L_{cl} = 536.08 - 15.08 = 520.36 \text{ m}$$

$$B_S = B_M - h_C L_{cl} = 1.156 - 0.0048 * 15.8 = 1.079$$

$$B_{L1} = B_S - h_S L_{SL1} = 1.079 - 0.002 * 520.36 = 0$$

$$B_{L2} = B_S - h_S L_{SL2} = 1.079 - 0.002 * 520.36 = 0$$

Se calcula el alargamiento por tensión de la tubería usando la expresión:

$$\Delta L = \Delta L_{S1} + \Delta L_{S2} + 2\Delta L_c$$

Donde los valores de ΔL_{S1} , ΔL_{S2} y $2\Delta L_c$ se determinan a partir de las expresiones (6.43):

$$\Delta L = \Delta L_{S1} + \Delta L_{S2} + 2\Delta L_c = 0.9972 + 0.9972 + 2 * 0.4219 = 2.8382 \text{ m}$$

La igualdad $\Delta L_r(D) = \Delta L(D)$ se obtiene con un error de 0.14%.

6.5.2 Ejemplo elementos finitos

En este ejemplo se presentará el estudio de una tubería que cruza por una falla normal con un ángulo de buzamiento nominal elevado (80°) y un deslizamiento normal esperado de hasta 65 cm. El suelo es arena seca. Las componentes del movimiento relativo del suelo en las tres direcciones vertical, transversal y longitudinal, junto al resto de propiedades consideradas en el ejemplo se muestran en la Tabla 6.3

Parámetros de la falla			
Desplazamiento de la falla	D	0.65	m
Angulo de rumbo	β	60	°
Angulo de buzamiento	Ψ	80	°
Relación desgarre	K_{ds}	0.6	-
Importancia	C_p	1	-
Datos geométricos tubería			
Diámetro	D_p	0.3556	m
Espesor	e_p	$7.92 \cdot 10^{-2}$	m
Área	A_p	$8.848 \cdot 10^{-2}$	m ²
Profundidad tubería	h	1.3115	m
Profundidad enterramiento	H_c	1.4893	m
Relación prof.-diam	H_c/D_p	4.19	-
Long anclaje 1	L_1	1000	m
Long anclaje 2	L_2	1000	m
Módulo Young acero	E_p	$2.1 \cdot 10^{11}$	N/m ²
Tipo de Acero		Grado B	-
Límite elástico acero	σ_y	$3.2 \cdot 10^8$	N/m ²
Parámetros de Ramberg-Osgood	α	17.896	-
Parámetros de Ramberg-Osgood	r	9.3	-

Datos del terreno			
Peso específico aparente	γ	18000	N/m ³
Peso específico sumergido (Suelo Seco $\bar{\gamma} = \gamma$)	$\bar{\gamma}$	18000	N/m ³
Coeficiente empuje reposo	K_0	0.5	-
Coeficiente rozamiento interno	ϕ	36	°
Relación con roz. suelo-tub	c_k	0.66	-
Coeficiente roz. suelo-tub	$c_k \phi$	24	°
Factor adimensional	N_{qh}	14.45	-
Factor adimensional	N_{qv}	3.31	-
Factor adimensional	N_q	37.75	-
Factor adimensional	N_y	40.05	-

Tabla 6.3 Datos del problema método elementos finitos

Figura 6.18 Representación de la falla

La Figura 6.18 muestra la representación de la falla y las diferentes direcciones en las que se desplaza la tubería cuando ocurre el movimiento sísmico, cuya descomposición según los ángulos implementados se muestra a continuación.

Cálculos desplazamientos

$$D_x = D \left[k_{ds} \cos \beta + \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \sin \beta \right]$$

$$D_x = 0.65 \left[0.6 \cos 60^\circ + \sqrt{1 - 0.6^2} \cos 80^\circ \sin 60^\circ \right] = 0.0977 \text{ m}$$

$$D_y = D \left[k_{ds} \sin \beta - \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \cos \beta \right]$$

$$D_y = 0.65 \left[0.6 \sin 60^\circ - \sqrt{1 - 0.6^2} \cos 80^\circ \cos 60^\circ \right] = 0.0564 \text{ m}$$

$$D_z = D \sqrt{1 - k_{ds}^2} \sin \psi$$

$$D_z = 0.65 \sqrt{1 - 0.6^2} \sin 80^\circ = 0.6401 \text{ m}$$

Cálculos resistencias últimas del suelo

Las resistencias características del suelo según la formulación descrita en el capítulo 5 son las siguientes.

Resistencia Axil:

$$t_u = \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi = 999.12 \text{ N/m}$$

$$x_u = 0.005 \text{ mm}$$

Resistencia Axil curva:

$$t_{uc} = 3.61 t_u = 36093.42 \text{ N/m}$$

Resistencia Transversal:

$$p_u = \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p = 137769.01 \text{ N/m}$$

$$x_u = 0.06 \text{ mm}$$

Resistencia vertical arriba:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p = 31600.54 \text{ N/m}$$

$$z_u = 0.01 \text{ mm}$$

Resistencia vertical abajo:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_\gamma = 405466.90 \text{ N/m}$$

$$z_u = 0.045 \text{ mm}$$

La Figura 6.19 muestra la representación de los valores de la resistencia que presenta el suelo en las diferentes direcciones. Como se ha explicado anteriormente el comportamiento de la interacción suelo-estructura está condicionado por la resistencia presente en cada dirección, se puede observar que la resistencia axial y transversal presentan un comportamiento simétrico a diferencia de la resistencia vertical, con menor rigidez en la etapa elástica y límite de plastificación inferior para desplazamientos positivos, esta característica influye de manera muy importante en los resultados.

Figura 6.19 Resistencia del suelo

Para el cálculo con elementos finitos la curva de Ramberg-Osgood que representa el comportamiento del acero se modela mediante una curva linealizada establecida por los puntos críticos donde se producen los cambios más significativos en la ley de comportamiento según se muestra en la Figura 6.20. Estos puntos representan los valores de límite tensión elástico y plástico que corresponden al tipo de material utilizado en este caso (acero Grado B). Los valores son: $\sigma_y = 320 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ y $\sigma_m = 414 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ para una deformación de 0.152% y 4% correspondiente a cada tensión.

Figura 6.20 Curva de Ramberg-Osgood para un acero grado B

Resultados:

La Figura 6.21 muestra las componentes en la direcciones X (longitudinal), Y (transversal) y Z (vertical) del desplazamiento impuesto en el suelo debido al movimiento generado por la falla. Para este caso el salto de falla producido es de 0.65 metros, el cual produce unos desplazamientos iguales a 0.097, 0.056 y 0.64 en las direcciones X, Y y Z respectivamente.

Figura 6.21 Desplazamiento impuesto al suelo

La Figura 6.22 muestra los desplazamientos en la tubería como resultado de las condiciones de desplazamientos impuestos por la falla y que están regidos por las leyes del comportamiento del suelo y tubería que se obtuvieron modelando la estructura mediante elementos finitos.

Figura 6.22 Desplazamiento obtenido de la tubería

Figura 6.23 Deformación elástica y plástica en la tubería

Las deformaciones elásticas y plásticas en el punto superior e inferior de la sección de la tubería se observa en la Figura 6.23, comparando los valores máximos y mínimos los que permiten observar la zona plastificada acotada en las proximidades del salto de falla. Gracias al modelo de elementos finitos utilizado en Ansys para modelar la tubería se pueden obtener las deformaciones elásticas y plásticas en diferentes puntos de la sección de la tubería. El modelo de tubería se ha dividido en 8 nodos (Figura 6.24).

En la Figura 6.23 se compara la deformación en el punto superior e inferior con la deformación máxima obtenida en cada punto de la sección de la tubería. En este ejemplo la mayor influencia es producida por la componente vertical por lo que las gráficas obtenidas son muy similares ya que el máximo se encuentra en la parte superior.

Figura 6.24 División en nodos de la tubería

Cuando la estructura sobrepasa el límite elástico establecido entra en el régimen plástico produciendo deformaciones plásticas. Los valores máximos de deformación obtenidos son de 0.171 % de deformación elástica y 1.668 % de deformación plástica.

La mayor concentración de tensiones se genera en las zonas próximas al salto de falla donde la tubería se encuentra sometida a mayores esfuerzos axiales y de flexión. Las deformaciones descompuestas en la componente axial y de flexión para el mismo punto de la sección (parte superior) se observan en la Figura 6.25, ya que como se vio en la Figura 6.23 la mayor concentración de esfuerzos está en la parte superior. Los valores positivos de deformación se producen por la superposición del efecto de alargamiento axial de la tubería donde tiene gran importancia los fenómenos de no linealidad geométrica y los debidos a la curvatura por flexión según los movimientos impuestos al terreno y que arrastran la tubería.

Al igual que la deformación plástica y elástica se puede obtener el valor de deformación en cualquier punto, utilizando el valor superior e inferior se puede interpolar una línea recta de valores de deformación de manera que se obtiene el valor de deformación a cualquier altura z .

Los valores de deformación obtenidos en cada componente son 0.73 % y 1.14 % para la deformación axial y de flexión (superior e inferior) respectivamente.

Figura 6.25 Deformacion por tensión y compresión

La composición de la deformación total mediante la deformación elástica y plástica o la deformación axial o por flexión conducen los mismos resultados mostrados en la Figura 6.26. La deformación máxima obtenida es 1.84% que se concentra en los puntos centrales producida a una distancia de 0.6 metros del punto del salto de falla del suelo.

Figura 6.26 Deformación total

Observando la deformación total producida en la tubería en el punto inferior (mínima), Figura 6.26, se obtiene una zona plastificada a compresión en la misma posición que en el punto superior y una segunda zona más extensa que plastifica a tracción donde la deformada toma mayor curvatura y se combinan de forma desfavorable la deformación axial y de flexión para obtener un valor de deformación igual a 0.44%.

La Figura 6.27 representa las tensiones totales en el punto superior e inferior de la sección de la tubería, cuando la curva sobrepasa el valor de límite elástico del acero $3.2 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ establecido en la Curva de Ramberg-Osgood se distingue la zona donde se ha plastificado la sección, obviamente coincidente con la zona obtenida para la deformación (Figura 6.25).

Figura 6.27 Tensión en la tubería

Con el objetivo de comparar las hipótesis empleadas en el método de Kennedy se representan en la Figura 6.28 el valor del radio de curvatura de la tubería. Como se aprecia el valor dista mucho de ser constante como asume el método de Kennedy y es la causa de las diferencias encontradas como se explicara en los ejemplos a continuación.

Figura 6.28 Curvatura

6.6 Comparación de métodos

En este apartado se comparan los resultados obtenidos utilizando los distintos planteamientos estudiados: El método de Kennedy y el de elementos finitos. El objetivo que se busca es comprobar el error que origina las simplificaciones empleadas en el método de Kennedy y realizar un estudio paramétrico de las variables más influyentes. Entre las variables que pueden afectar de manera más significativa el resultado se han considerado: el diámetro de la tubería, el tipo de acero, la profundidad de enterramiento de la tubería, el salto de falla y los ángulos de buzamiento y rumbo.

6.6.1 Variación del diámetro

En este caso se han resuelto mediante las metodologías planteadas dos problemas específicos, en los que la única diferencia es la modificación del diámetro de la tubería.

Al variar el diámetro de la tubería se modifica la profundidad de enterramiento pero se mantiene constante la distancia desde la superficie del terreno y la cota superior de la tubería (Figura 6.29), lo que conlleva a una modificación de las características que representan el terreno.

Figura 6.29 Esquema planteamiento del problema

Datos		Problema 1	Problema 2	
Parámetros de la falla				
Desplazamiento de la falla	D	0.85	0.85	m
Ángulo de rumbo	β	50	50	°
Ángulo de buzamiento	Ψ	75	75	°
Relación desgarre	K_{ds}	0	0	
Importancia	C_p	1	1	-
Datos geométricos tubería				
Diámetro	D_p	0.3048	0.6096	m
Espesor	e_p	$6.1 \cdot 10^{-3}$	$1.22 \cdot 10^{-2}$	m
Área	A_p	$5.83 \cdot 10^{-3}$	$2.33 \cdot 10^{-3}$	m ²
Profundidad tubería	h	0.9	0.9	m
Profundidad enterramiento	H_c	1.052	1.20	m
Relación prof.-diam	H_c/D_p	3.45	1.98	
Long anclaje 1	L_1	1000	1000	m
Long anclaje 2	L_2	1000	1000	m

Módulo Young acero	E_p	$2.10 \cdot 10^{11}$	$2.10 \cdot 10^{11}$	N/m ²
Tipo de Acero		X46	X46	
Límite elástico acero	σ_y	$3.758 \cdot 10^8$	$3.758 \cdot 10^8$	N/m ²
Parámetros de Ramberg-Osgood	α	36.7	36.7	
Parámetros de Ramberg-Osgood	r	14.3	14.3	
Datos del terreno				
Peso específico aparente	γ	18000	18000	N/m ³
Peso específico sumergido (Suelo Seco $\bar{\gamma} = \gamma$)	$\bar{\gamma}$	18000	18000	N/m ³
Coeficiente empuje reposo	K_0	0.5	0.5	-
Coeficiente rozamiento interno	ϕ	36	36	°
Relación con roz. suelo-tub	c_k	0.6	0.6	
Coeficiente roz. suelo-tub	$c_k \phi$	0.3770	0.3770	rad
Relación curva-recta	t_{uc}/t_u	3.28	2.61	-
Factor adimensional	N_{qh}	13.43	11.21	-
Factor adimensional	N_{qv}	2.85	1.69	-
Factor adimensional	N_q	37.75	37.75	-
Factor adimensional	N_y	40.05	40.05	-

Tabla 6.4 Datos problema variación del diámetro

Cálculos desplazamientos

$$D_x = D \left[k_{ds} \cos \beta + \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \Psi \sin \beta \right]$$

$$D_x = 0.85 \left[0.6 \cos 50^\circ + \sqrt{1 - 0.6^2} \cos 75^\circ \sin 50^\circ \right] = 0.1685 \text{ m}$$

$$D_y = D \sqrt{1 - k_{ds}^2} \sin \psi$$

$$D_y = 0.85 \sqrt{1 - 0.6^2} \sin 75^\circ = 0.8210 \text{ m}$$

$$D_z = D \left[k_{ds} \sin \beta - \sqrt{1 - k_{ds}^2} \cos \psi \cos \beta \right]$$

$$D_z = 0.85 \left[0.6 \sin 50^\circ - \sqrt{1 - 0.6^2} \cos 75^\circ \cos 50^\circ \right] = 0.1414 \text{ m}$$

Cálculos resistencias últimas del suelo

Las resistencias características del suelo según la formulación descrita en el capítulo 4 (Tabla 5.1) son las siguientes.

Resistencia Axil:

$$t_u = \frac{\pi D_p}{2} \bar{\gamma} H_c (1 + K_0) \tan \phi$$

$$t_{u1} = 5386.36 \text{ N/m} \quad t_{u2} = 12322.75 \text{ N/m}$$

Resistencia Transversal:

$$p_u = \bar{\gamma} H_c N_{qh} D_p$$

$$p_{u1} = 77556.07 \text{ N/m} \quad p_{u2} = 148165.96 \text{ N/m}$$

Resistencia vertical arriba:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_{qv} D_p$$

$$q_{u1} = 16428.43 \text{ N/m} \quad q_{u2} = 22342.45 \text{ N/m}$$

Resistencia vertical abajo:

$$q_u = \bar{\gamma} H_c N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_\gamma$$

$$q_{u1} = 251468.39 \text{ N/m} \quad q_{u2} = 633048.03 \text{ N/m}$$

Cálculos desplazamientos Relativos

Los desplazamientos relativos de la resistencia del suelo se calculan mediante las expresiones planteadas en el capítulo 5 (Tabla 5.1). Para obtener los desplazamientos del ejemplo 2 se mantendrá la misma relación de rigidez del problema 1 obteniendo el desplazamiento equivalente, ya que al variar el diámetro de la tubería se modifican los valores de resistencia del suelo.

Desplazamiento Axil:

$$x_{u1} = 0.00254 \text{ m}$$

$$k_x = \frac{t_{u1}}{x_{u1}} = \frac{5386.36}{0.00254} = 2120614.17 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad x_{u2} = \frac{t_{u2}}{k_x} = \frac{12322.75}{2120614.17} = 0.00581 \text{ m}$$

Desplazamiento Transversal:

$$y_{u1} = 0.02 \left(H_c + \frac{D_p}{2} \right) = 0.02 \left(1.052 + \frac{0.3048}{2} \right) = 0.024096 \text{ m}$$

$$k_y = \frac{p_{u1}}{y_{u1}} = \frac{77556.07}{0.024096} = 3218628.2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad y_{u2} = \frac{p_{u2}}{k_y} = \frac{148165.96}{3218628.2} = 0.046033 \text{ m}$$

Desplazamiento vertical arriba:

$$z_{u1} = 0.1 H_c = 0.01052 \text{ m}$$

$$k_z = \frac{q_{u1}}{z_{u1}} = \frac{16428.43}{0.01052} = 1561637.83 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad z_{u2} = \frac{q_{u2}}{k_z} = \frac{22342.45}{1561637.83} = 0.01431 \text{ m}$$

Desplazamiento vertical abajo:

$$z_{u1} = 0.1 D_p = 0.03048 \text{ m}$$

$$k_z = \frac{q_{u1}}{z_{u1}} = \frac{251468.39}{0.03048} = 8250275.26 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$z_{u2} = \frac{q_{u2}}{k_z} = \frac{633048.03}{8250275.26} = 0.07673 \text{ m}$$

Método Kennedy

Resultados		Problema 1	Problema 2	
Desplazamientos				
Desplazamiento en X	ΔX	0.1685	0.1685	m
Desplazamiento en Y	ΔY	0.1414	0.1414	m
Desplazamiento en Z	ΔZ	0.8210	0.8210	m
Resistencias Ultimas del Suelo				
Resistencia axial	t_u	5386.36	12332.75	N/m
Resistencia axial curva	t_{uc}	17660.49	32242.36	N/m
Resistencia transversal	p_u	77556.07	148165.96	N/m
Resistencia vertical arriba	q_u	16428.43	22342.45	N/m
Resistencia vertical abajo	q_u	251468.39	633048.03	N/m
Desp. Relativo axial	x_u	0.00254	0.00581	m
Desp. Relativo transversal	y_u	0.02409	0.04603	m
Desp. Relativo vertical arriba	z_u	0.01052	0.01431	m
Desp. Relativo vertical abajo	z_u	0.03048	0.07673	m
Tensión Máxima en la Tubería				
Tensión máxima en la tubería	σ_a	$2.067 \cdot 10^8$	$1.505 \cdot 10^8$	N/m ²
Fuerza axial máxima	P	1206646.84	3515119.22	N
Radios de Giro				
Radio Horizontal	R_{cl}	15.55	23.72	m
Radio Vertical	R_{cv}	73.44	157.32	m
Cálculo deformaciones				
Deformación Axil	ε_a	$9.85 \cdot 10^{-4}$	$7.17 \cdot 10^{-4}$	
Deformación por Flexión	ε_b	$1.00 \cdot 10^{-2}$	$1.30 \cdot 10^{-2}$	
Deformación Tracción	$\varepsilon_a + \varepsilon_b$	$1.10 \cdot 10^{-2}$	$1.37 \cdot 10^{-2}$	
Deformación Compresión	$\varepsilon_a - \varepsilon_b$	$-9.03 \cdot 10^{-3}$	$-1.23 \cdot 10^{-2}$	
Alargamiento Geométrico				
Long. curva horizontal	L_{cl}	1.48	1.83	m
Long. curva vertical	L_{cv}	10.98	16.07	m
Alargamiento	Δl_r	0.21	0.20	m
Longitudes no ancladas				
Longitud no anclada	L_1	220.64	282.07	m
Longitud no anclada	L_2	220.64	282.07	m
Alargamiento por tensión				
Deformación límite elástico	ε_y	$1.79 \cdot 10^{-3}$	$1.79 \cdot 10^{-3}$	
Param. Ramberg-Osgoog	C	2.40	2.40	
Aux	h_c	$8.051 \cdot 10^{-3}$	$3.675 \cdot 10^{-3}$	
Aux	h_s	$2.455 \cdot 10^{-3}$	$1.406 \cdot 10^{-3}$	
Aux	L_{sl1}	216.16	280.23	
Aux	L_{sl2}	219.16	280.23	

Aux	B_m	$5.50 \cdot 10^{-1}$	$4.01 \cdot 10^{-2}$	
Aux	B_s	$5.38 \cdot 10^{-1}$	$3.94 \cdot 10^{-1}$	
Aux	B_{l1}	0	0	
Aux	B_{l2}	0	0	
Alargamiento recto der.	ΔL_{s1}	$1.06 \cdot 10^{-1}$	$9.88 \cdot 10^{-2}$	m
Alargamiento recto izq.	ΔL_{s2}	$1.06 \cdot 10^{-1}$	$9.88 \cdot 10^{-2}$	m
Alargamiento curvo	ΔL_c	$1.44 \cdot 10^{-3}$	$1.30 \cdot 10^{-3}$	m
Alargamiento Tensión	ΔL_a	0.2139	0.2001	m

Tabla 6.5 Resultados método de Kennedy

Figura 6.30 Resistencia del suelo para cada problema

Figura 6.31 Curva de Ramberg-Osgood para un acero X46

Figura 6.32 Alargamiento geométrico y por tensión

Utilizando el método de Kennedy en los diferentes casos propuestos para un salto de falla de 0.85 metros, condicionada por la ley del comportamiento del acero utilizado (X46) se obtiene como tensiones de cálculo en el acero $\sigma_a = 2.067 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ y $\sigma_a = 1.505 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ para una tubería de diámetro de 12 y 24 pulgadas con un alargamiento igual a 0.21 y 0.20 m, respectivamente (Figura 6.32).

Como se ha explicado anteriormente en este método la convergencia se produce cuando se provoca una igualación en el alargamiento geométrico y por tensión iterando sobre la tensión axial en la tubería. En estos casos la convergencia corresponde a unos valores de deformación de 1.10% y 1.37%, respectivamente. Se aprecia que en el método de Kennedy se produce un aumento de la deformación y una reducción de la tensión a medida que se utiliza un diámetro de tubería mayor. Esto ocurre porque el método de Kennedy la deformación se obtiene admitiendo un desplazamiento genérico de la tubería con un radio de giro constante (Figura 6.10) que depende la rigidez del suelo.

Cuando se aumenta el diámetro utilizado se produce una modificación de la rigidez relativa suelo-tubería que conduce a un aumento de aproximadamente 1.5 veces el radio de giro. La deformación por flexión es el resultado de dividir el radio de la tubería por el radio de giro (ec.(6.47)).

Desde el punto de las tensiones se admite como valor de comparación σ_a , variable sobre la que se itera y que corresponde a la tensión en la dirección axial de la tubería, es decir, sin tomar en cuenta la flexión de la misma.

Método Elementos finitos

Para el modelo de elementos finitos se utilizó una longitud de 700 metros. Fue tomada dicha longitud para igualar los desplazamientos del suelo y la estructura en los nodos de la frontera. La tubería se discretiza en elementos de longitud igual a uno, con excepción de la parte central de la tubería, a 20 metros a cada lado alrededor del punto de salto, donde se toma una discretización de 0.1 metros con el fin de ser capaz de seguir los mayores cambios que ocurre en esa parte del modelo (Figura 6.33).

Figura 6.33 Discretización de elementos finitos y forma del modelo en “Ansys”

La Figura 6.34 muestra el desplazamiento del suelo producido por el salto del falla en las diferentes componentes X, Y y Z que están condicionados por las características de la falla, ángulo de rumbo y de buzamiento.

Figura 6.34 Desplazamiento impuesto del suelo

Como se observa en los resultados (Figura 6.35) cuando se aumenta el diámetro de la tubería existe una variación en la resultante del desplazamiento de la misma, debido a que el desplazamiento de la tubería se supone unida al suelo a través de dos puntos de anclaje, son generados por las fuerzas de fricción, lo que provoca que al aumentar el diámetro también se aumenta la profundidad lo que provoca que esta longitud sea mayor y el desplazamiento generado en la tubería sea más relajado.

Figura 6.35 Desplazamiento de la tubería producido por el movimiento del suelo

Comparando el desplazamiento vertical obtenido por el método de Kennedy como por Elementos Finitos (Figura 6.36) se nota que cuando aumenta el diámetro de la tubería, aunque las amplitudes de desplazamiento son asintóticas en ambos ejemplos, la longitud afectada por el fallo es más grande en el ejemplo 2, porque la tubería esta supuestamente moviéndose con el suelo hasta llegar a los puntos de anclaje donde la diferencia de desplazamientos ha sido suavizada por la deformación de la tubería.

Figura 6.36 Desplazamiento de la tubería

Según ya se ha comentado, al aumentar el diámetro de la tubería se genera un aumento en la rigidez y límites elásticos que rigen el comportamiento del suelo (Figura 6.30) y al mismo tiempo un aumento de la rigidez de la tubería. El efecto combinado provoca una reducción de la deformación. Este efecto es justo el contrario al que se ha presentado mediante el método de Kennedy. La Figura 6.37 muestra los valores de deformación elástica y plástica en cada ejemplo para el punto superior de la sección que es donde se producen los valores máximo como se comprobó anteriormente.

Figura 6.37 Deformación elástica y plástica

La mayor concentración de tensiones se genera en zonas cercanas al salto falla donde la tubería se somete a mayores esfuerzos de flexión y axiales. La deformación descompuesta en sus componentes (axial y de flexión) para el punto superior de la sección transversal se puede ver en la Figura 6.38, donde se pueden notar que son más notable los valores de deformación por flexión.

Figura 6.38 Deformación axial y por flexión

La composición de la deformación máxima como una suma de deformaciones debido a efectos axial y de flexión, producido para cada uno de los ejemplos, los resultados se observan claramente en la Figura 6.39 donde se observa la reducción de la deformación al aumentar el diámetro de la tubería y el resumen de valores máximos obtenidos en la Tabla 6.6.

Figura 6.39 Deformación máxima

Los valores positivos de la deformación son producidas por el estiramiento axial de la tubería (donde la no linealidad geométrica es muy importante) complementado con curvaturas de flexión impuestas por el suelo sobre la tubería, por lo que se debe tomar en cuenta la deformación en la parte inferior de la zona del salto de falla. En las siguientes representaciones se compara el valor máximo de deformación obtenido en el nudo superior marcado con la zona A y el máximo de deformación en el punto inferior marcado por la zona B como se muestra en la Figura 6.40.

Figura 6.40 Representación zonas máximas de deformación

Deformaciones		Prob. 1	Prob. 2
Deformación axial zona A	ε_{dir}	0.0134	0.00406
Deformación por flexión zona A	ε_{BzT}	0.0169	0.00715
Deformación Máxima zona A	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzT}$	0.0303	0.0112
Deformación axial zona B	ε_{dir}	0.0031	0.0008
Deformación por flexión zona B	ε_{BzB}	0.0034	0.0014
Deformación Máxima zona B	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzB}$	0.0065	0.0022

Tabla 6.6 Resultados elementos finitos de deformaciones en la tubería

Para comparar estos valores de deformación con los obtenidos con el método de Kennedy, se observa que el movimiento de falla tiene una componente neta vertical dominante frente a los movimientos laterales. Según se explicó con anterioridad el cálculo de la deformación por el método de Kennedy tiene en cuenta los radios de giro vertical y lateral obtenidos a partir de los valores límite del terreno y en este caso el contemplar ambos radios de giro en el cálculo de la deformación implica obtener un resultado equivoco. Es preferible despreciar en el cálculo de la deformación por flexión el valor lateral que en la realidad es muy pequeño para tener una comparación más adecuada.

En la tabla siguiente se muestran diferentes valores de deformación obtenidos para los dos ejemplos. Se contempla el valor de la deformación axial (ε_a), y por flexión teniendo en cuenta las dos curvaturas (ε_b) o solamente la curvatura vertical (ε_{bv}). Y la combinación de las anteriores.

Deformaciones		Prob. 1	Prob. 2
Deformación axial	ε_a	0.00098	0.00072
Deformación por flexión	ε_b	0.0100	0.0130
Deformación Máxima	$\varepsilon_a + \varepsilon_b$	0.0110	0.0137
Deformación por flexión vertical	ε_{bv}	0.0020	0.0019
Deformación Máxima vertical	$\varepsilon_a + \varepsilon_{bv}$	0.00298	0.00262

Tabla 6.7 Resultados Kennedy de deformaciones en la tubería

Como puede observarse en los resultados obtenidos existe una mejor aproximación entre los valores de deformación cuando se tiene en cuenta solamente el término vertical de curvatura, lo que verifica en este caso (con un movimiento predominante en dirección vertical) que la suposición que hace el método de Kennedy para obtener la deformación a flexión es demasiado conservadora.

La Figura 6.41 presenta los valores de tensión axial en la parte superior de la tubería para ambos ejemplos. Las diferencias en valores no son muy grandes debido a que alcanzan el límite elástico, pero si la mayor zona de influencia debido al aumento de la rigidez.

Figura 6.41 Tensión máxima en la tubería

6.6.1.1 Comparación de Curvaturas

Como se ha indicado previamente la diferencia principal entre los métodos se centra en los términos de flexión por lo que se va a realizar un análisis de las curvaturas verticales que adopta la tubería según ambos métodos.

La Figura 6.42 representa la comparación de las curvaturas verticales obtenidas con cada uno de los métodos planteados. La curvatura en el método de Kennedy se asume constante de cero desde el punto de anclaje en el bloque superior de la falla, hasta la intersección con el bloque inferior donde se produce la falla. Savidis sugiere que es como tener en cuenta que una rotula plástica se forma allí.

El radio de curvatura constante R en la zona de comparación (zona B) se puede estimar usando la analogía de una membrana bajo una presión uniforme p_u donde la fuerza axial N está relacionada con R por:

$$R = \frac{N}{p_u}$$

Curvatura por el método de Kennedy:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{R_{cv}}$$

Problema 1:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{73.44} = 0.01361$$

Problema 2:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{157.32} = 0.00635$$

Debido a la no-linealidad del problema y a la presencia de grandes deformaciones, la curvatura obtenida por el método de elementos finitos se deduce de la deformación por flexión en lo largo de la longitud.

$$Curv_{EF} = \frac{2 \varepsilon_{BzT}}{D_p}$$

Aplicando este concepto se obtienen para cada uno de los casos planteados, con unos diámetros de 0.3048 y 0.6096 metros, unos valores de curvaturas máximas iguales a 0.1114 m^{-1} y 0.02347 m^{-1} , respectivamente, que corresponden con la frontera de la parte fija de la falla (zona A), precisamente el punto en el que el método de Kennedy hace caso omiso de la rigidez a flexión. En la Figura 6.42 se puede observar, que, como se esperaba, el método de Kennedy estima la curvatura únicamente en la zona B, donde se obtienen los valores 0.0227 m^{-1} y 0.0047 m^{-1} , para ambos ejemplos, pero no contempla toda la tubería.

Figura 6.42 Comparación de curvaturas

Si se comparan los valores máximos de deformación sin tener en cuenta la situación en el que se producen, se estarían comparando valores en zona A del método de elementos finitos frente a valores en la zona B del método de Kennedy existiendo aproximadamente un orden de magnitud de diferencia.

Si la comparación se realiza en la misma zona B, se observa que para el diámetro menor de tubería la curvatura obtenida en el método de elementos finitos es mayor que la de Kennedy, justo lo contrario que se observa para la tubería de mayor diámetro.

En el primer caso, para la tubería de diámetro menor, la relación entre curvaturas es:

$$\frac{Curv_{EF}}{Curv_{Ken}} = \frac{0.0227}{0.01361} = 1.66$$

Mientras que la tubería de mayor diámetro es:

$$\frac{Curv_{EF}}{Curv_{Ken}} = \frac{0.0047}{0.00635} = 0.74$$

Estos valores tienen una relación directa en la deformación por flexión, pero si se compara con la deformación global la diferencia también incluye a la influencia de la deformación axil. Con el fin de cuantificar las diferencias obtenidas con el método de Kennedy, se han realizado cálculos usando diferentes diámetros comerciales, y se han comparado los resultados del método: deformaciones, tensiones y curvaturas de la tubería.

Variación Diámetro comerciales

Diámetro		Kennedy						
Pulg.	Mts.	ε_a (10^{-4})	ε_b (10^{-2})	$\varepsilon_a + \varepsilon_b$ (10^{-2})	ε_{bv} (10^{-2})	$\varepsilon_a + \varepsilon_{bv}$ (10^{-2})	σ_a (10^8) N/m ²	$\frac{1}{R}$
12	0.3048	9.85	1.00	1.10	0.207	0.3055	2.067	0.0136
14	0.3556	9.14	1.05	1.14	0.205	0.2964	1.918	0.0115
16	0.4064	8.58	1.10	1.19	0.202	0.2878	1.801	0.0099
18	0.4572	8.13	1.15	1.23	0.200	0.2813	1.707	0.0087
20	0.508	7.75	1.20	1.28	0.198	0.2755	1.628	0.0077
22	0.5588	7.44	1.25	1.32	0.196	0.2704	1.562	0.0070
24	0.6096	7.17	1.30	1.37	0.194	0.2657	1.505	0.0064
26	0.6604	6.93	1.35	1.42	0.192	0.2613	1.456	0.0058
28	0.7112	6.73	1.40	1.46	0.191	0.2583	1.413	0.0054
30	0.762	6.55	1.44	1.51	0.189	0.2545	1.375	0.0049
32	0.8128	6.39	1.49	1.56	0.188	0.2519	1.341	0.0046
34	0.8636	6.24	1.54	1.60	0.187	0.2494	1.311	0.0043
36	0.9144	6.11	1.59	1.65	0.186	0.2471	1.283	0.0041
38	0.9652	6.01	1.63	1.69	0.185	0.2451	1.258	0.0038
40	1.016	5.88	1.68	1.74	0.184	0.2428	1.235	0.0036
42	1.0668	5.78	1.73	1.79	0.184	0.2418	1.214	0.0034
44	1.1176	5.69	1.78	1.84	0.183	0.2399	1.195	0.0033
46	1.1684	5.61	1.83	1.88	0.183	0.2391	1.177	0.0031
48	1.2192	5.53	1.87	1.93	0.182	0.2373	1.161	0.0030

Tabla 6.8 Resultados variación de diámetros comerciales Método Kennedy

Diámetro		Elementos Finitos											
Pulg.	Mts.	ε_{el} (10^{-2}) A	ε_{el} (10^{-2}) B	ε_{pl} (10^{-2}) A	ε_{dir} (10^{-2}) A	ε_{BzT} (10^{-2}) A	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzT}$ (10^{-2}) A	ε_{dir} (10^{-2}) B	ε_{BzB} (10^{-2}) B	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzB}$ (10^{-2}) B	σ_a (10^8) N/m ²	Curv. A	Curv. B
12	0.3048	0.198	0.033	2.789	1.340	1.698	3.038	0.311	0.347	0.658	4.177	0.1114	0.0227
14	0.3556	0.197	0.055	2.492	1.177	1.557	2.734	0.232	0.292	0.524	4.132	0.0875	0.0164
16	0.4064	0.194	0.065	2.178	1.014	1.399	2.414	0.186	0.255	0.441	4.085	0.0688	0.0125
18	0.4572	0.192	0.070	1.831	0.842	1.215	2.057	0.142	0.215	0.357	4.033	0.0531	0.0094
20	0.508	0.189	0.069	1.486	0.668	1.034	1.703	0.112	0.184	0.296	3.981	0.0407	0.0072
22	0.5588	0.186	0.067	1.113	0.490	0.830	1.321	0.091	0.162	0.253	3.925	0.0297	0.0058
24	0.6096	0.185	0.064	0.918	0.406	0.715	1.122	0.077	0.143	0.220	3.896	0.0234	0.0047
26	0.6604	0.184	0.061	0.732	0.327	0.604	0.931	0.066	0.129	0.195	3.868	0.0183	0.0039
28	0.7112	0.182	0.058	0.537	0.248	0.483	0.731	0.06	0.119	0.179	3.838	0.0136	0.0033
30	0.762	0.181	0.056	0.383	0.186	0.388	0.574	0.056	0.113	0.169	3.815	0.0102	0.0029
32	0.8128	0.181	0.054	0.286	0.145	0.329	0.475	0.053	0.107	0.160	3.801	0.0081	0.0026
34	0.8636	0.180	0.052	0.220	0.118	0.289	0.408	0.050	0.102	0.152	3.791	0.0067	0.0023
36	0.9144	0.180	0.050	0.156	0.092	0.250	0.342	0.048	0.097	0.145	3.781	0.0054	0.0021
38	0.9652	0.179	0.048	0.118	0.078	0.225	0.303	0.046	0.093	0.139	3.775	0.0046	0.0019
40	1.016	0.179	0.047	0.090	0.067	0.207	0.275	0.043	0.090	0.133	3.771	0.0040	0.0017
42	1.0668	0.179	0.045	0.063	0.058	0.189	0.247	0.042	0.086	0.128	3.767	0.0035	0.0016
44	1.1176	0.179	0.044	0.043	0.051	0.175	0.227	0.039	0.084	0.123	3.764	0.0031	0.0015
46	1.1684	0.179	0.043	0.023	0.044	0.161	0.206	0.038	0.081	0.119	3.795	0.0027	0.0013
48	1.2192	0.179	0.043	0.015	0.042	0.155	0.198	0.036	0.079	0.115	3.760	0.0025	0.0013

Tabla 6.9 Resultados variación de diámetros comerciales Elementos Finitos

Figura 6.43 Deformación axil

Comparando la deformación axil (Figura 6.43) para diferentes valores de diámetro, se muestra que en ambos métodos se mantiene la tendencia de disminución de la deformación mientras aumenta el valor del diámetro. La deformación axil está condicionada por el comportamiento del material que constituye la tubería el cual se aproxima por la ley de Ramberg-Osgood expresada en la ecuación (6.46).

La deformación por flexión evaluada a través de ambos métodos se muestra en la Figura 6.44 que diferencia de la deformación axil, esta mantiene sentidos diferentes cuando se utiliza cada uno de los métodos. En el método de Kennedy para el cálculo de la deformación se está suponiendo un radio de giro constante que depende de la fuerza aplicada y la rigidez del suelo.

Si se considera únicamente la influencia del movimiento vertical en el método de Kennedy los resultados obtenidos se aproximan más a los del método de elementos finitos en el punto B. Eso se debe a que el método de Kennedy no diferencia las influencias de los diferentes movimientos y supone que el terreno trabaja en su punto de rotura.

Figura 6.44 Deformación por flexión

Los resultados previos mediante el método de elementos finitos muestran que al aumentar el diámetro de la tubería la deformación por flexión obtenida en la zona A se reduce considerablemente, mientras que el método de Kennedy el efecto contrario es observado. Para las condicionadas de las características de la tubería previamente establecidas, las tensiones resultantes sobrepasan los valores de límite elástico y como consecuencia aparecen deformaciones plásticas en la tubería. (Figura 6.45)

Figura 6.45 Deformación elástica y plástica elementos finitos

La comparación de los valores de deformación por flexión obtenidos con cada uno de los métodos, da como resultado que el método de Kennedy debería estar restringido a desplazamientos de falla aproximadamente de dos veces del diámetro de la tubería, ya que la mayor influencia en la deformación global es debido a la deformación por flexión, y la diferencia por la deformación axial. Observando la Figura 6.46 se nota para los diferentes casos planteados en el que se utilizó un salto de falla de 0.85 metros, para el diámetro de 0.5588 metros (20 pulg.) el resultado es muy similar al obtenido por el método de elementos finitos.

La combinación de las deformaciones axil y de flexión o elástica y plástica permiten obtener la deformación total, presentado en la Figura 6.46, en la que se observa una mayor diferencia en los diámetros más pequeños, probablemente debido a las diferencias en las contribuciones que rigen sobre los efectos producidos por la flexión.

Figura 6.46 Deformación máxima

La curvatura obtenida por el método de Kennedy y la curvatura máxima y mínima tomada del punto más desfavorable de la longitud de la tubería mediante el método de Elementos Finitos se representa en la Figura 6.47. En los casos planteados la curvatura coincide cuando se tienen los mismos valores de deformación por flexión, la diferencia entre las demás deformaciones es debido a la influencia axil como se ha explicado anteriormente.

En comparación con los valores de curvatura obtenidos por el método de Elementos Finitos los valores correspondientes al método de Kennedy no son conservadores, especialmente para pequeños diámetros de la tubería.

Figura 6.47 Comparación de curvaturas

6.6.2 Estudio paramétrico

Ya que los resultados obtenidos con el método de Kennedy no son fiables al poderse encontrarse limitado por la condición de la curvatura de la falla se realiza un estudio paramétrico de las demás variables que afectan la deformación, solo se evalúa utilizando únicamente el método de elementos finitos. En ellos, se ha tomado como referencia el problema 1 del ejemplo anterior y se ha realizado un estudio paramétrico de las demás variables y verificando como afecta a la deformación de la tubería.

Las variables que se analizarán son:

- Tipo de Acero
- Profundidad de enterramiento (H_c)
- Salto de falla (D)
- Angulo de buzamiento (Ψ)
- Angulo de rumbo (β)

Dependiendo del tipo de variable se han utilizado unos valores mayores o menores, ajustados las condiciones del problema. El tipo de acero se ha aumentado su límite elástico en un 40 % debido a los tipos de acero comerciales, la profundidad de enterramiento se ha aumentado un 120 %, el salto de falla se ha reducido un 47 % y los ángulos de buzamiento y rumbo un 66 % y 50 % respectivamente. En cada caso se analiza la influencia de cada variable independientemente y como esta afecta la deformación.

La Tabla 6.10 muestra los resultados obtenidos variando cada uno de los diferentes parámetros a analizar.

Datos		Problema		Variación				
Parámetros de la falla		Ref.	Tipo Acero	H_c	D	Ψ	β	
Diferencia			> 40 %	> 120 %	< 47 %	< 66 %	< 50 %	
Desplazamiento falla	D	0.85	0.85	0.85	0.45	0.85	0.85	m
Ángulo rumbo	β	50	50	50	50	50	25	°
Ángulo buzamiento	Ψ	75	75	75	75	50	75	°
Relación desgarre	K_{ds}	0	0	0	0	0	0	
Importancia	C_p	1	1	1	1	1	1	-
Datos geométricos								
Diámetro	D_p	0.3048	0.3048	0.3048	0.3048	0.3048	0.3048	m
Espesor	e_p	$6.10 \cdot 10^3$	$6.10 \cdot 10^3$	$6.10 \cdot 10^3$	$6.10 \cdot 10^3$	$6.10 \cdot 10^3$	$6.10 \cdot 10^3$	m
Área	A_p	$5.83 \cdot 10^3$	$5.83 \cdot 10^3$	$5.83 \cdot 10^3$	$5.83 \cdot 10^3$	$5.83 \cdot 10^3$	$5.83 \cdot 10^3$	m ²
Prof. tubería	h	0.9	0.9	2.0	0.9	0.9	0.9	m
Prof. enterramiento	H_c	1.052	1.052	2.152	1.052	1.052	1.052	m
Relación prof.-diam	H_c/D_p	3.45	3.45	7.06	3.45	3.45	3.45	
Long anclaje 1	L_1	1000	1000	1000	1000	1000	1000	m
Long anclaje 2	L_1	1000	1000	1000	1000	1000	1000	m
Módulo Young	E_p	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	$2.1 \cdot 10^{11}$	N/m ²
Tipo de Acero		X46	X70	X46	X46	X46	X46	
Límite elástico acero	σ_y	$3.76 \cdot 10^8$	$5.24 \cdot 10^8$	$3.76 \cdot 10^8$	$3.76 \cdot 10^8$	$3.76 \cdot 10^8$	$3.76 \cdot 10^8$	N/m ²
Parámetros de Ra.-Os.	α	36.7	45.01	36.7	36.7	36.7	36.7	
Parámetros de Ra.-Os.	r	14.3	30.4	14.3	14.3	14.3	14.3	
Deformación lim. elast.		0.00179	0.00250	0.00179	0.00179	0.00179	0.00179	
Datos del terreno								
Peso específico aparente	γ	18000	18000	18000	18000	18000	18000	N/m ³
Peso específico sumerg. (Suelo Seco $\bar{\gamma} = \gamma$)	$\bar{\gamma}$	18000	18000	18000	18000	18000	18000	N/m ³
Coef. empuje reposo	K_0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
Coef. roz. interno	ϕ'	36	36	36	36	36	36	°
Relación roz. suelo-tub	c_k	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Coef. roz. suelo-tub	$c_k \phi'$	0.3770	0.3770	0.3770	0.3770	0.3770	0.3770	rad
Relación curva-recta	t_{uc}/t_u	3.28	3.28	4.90	3.28	3.28	3.28	-
Factor adimensional	N_{qh}	13.43	13.43	17.92	13.43	13.43	13.43	-
Factor adimensional	N_{qv}	2.85	2.85	4.78	2.85	2.85	2.85	-
Factor adimensional	N_q	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	-
Factor adimensional	N_y	40.05	40.05	40.05	40.05	40.05	40.05	-
Resultados		Prob. Ref.	Tipo Acero	H_c	D	Ψ	β	
Desplazamientos								
Desplazamiento en X	ΔX	0.1685	0.1685	0.1685	0.0892	0.4185	0.0930	m
Desplazamiento en Y	ΔY	0.1414	0.1414	0.1414	0.0749	0.3512	0.1994	m
Desplazamiento en Z	ΔZ	0.8210	0.8210	0.8210	0.4347	0.6511	0.8210	m

Resistencias del Suelo								
Resistencia axial	t_u	5386.36	5386.36	11016.35	5386.36	5386.36	5386.36	N/m
Resistencia axial curva	t_{uc}	17660.49	17660.49	54010.49	17660.49	17660.49	17660.49	N/m
Resistencia transversal	p_u	77556.07	77556.07	211661.49	77556.07	77556.07	77556.07	N/m
Resistencia vert. arriba	q_u	16428.43	16428.43	56414.69	16428.43	16428.43	16428.43	N/m
Resistencia vert. abajo	q_u	251468.3	251468.3	479306.1	251468.3	251468.3	251468.3	N/m
Desp. Relativo axial	x_u	0.00254	0.00254	0.00519	0.00254	0.00254	0.00254	m
Desp. Relativo trans.	y_u	0.024096	0.024096	0.065761	0.024096	0.024096	0.024096	m
Desp. Relativo v. arr.	z_u	0.01052	0.01052	0.03613	0.01052	0.01052	0.01052	m
Desp. Relativo v. ab.	z_u	0.03048	0.03048	0.05809	0.03048	0.03048	0.03048	m
Curvatura								
Curvatura máxima		0.1114	0.09451	0.17484	0.05709	0.10070	0.12158	
Cálculo deformaciones		Prob. Ref.	Tipo Acero	H_c	D	Ψ	β	
Deformación Elástica	ε_{el}	0.0020	0.00260	0.00206	0.00187	0.00205	0.00198	
Deformación Plástica	ε_{pl}	0.0278	0.02136	0.04686	0.01167	0.03748	0.02741	
Deformación axil A	ε_{dir}	0.0134	0.00997	0.02320	0.00506	0.02823	0.01140	
Deformación axil B	ε_{dir}	0.0031	0.0017	0.00636	0.00100	0.01118	0.0025	
Deformación flexión A	ε_{BzT}	0.0169	0.01440	0.02664	0.00870	0.01535	0.01852	
Deformación flexión B	ε_{BzB}	0.0034	0.0025	0.00588	0.00189	0.00231	0.0037	
Def. Máxima A	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzT}$	0.0303	0.02437	0.04984	0.01376	0.04434	0.02993	
Relación def. A			< 19 %	> 64 %	< 54 %	> 46 %	< 1 %	
Def. Máxima B	$\varepsilon_{dir} + \varepsilon_{BzB}$	0.0065	0.0042	0.01224	0.00289	0.01349	0.0062	
Relación def. B			< 35 %	> 88 %	< 55 %	> 100 %	< 4 %	

Tabla 6.10 Resultados variación de parámetros

Observando los resultados de deformaciones obtenidos, dependiendo del tipo de variable modificada, se nota que en muchos casos la diferencia de deformación es más significativa que otros comparando con el problema de referencia, lo que lleva a determinar cuáles variables son las más influyentes.

• Tipo de Acero

Al variar el tipo de acero se modifican las características de la tubería y por consiguiente afecta tanto la deformación axil y de flexión que aparece en la tubería. Al aumentar las características del tipo de acero la tubería presenta mayor resistencia a los desplazamientos generados por el movimiento del suelo lo que provoca una reducción de la deformación.

En relación al aumento del límite elástico del acero en un 40 %, tomando como referencia el problema 1, observando los resultados de deformación global obtenida, se ha producido una reducción de 19 % en la zona A y un 35% en la zona B. La deformación axil se ha reducido un 25 %, pero esta no tiene mucha influencia en la deformación y donde siempre predomina la deformación por flexión,

En la Figura 6.48 se muestra la ley de comportamiento tensión-deformación para los diferentes tipos de aceros utilizados conocida como Curva de Ramberg-Osgood.

Figura 6.48 Curva de Ramberg-Osggod para acero X46 y X70

Según los parámetros establecidos por la curva de Ramberg-Osggod las características del tipo de acero se han ajustado forzando que en el límite elástico se produzca una deformación elástica entorno al 2 %, a partir de ese límite el material empieza a comportarse en régimen plástico.

Figura 6.49 Deformación axil y por flexión variación del tipo de acero

Como no se ve afectado las características de la falla al aumentar la rigidez del acero, al igual que los ejemplos anteriores la deformación máxima se produce en la zona A de la tubería, la Figura 6.49 presenta los resultados de deformación axil y flexión en el punto superior de la sección de la tubería para cada ejemplo al variar el tipo de acero, se puede observar que los efectos producidos por el esfuerzo a flexión son más predominantes en la deformación global.

Otro detalle importante que se observa al variar las características del tipo de acero es que se confirma que mientras se reduce la curvatura también se produce una reducción de la deformación, ya que el aumento de la resistencia no se ve afectado por el radio de giro y ayuda a reducir la deformación.

- **Profundidad de enterramiento (H_c)**

La Figura 6.50 muestra una representación gráfica del modelo en que se varía la profundidad utilizando un mismo tipo de tubería.

Figura 6.50 Esquema planteamiento variación profundidad

Para el caso planteado existe una relación entre la profundidad de enterramiento de la tubería y su deformación, al aumentar la profundidad en un 120%, se aumenta la deformación global pasando de 0.0303 a 0.04984, para una proporción de un 64% en la zona A y de 0.0065 a 0.01224 en la zona B para una diferencia de 88%, notándose en este caso la influencia del axil en la deformación.

Al igual que a variar el diámetro de la tubería al modificar la profundidad de enterramiento también se ven afectado las características de resistencia del suelo, como se muestra en la Figura 6.51, a mayor profundidad de enterramiento también se genera un aumento en las rigidez y el límite elástico que rigen el comportamiento del suelo. Este incremento ocurre debido a la modificación de la capacidad de resistencia del suelo frente a los desplazamientos que se generen por el movimiento sísmico.

Figura 6.51 Resistencia del suelo al variar la profundidad

Para el caso planteado se ha producido un incremento en la deformación debido a que el terreno con mayor rigidez obliga a deformadas más bruscas en torno al salto de falla. Los resultados de deformación máxima de la sección de la tubería variando la profundidad se muestran en la Figura 6.52.

Figura 6.52 Comparación de la deformación máxima por variación de la profundidad

- **Salto de Falla (D)**

Al modificar el valor del salto de falla no se ven afectadas las demás variables, únicamente se presenta una variación en los desplazamientos en el suelo en las diferentes componentes (Figura 6.53) y por consiguiente hay una variación (aumento o reducción dependiendo el valor) en la deformación de la tubería.

Figura 6.53 Desplazamiento del suelo – variación del salto de falla

El salto de falla se ha reducido un 47% obteniendo una reducción en la deformación de 54%, consecuencia de la no linealidad del problema, pero sigue presenta la deformación plástica.

- **Ángulo de Buzamiento (Ψ)**

Al variar el ángulo de buzamiento se modifican las características de la falla, se ha establecido una reducción de 66%, que al variar dicho ángulo la falla se ve afectado el desplazamiento del suelo y por consiguiente el desplazamiento de la tubería, donde para un mismo salto de falla se pueden observar en la Figura 6.54.

Figura 6.54 Desplazamiento suelo y tubería - variación ángulo buzamiento

Al observarse que al modificar el ángulo de rumbo no existe un desplazamiento dominante como en los ejemplos anteriores donde la componente vertical tiene mayor influencia, como no se puede considerar en este caso que la deformación máxima puede ocurrir en el punto superior de la tubería se evalúa las diferentes posiciones de la tubería con el fin de encontrar el valor máximo. En la Figura 6.55 se observa la comparación de la deformación en la parte superior con la evaluación de los máximos en los diferentes puntos.

Figura 6.55 Comparación de deformaciones

A partir de esta evaluación se puede considerar la importancia que tiene la composición de la falla y sus sentidos de desplazamientos para evaluar donde se generan los mayores esfuerzos en la tubería. Al reducir el ángulo de buzamientos se obtienen cambios significativos en la deformación máxima, en el que se tiene un aumento de un 46 % de deformación. Esto se debe a que se produce un aumento en los desplazamientos en las direcciones axil y longitudinal, debido a la posición del ángulo de buzamiento, aumentando considerablemente la deformación axil en la tubería.

En lo referente a la curvatura no se ve gran afectada debido a que esta depende de la deformación por flexión y no presenta muchas diferencias con el ejemplo de referencia (Figura 6.56), incluso existe una reducción en la deformación por flexión a contrario de la deformación por axil que aumenta.

Figura 6.56 Comparación de curvaturas

- **Ángulo de rumbo (β)**

Al igual que al modificar el ángulo de buzamiento, al variar el ángulo de rumbo se modifican las características de la falla, pero solo se ven afectado la componente horizontal (X) y transversal (Y) de la falla, por lo que en este caso sigue predominando el movimiento vertical (Z), como se observa en la Figura 6.57.

Al reducir el ángulo de rumbo las variaciones en las deformaciones máximas obtenidas son insignificantes reduciendo apenas un 1 %, ya que los cambios en los desplazamientos son mínimos comparado con el problema de referencia. El valor del desplazamiento vertical se mantiene y los desplazamientos en las direcciones axil y longitudinal se compensan unos a otros y se obtienen los mismos valores de deformación máxima en la tubería.

Figura 6.57 Desplazamiento suelo y tubería – variación ángulo rumbo

Capítulo 7

Conclusiones y desarrollos futuros

Capítulo 7

7 Conclusiones y desarrollos futuros

7.1 Conclusiones

Al estudiar los diferentes métodos para el análisis estático y dinámico de los gasoductos se han llegado a las siguientes conclusiones:

- Al momento de implementar cualquier de los procedimientos planteados, se debe centrar en la elección de los parámetros del suelo más confiables, ya que una mala elección de estos induce una variante en el comportamiento de la tubería.
- Lo mismo ocurre al momento de utilizar los elementos finitos, en el caso de las fallas, si los parámetros no están debidamente estimados, el modelo no puede predecir la respuesta de la tubería con total certeza.
- El método de Kennedy tiene que utilizarse teniendo en cuenta su ámbito de aplicación limitado que resulta de los supuestos métodos en que se basa.
- Las curvaturas están fuertemente influenciadas por el diámetro y la profundidad, de modo que aumentar el diámetro de la tubería aumenta los radios de curvatura y la resistencia del suelo. Esto expresa la reducción de la curvatura y el aumento de las tensiones que debe soportar la tubería.
- La profundidad de enterramiento incurre en el comportamiento de la tubería, si esta se aumenta, las deformaciones también lo hacen, porque lo que es recomendable minimizar dicho valor.
- De acuerdo con los ejemplos presentados aumentando el diámetro también reduce la profundidad de enterramiento del eje que provoca un incremento adicional de la longitud afectada.
- La comparación de los valores obtenidos para las deformaciones por el método de elementos finitos y de Kennedy sugiere que los resultados de este último deben ser considerados como un límite superior para curvaturas sólo en los casos en que el desplazamiento de fallo sea del orden de dos veces el diámetro de la tubería.
- Probablemente el factor más influyente en las diferencias obtenidas se relaciona con la hipótesis de la consideración de la curvatura lateral en el método de Kennedy.
- Por último, debemos recordar la influencia significativa de la calidad del acero en la capacidad de deformación de la tubería porque el diseño se basa en comparar la demanda de deformación resultante por las cargas aplicadas ya que la capacidad de deformación que se ve afectada por la geometría de tuberías, las propiedades del material y defectos debidos a fatiga o daño físico.
- Las diferencias entre las características del acero utilizado para el proyecto y la ejecución pueden causar problemas, ya que varían los parámetros de Ramberg-Osgood.

7.2 Desarrollos futuros

El trabajo realizado deja abiertas futuras líneas de investigación y plantea nuevas posibilidades al estudio del comportamiento de los gasoductos. A continuación se citan algunas de ellas:

- Estudio del efecto de la licuefacción en las tuberías enterradas.
- Ampliación del modelo de elementos finitos, teniendo en cuenta otras características para obtener resultados más exactos.
- Análisis del pandeo que puede sufrir la tubería por el uso de elementos finitos tipo lamina.
- Cálculo probabilista de las variables y características que afectan el comportamiento dinámico y originan los saltos de falla.
- Utilización de geometrías más complejas, tuberías en curva, modelización de los puntos de anclaje.
- Estudio del efecto producido por el deslizamiento de laderas en tramos del trayecto de la tubería.

Bibliografía

Bibliografía

- [1] L. C. Reese A. O. P. Casbarian, 1968, "Pipe Soil Interaction for a Buried Offshore Pipeline", Paper SPE 2343, presented at the 43rd Annual Fall Meeting of Society of Petroleum Engineers of AIME, Texas.
- [2] N. M. Newmark, and W. J. Hall, 1975, "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement", Proceedings, U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan, EERI.
- [3] R. P. Kennedy, A. W. Chow and R. A. Williamson, 1977, "Fault Movement Effects on Buried Oil Pipeline", Journal of the Transportation Engineering Division, ASCE, vol.103, No.TE5, pp. 617-633.
- [4] A. C. Singhal, 1980, "Strength Characteristic of Buried Jointed Pipelines", report to The Engineering Foundation and ASCE, Grant No.RC-A-77-6A.
- [5] C. H. Trautmann and T. D. O'Rourke, 1983a, "Behavior of Pipe in Dry Sand Under Lateral and Uplift Loading", Geotechnical Engineering Report 83-6, Cornell University, Ithaca, New York.
- [6] C. H. Trautmann and T. D. O'Rourke, 1983b, "Load-Displacement Characteristics of Pipe Affected by Permanent Earthquake Ground Movements", Proceedings, International Symposium on Lifeline Earthquake Engineering, Portland, Oregon, ASME, PVP-77, pp.254-262.
- [7] Douglas J. Nyman, 1984, "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems", pp. 150-228, ASCE, New York.
- [8] ASCE, 1984: E: Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems.
- [9] EN 1594:2000 Gas Supply Systems- Functional requirements.
- [10] S. Savidis, W. Schepers, E. Nomikos and G. Papadakos; 2011 "Design of natural gas pipeline subjected to permanent ground deformation at normal faults- 5th ICEGE Santiago de Chile.
- [11] C. Butenweg, T. Schmitt, B. Rosen; 2014. "Seismische Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungssysteme". Bauingenieur: die richtungsweisende Zeitschrift im Bauingenieurwesen 89 ; pp 316-324.
- [12] IITK-GSDMA 2007, "Guidelines for seismic design of buried pipelines" Indian Institute of Technology Kanpur and Gujarat State Disaster Management Authority, published by National Information Center of Earthquake Engineering, November 2007.
- [13] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, Parte General y Edificación. 2002.
- [14] "Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación". EN 1998-1:2004, publicado en febrero 2011.

-
- [15] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 4: Silos, tanks and pipelines. EN1998-4:2006.
- [16] ALA 2005, "Guidelines for the design of buried steel pipe" American Lifelines Alliance, A public-private partnership between American Society of Civil Engineers and Federal Emergency Management Agency (ASCE and FEMA), Julio 2001.
- [17] "Behavior of buried pipelines in seismic areas" Summary of the European joint research project (G.E.R.G. PC2) on behavior of underground pipelines in seismic areas. Four gas transmission companies involved (ENAGAS, Gaz de France, Ruhrgas and Snam), May 2000.
- [18] "Behavior of underground pipelines in seismic areas". European joint research project. GERG 2.13. Four gas transmission companies involved (ENAGAS, Gaz de France, Ruhrgas and Snam), May 2000
- [19] ALA 2005, "Seismic Guidelines for Water Pipelines" American Lifelines Alliance, A public-private partnership between American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency and National Institute of Buildings Sciences (ASCE, FEMA and NIBS), March 2005.
- [20] "Seismic vulnerability of buried pipelines" Raúl Flores-Berrones and Xiangyue Li Liu. Mexican Institute of Water Technology, Jiutepec, Morelos, Mexico. Mayo 2002.
- [21] Datta, S., Chakraborty, T., Shah, A., 1984. "Dynamic response of pipelines to moving loads". Proceeding of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VIII, pp. 295-302.
- [22] Datta, T.K., Mashaly, E.A., 1986. "Pipeline response to random ground motion by discrete model". Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol.14, pp. 559-572.
- [23] Datta, S.K., Shah, A.H., El-Akily, N. 1981. "Dynamic behavior of buried pipeline in seismic environment: ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 49, pp. 141-148.
- [24] Datta, T.K., 1999. "Seismic response of buried pipelines; A state-of-the-art review." Nuclear Engineering and Design. Vol.192, pp. 271-284.
- [25] O'Leary P.M., Datta S.K., 1985a. "Dynamic of buried pipelines", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 4, pp. 151-159.
- [26] O'Leary P.M., Datta S.K., 1985b. "Dynamic response of a buried pipeline at low frequencies", J. Pressure Vessel Technology, EE.UU. Vol. 107, No.1.
- [27] Newmark, N., Rosenblueth, E. 1971. "Fundamentals of Earthquake Engineering". Prentice-Hall Englewood Cliffs.
- [28] Hindy, A., Novak, M, 1979. "Earthquake response of underground pipelines". Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 7, No.5, pp.451-476.

- [29] Hindy, A., Novak, M, 1980. "Pipeline Response to random ground motion". ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 106, pp. 339-360.
- [30] Kuesel, T.R. 1969. "Earthquake design excitation for subways". Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 1213-1231.
- [31] Hall, W., Newmark, N. 1977. "Seismic design criteria for pipelines and facilities". ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 103, pp. 18-34.
- [32] Wang, L.R.L., O'Rourke, M.J., Pikul R. 1979. "Seismic response behavior of buried pipelines". ASME Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 101, pp.21-30.
- [33] Wang, L.R.L., Pikul R, O'Rourke M.J. 1982. "Imposed ground strain and buried pipelines". ASCE Journal of the Technology Council. Vol. 108, pp.259-263.
- [34] Wang, L.R.L., Yeh, Y. 1985. "A Refined Seismic Analysis and Design of Buried Pipeline for Fault Movement" Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol.3, pp. 75-96.
- [35] Nelson I., Weidlinger, P. 1979. "Dynamic seismic analysis of long Segmented lifelines" Journal of Pressure Vessel Technology. Vol.101. pp. 10-20.
- [36] Kubo K., Katayama T., Ohasi, M. 1979, "Lifeline Earthquake Engineering in Japan", ASCE, Journal of the Technology Council. Vol. 105, pp. 221-238.
- [37] Hindy, A., Novak, M., 1979. "Earthquake response of underground pipelines". Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol.7, No.5, pp. 451-476.
- [38] Hindy A., Novak, M., 1980. "Pipeline response to random ground motion". ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 106, pp. 339-360.
- [39] Wong, K.C., Datta, S.K. Shah, A.H. 1986. "Three-dimensional motion of buried pipeline. J: Analysis". Journal of engineering mechanics, Vol. 112, No.12, pp. 1319-1337.
- [40] Masso, A.G. Atalla, I. 1984, "Finite element versus simplified method in the seismic analysis of underground structures", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.12, pp. 347-367.
- [41] Karamitros D.K., Bouckovales, G.D., Kouretzis, G.P. 2007. "Stress Analysis of buried steel pipeline at strike-slip fault crossings". Soil dynamics and earthquake engineering. Vol.27, No.3. pp. 200-211.
- [42] Trifonov, O. V., Chemiv, V.P. 2010. "A semi-analytical approach to a nonlinear stress-strain analysis of buried steel pipelines crossing active faults". Soil-dynamics and Earthquake engineering. Vol.30, No. 11, pp.1298-1308.