



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA SISTEMAS DE
DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN CHILE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

IAN MICHAEL GARVS MARTINEZ

PROFESORA GUÍA:
YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAFAEL RUIZ GARCÍA
JUAN FELIPE BELTRÁN

SANTIAGO DE CHILE
2020

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: **IAN MICHAEL GARVS MARTINEZ**
FECHA: DICIEMBRE, 2020
PROF. GUÍA: YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN CHILE

El objetivo principal de este trabajo es el desarrollo de curvas de fragilidad para tuberías de asbesto-cemento, presentes en sistemas de distribución de agua en Chile, utilizando modelos numéricos que toman en cuenta el comportamiento entre el suelo con características encontradas en el territorio Chileno, considerando que el procedimiento y el modelo pueden ser ajustados para distintos materiales y situaciones.

La herramienta computacional utilizada para el modelo es ABAQUS, y el modelo se realiza teniendo en cuenta parámetros de suelo reales, descripciones de suelo a lo largo de todo Chile y parámetros de resistencia, obtenidos por medio de la búsqueda de ensayos SPT. La tubería de asbesto-cemento se genera con base en las características que entrega la norma Chilena para distribución de agua por tuberías y la intensidad sísmica se generó utilizando una distribución de sismos para Chile, junto a una ecuación de predicción de movimiento de suelo (Idini et al. 2017).

En el modelo se considera la incertidumbre que existe en los parámetros de suelo y la interacción de éste con la tubería, por lo que se generan perfiles de suelo combinando valores de ángulo de fricción interna y peso específico, para modelar el efecto del suelo como resortes equivalentes adheridos a la estructura. Con el modelo se obtienen cerca de 150.000 valores de deformaciones y se integran diversos estados de daño, definidos como menor, moderado cuando llega a un 70 % de la deformación de fluencia y mayor cuando alcanza la deformación de fluencia, en el análisis de las tuberías para la creación de las curvas de fragilidad, mediante distintos métodos.

El cambio en las curvas se obtiene forzando una distribución log-normal del resultado y optimizando la ecuación de probabilidad (Yoon et al., 2019). Con esto se generan valores de promedio y desviación log-estándar para cada curva, con valores cercanos 0.22 y 0.4 para el estado de daño mayor, y 0.17 y 0.3 para el estado de daño moderado. También se emplea el método empírico (Jacobson 2008), el cual arroja valores diferentes para cada situación, teniendo valores mayores para el estado de daño moderado y distribuidos para el estado de daño mayor.

El análisis no lineal de las tuberías muestra que la respuesta del esfuerzo es mayor cuando se considera la incertidumbre de los parámetros del suelo. Además, el peso específico del suelo es el parámetro que define el comportamiento de la tubería enterrada. Los análisis de sensibilidad revelan la relativa importancia del peso unitario al calcular la respuesta al esfuerzo. Finalmente, la curva encontrada para la tubería modelada no busca reflejar el comportamiento de cada tubería enterrada, por lo que es posible mejorar y realizar distintos estudios para complementar el realizado en este trabajo.

*Tu vida está dondequiera que estés,
te guste o no.*

Iroh

Agradecimientos

Las personas más importantes que me acompañaron, y a los cuales va dedicado este trabajo, mis padres Fritz y Gloria, y mi hermano Joshua, mi familia más cercana que siempre estuvo ahí cuando los necesité, extendiéndome una mano cuando era necesario. Mis abuelas, Maggi y Nenita, que estuvieron apoyándome, sin entender lo que hacía o en que me encontraba, y mi Tata que éste donde éste, sé que me vigila y me acompaña.

A los amigos que encontré en este proceso llamado Universidad, Cornejo, Richy, Pogorelow, Gabby, Joaco, Nacho, Tommy, Javier, Juanka, Paula y Bruno, los que estuvieron durante todo el proceso, fueron y son los mejores, gracias por el apoyo.

A mis amigos civiles, Ortiz, Mendoza, Alan, Claudia, Baldo, Nacho Pizarro y Chica que fueron parte de los últimos años dentro de la facultad, habiendo risas y creando historias. Amigos que encontré para no perderlos y que fueron un gran soporte.

Agradezco especialmente a mi profesora guía Yolanda Alberto, que me acompañó y me dio una mano cuando más lo necesité, apoyándome con una nueva oportunidad en una instancia donde parecía todo perdido. Agradezco a los profesores miembros de la comisión, Rafael Ruíz y Juan Felipe Beltrán, por la ayuda brindada para la realización de este trabajo. Al profesor César Pastén por apoyarme cuando lo necesite y mostrarme este camino, a través de su conocimiento y ayuda.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Objetivos	3
1.1.1. Objetivos Generales	3
1.1.2. Objetivos Específicos	4
1.2. Estructura de la memoria	4
2. Revisión bibliográfica	5
2.1. Sistemas de distribución y abastecimiento de agua	5
2.1.1. Componentes	5
2.1.2. Consideraciones en el diseño sísmico de tuberías	6
2.1.2.1. Condiciones de sitio	6
2.1.2.2. Integridad de las tuberías	7
2.1.2.3. Peligro sísmico	7
2.1.3. Daño en las tuberías	7
2.1.3.1. Fallas en tuberías continuas	9
2.1.3.2. Fallas en tuberías segmentadas	9
2.1.3.3. Fallas por flotación y licuación	10
2.2. Análisis sísmico en sistemas de agua	11
2.2.1. Estudios generales para vulnerabilidad de componentes	11
2.2.2. Estudio de escenarios sísmicos	12
2.2.2.1. Análisis de escenarios con operatividad del sistema	12
2.2.3. Estudios de planes de mitigación	13
2.2.4. Estudios de interconexión o interdependencia entre líneas de vida.	14
2.3. Vulnerabilidad	15
2.3.1. Función o Curva de vulnerabilidad	15
2.3.2. Métodos de realización de curvas o funciones de vulnerabilidad	16
2.3.2.1. Método empírico	16
2.3.2.2. Método analítico	17
2.3.2.3. Opinión de expertos en funciones de vulnerabilidad	19
2.3.3. ¿Como se expresa una curva de vulnerabilidad?	20
2.3.4. Ejemplos de curvas de vulnerabilidad	21
2.4. Fragilidad	23
2.4.1. Función de fragilidad	23
2.4.2. ¿Como se expresa una función de fragilidad?	24
2.4.3. Realización de funciones de fragilidad	24
2.4.4. Ejemplos de funciones de fragilidad	25

3. Antecedentes / Datos	27
3.1. Tuberías de asbesto-cemento	27
3.1.1. Normativa Chilena	27
3.2. Descripción de suelos en Chile	28
3.2.1. Suelo en el norte de Chile	29
3.2.2. Suelo en Santiago	30
3.2.3. Suelo en el litoral central de Chile	32
3.2.4. Suelo en el sur de Chile	36
3.3. Sismos de mayor magnitud ocurridos en el territorio	38
3.3.1. Año 2010	38
3.3.2. Año 2014	41
3.3.3. Año 2015	43
4. Metodología para análisis del sistema de distribución de agua - Tuberías de asbesto-cemento	46
4.1. Amenaza sísmica	46
4.2. Curvas de fragilidad	48
4.2.1. Modelo no lineal de Winkler	49
4.2.1.1. Dirección Axial	51
4.2.1.2. Dirección transversal - horizontal	51
4.2.1.3. Dirección vertical	52
4.2.2. Modelo numérico de tuberías enterradas	53
4.2.2.1. Consideraciones del modelo numérico	53
4.2.2.2. Incertidumbre de los parámetros del suelo	53
4.2.2.3. Modelo numérico de tuberías enterradas	54
4.2.3. Movimiento del suelo en el modelo	54
4.2.4. Análisis no lineal	54
4.2.4.1. Resultados del análisis de la respuesta sísmica	54
4.2.4.2. Análisis de sensibilidad	54
4.2.4.3. Definición del estado de daño	55
4.2.4.4. Análisis de fragilidad sísmica	56
5. Generación de curvas de fragilidad	58
5.1. Parámetros a utilizar en el modelo	58
5.1.1. Tuberías	58
5.1.2. Suelos	60
5.1.3. Sismos	61
5.2. Modelo de interacción suelo-tubería	64
5.2.1. Validación del modelo	66
5.3. Generación de parámetros aleatorios del suelo	67
5.3.1. Hipercubo Latino (LHS - Latin Hypercube)	67
5.3.2. Transformación utilizando una distribución uniforme	68
5.4. Iteraciones del modelo	70
5.5. Definición de los estados de daño en tuberías	71
5.6. Manejo de datos	71
6. Resultados	73

6.1.	Datos	73
6.2.	Curvas de fragilidad	77
6.2.1.	Método propuesto por Jacobson	77
6.2.2.	Ajuste de la curva	80
7.	Análisis de resultados y Discusión	83
7.1.	Análisis de la metodología seleccionada	83
7.1.1.	Estado de daño - Definición de formas de falla	85
7.1.2.	Consideraciones del modelo	85
7.2.	Análisis de resultados	86
7.2.1.	Generación de parámetros del modelo	86
7.2.1.1.	Parámetros del suelo	86
7.2.1.2.	Parámetros sísmicos	86
7.3.	Curvas de fragilidad	87
7.3.1.	Probabilidad de ocurrencia	88
7.3.2.	Ajuste de curva	88
7.3.3.	Construcción de las curvas	90
7.3.4.	Efecto de la incertidumbre en parámetros del suelo	91
7.3.5.	Contraste con otras curvas	92
7.4.	Análisis de sensibilidad	93
8.	Conclusiones	95
8.1.	Recolección y generación de datos para el modelo	95
8.2.	Comentarios del modelo	96
8.3.	Curvas de fragilidad	97
8.3.1.	Observaciones finales	98
	Bibliografía	99
9.	Anexos	104
9.1.	Espesores nominales de tubos de asbesto-cemento. Nch191 Of.1980	105
9.2.	Ensayos SPT - Norte de Chile	106
9.3.	Ensayos SPT - Sur de Chile	110
9.4.	Valores de PGA - Generación	123
9.4.1.	Código para la generación de valores	123
9.4.2.	Valores Generados	125
9.5.	Configuración de modelo utilizando ABAQUS para el caso promedio	135
9.6.	Generación de parámetros aleatorios	142
9.6.1.	Sintaxis de Latin Hypercube - pyDOE	142
9.6.2.	Valores generados aleatoriamente por medio del Latin Hypercube	143
9.6.3.	Parámetros generados con el método de Monte Carlo	146
9.6.4.	Constantes elásticas de los resortes equivalentes generadas a partir de parámetros producidos con el método de Monte Carlo	149
9.7.	Iteración del modelo	161
9.8.	Manejo de datos	165
9.9.	Resultados	167
9.9.1.	Parámetros optimizados de las curvas de fragilidad	167

9.10. Análisis de sensibilidad	168
9.10.1. Desviación estándar de la respuesta de la tubería	169
9.10.2. Desviación relativa de la respuesta de la tubería	170

Índice de Tablas

1.1.	Obras dañadas por servicio, tipo y región - Extracto (Gobierno de Chile, 2010)	2
1.2.	Obras dañadas por servicio, tipo y región - Extracto (Gobierno de Chile, 2010)	2
2.1.	Posibles modos de fallo en tubería como resultado de la propagación de ondas (Pitilakis et al. 2019).	8
2.2.	Posibles modos de fallo en tubería como resultado de la falla del suelo (Pitilakis et al. 2019).	8
2.3.	Factores modificadores de las curvas de vulnerabilidad observadas. (FENA, 1991)	22
3.1.	Parámetros geotécnicos del relleno artificial en Antofagasta. (SKORIN, 1997)	29
3.2.	Parámetros geotécnicos del estrato arenoso en Antofagasta. (SKORIN, 1997)	29
3.3.	Parámetros geotécnicos del estrato arenas gravosas en Antofagasta. (SKORIN, 1997)	30
3.4.	Parámetros geotécnicos del suelo cerca del río Mapocho.(Ruz & Vukasovic, 2009)	31
3.5.	Características geotécnicas del suelo cerca del río Mapocho.(Ruz & Vukasovic, 2009)	31
3.6.	Propiedades geotécnicas del suelo fino en Santiago. (Layera, 2018)	31
3.7.	Parámetros geotécnicos, modelo Mohr-Coulomb. (Layera, 2018)	32
3.8.	Características geotécnicas del suelo Arenas inorgánicas bien graduadas. (Aranda, 2015)	34
3.9.	Características geotécnicas del suelo Arenas inorgánicas mal graduadas. (Aranda, 2015)	34
3.10.	Características geotécnicas del suelo Arenas limosas inorgánicas mal/bien graduadas. (Aranda, 2015)	34
3.11.	Características geotécnicas del suelo Arenas limosas inorgánicas. (Aranda, 2015)	34
3.12.	Horizontes estratigráficos del área en estudio. (Bustos, 2017)	35
3.13.	Parámetros Geotécnicos de la exploración en Aysén. (Díaz, 2016)	38
3.14.	Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2010 (USGS)	39
3.15.	Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2014 (USGS)	42
3.16.	Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2015 (USGS)	44
4.1.	Parámetros empíricamente estimados para la capacidad de carga en resortes transversales. (Yoon et al, 2019)	52
4.2.	Estado de daño de las tuberías enterradas propuesto por Shinozuka et al. (1979)	56
5.1.	Resumen de densidades medidas en tuberías de cemento asbesto. (Al-Adeeb et al, 1986)	58
5.2.	Valores típicos para el módulo de elasticidad en materiales. (Twyman, 2016)	59
5.3.	Valores típicos para el coeficiente de Poisson en materiales. (Twyman, 2016)	59
5.4.	Resultados experimentales para el esfuerzo de rotura o falla de siete mezclas de cemento asbesto. (Allen, 1971)	60

5.5.	Características de la tubería para realizar el modelo	60
5.6.	Promedio de las características obtenidas de los ensayos SPT.	61
5.7.	Características utilizadas para la definición del modelo	64
5.8.	Máximos esfuerzos en resortes junto a sus desplazamientos y módulos de elasticidad para cada dirección de suelos, utilizando los parámetros nominales o promedios del suelo.	64
5.9.	VARIABLES UTILIZADAS EN LA RELACIÓN DE RAMBERG-OSGOOD	67
5.10.	Límites de intervalo de la distribución uniforme - Parámetros nominales del modelo	68
5.11.	Estados de daño en tuberías enterradas fabricadas con cemento asbesto.	71
6.1.	Muestra de la disposición de los datos generados por la simulación en la plataforma Github	73
6.2.	Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 1000 combinaciones de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.068[g] y 1[g]	79
6.3.	Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 60 combinaciones de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]	79
6.4.	Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 60 combinaciones de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g]	80
6.5.	Valores de promedio y desviación estándar para las curvas de fragilidad de 1000 combinaciones de parámetros de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.06[g] y 1[g]	80
6.6.	Valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 combinaciones de parámetros de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]	80
6.7.	Valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 combinaciones de parámetros de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.49[g]	81
7.1.	Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar optimizados y no optimizados para la distribución log-normal en 1000 combinaciones de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.068[g] y 1[g]	90
7.2.	Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar optimizados y no optimizados para la distribución log-normal en 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]	91
7.3.	Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.49[g]	91
9.1.	Espesores nominales de tubos de asbesto-cemento para conducción de fluidos a presión. Nch191 Of. 1980	105
9.2.	Ensayo SPT realizado en Copiapo. (FUCHIGE)	106
9.3.	Ensayo SPT realizado en Copiapo. (FUCHIGE)	106
9.4.	Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)	107
9.5.	Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)	107
9.6.	Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)	108
9.7.	Ensayo SPT realizado en Coquimbo. (FUCHIGE)	108
9.8.	Ensayo SPT realizado en Coquimbo. (FUCHIGE)	108

9.9.	Ensayo SPT realizado en San Pedro de la Paz. (FUCHIGE)	109
9.10.	Ensayo SPT realizado en San Pedro de la Paz . (FUCHIGE)	109
9.11.	Ensayo SPT realizado en Los Ángeles. (FUCHIGE)	110
9.12.	Ensayo SPT realizado en Los Ángeles. (FUCHIGE)	110
9.13.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	111
9.14.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	111
9.15.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	112
9.16.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	113
9.17.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	114
9.18.	Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)	115
9.19.	Ensayo SPT realizado en Concepción. (FUCHIGE)	116
9.20.	Ensayo SPT realizado en Concepción. (FUCHIGE)	116
9.21.	Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)	117
9.22.	Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)	118
9.23.	Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)	119
9.24.	Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)	120
9.25.	Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)	120
9.26.	Ensayo SPT realizado en Chillan. (FUCHIGE)	120
9.27.	Ensayo SPT realizado en Chillan. (FUCHIGE)	121
9.28.	Ensayo SPT realizado en Arauco. (FUCHIGE)	122
9.29.	Ensayo SPT realizado en Arauco. (FUCHIGE)	123
9.30.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 1 a 100	125
9.31.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 101 a 200	126
9.32.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 201 a 300	127
9.33.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 301 a 400	128
9.34.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 401 a 500	129
9.35.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 501 a 600	130
9.36.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 601 a 700	131
9.37.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 701 a 800	132
9.38.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 801 a 900	133
9.39.	Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 901 a 1000	134
9.40.	Valores de Magnitud, PGA y R generados para la muestra de 21 aceleraciones sísmicas	135
9.41.	Valores generados aleatoriamente - 1 a 20	143
9.42.	Valores generados aleatoriamente - 21 a 40	144
9.43.	Valores generados aleatoriamente - 41 a 60	145
9.44.	Primera parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo	146
9.45.	Segunda parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo	147
9.46.	Tercera parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo	148
9.47.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 1 a 20 valores	149
9.48.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 21 a 40 valores	150
9.49.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 41 a 60 valores	151
9.50.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 1 a 20 valores	152

9.51.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 21 a 40 valores	153
9.52.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 41 a 60 valores	154
9.53.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 1 a 20 valores	155
9.54.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 21 a 40 valores	156
9.55.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 41 a 60 valores	157
9.56.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 1 a 20 valores	158
9.57.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 21 a 40 valores	159
9.58.	Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 41 a 60 valores	160
9.59.	Valores de promedio y desviación log-estandar para 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068g y 0.3g	167
9.60.	Valores de promedio y desviación log-estandar para 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05g y 0.49g	168
9.61.	Desviación estándar de la respuesta de la tubería asociada a cada escenario sísmico	169
9.62.	Desviación relativa de la respuesta de la tubería asociada a cada escenario sísmico	170

Índice de Ilustraciones

2.1.	Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas. (SEMARNAT, 2019)	5
2.2.	Modos de falla en tuberías	10
2.3.	Método analítico para estimar la vulnerabilidad sísmica de un solo elemento. (Porter, 2020)	18
2.4.	Curvas empíricas de vulnerabilidad según distintos parámetros sísmicos. (Rosetto et al, 2003)	21
2.5.	Porcentaje de daño por intensidad para acueductos de transmisión (FENA, 1991)	23
2.6.	Curvas de fragilidad para tuberías de distribución de agua obtenidas utilizando regresión lineal en los datos (Maruyama y Yamazaki, 2010).	25
2.7.	Comparación de curvas de fragilidad para tuberías de distribución de agua obtenidas utilizando regresión lineal y ecuaciones parametrizadas. (Maruyama y Yamazaki, 2010)	25
3.1.	Sondeos e informes geotécnicos realizados en Viña del Mar. (Aranda, 2015) . .	32
3.2.	Distribución de los tipos de suelos más abundantes en los primeros 10 [m]. (Aranda, 2015)	33
3.3.	Distribución generada por I. Bustos en su estudio. Lugar Av. Alvarez entre Calle Valparaiso y Ocoa. (Bustos, 2017)	35
3.4.	Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2010. (USGS)	39
3.5.	Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2010. (USGS)	40
3.6.	Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2010. (USGS)	40
3.7.	Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2014. (USGS)	41
3.8.	Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)	42
3.9.	Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2014. (USGS)	43
3.10.	Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2015. (USGS)	44
3.11.	Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)	45
3.12.	Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)	45
4.1.	Diagrama de flujo del modelo de peligro sísmico para un sitio (Jacobson et al, 2008).	47
4.2.	Análisis de fragilidad para tuberías afectadas por la propagación de una onda sísmica. (Jacobson, 2008)	49

4.3.	Representación del modelo no lineal de Winkler (Adaptada de Yoon et al, 2019).	50
4.4.	Relación carga-deformación de resortes equivalentes (Adaptada de Yoon et al, 2019).	50
5.1.	Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando 1000 valores de aceleración entre 0.0068[g] y 0.3[g]	62
5.2.	Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando 1000 valores de aceleración entre 0.05[g] y 0.5[g]	63
5.3.	Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando valores de aceleración de 24 muestras entre 0.06[g] y 1[g]	63
5.4.	Posición de los arreglos de resortes utilizados en el modelo en cada una de sus direcciones.	65
5.5.	Interacción del sismo con la estructura a través de los resortes equivalentes.	65
5.6.	Distribución de esfuerzos en el modelo a lo largo de la tubería.	66
5.7.	Distribución de deformación en el modelo a lo largo de la tubería.	66
5.8.	Representación de valores independientes de ángulo de fricción interna y peso específico del suelo areno limoso.	68
5.9.	Combinación de 60 parámetros de suelo generados	69
5.10.	Combinación de 1000 parámetros de suelo generados	69
5.11.	Esquema con la iteración del modelo	70
6.1.	Deformación máxima en la tubería considerando la aleatoriedad en los parámetros de 60 combinaciones de suelo para 2000 muestras de aceleración	74
6.2.	Deformación máxima en la tubería considerando la aleatoriedad en los parámetros de 1000 combinaciones de suelo para 24 muestras de aceleración	74
6.3.	Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el ángulo de fricción interna dentro de los parámetros del suelo - 60 muestras de suelo.	75
6.4.	Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el ángulo de fricción interna dentro de los parámetros del suelo - 1000 muestras de suelo.	76
6.5.	Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el peso específico interna dentro de los parámetros del suelo - 60 muestras de suelo.	76
6.6.	Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el peso específico dentro de los parámetros del suelo - 1000 muestras de suelo.	77
6.7.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 1000 combinaciones de suelo y 24 valores de PGA.	78
6.8.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 60 combinaciones de suelo y 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g].	78
6.9.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 60 combinaciones de suelo y 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g].	79
6.10.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - 1000 combinaciones de suelo	81
6.11.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - Valores de PGA entre 0.068[g] y 0.3[g]	82
6.12.	Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - Valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g]	82

7.1.	Diagrama de análisis para la generación de curvas de fragilidad para tuberías de Cemento-Asbesto	84
7.2.	Comparación entre las curvas generadas para el estado moderado de daño . . .	89
7.3.	Comparación entre las curvas generadas para el estado mayor de daño	89
7.4.	Curvas de fragilidad para tuberías enterradas, utilizando PGV y PGA para definir el comportamiento de la estructura. (Lanzano et al, 2014)	92
7.5.	Desviación estándar de la respuesta de la tubería	93
7.6.	Desviación relativa de la respuesta de la tubería	94
8.1.	Modos de falla en tuberías	98
9.1.	Creación de parte - Configuración de características base	136
9.2.	Creación de parte - Trazado de la tubería	136
9.3.	Creación del Material - Cemento-Asbesto	137
9.4.	Creación de la sección de la tubería	137
9.5.	Creación de la sección de la tubería - Ajuste al modelo	138
9.6.	Creación de instancia en el modelo	138
9.7.	Creación del mallado del modelo - 2[m] en cada sección	139
9.8.	Definición de direcciones - Acoplamiento de dirección	139
9.9.	Ejes direccionales en el modelo	139
9.10.	Configuración de los resortes en el modelo	140
9.11.	Configuración paso del modelo - Procedimiento de carga	140
9.12.	Configuración de la respuesta de salida del modelo	141
9.13.	Condición de borde - Empotramiento	141
9.14.	Condición de borde - Lugar de emplazamiento de carga	142
9.15.	Configuración de la sección en donde se analiza el modelo	142

Capítulo 1

Introducción

Al encontrarse Chile en la intersección de cuatro placas sudamericanas, es posible presenciar la ocurrencia de una alta cantidad de sismos a lo largo de su territorio. Una de las placas es la denominada como Sudamericana, en donde se encuentra emplazado el territorio continental y mantiene contacto con las placas de Nazca, Antártica en la zona sur y Scotia en la zona austral del territorio.

Los eventos, que poseen una magnitud mayor a M_w 2.5, producidos por estas placas alcanzaron la cifra cercana a los 540 en 2019, 530 en 2018 y 760 en 2017 (USGS). Mientras que, desde 1570, en Chile los sismos con una magnitud mayor a M_w 7.0, en los que se posee información, alcanzan los 113 eventos (Centro Sismológico Nacional (CSN)), por lo que en Chile la actividad sísmica siempre ha sido un elemento fundamental.

Los efectos provocados por los eventos de grandes magnitudes en los últimos años van desde la rotura de viviendas, la caída de edificios y falla de los sistemas de distribución de servicios básicos vitales como lo son el sistema de electricidad, gas, telecomunicaciones y agua potable (OPS, 2010). Las distintas redes de distribución o abastecimiento de servicios básicos en una ciudad se ven afectadas frente a la ocurrencia de un evento o amenaza natural. Es por esto que es necesario comprender el comportamiento de las redes frente a los sismos, comprendiendo como deben ser diseñadas y construidas para asegurar su funcionamiento frente a estos eventos.

El sistema de distribución de energía en Chile se ve fuertemente afectado cuando ocurre un terremoto debido a que al fallar un tramo del sistema no sólo afecta a las cercanías del lugar, si no que se propaga fuera del área de fallo inicial provocando cortes del suministro por tiempos inaceptables en toda la red. Esto no sólo ocurre debido a los sismos, si no que puede suceder debido a los fenómenos climáticos extremos y desastres que ocurren a lo largo de todo el país (ISCI, 2019).

Sumado a la disminución de la calidad de vida de las personas luego de la catástrofe, los desperfectos en el sistema de distribución producen pérdidas económicas. El Reporte Mensual del Sector Eléctrico (SYSTEP, 2017), del sistema interconectado central que abastece al 93 % de la población menciona que, ocurrido el terremoto de 2010 el 80 % de los clientes no poseían suministro de electricidad pasadas las primeras 24 horas del evento, bajando a un 28 % luego de 72 horas, para finalmente llegar a un 0.4 % luego de dos semanas. Los principales daños ocurrieron en el sistema de distribución provocando que una alta cantidad de energía no se suministrara al usuario, produciendo pérdidas económicas y materiales.

Por otro lado, de acuerdo al informe de la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS, 2010), el terremoto y posterior tsunami en 2010, afectaron sistemas de agua potable, redes de alcantarillado y aguas servidas, y plantas de tratamiento en zonas urbanas y rurales, es decir, problemas en las redes de distribución, generación, daños en estanques de regulación y problemas creados por la falta de electricidad en el territorio.

En el Plan de Reconstrucción del Terremoto y Maremoto del 27 de Febrero de 2010 (Gobierno de Chile, 2010) se presentan algunas de las obras sanitarias dañadas (considerando como daño la destrucción de la estructura y efectos que impiden el funcionamiento correcto de la estructura) por el terremoto y tsunami en las regiones V a X, mostrando que los sistemas de agua son susceptibles a los fallos por amenazas naturales. La cantidad de infraestructura, asociada al transporte y almacenamiento de agua, se puede observar en las Tablas 1.1 y 1.2 a continuación.

Tabla 1.1: Obras dañadas por servicio, tipo y región - Extracto
(Gobierno de Chile, 2010)

Servicio	Total de eventos	Tipo de obra	Valparaíso	R. Metropolitana	O'Higgins	Maule	Total por obra
Agua potable rural	748	Agua potable rural	130	99	121	143	493
Aguas	13	Estaciones de control	0	1	2	5	8
Obras Hidráulicas	90	Colectores de aguas lluvia	2	3	0	3	8
		Defensas fluviales	0	12	2	11	25
		Canales de regadío	0	0	0	5	5
		Otros	0	1	0	0	1
		Embalses/Tranques	1	0	1	1	3

Tabla 1.2: Obras dañadas por servicio, tipo y región - Extracto
(Gobierno de Chile, 2010)

Servicio	Total de eventos	Tipo de obra	Biobío	La Araucanía	Los Ríos	Interregional	Total por obra
Agua potable rural	748	Agua potable rural	134	121	0	0	255
Aguas	13	Estaciones de control	3	0	0	2	5
Obras Hidráulicas	90	Colectores de aguas lluvia	12	0	1	0	13
		Defensas fluviales	22	1	0	0	23
		Canales de regadío	9	0	0	0	9
		Otros	0	0	0	0	0
		Embalses/Tranques	2	0	0	0	2

Finalmente, posterior al terremoto y debido en gran parte al corte de suministro de energía se vieron afectados los servicios de telecomunicaciones, como la red de teléfonos fijos y celulares, y la caída de radio emisoras. El servicio de internet, por otro lado, se desempeñó sin problemas luego del evento.

Si bien aquí sólo se detalla el caso de los servicios básicos luego del terremoto del 27 de Febrero de 2010, es una consecuencia de cualquier evento de grandes magnitudes que estos sistemas de distribución fallen. Por ello es necesario estudiar y diseñar las redes y elementos considerando la ocurrencia de terremotos, para que cuando las estructuras sigan operativas post-sismo, pudiendo llegar a la mayor cantidad de usuarios posibles y sin presentar problemas graves.

El conocimiento del comportamiento de la estructura o sistema frente a un evento sísmico es parte del diseño que se debe seguir para su construcción y funcionamiento. Parte de esto se lleva a cabo analizando la fragilidad sísmica que presenta una estructura la cual es una probabilidad de excedencia mediante curvas de fragilidad y la vulnerabilidad de la estructura (la que es una medida de pérdida, costo o reparación conociendo las características del sismo (Porter, 2002)).

Al realizar curvas de fragilidad se plantea la probabilidad de un cambio de estado frente a una medida de intensidad sísmica, considerando valores como el desplazamiento, velocidad o aceleración máxima de un sismo, o los espectrales para distintos valores de periodos dentro de los sismos analizados para ésta medida (Vielma et al, 2014). El trabajo a realizar considera la aceleración máxima de terreno PGA como medida de intensidad, por sobre las mencionadas con anterioridad.

La importancia de la construcción de las curvas de fragilidad radica en que estas proveen un marco para evaluar la incertidumbre del comportamiento de una estructura frente a distintas amenazas. Para esto, es necesario relacionar el desempeño de la estructura con sus estados límites y la probabilidad de ocurrencia de estos, por lo que se entienden como una representación probabilística del cambio de estado de la estructura (FEMA, 1999).

El trabajo considera la metodología para obtener curvas de fragilidad, teniendo presente los enfoques por los que se realizan estas curvas, analíticos o empíricos, y las estructuras específicas como lo son las tuberías de distribución de agua, considerando la materialidad y las condiciones del sitio en donde se encuentra emplazada la tubería.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivos Generales

Desarrollo de curvas de fragilidad para sistemas de distribución de agua en Chile, considerando tuberías de cemento asbesto, utilizando modelos numéricos que toman en cuenta la interacción suelo-estructura, con características y parámetros encontrados en el territorio Chileno.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Caracterización de la composición de distintos tipos de suelo que se encuentran a lo largo del territorio chileno.
- Implementación de hipercubo latino (LHS – Latin hypercube sampling), utilizando una distribución lineal para la generación de parámetros aleatorios de suelo.
- Generación de un modelo numérico que refleje el comportamiento de tuberías enterradas frente a sismos con diferente intensidad.
- Desarrollo analítico de curvas de fragilidad para sistemas de distribución de agua en Chile.
- Comparación entre métodos analíticos para el desarrollo de curvas de fragilidad.

1.2. Estructura de la memoria

1. **Introducción:** Presenta una breve descripción del contexto en el que se enmarca el trabajo de titulación, proponiendo la importancia de éste y como es tratado en el trabajo.
2. **Revisión Bibliográfica:** Se recopila el material necesario para formar una base de conocimientos necesarios para solucionar el problema planteado inicialmente. En esta sección se muestran diversos trabajos de los cuales se obtienen distintas apreciaciones y datos.
3. **Antecedentes:** Los antecedentes muestran características asociadas a los parámetros que se deben utilizar para la solución del problema y la creación de un modelo acorde a lo solicitado para este. En esta sección se muestran las características de las tuberías, características de los suelos presentes en Chile y valores asociados a los eventos sísmicos importantes de los últimos años.
4. **Metodología:** En este capítulo se muestra cómo se llevará a cabo la solución al problema, teniendo presente diferentes metodologías. En éste capítulo, se presenta el manejo de los datos para el modelo y como se construye éste, utilizando ABAQUS como plataforma computacional.
5. **Generación de curvas de fragilidad:** Esta sección muestra la realización de las curvas de fragilidad (como solución al problema), el modelo creado para la realización de estas y los valores de los parámetros asociados al modelo generado.
6. **Resultados:** En este se muestran las curvas de fragilidad generadas en el desarrollo del problema.
7. **Análisis de resultados:** Muestra un análisis de las curvas creadas, comparando los métodos de realización de curvas y presenta el análisis de sensibilidad de los datos utilizados, para la generación de los parámetros del modelo.
8. **Conclusiones:** Presenta los conocimientos generados y las conclusiones del trabajo de título.

Capítulo 2

Revisión bibliográfica

2.1. Sistemas de distribución y abastecimiento de agua

La red de distribución de agua potable funciona como un sistema complejo con interdependencia con otros sistemas básico vitales como el sistema eléctrico o el de transporte. Es importante conocer sus componentes y cómo se diseña para que resista amenazas naturales y el deterioro por su uso, la interacción entre ellas, y los daños y fallas que se pueden generar en los elementos interconectados, para analizar el comportamiento de la red bajo diversas amenazas.

2.1.1. Componentes

Un sistema de distribución de agua potable típico se muestra en la Figura 2.1 (SERMARNAT, 2019).

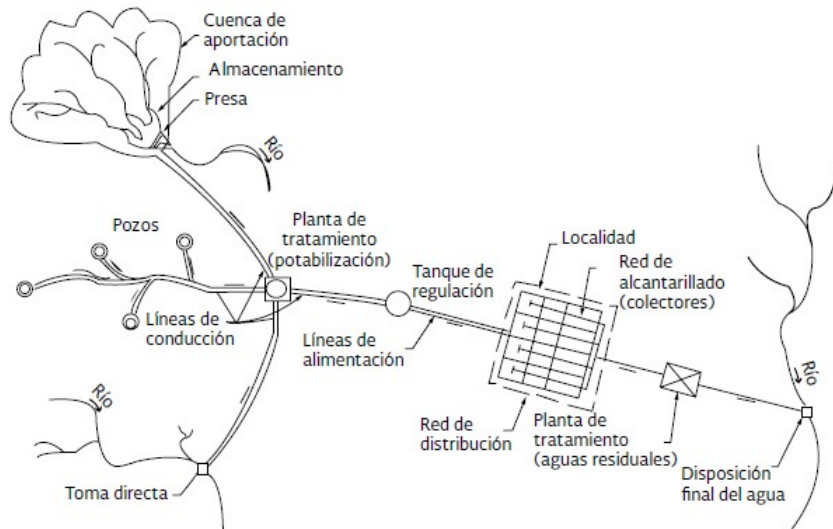


Figura 2.1: Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas. (SEMARNAT, 2019)

Los componentes de una red de distribución se detallan a continuación:

1. **Tubería:** Se le llama así al conjunto formado por los tubos y su sistema de unión o ensamble. Para el análisis se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo. Los puntos de unión de tuberías se denominan nodos dentro de la red. De acuerdo a su función, tamaño de la red y sus diámetros, las tuberías, pueden ser denominadas como parte de la red primaria o secundaria. La red primaria comprende los tubos de mayor diámetro y la red secundaria abarca las tuberías de menor diámetro, las cuales comúnmente se encuentran en calles.
2. **Piezas especiales:** Son aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tubería de diferente material o diámetros y terminales de conductos.
3. **Válvulas:** Accesorios utilizados para disminuir o evitar el flujo dentro de la tubería. Pueden ser clasificadas como de *Aislamiento o Seccionamiento* cuando separan o cortan el flujo de la red en ciertos tramos del sistema con el fin de revisar o reparar, o de *Control* cuando se utilizan para regular el gasto o presión, facilitar la entrada de aire, salida de sedimentos o aire atrapado en el sistema.
4. **Hidrantes:** Toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red con el propósito de abastecer de agua a varios usuarios o conectar una manguera o bomba para combatir incendios.
5. **Tanques de distribución:** Es una estructura situada entre la captación y la red de distribución que tiene como objetivo el almacenamiento de agua proveniente de la fuente. Permite regular la distribución y prever fallas del suministro.
6. **Tomas domiciliarias:** Es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el usuario.
7. **Rebombeos:** Instalaciones de bombeo que se ubican en puntos intermedios de la red que permiten elevar la carga hidráulica en el punto para mantener la circulación del agua por la tubería.
8. **Cajas rompedoras de presión:** Depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo en la red de distribución.

2.1.2. Consideraciones en el diseño sísmico de tuberías

Se definen tres factores y consideraciones de diseño en tuberías considerando (O'Rourke y Liu, 1999).

2.1.2.1. Condiciones de sitio

Los daños sísmicos están íntegramente afectados por las condiciones del sitio, los movimientos, y el tipo de suelo en el que se encuentra enterrada la tubería; aunque en menor magnitud, las tuberías que van sobre el nivel de terreno también se ven afectadas en sus apoyos o fundaciones.

2.1.2.2. Integridad de las tuberías

Dentro de los factores que afectan el comportamiento de la tubería bajo carga sísmica, están el material de la tubería, su diámetro, el tipo de unión que tenga con el tramo o componente siguiente y la edad, esto en tuberías de asbesto-cemento especialmente.

- Los materiales se dividen en frágiles y dúctiles, teniendo los primeros tendencia a sufrir una mayor cantidad de daños por kilómetro frente a sismos. Estos son materiales como el concreto y el asbesto-cemento, mientras que los segundos pueden ser de hierro dúctil o Cloruro de Polivinil (PVC), logrando alcanzar deformaciones que previenen, en parte, roturas que se presentarían normalmente en tuberías de los primeros materiales.
- Las uniones se clasifican en continuas o segmentadas, las primeras son rígidas y las segundas tienden a ser flexibles. Existen casos en donde las uniones segmentadas se sueltan o se separan completamente frente a eventos de grandes características (Alberto, 2016).
- La tubería posee diámetros pequeños son susceptibles a sufrir mas daños por kilómetros que las tuberías con diámetro mayor. Se hace la observación de que es posible que sea una falla en el control de calidad durante la construcción.

2.1.2.3. Peligro sísmico

La amenaza sísmica se enfoca en las deformaciones permanentes y transitorias del suelo causadas por la propagación sísmica. Deformaciones debido a ondas suelen generar menos daños en los elementos aislados del sistema, pero es posible observar que el paso de las ondas por el sistema, en su totalidad o parcialmente, lo deja expuesto pudiendo causar grandes daños y problemas en la red (ALA, 2005).

Las deformaciones permanentes del suelo, Permanent Ground Deformations (PGD) causadas por deslizamientos, licuación y asentamientos, son otra fuente de daños al sistema en forma aislada, o en casos más extremos, en su totalidad, debido a que un problema presente en el comienzo del sistema se ve reflejado en la red como una disminución o corte del suministro (ALA, 2005).

2.1.3. Daño en las tuberías

En el documento de SYNER-G, se muestra que los principales daños que se pueden generar en tuberías son la rotura y la aparición de filtraciones. Estos fenómenos se encuentran relacionados con el diámetro de la tubería y con el tipo de amenaza a la que estén expuestas, como el movimiento de tierra, debido a la propagación de ondas, o fallas en el suelo, licuación, asentamientos y deslizamientos (Pitilakis et al, 2014).

Por otro lado, el fenómeno de pandeo local o global es mostrado como uno de los principales daños presentes en tuberías (Mella, 2013). Esto principalmente considerando la existencia de inestabilidad geométrica en la pared de la tubería sometida a compresión. Este fenómeno, se presenta en eventos sísmicos pero no se encuentra desarrollado dentro de este trabajo.

La rotura de la tubería ocurre, en la mayoría de los casos, debido a asentamientos casi verticales diferenciales en las zonas donde existe la transición de un suelo del tipo relleno a un mejor suelo, y a áreas de suelo de tipo aluvial donde es propenso a que el suelo licue.

La ocurrencia de deslizamientos producen daños serios y localizados. Cuando se tienen tuberías segmentadas con recubrimiento rígidos, estas no toleraran una gran cantidad de movimientos antes que de ocurran filtraciones (Pitilakis et al, 2014).

La experiencia muestra que las tuberías que presenten curvas, codos o excentricidades en su diseño concentraran las deformaciones en esos lugares. La ocurrencia de deformaciones permanentes del suelo generará esfuerzos de compresión localizados en el sistema.

Tenderán a generarse daños en soportes, codos, válvulas y conexiones de servicio. Estos elementos crean puntos de anclaje y lugares con una alta rigidez, promoviendo la concentración y generación de esfuerzo y fuerzas internas en la tubería. La edad y la corrosión aumentará el nivel el daño. La corrosión debilita la tubería disminuyendo el grosor del material y creando concentraciones de esfuerzos.

Las tablas 2.1 y 2.2 muestran los modos de falla por medio de la propagación de ondas, y debido a licuación, deslizamiento y fallas cruzadas

Tabla 2.1: Posibles modos de fallo en tubería como resultado de la propagación de ondas (Pitilakis et al. 2019).

Tipología	Modo de falla
Tuberías continuas	Fallas por tensión, plegamiento, pandeo
Tuberías segmentadas	Desprendimiento axial, aplastamiento de campana y uniones, rotación de las uniones, roturas flexurales
Tuberías segmentadas	Desprendimiento axial, rotación de uniones, deformaciones axiales y por pandeo de la tubería

Tabla 2.2: Posibles modos de fallo en tubería como resultado de la falla del suelo (Pitilakis et al. 2019).

Causa	Modo de falla
licuación	Asentamientos, movimientos transversal, deformación axial
Deslizamiento, fallas cruzadas	Rotura perpendicular: tuberías sujetas principalmente a flexión
	Rotura oblicua: tuberías sujetas a compresión y a flexión
	Rotura paralela: tuberías sujetas a tensión y flexión

En las secciones siguientes se muestra en detalle las fallas para las tuberías continuas y segmentadas, por licuación y deslizamiento, modos mencionados en las tablas anteriores.

2.1.3.1. Fallas en tuberías continuas

Alberto (2016) (con base en Jacobson et. al (2008) y el ALA (2001)) clasifica los modos de falla en tuberías continuas como falla por tensión, falla por pandeo local y pandeo como una viga. Estos se detallan a continuación.

- **Falla por tensión:** Es posible observar este tipo de rotura cuando la tubería se encuentra enterrada a una profundidad de 1 metro o más. Normalmente los tubos de acero con juntas soldadas por arco tienen la capacidad de presentar grandes deformaciones antes de alcanzar la fluencia y fallar. Una tubería en paralelo al deslizamiento o desplazamiento del suelo sufre deformaciones por compresión y por tensión, logrando fallar en ambos casos. El método de análisis para el estudio de este tipo de fallas debe poseer una descripción completa del comportamiento esfuerzo-deformación de la tubería y esto es logrado con el modelo de Ramberg y Osgood, el cual se define como:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad (2.1)$$

En donde ϵ es la deformación en la tubería, σ es el esfuerzo de tensión normal, E es el módulo de Young de la tubería, σ_y es el esfuerzo de fluencia, y n y r son parámetros del modelo.

- **Falla por pandeo local:** El pandeo local, o flexión en una tubería, es debido a la compresión acumulada en un punto, lo que al llegar a un límite provoca el arrugamiento en la tubería, permitiendo que ésta siga brindando el servicio pero no en las condiciones óptimas, pudiendo generarse fugas debido a grietas, o el ingreso de agentes externos no deseados (teniendo especial consideración en tuberías que no presenten presión interna). Este fenómeno es principalmente observado en tuberías de acero, debido a la ductilidad del material.
- **Pandeo como una viga:** La tubería puede ser estudiada como un elemento esbelto, por lo que si es sometida a una fuerza de compresión lo suficientemente grande es posible que se presente pandeo al interior de ésta. Este fenómeno puede no generar fallas pero sí problemas en la funcionalidad de la tubería.

2.1.3.2. Fallas en tuberías segmentadas

Los modos de falla más comunes son la separación axial por fisuras perimetrales del tubo, rotaciones de la tubería, y aplastamiento, los cuales ocurren cerca de las juntas entre tuberías. Alberto (2016) describe la separación axial y el aplastamiento en juntas, lo cual se muestra a continuación.

- **Separación axial:** Es un mecanismo común de falla en las tuberías segmentadas, en donde se presenta la separación total entre tuberías o un aflojamiento pequeño, lo que puede presentar fugas y significar la falla de funcionalidad. Esto puede deberse a la débil resistencia entre las conexiones, en comparación con conexiones rígidas.

- **Aplastamiento de juntas:** En zonas donde se generan altos esfuerzos de compresión se observa el aplastamiento de la junta entre tuberías. Esto ocurre en juntas denominadas como campana y espigotes, y se presenta principalmente en tuberías de concreto o asbesto-cemento.

2.1.3.3. Fallas por flotación y licuación

El fallo de tuberías por flotación y licuación es un modo común de falla en tuberías enterradas, teniendo gran presencia en suelos granulares en donde la estructura se encuentre bajo el nivel freático. Esto puede ser solucionado con la instalación de anclajes, losas o muertos de concreto. (Alberto, 2016; Jacobson et. al, 2008; ALA, 2001)

Cuando el suelo se encuentra saturado, existe la posibilidad de licuación y la ocurrencia de flotación es mayor, especialmente cuando el suelo se enfrenta al movimiento producido por un evento sísmico. Este fenómeno se amplifica cuando la tubería se encuentra vacía, teniendo poca resistencia a la flotación.

En la Figura 2.2 mostrada a continuación es posible observar un esquema de las fallas presentadas con anterioridad. En ésta se presentan demarcadas en letra negrita las fallas que sufren, en mayor medida (Jacobson et. al, 2008; ALA, 2001), las tuberías de concreto y asbesto-cemento, y las cuales será consideradas en el modelo en posteriores secciones del trabajo.

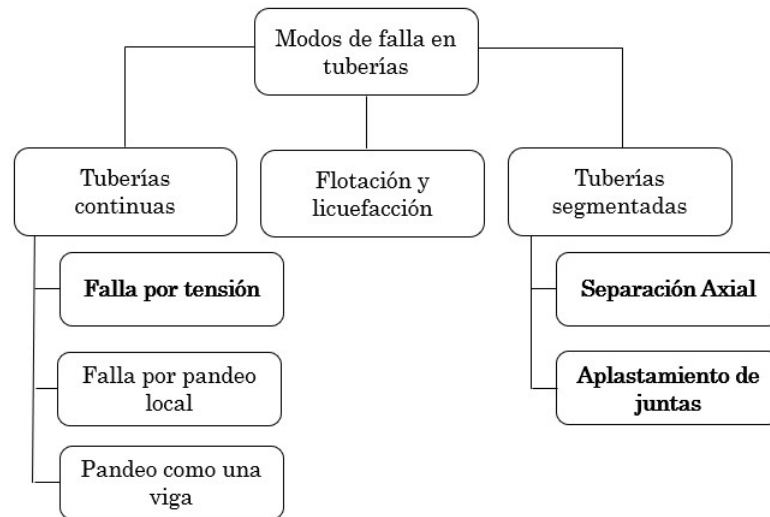


Figura 2.2: Modos de falla en tuberías

2.2. Análisis sísmico en sistemas de agua

Se reconocen cinco casos (cuatro casos separando los casos con o sin análisis de operatividad del sistema) de análisis de vulnerabilidad y problemas al ocurrir un evento sísmico (tres enfocados en este ámbito), los cuales consideran aspectos económicos, constructivos y de diseño. Estos se muestran y detallan en las secciones a continuación (Alberto, 2016; Jacobson et. al, 2008; ALA, 2001).

2.2.1. Estudios generales para vulnerabilidad de componentes

Según la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA, 1991), el estudio general de vulnerabilidad para sistemas de distribución básicos se establece mediante el estudio de tres factores, la amenaza sísmica, el conocimiento de los componentes de la red y las funciones de vulnerabilidad asociadas a cada uno de los sistemas.

Los estudios consideran los daños directos resultantes del movimiento de la tierra provocado por los sismos y los daños por licuación. Debido a la falta de modelos (y datos) el desprendimiento y movimiento del suelo posterior a un evento sísmico no es considerado dentro de los análisis y curvas realizadas para el estudio de los sistemas.

El método que utiliza la FEMA para el análisis de daño directo por componentes se detalla a continuación. Usando el modelo de Everden MMI (FEMA, 1991) se asigna una magnitud de la Escala Modificada de Mercalli y el modo de rotura observado por componente a una grilla de 25 kilómetros cuadrados. El resultado de los daños es estimado en cada componente, ya sea nodo o línea de distribución del sistema en el mallado, mediante la utilización de curvas de vulnerabilidad y fragilidad.

El documento realizado por la FEMA considera distintos componentes de la red de agua, y con esto distintas curvas obtenidas analizando factores como el tiempo transcurrido luego del evento y la magnitud en la escala modificada de Mercalli. Los componentes del sistema de distribución de agua considerados en el informe del FEMA son:

- Acueductos de transmisión
- Estaciones de bombeo
- Embalses de acumulación
- Plantas de tratamiento
- Embalses de agua tratada
- Sistemas de distribución de larga distancia
- Pozos

2.2.2. Estudio de escenarios sísmicos

La Agencia Federal de Manejo de Emergencias en el manual de HAZUS (programa para estudiar y estimar las pérdidas debido a distintas amenazas (FEMA, 1991), estima las pérdidas para que organismos gubernamentales y privados planeen formas de mitigar fallas en distintos sistemas de distribución y generación utilizados por la población cuando existan riesgos, preparándose para entregar respuestas en emergencias y estudiando el tiempo de recuperación de éstos. Este documento presenta la metodología de análisis para el caso de sismos, inundaciones y huracanes.

Para los sistemas de agua potable el documento considera las tuberías, plantas de tratamiento de agua, estaciones y centros de control, pozos, tanques de almacenamiento y estaciones de bombeo, incluyendo la ubicación geográfica, la clasificación de cada uno de estos componentes, el costo para reemplazar las instalaciones de los componentes y el costo de reparar tuberías del sistema.

El análisis de escenarios sin operatividad que propone HAZUS para el sistema de agua potable, necesita la siguiente información de entrada para instalaciones del sistema de agua:

- Localización geográfica de la instalación
- Parámetros sísmicos del suelo

La forma en la que HAZUS caracteriza el suelo de estudio y relaciona las pérdidas y fallos de los sistemas, se basa en la elección de una de tres caracterizaciones de riesgos sísmicos:

- El análisis determinista del peligro sísmico (análisis del movimiento de suelo)
- El análisis probabilístico del peligro sísmico
- Un análisis del suelo realizado por el usuario, ya sea determinista o probabilístico

Cada una de estas opciones varía dependiendo en la cantidad y el detalle de los estudios que se quieran realizar. Sin embargo, las tres opciones utilizan la caracterización (y posterior análisis de los efectos de ésta) para relacionar el nivel de daño con curvas de fragilidad del programa, basadas en la utilización del PGA, PGV y PGD. Los resultados de esta relación son la estimación de la probabilidad de daño para cada escenario estudiado, expresado en la tasa de daño de componentes.

2.2.2.1. Análisis de escenarios con operatividad del sistema

Este tipo de análisis mantiene el estudio de escenarios sísmicos pero adiciona al sistema la falla de los elementos que lo componen, integrando como estas fallas afectan a los elementos que siguen manteniendo su funcionamiento. Posee un mayor grado de detalle debido a la necesidad de incorporar fragmentos mas específicos del conjunto de sistemas, como lo son hidrantes, jaulas y válvulas (Alberto, 2016).

Para el caso del flujo de agua en tuberías y distribución de agua potable, HAZUS en su manual considera este estudio, observando el comportamiento de flujo que llega al usuario, introduciendo el concepto de capacidad para proporcionar el servicio.

Este tipo de análisis no sólo entrega como resultado el comportamiento de un sistema en particular cuando existe una catástrofe, si no que realiza un análisis en conjunto a los sistemas básicos y vitales necesarios cuando ocurra un evento. Esto se refleja, por ejemplo, en la funcionalidad que tendrá un hospital o recinto clínico cercano a un sector del sistema que posea una alta probabilidad de presentar fallas, disminuyendo el flujo o impidiendo en su totalidad el abastecimiento.

2.2.3. Estudios de planes de mitigación

Una vez conocidos los riesgos sísmicos y posibilidades de falla asociados a cada uno de los sistemas de distribución es posible identificar las instalaciones críticas y diseñar una serie de mejoras para que disminuya la vulnerabilidad sísmica del componente del sistema, teniendo en cuenta los beneficios que esto trae consigo.

El FEMA (1991) en su informe identifica como una línea de vida crítica el sistema de distribución de agua potable, ubicándolo en el tercer lugar luego de el sistema de distribución de energía y el sistema de caminos y carreteras. En su informe propone que para asegurar el funcionamiento del sistema de distribución de agua potable se puede seguir uno de tres acercamientos. Estos son:

- **Medidas de reducción de daño:** Adhiriendo mecanismos para mitigar el movimiento del sistema, densificando el suelo bajo el sistema (o instalando fundaciones) y reemplazando componentes por otros de mejores características, dependiendo del riesgo sísmico en el que se vea involucrado el sistema o pieza.
- **Proveer redundancias en el sistema:** Adherir nuevos conectores entre cada uno de los componentes del sistemas (tuberías y llaves) que aseguren la funcionalidad del sistema luego del sismo. Esto debido a la aleatoriedad de los eventos y que en general las uniones del sistema tienden a aumentar la probabilidad de fallas de éste.
- **Mejoras operacionales:** Diseñar un plan de emergencia para identificar y reparar el daño del sistema.

Los pasos para implementar un programa que reduzca el peligro sísmico de un sistema, sugerido en el documento del FEMA son:

1. **Familiarizarse con el problema:** Revisión de las descripciones sísmicas para cada uno de los sistemas y las posibles opciones para mejoras que existan para los componentes.
2. **Investigación:** Realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica y como afecta a la comunidad que el sistema presente fallas debido a un sismo.

3. **Priorizar los componentes mas vulnerables:** FEMA muestra como sugerencia, para sistemas de distribución de agua potable, que los componentes más vulnerables son las estaciones de bombeo, tanques y depósitos, plantas de tratamiento y líneas de transmisión de agua.
4. **Comparación costo-beneficio:** Determinar la mejor opción comparando costos y beneficios para cada caso. Se recomienda que si el periodo de retorno de un evento de grandes magnitudes es extenso, puede ser factible reemplazar el componente una vez este cumple su ciclo de vida útil.
5. **Implementación:** Llevar acabo las medidas seleccionadas.

La realización de este proceso de preparación y mitigación permite disminuir el riesgo asociado a la falla de distintos sistemas, ya sea como falla directa o que éste provoque fallas en sistemas que dependen de sus componentes. El resultado de este análisis es la comparación del comportamiento del sistema con y sin estas medidas, permitiendo obtener beneficios cuando sea posible y necesario realizar cambios.

2.2.4. Estudios de interconexión o interdependencia entre líneas de vida.

La interdependencia de sistemas (Rinaldi, 2004), se define como una relación bidireccional entre infraestructuras en que el estado de una es influenciado por el estado en que se encuentran los sistemas que la auxilian.

En el documento se definen cuatro tipos de interdependencia, las cuales se mencionan a continuación:

- **Interdependencia física:** Se considera interdependencia física cuando una infraestructura depende del estado material de otra. Este tipo de dependencia abarca las uniones y conexiones físicas entre los elementos de las estructuras o sistemas.
- **Cyber interdependencia:** Se considera cyber interdependencia cuando la información transportada dentro de uno de los sistemas o estructuras depende de lo transportado en las otras estructuras. Este ámbito se vio modernizado con la adhesión de sensores y controles dentro de las estructuras, siendo este un control pasivo dentro de la cadena de distribución.
- **Interdependencia geográfica:** Se considera interdependencia geográfica en el caso en que debido a la existencia de un evento ambiental crea un estado de cambio que altera los componentes en las estructuras. Esto implica la cercanía de los elementos en cada una de las estructuras.
- **Interdependencia lógica:** Se considera interdependencia lógica cuando los sistemas no se encuentran en ninguna de las tres categorías anteriores. Dentro de esta categoría se encuentran las regulaciones políticas, legales y regímenes reguladores.

Modelar estructuras interdependientes es un problema complejo, polifacético y multidisciplinario. Tener en cuenta las interdependencias entre sistemas al realizar un análisis, implica la consideración de factores como las escalas temporales y geográficas en las que las estructuras se desenvuelven, los efectos en cascada que se producirían al fallar una parte del sistema, y los elementos sociales y psicológicos que provoca el fallo de la estructura, entre otros.

Según Rinaldi (2004) la consideración de los factores puede ser el preludeo para la creación de una para el análisis de todas las infraestructuras asociadas a sistemas y a otras infraestructuras con características similares.

2.3. Vulnerabilidad

El concepto de vulnerabilidad de una estructura refleja el nivel de daño que esta puede sufrir y el modo en que falla debido a un evento o a su capacidad de resistencia frente a algún fenómeno con consecuencias y características conocidas que la afecte. Por otro lado, la definición utilizada por Sandi et al. (2007) para la vulnerabilidad es la “La propensión de alguna categoría de elementos en riesgo de sufrir efectos adversos causados por terremotos potenciales”. En específico la vulnerabilidad sísmica de una estructura se considera el daño o las consecuencias que puede causar un evento sísmico a ésta, pudiendo clasificarse entre más o menos vulnerables dependiendo del sismo.

La vulnerabilidad sísmica se debe entender como una propiedad intrínseca de la estructura, y es independiente de la peligrosidad o riesgo del sitio, por lo que es posible que una estructura sea vulnerable pero no estar en riesgo debido al lugar en donde esté emplazada. Los análisis sísmicos realizados para observar el comportamiento de los sistemas de distribución y sistemas estructurales, con especial énfasis en el sistema de distribución de agua, utilizan las funciones o curvas de vulnerabilidad de sus componentes y en su entorno como sistema para formular programas de mejoras, decidir si cambiar un componente en particular o realizar medidas necesarias para disminuir su probabilidad de falla (Porter, 2020).

2.3.1. Función o Curva de vulnerabilidad

Una función de vulnerabilidad es una relación matemática que expresa de forma continua el daño que puede sufrir un tipo específico de estructura cuando se somete a una sollicitación sísmica de determinado nivel. Las funciones de vulnerabilidad se deducen por medio de una regresión estadística de los datos de daño observados o generados artificialmente. Una de sus principales variantes son las funciones de vulnerabilidad que relacionan un índice de vulnerabilidad con un índice de daño, condicionado por un parámetro que describe el movimiento del terreno, este parámetro puede ser la aceleración máxima PGA, o una de las escalas de intensidad sísmica, tales como escala Medvedev–Sponheuer–Karnik (MSK) y la escala modificada de Mercalli (MMI) (Rosetto et al, 2003).

Porter (2020), la define como la representación de pérdida para una estructura de valor o una clase de estructura valiosa, en función de una excitación ambiental. Otras formas en que la literatura se refiere a las funciones de vulnerabilidad son: funciones de daños, funciones de pérdidas y curvas de vulnerabilidad

Dentro de la guía realizada por Porter (2002) se menciona que existen tres métodos generales para derivar estas curvas. Estos son empíricos, analíticos y el uso de la opinión de un experto en la materia de funciones de vulnerabilidad. Sin embargo, en la práctica es común que se utilicen dos o más métodos de aproximación (Porter et al, 2012). En las secciones siguientes se comenta cada uno de estos métodos.

2.3.2. Métodos de realización de curvas o funciones de vulnerabilidad

2.3.2.1. Método empírico

El primero es, en general, el mejor desde la mirada de manejo de riesgos, pues estos son derivados netamente del comportamiento real de la estructura o sistema en eventos sísmicos, teniendo así una alta credibilidad (Porter et al, 2012). Sin embargo este método posee desventajas como que la identificación en los costos de reparación no siempre es correcta debido a la falta de experiencia del ingeniero encargado en realizar esta tarea, puede ser difícil obtener la información de las pérdidas debido a que los agentes aseguradores no comparten la información de las pérdidas y, se tiende a sobre discutir la causa de los daños debido a la falta de información en los detalles de la estructura.

Porter et al. (2012) intentan armonizar la forma en la que se escalan distintos tipos de daño e intenta crear una escala que pueda ser utilizada mundialmente. Esta nueva escala considera la incorporación de la incertidumbre que posee el movimiento sísmico, la correlación espacial de los datos observados e incluye procedimientos para utilizar una combinación de base de datos.

Otra contribución que se intenta realizar, es definir una guía para manejar la incertidumbre que existe al momento de estimar el grado de movimiento cuando se observa cada una de las estructuras. Esto se realiza utilizando una distribución probabilística, dejando de lado puntos asociados al espacio de movimiento y pérdida. La probabilidad de una situación incierta en una estructura (como es el caso de la capacidad de un edificio para evitar el colapso en términos de la intensidad de movimiento del suelo) planteada por Noh et al (2011) y Noh et al (2012), se muestra a continuación:

$$P[X = x] \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I(x_i = x) \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{h} K\left(\frac{x - x_i}{h}\right) \quad (2.2)$$

En donde X es la situación incierta de interés, x es un valor en particular de X , i es el índice de muestras u observaciones, desde 1 hasta n , x_i es la capacidad estimada para un cierto suceso, como es el caso de el valor esperado de la intensidad del movimiento para que una estructura o sistema i colapse, h es un parámetro suavizante de la curva o ancho de banda del núcleo $K()$, una función que presenta un mayor valor cuando el resultado de los parámetros en la función se acerca a cero.

Por otro lado, Noh et al (2011) y Noh et al (2012), proponen que se debe considerar la totalidad de pérdidas y fatalidades luego de un evento sísmico, aplicando funciones de vulnerabilidad para estimar el número de personas afectadas en distintos niveles de la Escala Modificada de Mercalli. El ensayo del sistema numérico es realizado para minimizar el error del logaritmo natural asociado al cálculo debido a pequeñas vibraciones y para disminuir el error del valor absoluto en grandes vibraciones. Esto se muestra en las ecuaciones 2.3 y 2.4 a continuación:

$$E_j = \sum_i \Phi\left(\frac{\ln(s_i/\theta)}{\beta}\right) \cdot P(s_i) \quad (2.3)$$

$$e_k = \ln\left(\sqrt{\frac{1}{N} \sum_j (E_j - O_j)^2}\right) + \sqrt{\frac{1}{N} \sum_j [\ln(E_j - O_j)]^2} \quad (2.4)$$

En las ecuaciones anteriores j es el índice de sismos en la región de estudio, E_j es la cantidad de fallecidos debido al sismo j , s_i muestra el nivel de intensidad del movimiento del sismo numerado por j , θ y β son parámetros asociados a las curvas de vulnerabilidad, $P(s_i)$ es la estimación de la población afectada debido a la intensidad i , e_k es el error a ser minimizado, N es el número de sismos en el catalogo para la región y O_j es el numero de fatalidades ocurridas en el sismo j .

2.3.2.2. Método analítico

El método analítico emplea cuatro fases de análisis, las cuales se pueden observar en la Figura 2.3. En este método se definen, en primer lugar, las características del riesgo (localización, condiciones del sitio, diseño estructural, diseño arquitectónico y un inventario de los componentes mecánicos, eléctricos, cañerías del sistema, equipamiento y personal en la instalación).

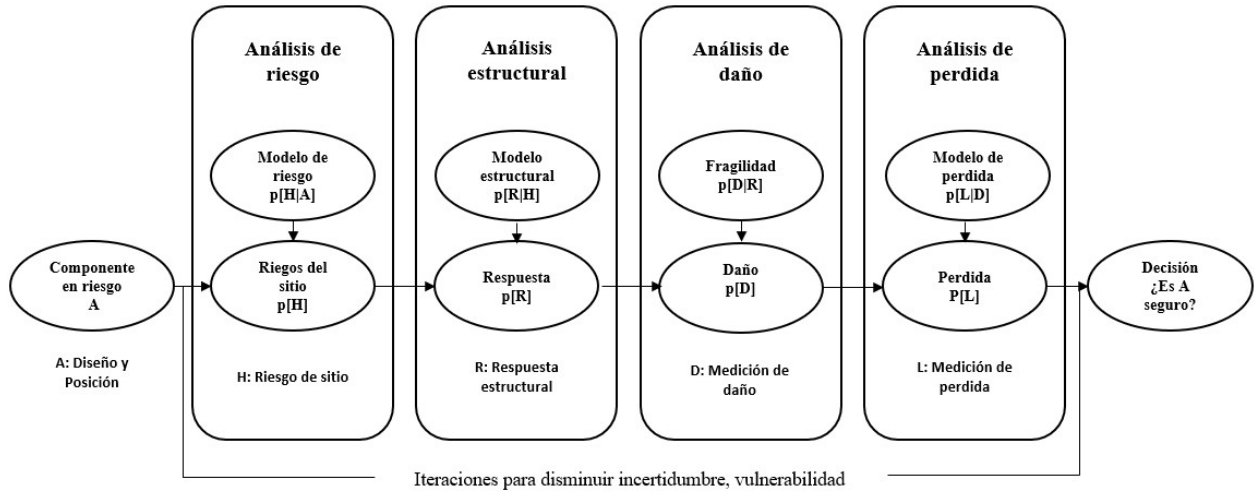


Figura 2.3: Método analítico para estimar la vulnerabilidad sísmica de un solo elemento. (Porter, 2020)

En algunos casos solo se escoge una selección de parámetros para representar la respuesta estructural, los componentes que se pueden dañar y las consecuencias económicas, funcionales y de seguridad del daño ocasionado por el sismo. Por otro lado, si el método intenta reflejar el comportamiento de una categoría de estructuras, se escogerán los parámetros que representen a una estructura típica de esta, existiendo la posibilidad que se escojan características inciertas, o que no se repitan en un conjunto de estructuras (Porter et al, 2012).

El siguiente paso es realizar el análisis de amenaza sísmica con el fin de estimar la fragilidad o frecuencia en que varios sismos con distintas características ocurren. Esto puede ser representado por un espectro de respuesta idealizado con un pequeño número de parámetros (como por ejemplo, un 5% de amortiguación elástica para las aceleraciones espectrales de respuesta en distintos períodos) o utilizando la historia sísmica del sitio alterando amplitudes totales en función de los niveles de intensidad estudiados,

Posteriormente se encuentra el análisis estructural en donde se estima la fuerza y deformación en los componentes estudiados, y las aceleraciones del sistema, estudiando distintos niveles de excitación o movimiento. La respuesta estructural es uno de los componentes utilizados para la creación de las curvas de fragilidad para estimar la probabilidad de daño de un componente debido al movimiento.

Una vez obtenidas las respuesta estructurales del sistema, se da paso al análisis de daño de los componentes de la estructura que puedan ser afectados debido al movimiento del sismo. Utilizando las distintas respuestas encontradas como el valor de entrada en curvas de fragilidad, se encuentra la probabilidad de que ciertos elementos sean dañados en los eventos sísmicos.

El análisis de pérdidas estudia el costo de reparar los daños, los impactos en la seguridad de las personas y el tiempo en que se repararan los daños, a través de el estudio de consecuencias asociadas a estos daños. Este proceso debe ser iterativo para disminuir la incertidumbre del análisis y propagar errores asociados a éstos, utilizando modelos para observar el comportamiento, usualmente la deformación de la estructura y las tensiones que se presentan dentro de ésta.

A diferencia del método empírico, el método analítico considera ideas o situaciones que el primero no. Este método puede determinar la vulnerabilidad de estructuras que no han experimentado un evento sísmico de grandes magnitudes, logrando generar distintos escenarios de interés con sismos de mayor envergadura. Con este tipo de análisis se pueden estimar los costos de reparación, los impactos a la seguridad de la vida y a los tiempos de recuperación, sin la necesidad de recurrir a los datos de aseguradoras o permisos para la construcción, los cuales pueden ser una fuente cuestionable o errónea (Porter, 2020).

Este tipo de análisis presenta dos inconvenientes, el primero de ellos es que el método utiliza una gran cantidad de tiempo, tomando, en algunos casos días para estimar el comportamiento de una estructura o una clase de estructura bajo un solo escenario. Y en segundo lugar, carece de la parte experimental asociada a la exposición de la estructura a un sismo, de la realización de pruebas sísmicas y, en general, de la credibilidad que presenta la generación de las curvas empíricas. Según Porter (2012) es posible realizar validaciones entre las curvas generadas por estos métodos, pero nunca será tan creíble como observar los datos medidos en una estructura

2.3.2.3. Opinión de expertos en funciones de vulnerabilidad

Cuando no existe la suficiente información empírica o el método analítico se vuelve costoso, es posible solicitar la opinión de expertos para llevar a cabo la función de vulnerabilidad requerida.

El método utilizado para obtener las opiniones y análisis de los expertos involucrados en este tipo de situaciones, es el Método Delfos. Este método fue creado por la corporación RAND y se utiliza para resolver problemas abiertos en donde no se presenta un grupo de trabajo como tal, si no que un coordinador centraliza la labor de los expertos recibiendo cada respuesta, agrupándolas y enviándoselas a los demás expertos para que sean analizadas.

El ATC-13 (ATC-13, 1985) emplea este método para crear funciones de vulnerabilidad sísmica para 78 clases de estructuras, en términos de costo, muertes y tiempo de reparación utilizando la Escala Modificada de Mercalli modificada como factor principal. En este documento el proceso para crear las curvas consiste en la reunión de 5 a 10 expertos, a los cuales se les presenta una estructura o tema en particular y se les pregunta por el grado de pérdida que poseerían éstas frente a varios niveles de excitación o movimiento.

La opinión experta es eficiente, capaz de producir nuevas curvas de vulnerabilidad a costo de pocas horas-hombre de trabajo, estimando el comportamiento de estructuras que no han experimentado grandes movimientos. Sus desventajas son la falta de credibilidad debido a que sólo puede ser verificado comparándose con otros métodos de análisis y a que la incertidumbre puede ser subestimada dependiendo de cada fenómeno, ya que los expertos tienden a exagerar la idea de su propia sabiduría (Porter, 2020).

2.3.3. ¿Como se expresa una curva de vulnerabilidad?

Cuando una función o curva de vulnerabilidad mide el costo de reparación de una estructura o sistema, generalmente es formalizado por el valor del Costo de un reemplazo nuevo (Replacement cost new, RCN). Este término se refiere a una estructura o sistema con un valor utilitario cercano a la estructura que se ésta analizando, generalmente hace alusión a los componentes reparables de la estructura o sistema.

En el texto de Porter, el costo de reparación se refiere específicamente al Factor de Daño. El valor del Factor de Daño obtenido es llamado normalmente Factor de Daño Promedio. Si este valor supera un cierto porcentaje (normalmente 0.6 o 60 %), para el caso de un componente del sistema, se establece que no es factible repararlo significando su pérdida total. En el caso de que el factor de daño supere el valor 1 (o 100 %) en el análisis, los costos de reparación serán mayores a los costos de reconstrucción o reemplazo del componente, estructura o sistema. Si la función desarrollada mide los impactos en la seguridad de la vida, generalmente cuantifica la cantidad reflejada como fracción, de ocupantes o usuarios que resultan afectados luego de un evento (ya sea de manera fatal o experimentando alguna lesión).

El tiempo de reparación o de inutilización de un sistema se mide en términos de días, semanas, meses o fracciones de años en que el sistema no es capaz de cumplir su objetivo. En algunos casos este tiempo se mide desde que ocurre el sismo hasta que el sistema se encuentra reparado en su totalidad, y en otros, a este tiempo se agrega el tiempo en que se diseñan las reparaciones, se financia el arreglo e incluso el tiempo en que demora en moverse el ente que repara los daños.

En parte de los casos, las curvas de vulnerabilidad se expresan con distribuciones probabilísticas, las que imponen un valor en específico para una excitación dada. En otros casos, las curvas se presentan en una escala log-normal o beta, en cuyos casos es necesario conocer todos los parámetros de las distribución.

2.3.4. Ejemplos de curvas de vulnerabilidad

En el documento *Derivación de funciones de vulnerabilidad para estructuras Europeas* (Rosetto et al, 2003) se realizan curvas empíricas de vulnerabilidad para edificios de concreto reforzado en función de la aceleración máxima del suelo PGA, espectros de aceleración, desplazamiento para el 5% de amortiguación y el espectro de desplazamiento inelástico para un amortiguamiento base. Estos se muestran en la Figura 2.4 a continuación.

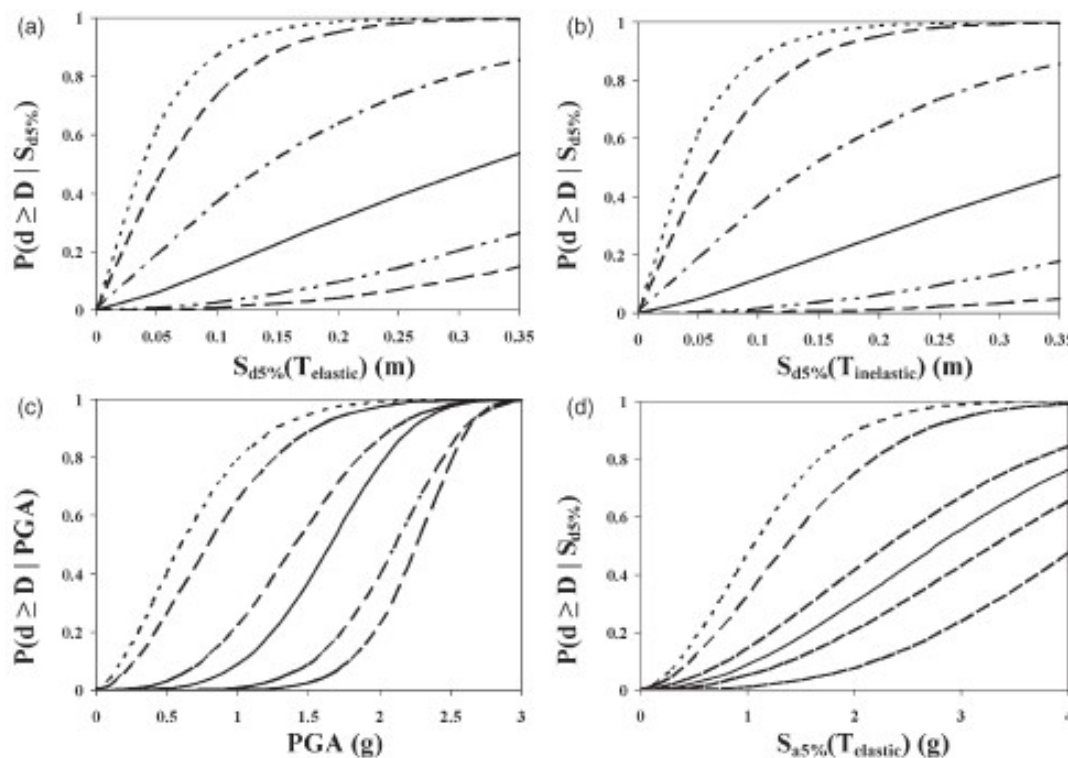


Figura 2.4: Curvas empíricas de vulnerabilidad según distintos parámetros sísmicos. (Rosetto et al, 2003)

En específico el FEMA en su documento sobre vulnerabilidad sísmica y como ésta impacta a las líneas de distribución principales, presenta curvas de daño (funciones o curvas de vulnerabilidad) para distintos componentes de la red de distribución de agua potable, considerando el porcentaje de daño del componente en base a la intensidad del sismo (Escala Modificada de Mercalli).

Para cada componente se menciona una descripción general del elemento, el daño típico que sufren los elementos debido a la actividad sísmica y las prácticas de diseño que se utilizan para que el elemento resista un evento. En el análisis se consideran las bases para la creación de las curvas, cómo pueden presentar daños los elementos, la condición actual del componente, las condiciones para mejorarlo y el tiempo en que tardaría ser reparado.

Como ejemplo, para los acueductos de transmisión del sistema de distribución de agua potable:

- **Descripción:** Varios tipos de acueductos pueden ser utilizados para el transporte de agua, dependiendo de la topografía, el nivel de agua, las prácticas constructivas, y consideraciones ambientales y económicas. Las tuberías son construidas en donde las condiciones topográficas prohíben la construcción de canales, pudiendo encontrarse enterradas, sobre el nivel de suelo o en un término medio, de materiales como el concreto, acero, hierro dúctil o asbesto-cemento. Éstas pueden operar bajo presión o actuar como canales cerrados a presión atmosférica.
- **Daño típico:** Las tuberías son susceptibles a fallas provenientes de la superficie y fallas en el suelo como lo son los asentamientos diferenciales, licuación o desprendimiento de tierra. Pequeñas grietas en el recubrimiento de una tubería pueden ocasionar que se erosione el suelo, favoreciendo a la falla de este o que la tubería quede fuera de servicio debido a las pérdidas que se generan en ella.
- **Prácticas de diseño:** En algunas ocasiones es posible realizar refuerzos de concreto o metal para las tuberías que lo necesitan; también es posible reforzar el recubrimiento de la tubería con materiales aislantes o niveles más altos de concreto.

Para el análisis de daño directo:

- **Bases:** En el caso de Estados Unidos y el manual del FEMA, las curvas de daño o vulnerabilidad se basan en el ATC-13, en donde la construcción estándar de tuberías es representada por los ejemplares en California.
- **Condiciones actuales:** Los siguientes factores, mostrados en la tabla 2.3 fueron utilizados para modificar el promedio de las curvas, de sistemas que pasan bajo posibles aluviones (FC-38) y canales (FC-61):

Tabla 2.3: Factores modificadores de las curvas de vulnerabilidad observadas. (FENA, 1991)

Mapa del área donde se realizaron las pruebas	FC-38	FC-61
California 7	0	0
California 3-6	0	0
Non-California 7	0	0
Puget Sound 5	0	0
Todas las otras áreas	-1	-1

- **Condiciones de mejora:** Para las áreas donde es factible económicamente realizar mejoras se asume que serán realizadas en busca de que el componente funcione con mayor intensidad que la actual.
- **Tiempo de recuperación:** Considerando una tubería tipo, el tiempo de recuperación no superará los 30 días luego de un sismo que dañe el componente.

Considerando lo mencionado con anterioridad, en el documento ATC-13 se definen distintos niveles de daño y situaciones en las que se pueden encontrar distintos elementos. En la Figura 2.5 se muestra la curva de daño creada para tuberías y acueductos en el sistema de distribución de agua de estados unidos por el FEMA, teniendo en cuenta la descripción, los daños típicos y las practicas de diseño.

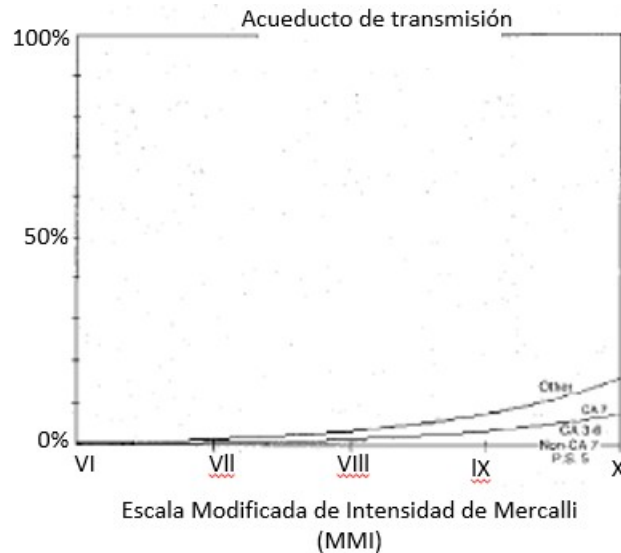


Figura 2.5: Porcentaje de daño por intensidad para acueductos de transmisión (FENA, 1991)

2.4. Fragilidad

La fragilidad asociada a una estructura, es la probabilidad de que ocurra una respuesta o consecuencia (como la falla o el desmoronamiento de la estructura) frente una excitación, evento o fenómeno producido con características conocidas por un agente externo a ésta. (Porter, 2020)

Al ser definida como una probabilidad de que ocurra una situación, es posible generar curvas o funciones de fragilidad que reflejan este valor frente a una variable de un evento. Mas precisamente la fragilidad sísmica se entiende como la probabilidad de que se exceda un estado de daño conociendo la medida de intensidad de los sismos.

2.4.1. Función de fragilidad

Porter (2020) define una curva, ecuación o función de fragilidad como la relación de una excitación medio ambiental y la probabilidad de exceder o alcanzar el límite de algún estado en la estructura (generalmente indeseable o no favorable), así como el colapso de ésta. Otra forma de entender una curva de fragilidad, es que ésta puede representar la función de distribución de la capacidad de una estructura a resistirse a llegar a un estado no deseado.

2.4.2. ¿Como se expresa una función de fragilidad?

La forma mas común de representar una función de fragilidad es una función acumulativa de distribución de forma log-normal (FENA, 1991). Esta se puede observar en las ecuaciones 2.5 y 2.6 a continuación.

$$F_d(x) = P[D \geq d|X = x] \quad d \in 1, 2, \dots, N_D \quad (2.5)$$

$$F_d(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta_d)}{\beta_d}\right) \quad (2.6)$$

En donde $P[A|B]$ es la probabilidad de que A sea verdadero si B lo es, D es un estado de daño incierto de la estructura. Puede tomar los valores entre 0 y n_D , donde $D = 0$ muestra que no existe daño, $D = 1$ es el primer estado de daño, $D = 2$ es el segundo y así sucesivamente, d es un valor particular de D , sin incerteza, n_D es el numero de posibles estados de la estructura, X es una excitación incierta, por ejemplo PGA en la base de la estructura a estudiar, x es un valor particular de X , sin incerteza, $F_d(X)$ una función de fragilidad para el estado de daño d evaluado en x , $\Phi(s)$ es la función de distribución normal acumulativa, comúnmente llamada Gaussiana, evaluada en s , θ_d capacidad media de la estructura para resistir el estado de daño d , medida en la misma unidad de X y β_d desviación estándar del logaritmo natural, de la capacidad de la estructura o componente para resistir el estado de daño d .

2.4.3. Realización de funciones de fragilidad

Al igual que en las funciones de vulnerabilidad se utilizan tres aproximaciones para desarrollar las curvas de fragilidad. Estas son:

1. **Empírica:** Una función empírica es aquella que es creada adecuando una función para aproximar datos observados desde un laboratorio o la realidad. Los datos observados pueden pertenecer a una de dos categorías, la primera es ser un par ordenado de la excitación ambiental y un indicador binario de falla (por ejemplo si sobre pasa un nivel o estado límite) y la segunda, grupos ordenados de niveles de excitación, número de estructuras expuestas a los niveles de excitación y el número de estructuras que fallan debido al evento.
2. **Analítica:** Una función analítica es aquella derivada por medio de la creación y análisis de modelos estructurales de interés.
3. **Opinión Experta:** Una función creada utilizando la opinión experta es aquella que se crea por medio de la experiencia de personas, las cuales entregan su sabiduría para definir una probabilidad de ocurrencia.

Dentro de las consideraciones que se deben tomar para realizar funciones de fragilidad se encuentra el cuidado que se debe tener frente a los datos alterados o mal dimensionados sobre el daño o asociados a un estado de daño. Esto es debido a que existen tipos de daño que pudieron haber sido causados por otros efectos y no por el movimiento como tal, llamando la atención de los recolectores de datos. Otro factor que se debe tener en cuenta, es cuando se realizan los análisis teniendo solo un tipo o nivel de excitación, esto debido a que la función que se intenta parametrizar debería contar con diferentes niveles o magnitudes de movimiento.

2.4.4. Ejemplos de funciones de fragilidad

Maruyama y Yamazaki (2010) presentan funciones de fragilidad en tuberías de distribución de agua, en base a los datos obtenidos de fallas ocurridas luego de los terremotos de Kobe en 1995, Niigata Chuetsu en 2004 y de Noto-hanto y niigata Chuetsu-oki en 2007. Los principales datos y parámetros utilizados son la cantidad de tuberías que presentó daño, en este caso tuberías de hierro (CIP), tuberías de hierro fundido dúctil (DIP) y tuberías de vinilo (VP), y el valor del PGV asociado a las distintas localidades de estudios.

Del análisis no lineal de los datos se obtienen las curvas presentes en la Figura 2.6, en donde el gráfico (a) representa las tuberías de hierro y vinilo, y (b) las tuberías de hierro fundido dúctil.

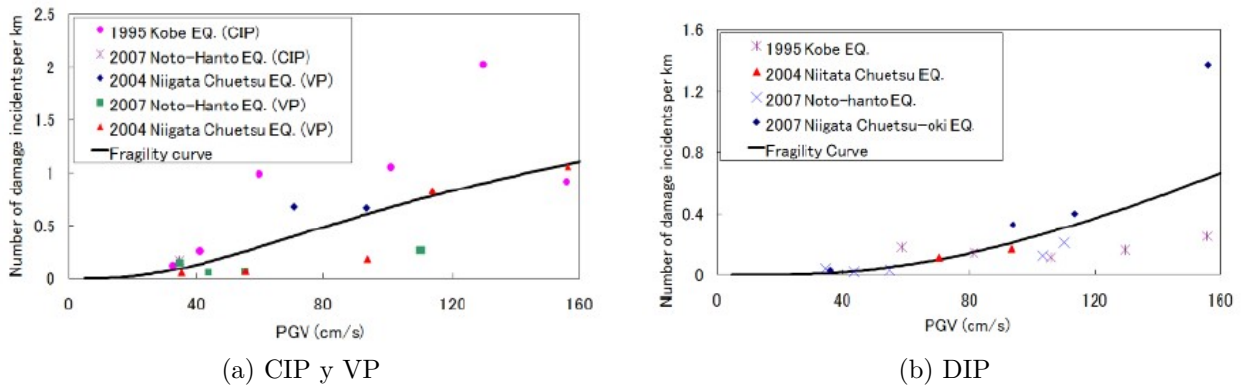


Figura 2.6: Curvas de fragilidad para tuberías de distribución de agua obtenidas utilizando regresión lineal en los datos (Maruyama y Yamazaki, 2010).

A modo de comparación, en el documento se realizan curvas de fragilidad utilizando ecuaciones de estimaciones de daño, parametrizadas utilizando otras fuentes. Estas curvas, comparadas con las mostradas anteriormente se presentan en la Figura 2.7 a continuación.

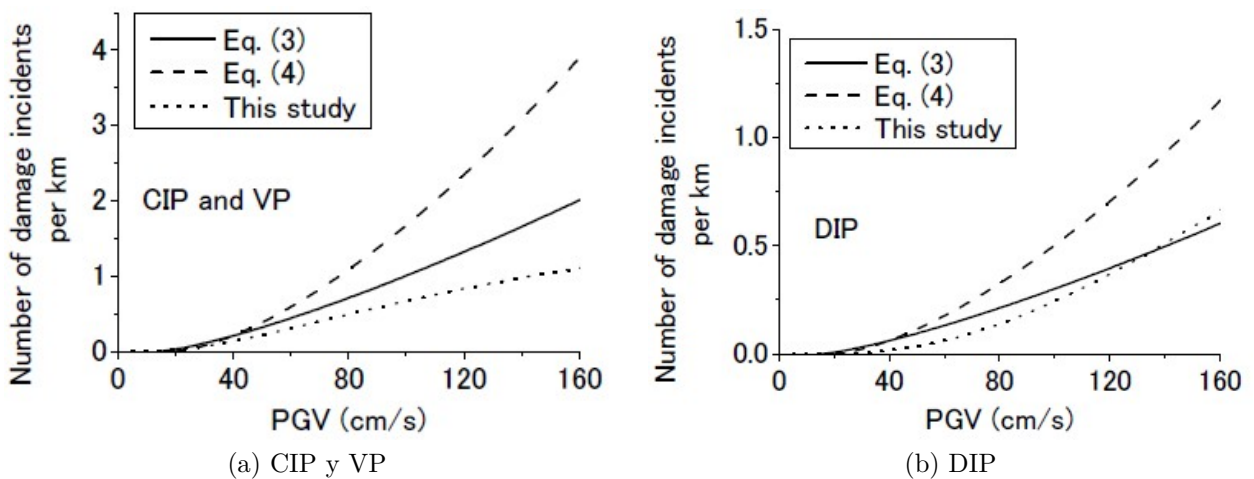


Figura 2.7: Comparación de curvas de fragilidad para tuberías de distribución de agua obtenidas utilizando regresión lineal y ecuaciones parametrizadas. (Maruyama y Yamazaki, 2010)

Existen distintas funciones de fragilidad basadas en los daños ocurridos debido al terremoto de Kobe en Japón (las cuales se presentan en la Figura 2.7 utilizando distintas ecuaciones) y éstas han presentado buenas estimaciones de daño luego de distintos escenarios sísmicos (Maruyama y Yamazaki, 2010).

Capítulo 3

Antecedentes / Datos

Los elementos utilizados para la realización del modelo son tuberías de asbesto cemento, distintos tipos de suelos y los eventos sísmicos de gran magnitud que ocurrieron en 2010, 2014 y 2015 en distintas localidades de Chile.

3.1. Tuberías de asbesto-cemento

3.1.1. Normativa Chilena

La normativa en Chile referida a la instalación de tubos de cemento-asbesto para la distribución y captación de agua, se reduce a las normas mencionadas a continuación.

- Nch 184.Of2001 Conductos prefabricados de hormigón para alcantarillado.
- Nch 185.Of2001 Conductos prefabricados de hormigón para alcantarillado - Métodos de ensayo.
- Nch 190.Of51 Tubos y accesorios de asbesto-cemento para líquidos o gases sin presión.
- Nch 191.Of80 Tubos de asbesto-cemento para conducción de fluidos a presión - Requisitos.
- NCh 192.Of82 Asbesto-Cemento - Tubos - Ensayos
- Nch 193.Of51 Tubos de asbesto-cemento para líquidos o gases a baja presión.
- Nch 404.Of84 Accesorios de fundición gris para tuberías de asbesto-cemento.
- Nch 725.Of74 Alcantarillados - Tubos de asbesto-cemento - Especificaciones.
- Nch 1105.Of99 Ingeniería sanitaria - Alcantarillado de aguas residuales - Diseño y cálculo de redes.
- Nch 1360.Of84 Tuberías de acero, fierro fundido y asbesto-cemento para conducción de agua potable - Pruebas en obra.
- Nch 1911.Of84 Asbesto - Cemento - Tubos - Guía de instalación.

Las normas mencionadas imponen el criterio mínimo que debe cumplir el diseño de las tuberías para ser parte del sistema de alcantarillado, y en específico para las tuberías de cemento-asbesto de la red de distribución y captación de agua. En las normas se definen características geométricas para el traslado de fluidos con o sin presión. Estas se mencionan a continuación.

- **Conducción de fluidos a baja presión, Nch190:** El diámetro interno de las tuberías de asbesto-cemento destinadas a la conducción de fluido a presión va desde los 50 [mm] a los 300 [mm], con espesores de pared que van desde los 6 a 8 [mm] y la longitud de una pieza de tubería puede ser igual a 1 [m], 1,5 [m], 2,0 [m] y 2,5 [m].
- **Conducción de fluidos a presión, Nch191:** El diámetro interno de las tuberías de asbesto-cemento destinadas a la conducción de fluido a presión va desde los 50 [mm] a los 1000 [mm], aumentando gradualmente con intervalos de 50 [mm], con espesores de pared que van desde los 10 a 65 [mm] dependiendo del diámetro y de el grado de la tubería (la tabla 9.1 en el Anexo muestra el detalle de la norma), y la longitud de una pieza de tubería debe ser igual a 3, 4, 5 o 6 [m].

Las tuberías deben cumplir con la normativa de cemento, expuesta en las normas NCh148 (Cemento - Terminología, clasificación y especificaciones generales) y NCh160 (Cemento - Agregado tipo A para uso en cemento - Especificaciones).

Según la norma NCh. 192 los tubos deben presentar como mínimo un esfuerzo de rotura igual a $100 [kg/cm^2]$, siendo este valor para esfuerzos de tracción pura, o tracción debido a esfuerzos de flexión.

Uno de los criterios fundamentales para el diseño de tuberías de asbesto-cemento se basa en los fenómenos internos de las tuberías como es el caso de los constantes cambios de presión. En este caso la norma NCh. 193 propone que la presión de prueba a la que se debe someter internamente una tubería es igual a 4 atmósferas (40 metros de altura de agua), mientras que operacionalmente la presión de trabajo no debe ser superior a 2,5 atmósferas (25 metros de altura de agua).

En la norma NCh. 1105 se establece que el distanciamiento entre dos tramos paralelos de tuberías no debe ser menor a 2 metros, mientras que, si el suelo lo permite y la roca base no se encuentra en la superficie, la profundidad mínima a la que deben estar enterradas las tuberías es de 1,6 metros desde la clave (parte superior) de éstas.

3.2. Descripción de suelos en Chile

En Chile existen distintos tipos de suelo, y por tanto distintos tipos de comportamiento de estos frente a sollicitaciones sísmicas. Para estudiar distintas respuestas para distintos modelos es necesario observar las características de los suelos que se presentan a lo largo de Chile, poniendo énfasis en grandes ciudades, debido a que en estos lugares se encuentran el tipo de tuberías que se quiere estudiar.

3.2.1. Suelo en el norte de Chile

La empresa ESSAN, encargada del servicio sanitario de distribución y manejo de aguas en la región de Antofagasta, con el fin de realizar un mejoramiento a su sistema de transporte de aguas hacia la planta de aguas servidas realizó un estudio de la mecánica de suelos en esta ciudad.

El informe entregado (SKORIN, 1997), describe los estratos de suelo encontrados como:

- Horizonte H1 (de 0.4 [m] a 1.0 [m] de espesor): Relleno artificial compuesto por arena, gravas, bolones y elementos orgánicos.
- Horizonte H2 (de 0.2 [m] de espesor): Costra salina formada por arenas gravosas muy cementadas por cristales de sales solubles en agua.
- Horizonte H3 (de 0.4 [m] a 1 [m] de espesor): Estrato de arenas gravosas de origen aluvional, formado por arenas finas a gruesas, gravas angulosas y limos no plásticos.
- Estrato de roca: Roca volcánica de tipo andesítica.

Las características de cada uno de los estratos entregados en el documento se muestran en las tablas 3.1 s 3.3 a continuación.

Tabla 3.1: Parámetros geotécnicos del relleno artificial en Antofagasta. (SKORIN, 1997)

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Peso unitario	γ	$[kN/m^3]$	15,7
Ángulo de Fricción	ϕ	$[^\circ]$	30

Tabla 3.2: Parámetros geotécnicos del estrato arenoso en Antofagasta. (SKORIN, 1997)

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Ángulo de Fricción	ϕ	$[^\circ]$	35
Densidad natural	γ	$[kPa/m^3]$	17,7
Coefficiente de balasto	K	$[kgf/cm^3]$	6
Tensión admisible estática	σ_c	$[kgf/cm^2]$	1,5
Tensión admisible dinámica	σ_d	$[kgf/cm^2]$	2

Tabla 3.3: Parámetros geotécnicos del estrato arenas gravosas en Antofagasta. (SKORIN, 1997)

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor
Ángulo de Fricción	ϕ	[°]	35
Densidad natural	γ	[kPa/m ³]	17,7
Coefficiente de balasto	K	[kgf/cm ³]	8
Tensión admisible estática	σ_c	[kgf/cm ²]	2
Tensión admisible dinámica	σ_d	[kgf/cm ²]	2,5

La Fundación Chilena de Geotécnicos (FUCHIGE) posee un documento en donde se presentan diversos ensayos de SPT a lo largo de Chile. Para el norte del territorio se realizaron ensayos en Copiapó, La Serena, San Pedro de la Paz y Coquimbo. Los resultados de los ensayos SPT y su interpretación a partir de distintas fuentes Look, 2007; Pérez; Martínez, 1990 y Kumar et al, 2016, se muestran en la sección 9.2 del Anexo.

3.2.2. Suelo en Santiago

El suelo en Santiago se reconoce, principalmente y en su mayoría, por tener origen fluvial y tener buenas características geotécnicas. En el centro de Santiago TECNOLAB Ltda. realizó el estudio de un sitio para la construcción del edificio Mapocho cerca del Río del mismo nombre (Ruz & Vukasovic, 2009). De acuerdo con la información recopilada en la exploración, el suelo encontrado se detalla a continuación:

- Horizonte H1 (desde el nivel de terreno hasta 1,05 [m] de profundidad): Relleno de arcilla con plasticidad media y humedad media. Con un contenido aproximadamente de 10 % a 15 % de arena.
- Horizonte H2 (desde una profundidad de 1,05 [m] a 1,6 [m]): Relleno compuesto por grava fluvial en matriz areno arcillosa. Con contenido cercano al 15 % de bolones de un tamaño máximo de 7 pulgadas (18 [cm]).
- Horizonte H3 (desde una profundidad de 1,6 [m] a 5,1 [m]): Grava de origen fluvial en matriz areno arcillosa. Contenido de bolones cercano al 15 %, contenido de finos de plasticidad media igual al 30 % y de arena cercano al 15 %.
- Horizonte H4 (desde una profundidad de 5,1 [m] a 11 [m]): Grava de origen fluvial en matriz arcillo arenosa. Contenido de bolones cercano al 15 % de tamaño máximo igual a 15 pulgadas (45 [cm]), contenido de finos de plasticidad media igual al 30 % y de arena cercano al 15 %.

La presencia de agua no fue observada dentro de la excavación. Posteriormente el laboratorio entrega parámetros para el diseño de los suelos encontrados en los horizontes 3 y 4. Estos se presentan en las tablas 3.4 y 3.5 a continuación:

Tabla 3.4: Parámetros geotécnicos del suelo cerca del río Mapocho.(Ruz & Vukasovic, 2009)

Concepto	Símbolo	Unidades	Grava arenosa (GP-GC)	Grava Arena Arcillosa (GC)
Peso Unitario Húmedo	γ_h	$[kN/m^3]$	21,6	24,5
Cohesión	C	$[kPa]$	14,7	24,5
Ángulo de fricción interna	ϕ	$[^\circ]$	45	45

Tabla 3.5: Características geotécnicas del suelo cerca del río Mapocho.(Ruz & Vukasovic, 2009)

Grava Arena Arcillosa	Capacidad de soporte $[gr/cm^2]$		Constante de balasto $[kg/cm^3]$	
	Estática	Sísmica	Estática	Sísmica
	12	16,8	25	75

Por otro lado, en el lado norte y sur-oriente de Santiago existe material fino de, generalmente, malas características. Layera (2018) hace mención a los parámetros y características de este tipo de suelo, los que se comentan a continuación. En esta tesis se utilizan los parámetros y propiedades obtenidas por el consorcio WorleyParsons - ARCADIS (2013).

El suelo fino ésta constituido principalmente por limos y arcillas, aunque existen lentes aislados y de poco espesor de arenas finas limosas, gravas y cenizas volcánicas. El suelo clasifica como CL, ML y CL-ML según la clasificación USGS. Las propiedades geotécnicas se presentan en la tabla 3.6 a continuación, en donde Z es la profundidad medida desde la superficie.

Tabla 3.6: Propiedades geotécnicas del suelo fino en Santiago. (Layera, 2018)

Parámetro	Simbología	Unidades	Profundidad	Valor
Peso unitario	γ	$[kN/m^3]$	Todo Z	18,5
Módulo de Elasticidad	E	$[kPa]$	Todo Z	$20000 + 2750*Z$
Coefficiente de Poisson	ν	$[-]$	Todo Z	0,3
Cohesión	c	$[kPa]$	$Z < 12$ [m]	30
			$Z \geq 12$ [m]	50
Ángulo de Fricción	ϕ	$[^\circ]$	todo Z	31

Los parámetros geotécnicos encontrados utilizando el modelo Mohr-Coulomb en el trabajo de Layera (2018) se muestran en la tabla 3.7 a continuación:

Tabla 3.7: Parámetros geotécnicos, modelo Mohr-Coulomb. (Layera, 2018)

Parámetro	Simbología	Unidades	Valor	
			0 [m] < Z ≤ 12 [m]	Z > 12 [m]
Módulo de Elasticidad	E	[kPa]	36500	72250
Coefficiente de Poisson	ν	[-]	0,3	0,3
Módulo Volumétrico	K	[kPa]	30417	60208
Módulo de Corte	G	[kPa]	14038	27788
Cohesión	c	[kPa]	30	50
Ángulo de Fricción	ϕ	[°]	31	31

3.2.3. Suelo en el litoral central de Chile

En la tesis “Análisis del comportamiento dinámico del suelo y los edificios para la estimación del daño sísmico potencial” (Aranda, 2015) se recopila información geotécnica sobre el suelo de Viña del Mar. En esta tesis se recopilan 122 informes geotécnicos, realizados por distintas empresas para construcciones en la ciudad. Los puntos en donde se realizaron los estudios se muestran en la Figura 3.1 a continuación.

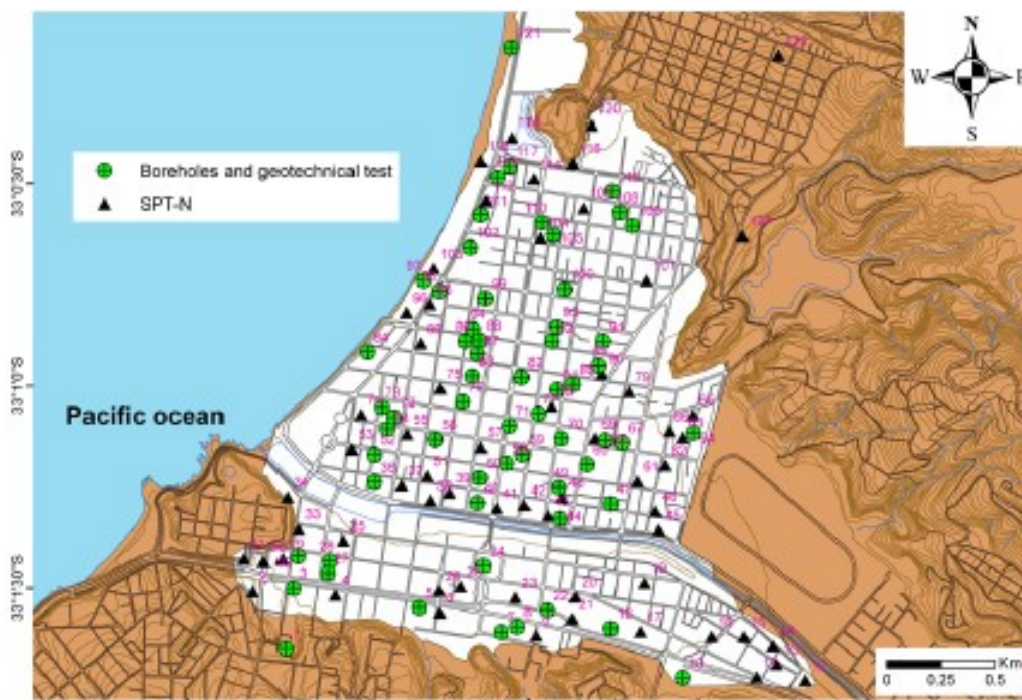


Figura 3.1: Sondeos e informes geotécnicos realizados en Viña del Mar. (Aranda, 2015)

En la recopilación de información mostrada en la tesis de Aranda (2015), se exponen diversas columnas estratigráficas que contemplan 10 [m] de profundidad en la descripción y caracterización del suelo. El análisis presenta cuatro tipos de suelo, los cuales se describen a continuación.

- **Arenas inorgánicas bien graduadas (SW):** Deposito aluvial constituido por arenas limpias de grano medio a grueso de color amarillos grisáceo. Localmente se denomina arena rubia gruesa.
- **Arenas inorgánicas mal graduadas (SP):** Constituido por arenas de grano medio a fino de color amarillo, amarillo oscuro o amarillo gris opaco con algo de grava fina de compacidad media a alta, aumentando con la profundidad.
- **Arenas limosas inorgánicas mal/bien graduadas (SP-SM/SW-SM):** Es el tipo de suelo que presenta mayor presencia en el suelo de Viña del Mar. Representado por una mezcla de arenas limpias de estero mal o bien graduadas de grano medio de compacidad media, con colores amarillos, amarillos oscuros y amarillo grisáceos con algo de limos dispuestos en bolsas o lentejones.
- **Arenas limosas inorgánicas (SM):** Constituido por una arena con abundancia de finos limosos con colores verdoso y amarillos grisáceo. Los límites de Atterberg y el ábaco de plasticidad clasifican los limos como de baja compresibilidad.

La distribución de estos suelos se presenta en la Figura 3.2 y las características de los suelos se presentan en las tablas 3.8 a 3.11, mostradas a continuación.

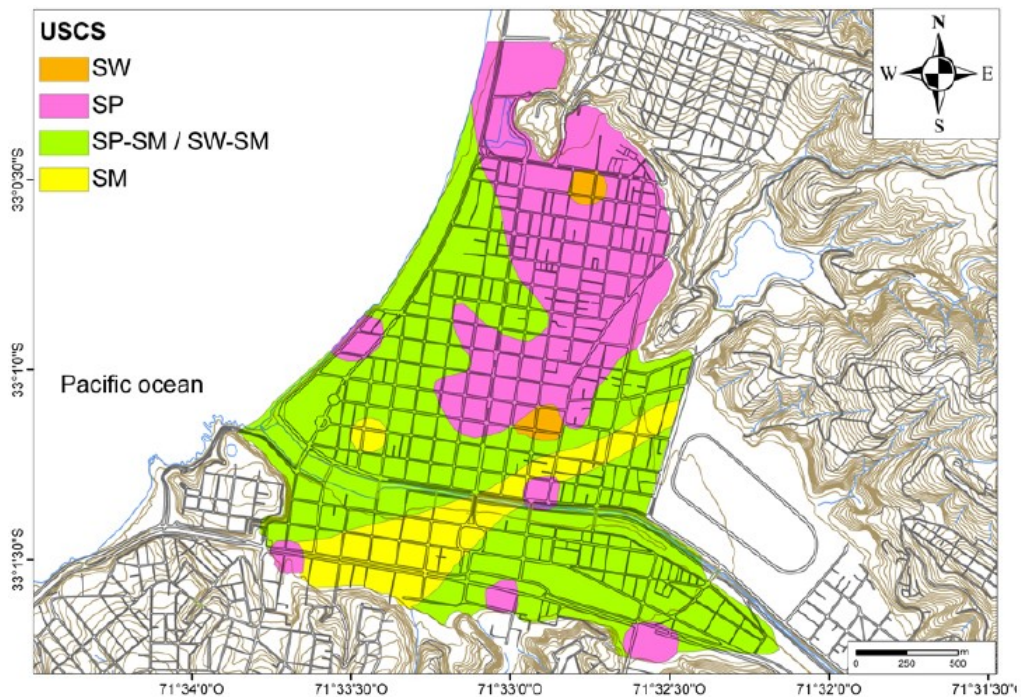


Figura 3.2: Distribución de los tipos de suelos más abundantes en los primeros 10 [m]. (Aranda, 2015)

Tabla 3.8: Características geotécnicas del suelo Arenas inorgánicas bien graduadas. (Aranda, 2015)

USCS	SW		
	Arenas inorgánicas bien graduadas		
	Valor Promedio	Valor Máximo	Valor Mínimo
Ángulo de fricción interna [°]	39,5	42	37
Cohesión [<i>kPa</i>]	0	0	0
Peso unitario [<i>kN/m³</i>]	20,5	-	-

Tabla 3.9: Características geotécnicas del suelo Arenas inorgánicas mal graduadas. (Aranda, 2015)

USCS	SP		
	Arenas inorgánicas bien graduadas		
	Valor Promedio	Valor Máximo	Valor Mínimo
Ángulo de fricción interna [°]	39,1	53,3	30
Cohesión [<i>kPa</i>]	24.5	49	0
Peso unitario [<i>kN/m³</i>]	22,26	-	-

Tabla 3.10: Características geotécnicas del suelo Arenas limosas inorgánicas mal/bien graduadas. (Aranda, 2015)

USCS	SP-SM/SW-SM		
	Arenas limosas inorgánicas mal/bien graduadas		
	Valor Promedio	Valor Máximo	Valor Mínimo
Ángulo de fricción interna [°]	41,3	49	37
Cohesión [<i>kPa</i>]	0	2	0
Peso unitario [<i>kN/m³</i>]	17,6	-	-

Tabla 3.11: Características geotécnicas del suelo Arenas limosas inorgánicas. (Aranda, 2015)

USCS	SM		
	Arenas limosas inorgánicas		
	Valor Promedio	Valor Máximo	Valor Mínimo
Ángulo de fricción interna [°]	39	43,2	36,8
Cohesión [<i>kPa</i>]	9.8	19.6	0
Peso unitario [<i>kN/m³</i>]	16,8	17,6	16

Sumado a esto Bustos (2017) muestra la aparición de distintos tipos de suelo en el territorio de Viña del Mar. Los tipos de suelo encontrados se muestran en la tabla 3.12 a continuación.

Tabla 3.12: Horizontes estratigráficos del área en estudio. (Bustos, 2017)

Nombre Horizonte	Descripción
Rellenos	Capa vegetal y relleno de arenas limosas
SM-SC, SC(CL)	Arena arcillosa y limo arcilloso
CL, CL(SC), CH	Arcilla plástica
ML	Limo arenoso
GC(CL), GW-GM	Gravas
SP, SP-SM, SM	Arenas y Arenas limosas mal graduadas
SW, SW-SM	Arenas y arenas limosas bien graduadas
SC, SC(CL)	Arena arcillosa
Roca	Roca

En su análisis se presenta el estudio de 32 SPT realizados, los cuales se muestran como se observa en la Figura 3.3. Estos están demarcados por el nombre de la calle en donde se realiza el ensayo.

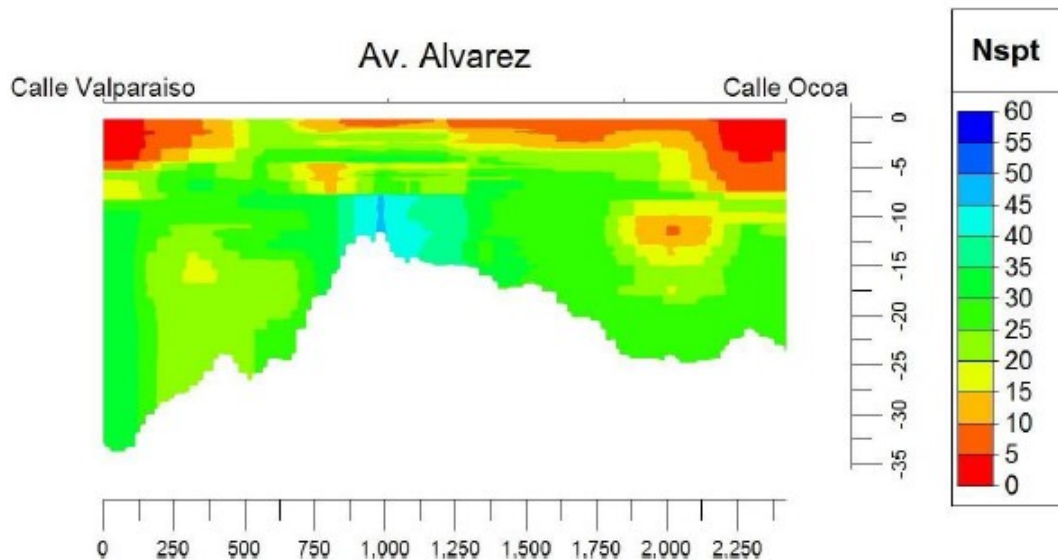


Figura 3.3: Distribución generada por I. Bustos en su estudio. Lugar Av. Alvarez entre Calle Valparaiso y Ocoa. (Bustos, 2017)

Por otro lado, en la tesis de C. Caceres “Desarrollo de mapas de PGD inducido por licuación en la región de Valparaiso” (2020) se presentan distintos estudios realizados, en particular sobre ensayos SPT. Estos se encuentran almacenados en su trabajo y muestra la existencia de distintos tipos de suelo en la región de Valparaiso junto a ensayos SPT realizados en la región.

3.2.4. Suelo en el sur de Chile

El suelo que se encuentra normalmente en el sur, es de tipo fluvial o volcánico, con predominancia de arenas y finos. En Concepción, con el objetivo de construir un edificio se realizó el estudio de mecánica de suelo cerca del centro de la ciudad (DICTUC, 2010). Esta tarea fue desarrollada por la división de ingeniería estructural y geotécnica del DICTUC. Tras la realización de un sondaje se describe la estratigrafía encontrada, la cual se comenta a continuación.

- Horizonte H1 (desde una profundidad de 1,0 [m] hasta 14,0 [m]): Arena con gravas aisladas en cota superior con tamaño máximo de 3/8". La napa freática se encuentra a una profundidad de 3,4 [m].
- Horizonte H2 (desde una profundidad de 13,0 [m] hasta 20,0 [m]): Arenas medias y arenas finas con presencia de finos limosos, humedad alta a saturada, estructura homogénea.
- Horizonte H3 (desde una profundidad de 20,0 [m] hasta 21,5 [m]): Arcilla limosa de plasticidad media.
- Horizonte H4 (desde una profundidad de 21,5 [m] hasta 24 [m]): Arena fina con escaso contenido de fino, humedad alta.

Barozzi et al (1966) detalla la estratigrafía del suelo de la ciudad de Valdivia luego del terremoto ocurrido en el año 1960. Éste muestra la aparición de 15 tipos de suelo, distribuidos de manera heterogénea en el suelo de la ciudad con alta presencia de arenas y finos.

En la figura mostrada en el documento se puede ver que la capa superior está compuesta por arena (de distintos tamaños y aparición de finos), mientras que en los cortes realizados A y B, se muestra que el terreno bajo el suelo arenoso es principalmente del tipo fino (limo arcilloso). Existen lentes de relleno artificial en el terreno.

Una pequeña descripción de los suelos encontrados se muestra a continuación.

- **Arenisca:** Arenisca volcánica muy fina a fina. Al microscopio se observa que esta roca tiene textura clástica y está constituida por clastos subangulares que yacen en un cemento vítreo. Los clastos consisten principalmente en fragmentos de rocas andesíticas a basálticas, plagioclasa, vidrio volcánico, piroxena y anfíbola ligeramente alterada, biotita alterada a clorita y cuarzo. El tamaño de los fragmentos varía entre 0,02 y 0,4 [mm]. Este depósito contiene numerosas inclusiones de material arcilloso que probablemente corresponden a pómez totalmente alterada. El origen de este depósito estaría relacionado con la actividad volcánica ocurrida en la parte superior de la cuenca hidrográfica del río Calle-Calle. Se observa en la parte central y occidental de la ciudad, constituyendo una capa aproximadamente horizontal.
- **Arena Limosa:** Arena media, limosa de color gris oliva claro a gris medio. Los granos son angulares a subredondeados, corresponden a fragmentos de rocas andesíticas o basálticas inalteradas, esquistos micáceos, granos de cuarzo, feldespato y escaso vidrio. Se reconoce en profundidad, lo que no permite establecer una forma concluyente su estratificación, pero se estima que es lenticular y que estos lentes tienen leves diferencias granulométricas. Se encuentra principalmente en los márgenes del curso del río Calle-Calle.
- **Limo inorgánico:** Se pueden distinguir tres zonas que corresponderían a los horizontes del suelo de cultivo. La parte superior presenta materia orgánica. La parte media es de color pardo y presenta aproximadamente 10 % de arena muy fina y 5 % de arcilla. La parte inferior contiene hasta un 40 % de arcilla, producto de la lixiviación de la parte media. Se considera que la unidad en general es producto de depositación eólica.
- **Arenisca y limo intercalado:** Consiste en una parte superior constituida por lentes de arenisca y algunos de limo, una parte media constituida por una delgada capa de suelo vegetal fósil de gran continuidad y una parte inferior formada por lentes de limos y algunos de arenisca.

En la región de Aysén (específicamente en Puerto Aysén - Coyhaique) se realizó una campaña geotécnica para validar la construcción de viviendas sociales en el lugar (Díaz, 2016). El suelo encontrado se describe a continuación en distintas capas.

- Horizonte H1 (desde el nivel de terreno hasta 1,9 [m]): Capa vegetal con espesor variable desde 0,5 [m] a 1,9 [m]
- Horizonte H2 (desde una profundidad de 1,9 [m] a 4,59 [m]): Material fino del tipo limo de baja compresibilidad, con presencia de material orgánico. Se observa arena fina al final del estrato siendo aproximadamente un 35 % del suelo en la interfaz con el estrato siguiente. La napa freática se detecta a partir de los 2,5 [m] de profundidad.
- Horizonte H3 (desde una profundidad de 4,59 [m] a 20,56 [m]): Material granular del tipo Arena Limosa, de graduación fina a semi-fina, con tamaños de partícula desde 2,0 [mm] a 0,8 [mm].

En el documento se entregan los parámetros geotécnicos que se obtuvieron luego de analizar las muestras. Estos se presentan en la tabla 3.13 a continuación.

Tabla 3.13: Parámetros Geotécnicos de la exploración en Aysén.
(Díaz, 2016)

Parámetro	Simbología	Unidades	H2	H3
Índice de plasticidad	I.P.	[-]	N.P.	N.P.
Humedad natural promedio	w	[%]	49,14	34,15
Densidad solidos	Gs	[-]	2,635	2,732
Densidad natural	γ_n	[kN/m^3]	12,84	15,5
Ángulo de fricción	ϕ	[°]	40	35
Cohesión	C	[kPa]	0	0
Módulo de Poisson	μ	[-]	0,25	0,3
Módulo de elasticidad	E	[t/m^2]	63	750

La Fundación Chilena de Geotécnicos en su documento (FUCHIGE) presenta ensayos SPT realizados en Los Ángeles, Valdivia, Concepción, Constitución, Talcahuano, Chillan y Arauco. Esto y su interpretación se muestran en la sección 9.3 del Anexo.

3.3. Sismos de mayor magnitud ocurridos en el territorio

Utilizando la base de datos de la USGS (Centro Estadounidense de Estudios Geológicos), es posible obtener distinta información referente a los sismos ocurridos en distintos años, los cuales son cubiertos en la base de datos.

A continuación se presenta la información preliminar de los sismos con una magnitud mayor o igual a 4,5 (utilizando este valor como parámetro de base, debido a que bajo esto existen inconsistencias en las distintas bases de datos consultadas) ocurridos en el territorio Chileno, así como otros parámetros asociados a los terremotos ocurridos en los años que se exponen.

3.3.1. Año 2010

Se poseen datos de la ocurrencia de cerca de 2000 sismos ocurridos en el territorio Chileno. La posición de estos, según la base de datos de la USGS, se muestran en la Figura 3.7 (a).

Una mirada más cercana al lugar del terremoto, se muestra en la Figura 3.7 (b). En ésta, se observa la ocurrencia de cerca 1370 sismos, ocurridos durante febrero y marzo cerca del epicentro del terremoto en el maule, cercano a concepción.

En la tabla 3.14 se muestran los sismos con una magnitud mayor a 6.5, considerados como los sismos con mayor magnitud ocurridos en el año de estudio en el territorio Chileno.

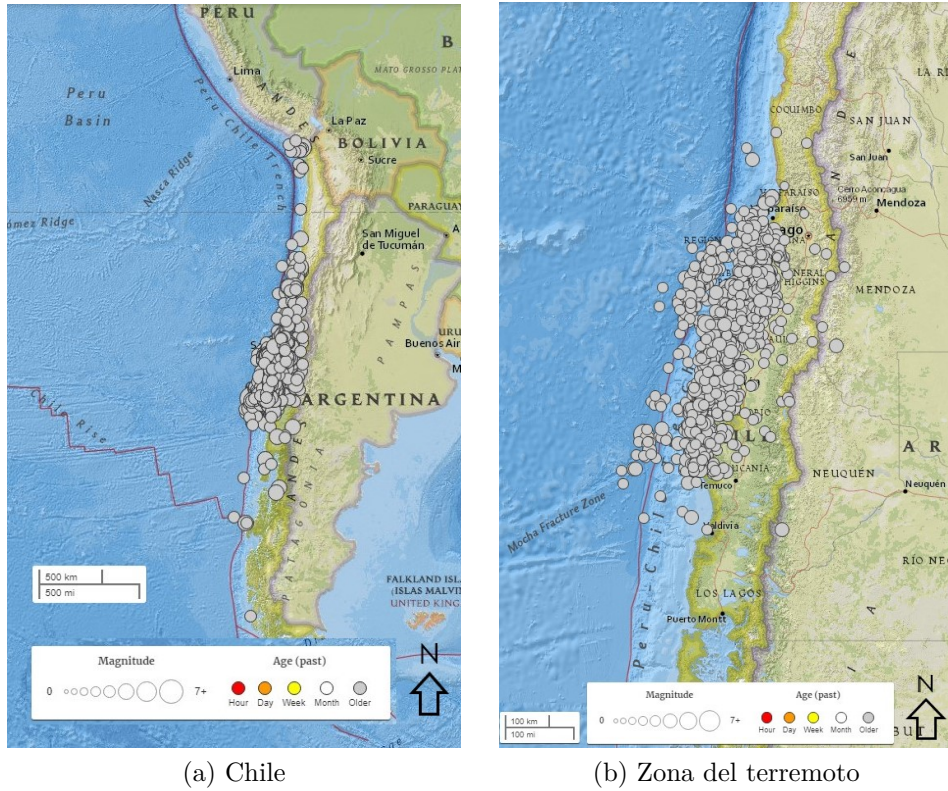


Figura 3.4: Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2010. (USGS)

Tabla 3.14: Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2010 (USGS)

Fecha	Profundidad [km]	Magnitud	Lugar
27-02-2010	22,9	8,8	Dentro de la Costa en la Región del Bio-Bio
27-02-2010	35	7,4	Fuera de la Costa en la Región Bio-Bio
11-03-2010	18	7	Región del Libertador General Bernardo O'Higgins
11-03-2010	11	6,9	Región del Libertador General Bernardo O'Higgins
16-03-2010	18	6,7	Dentro de la Costa en la Región del Bio-Bio
14-07-2010	22	6,6	Región del Bio-Bio
05-03-2010	18	6,6	Dentro de la Costa en la Región del Bio-Bio

En las Figuras 3.5 y 3.6 se muestran los parámetros de PGA y PGV asociados al terremoto del maule del 2010. Estos parámetros serán una de las bases para la construcción de las curvas de vulnerabilidad y fragilidad que se busca desarrollar con este trabajo.

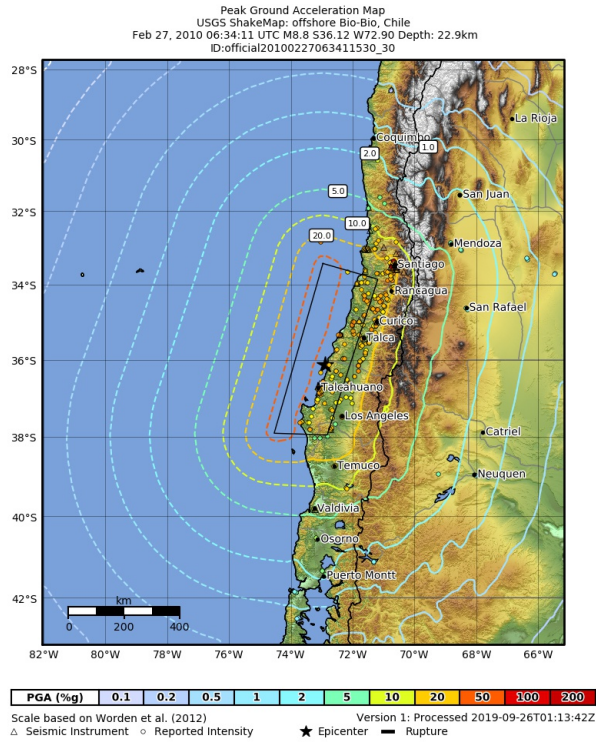


Figura 3.5: Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2010. (USGS)

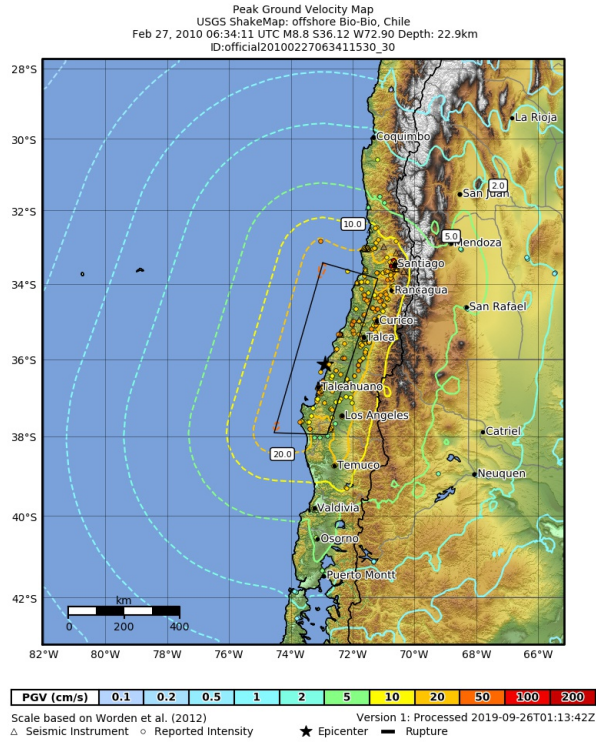


Figura 3.6: Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2010. (USGS)

3.3.2. Año 2014

Se poseen datos de la ocurrencia de cerca de 2000 sismos ocurridos en el territorio Chileno. La posición de estos, según la base de datos de la USGS, se muestran en la Figura 3.7 (a).

Una mirada mas cercana al lugar del terremoto, se muestra en la Figura 3.7 (b). En esta, se observa la ocurrencia de cerca 1370 sismos, ocurridos durante febrero y marzo cerca del epicentro del terremoto en el maule, cercano a Concepción.

En la tabla 3.14 se muestran los sismos con una magnitud mayor a 6.5, considerados como los sismos con mayor magnitud ocurridos en el año de estudio en el territorio Chileno ocurridos en el año de estudio en el territorio Chileno.

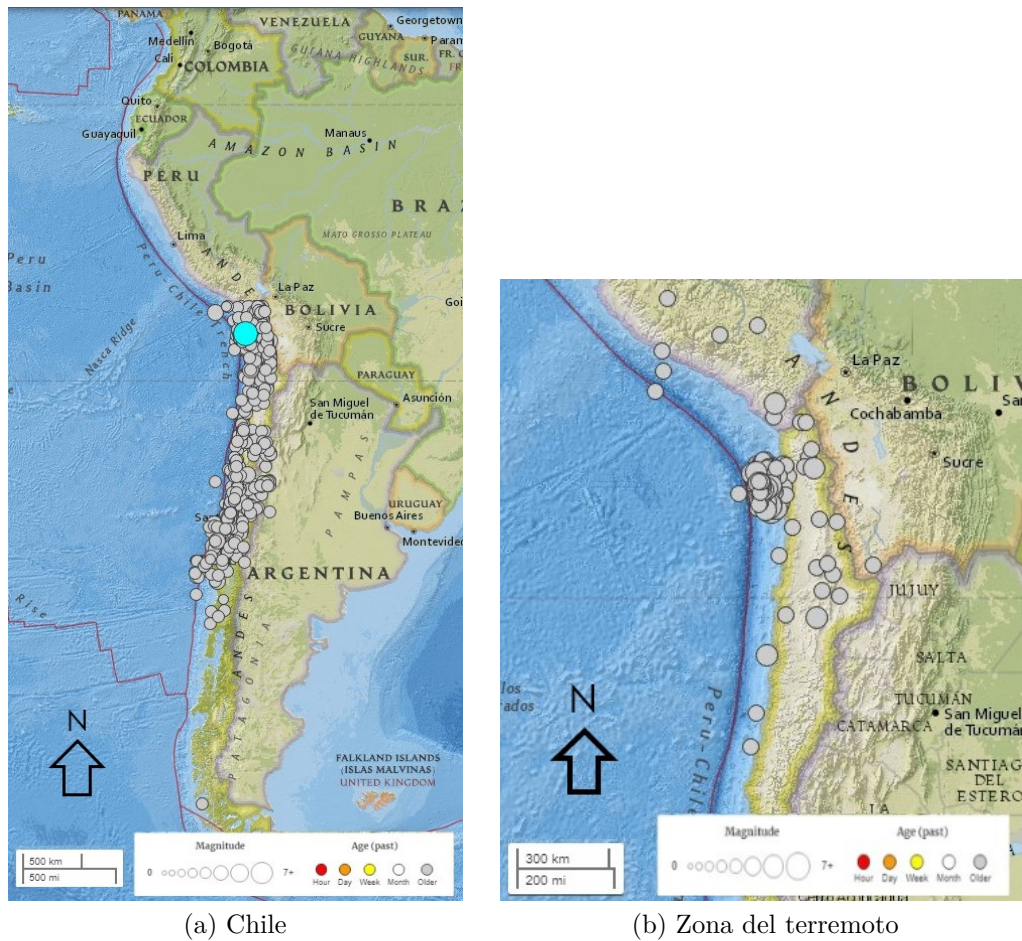


Figura 3.7: Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2014. (USGS)

Tabla 3.15: Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2014 (USGS)

Fecha	Profundidad [km]	Magnitud	Lugar
01-04-2014	25	8,2	94km nor-oeste de Iquique
03-04-2014	22,4	7,7	53km sur-oeste de Iquique
01-04-2014	28,42	6,9	91km nor-oeste de Iquique
16-03-2014	20	6,7	64km nor-oeste of Iquique
03-04-2014	24,07	6,5	46km sur-oeste de Iquique

En las Figuras 3.8 y 3.9 se muestran los parámetros de PGA y PGV asociados al terremoto de Iquique en 2014.

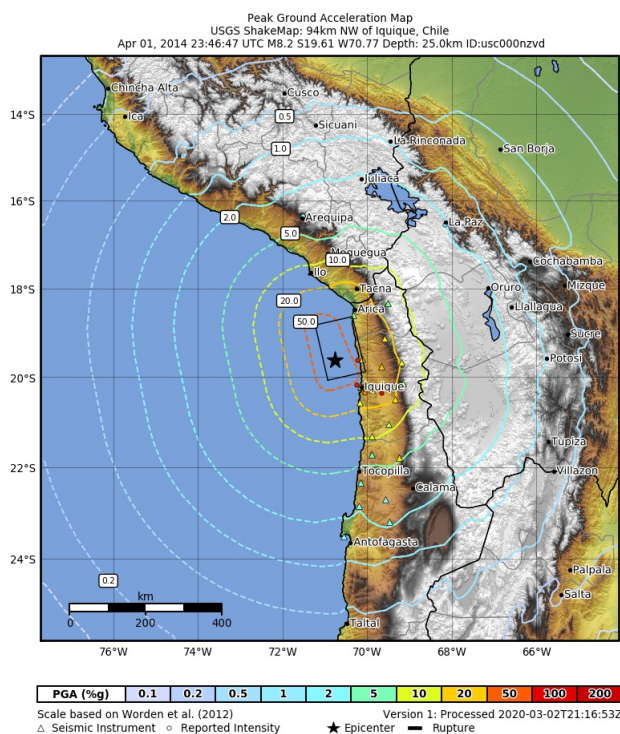


Figura 3.8: Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)

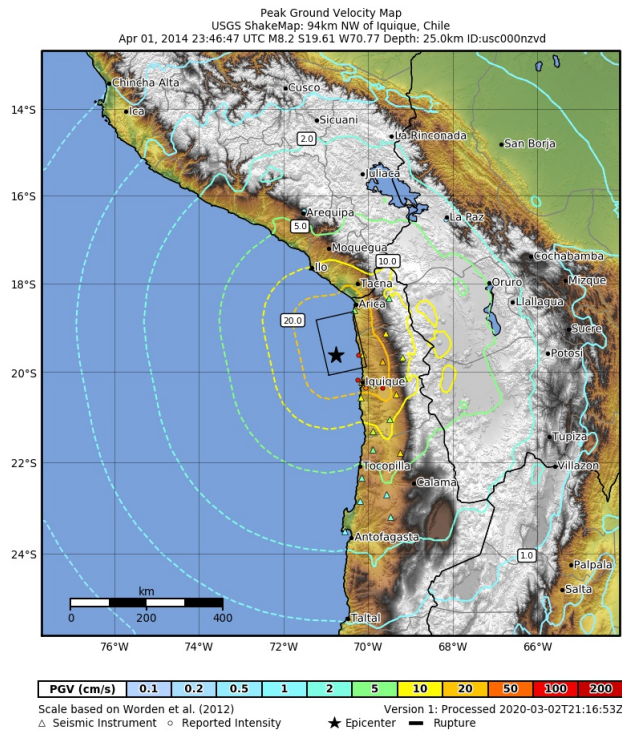


Figura 3.9: Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2014. (USGS)

3.3.3. Año 2015

Se poseen datos de la ocurrencia de cerca de 1400 sismos ocurridos en el territorio Chileno. La posición de estos, según la base de datos de la USGS, se muestran en la Figura 3.10 (a).

Una mirada mas cercana al lugar del terremoto, se muestra en la Figura 3.10 (b). En esta, se observa la ocurrencia de cerca 320 sismos, ocurridos durante agosto y octubre cerca del epicentro del terremoto en Illapel, localidad perteneciente a la región de Coquimbo.

En la tabla 3.16 se muestran los sismos con una magnitud mayor a 6.5, considerados como los sismos con mayor magnitud ocurridos en el año de estudio en el territorio Chileno ocurridos en el año de estudio en el territorio Chileno.

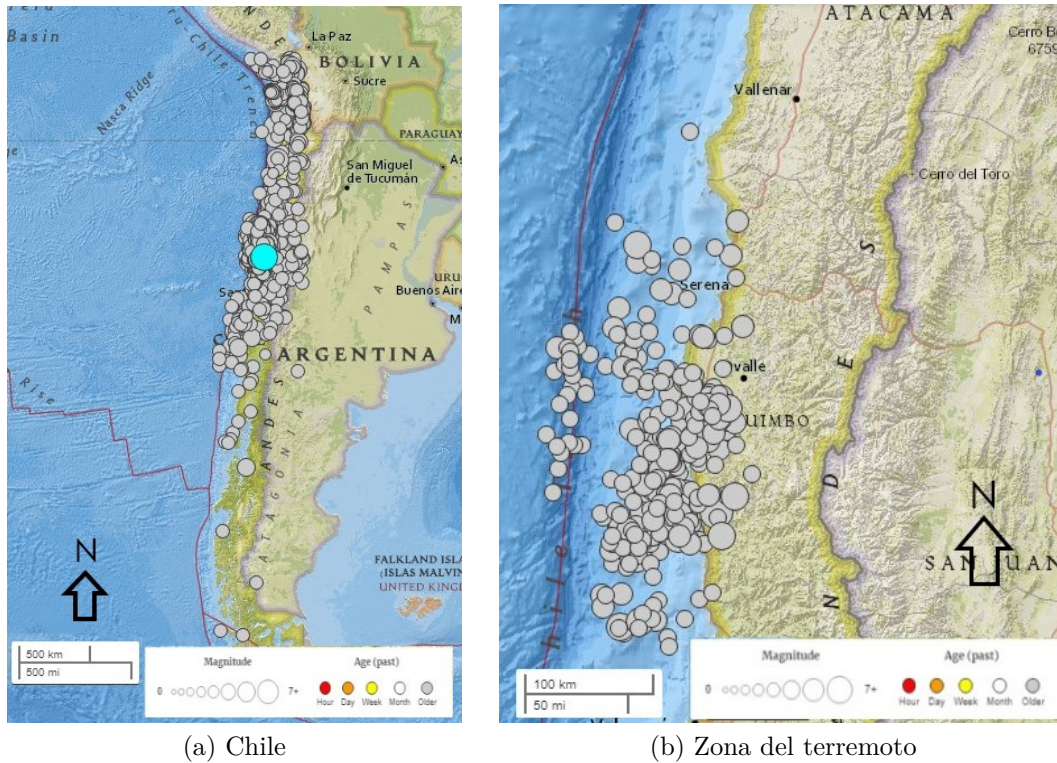


Figura 3.10: Sismos ocurridos en el territorio Chileno en 2015. (USGS)

Tabla 3.16: Sismos de magnitud mayor a 6,5 en el territorio Chileno, 2015 (USGS)

Fecha	Profundidad [km]	Magnitud	Lugar
16-09-2015	22,44	8,3	48km al oeste de Illapel
16-09-2015	28,41	7	25km al nor-oeste de Illapel Chile
11-11-2015	10	6,9	84km al nor-oeste de Coquimbo
11-11-2015	12	6,9	81km al nor-oeste de Coquimbo
07-11-2015	46	6,8	39km sur-oeste de Ovalle
17-09-2015	23	6,7	61km nor-oeste de Illapel
21-09-2015	35	6,6	22km al sur-oeste de Illapel
17-09-2015	27	6,5	54km nor-oeste de Illapel

En las Figuras 3.11 y 3.12 se muestran los parámetros de PGA y PGV asociados al terremoto de Illapel en 2015.

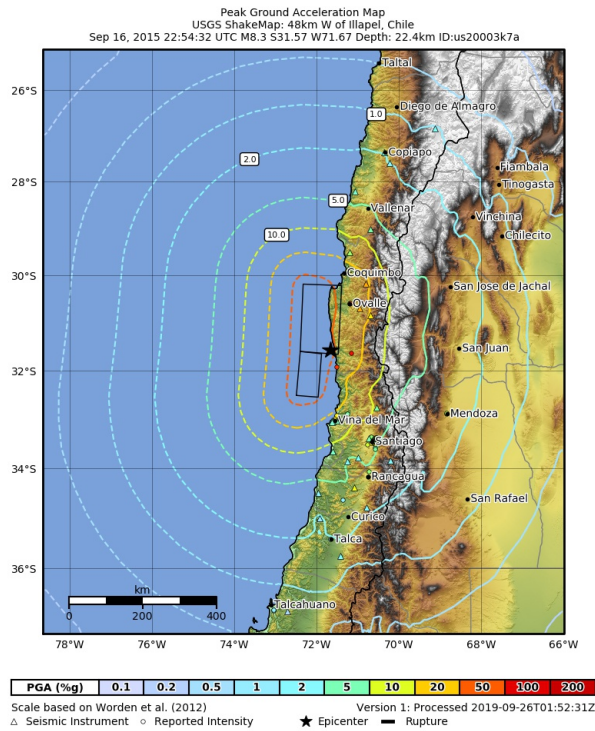


Figura 3.11: Diagrama con valores de PGA en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)

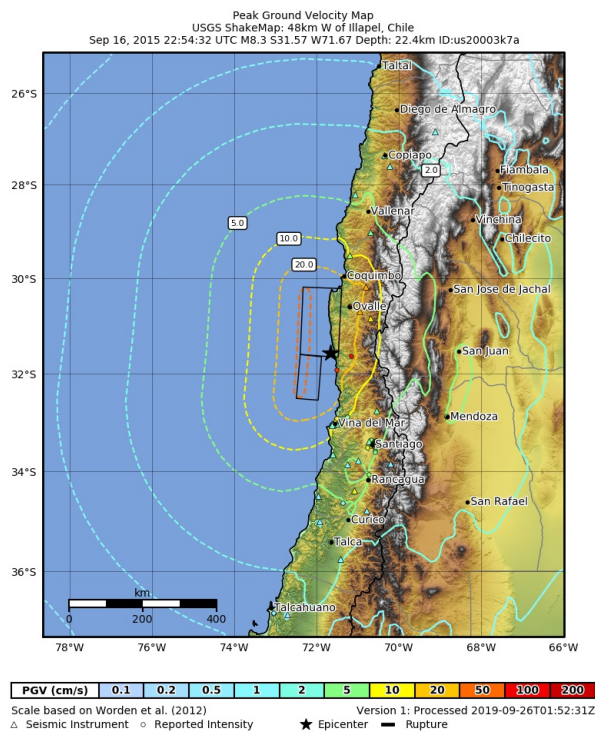


Figura 3.12: Diagrama con valores de PGV en terreno afectado por el terremoto en 2015. (USGS)

Capítulo 4

Metodología para análisis del sistema de distribución de agua - Tuberías de asbesto-cemento

Para la realización de las curvas de vulnerabilidad y fragilidad en tuberías de asbesto-cemento en los sistemas de distribución de agua es necesario definir el modo en que se manejará la información, debido a que ésta presenta distintos tipos y grados de incertidumbre. La incertidumbre en las variables del suelo puede afectar la respuesta de las tuberías enterradas debido a la diversidad geotécnica inherente a la variabilidad e insuficiencia de datos (Yoon et al, 2019).

4.1. Amenaza sísmica

Durante un evento sísmico es común experimentar varias amenazas sísmicas como los son movimientos continuos del suelo, ondas sísmicas PGV, aceleración del suelo PGA y deformación permanente del suelo (PGD). Para obtener las muestras de actividad sísmica, requeridas para generar las curvas de fragilidad, Jacobson et al. (2008), proponen un método de cálculo para un solo sitio.

Un modelo de actividad sísmica puede generar eventos aleatorios para un periodo de tiempo t , que usualmente se asemeja a la vida útil de los elementos a analizar y a la actividad sísmica del sitio. El periodo t es caracterizado por un número de eventos N , que posee una distribución temporal, valores de magnitud de momento Mw y una distancia de la fuente al sitio R , para cada evento sísmico, comprendiendo que se poseen las propiedades mecánicas y físicas del suelo.

Para generar muestras de aceleraciones máximas de terreno (PGA), un modelo de densidad espectral debe ser utilizado, el cual contemple las características del sitio y debe contemplar el área de efecto acorde al sistema de agua que se quiere analizar. Esto último debido a que, si bien los componentes del sistema pueden experimentar distintos niveles de aceleración no son completamente independientes pues todos son causadas por el mismo sismo.

La metodología de Jacobson (2008) se presenta en la Figura 4.1. Ésta considera el cálculo del PGD como punto de partida, pero es posible utilizar el modelo para el cálculo de PGA y PGV de igual manera.

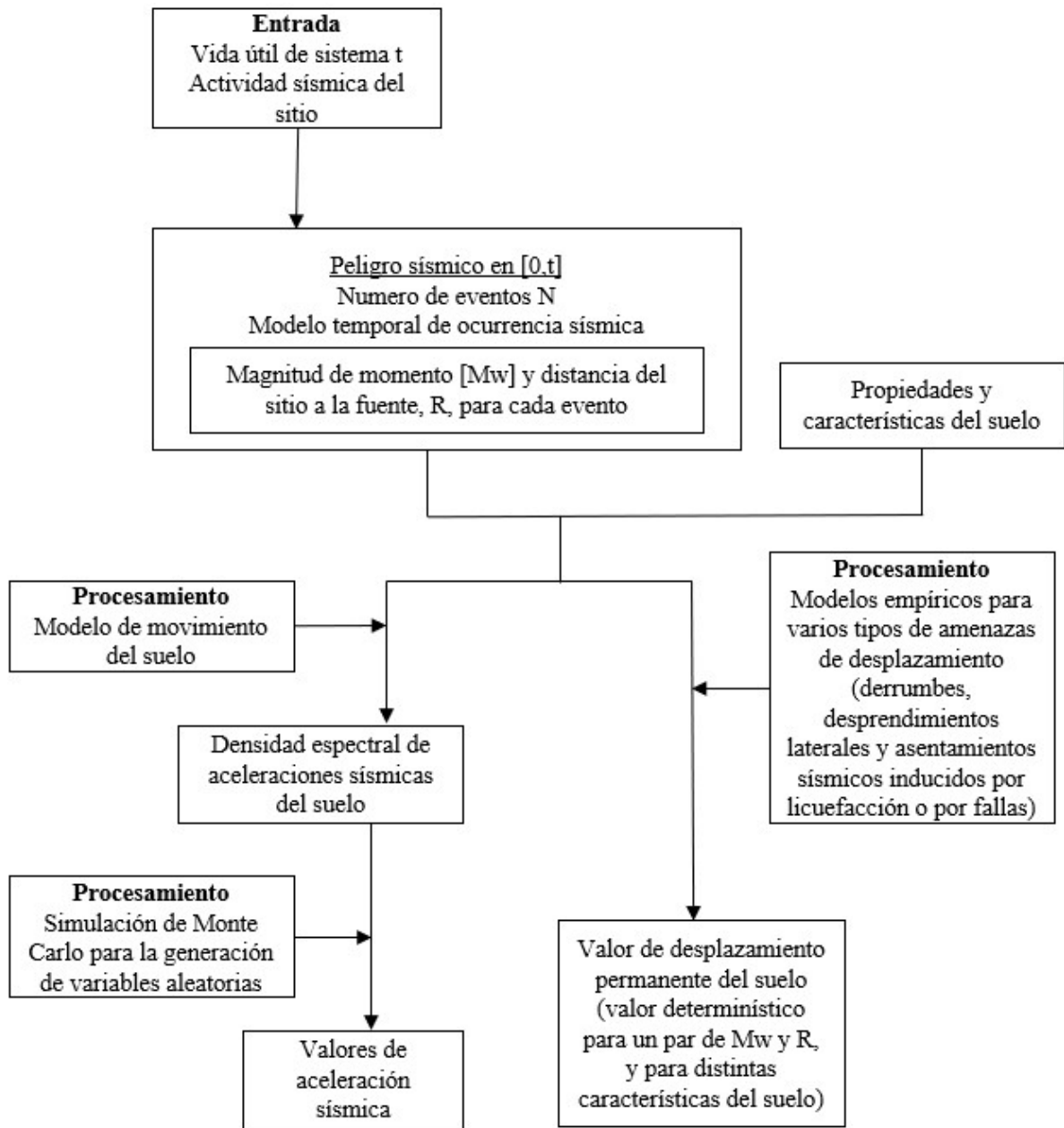


Figura 4.1: Diagrama de flujo del modelo de peligro sísmico para un sitio (Jacobson et al, 2008).

Como punto de partida se define el período de vida útil del elemento que se requiere analizar y se define una matriz de actividad sísmica, obteniendo eventos desde la historia sísmica del sitio o produciendo éstos con una distribución acorde a lo esperado. Teniendo una distribución de sismos, se considera un número N de eventos para la zona de análisis, en que cada evento posee un par de magnitud Mw y una distancia de R de un punto del sitio a la fuente. Se utilizan procesos Gaussianos para obtener una densidad espectral de aceleración del sitio y utilizarla para obtener los valores de aceleración del sitio.

4.2. Curvas de fragilidad

Jacobson (2008), menciona que una forma de generar curvas de fragilidad es utilizar superficies de fragilidad, las que toman en cuenta la magnitud del sismo, Mw , y la distancia del sitio a la fuente, R . La metodología para la generación de estas superficies se puede observar en la Figura 4.2. En esta figura se considera la probabilidad de falla como el cálculo de la cantidad de veces que la tubería presenta deformaciones mayores a un umbral (en este caso, estado de daño) y del total de muestras, como se observa en la ecuación 4.1 a continuación.

$$P_f(M_w, R_j) = \frac{\text{número de } \epsilon_p > \epsilon_{limite}}{\text{número de muestras}} \quad (4.1)$$

Por otro lado, el método para la creación de curvas de fragilidad propuesto por Yoon (Yoon et al. 2019) toma en cuenta un modelo numérico y sismos que ocurrieron en distintos sitios, permitiendo generar una amplia base de datos.

Como se muestra en la Figura 4.2 y es mencionado por Yoon en su trabajo, ambos modelos consideran los parámetros sísmicos, las propiedades del suelo y la tubería, y el estado de deformación límite de la tubería. Los parámetros sísmicos considerados son la magnitud de momento Mw , y distancias desde la fuente al sitio R . Estos valores pueden ser modificados tomando en cuenta el tipo de suelo que se este analizando, cambiando así la respuesta del modelo, y por tanto las curvas generadas en ambos métodos.

El esfuerzo máximo que se genera en la tubería puede ser calculado utilizando diversos métodos, al igual que la deformación en ese punto. El análisis debe ser realizado utilizando diversas magnitudes de momento y distancias del sitio a la fuente del evento, contemplando una cantidad N de pares (Mw_i, R_j) en cada situación.

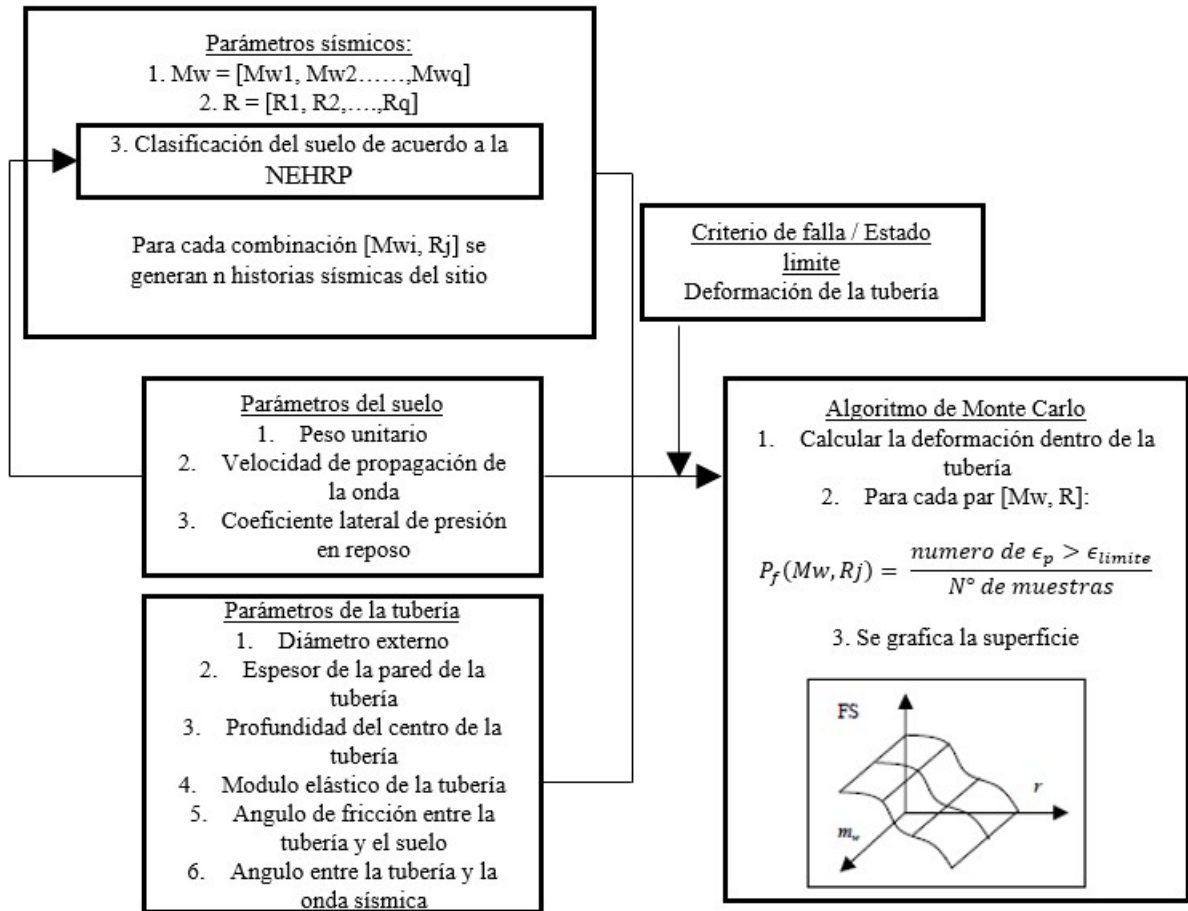


Figura 4.2: Análisis de fragilidad para tuberías afectadas por la propagación de una onda sísmica. (Jacobson, 2008)

4.2.1. Modelo no lineal de Winkler

Para la generación de las curvas de fragilidad es común utilizar el modelo no lineal de Winkler propuesto por Audibert et al (1984). El modelo propone que las tuberías sean representadas por elementos con forma de vigas, en 2D para análisis de deformación y en 3D para análisis generales (ALA, 2001) y, en caso de que la tubería se encuentre enterrada, la interacción suelo-estructura sea representada por resortes no lineales equivalentes adheridos a la estructura. Esto ocurre cuando el suelo restringe el libre movimiento de la tubería o cuando la tubería opone resistencia al movimiento del suelo que la rodea (ALA, 2001).

El uso de resortes para modelar el efecto del suelo en la tubería permite desarrollar curvas de fragilidad incluyendo el efecto de los parámetros del suelo, generando la posibilidad de observar como afecta la incertidumbre del suelo en la respuesta de la tubería.

El modelo es utilizado para simular la interacción entre suelo y tubería, teniendo en cuenta el análisis de la respuesta sísmica no lineal de una tubería enterrada. Dentro del documento se menciona que la Alianza de Líneas de Vida Americana (ALA, 2001), propone que la relación entre fuerza y desplazamiento de los resortes en cada dirección se asume como perfectamente-elástica plástica, por tanto bilineal. La Figura 4.3 ilustra el modelo no lineal utilizado, la Figura 4.4 la relación de carga-desplazamiento de los resortes en cada dirección.

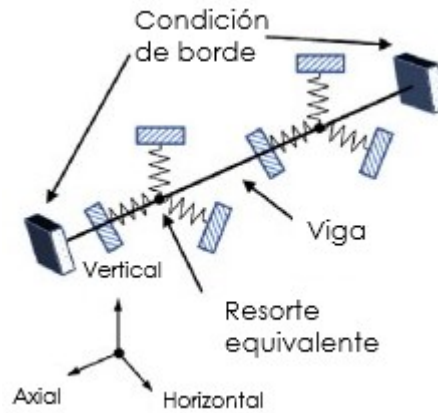


Figura 4.3: Representación del modelo no lineal de Winkler (Adaptada de Yoon et al, 2019).

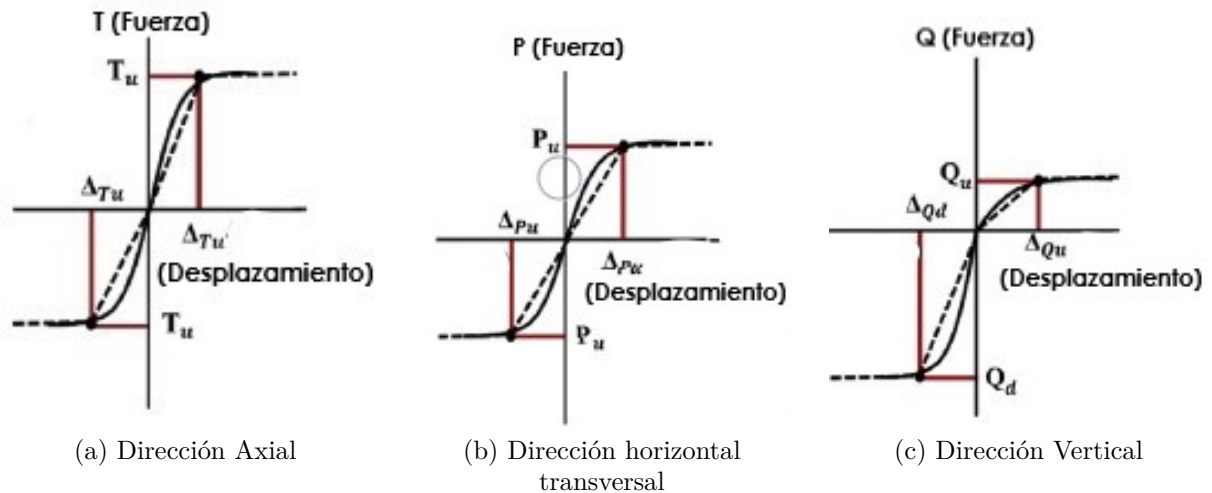


Figura 4.4: Relación carga-deformación de resortes equivalentes (Adaptada de Yoon et al, 2019).

En la Figura 4.4 la línea sólida es una relación general de carga-desplazamiento del suelo en cada dirección, mientras que la línea punteada es una representación bilineal simplificada de esta relación. El método toma en cuenta, para el cálculo de la relación de carga-desplazamiento de los resortes, el cambio en la masa del suelo y la dureza debido al cambio de profundidad en que se encuentre la tubería. Este modelo se utilizará para generar los valores de deformación de la tubería (método analítico).

4.2.1.1. Dirección Axial

Para la componente axial, Audibert et al. (1984), menciona que la resistencia de la tubería depende, en gran parte, a las fuerzas friccionales en la interfaz entre el suelo y la tubería. Para una cierta sollicitud axial, es necesario que la tubería posea un largo particular para la generación de fuerzas friccionales opuestas. Si la tubería posee un largo mayor no se ve afectada por el movimiento, por lo que se puede decir que la tubería se encuentra efectivamente anclada.

El esfuerzo axial máximo por unidad de largo de la tubería en un resorte es calculado como se muestra en las ecuaciones a continuación. Éstas serán utilizadas para la realización del modelo de tuberías enterradas.

$$T_u = \pi Dac + \pi DH\gamma \frac{1 + K_0}{2} \tan\delta \quad (4.2)$$

$$a = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1} \quad (4.3)$$

En donde a es un factor de adhesión, D es el diámetro externo de la tubería, c es la cohesión del material utilizado como relleno, H es la distancia del centro de la tuberías hasta la superficie, γ es el peso efectivos del suelo, K_0 es el coeficiente de presión en reposo, δ es el ángulo de fricción de interferencia entre la tuberías y el suelo (que es igual a $f\phi$), ϕ es el ángulo de fricción interna y f es un factor de recubrimiento relativo a la interferencia entre suelo y tubería.

La Alianza Americana de líneas de vida (ALA, 2001), sugiere que el desplazamiento máximo para arena densa, arena suelta, arcilla rígida y arcilla blanda, es igual a 3 [mm], 5 [mm], 8 [mm] y 10 [mm] respectivamente.

4.2.1.2. Dirección transversal - horizontal

La restricción transversal horizontal representa la resistencia (o carga) ofrecida por el suelo que rodea a la tubería e interviene en el movimiento de ésta. La interacción entre el suelo y la tubería, en dirección transversal, es similar placas, muros o fundaciones moviéndose en dirección horizontal relativo al al suelo que los rodea (Audibert et al, 1984).

El esfuerzo transversal máximo por unidad de largo de la tubería en un resorte es calculado como se muestra en las ecuaciones a continuación. Estas serán utilizadas para la realización del modelo de tuberías enterradas.

$$P_u = N_{ch}cD + N_{qh}\gamma HD \quad (4.4)$$

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (0 \text{ para } c = 0) \quad (4.5)$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad (0 \text{ para } \phi = 0) \quad (4.6)$$

En donde N_{ch} y N_{qh} son factores del soporte horizontal para arena y arcilla, respectivamente y a , b , c , d y e son constantes empíricas las cuales se muestran en la tabla 4.1 (N_{qh} puede ser interpolado para obtener los valores intermedios de ángulos de fricción entre 20° y 45°) y x es el radio entre la distancia del centro de la tubería H y su diámetro externo D .

Tabla 4.1: Parámetros empíricamente estimados para la capacidad de carga en resortes transversales. (Yoon et al, 2019)

Factor	ϕ [grados]	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	H/D	6,752	0,065	-11,063	7,119	-
N_{ch}	20°	H/D	2,399	0,439	-0,03	$1,059 \cdot 10^{-3}$	$-1,754 \cdot 10^{-5}$
N_{ch}	25°	H/D	3,332	0,839	-0,09	$5,606 \cdot 10^{-3}$	$-1,319 \cdot 10^{-4}$
N_{ch}	30°	H/D	4,565	1,234	-0,089	$4,275 \cdot 10^{-3}$	$-9,159 \cdot 10^{-5}$
N_{ch}	35°	H/D	6,816	2,019	-0,146	$7,651 \cdot 10^{-3}$	$-1,683 \cdot 10^{-4}$
N_{ch}	40°	H/D	10,959	1,783	0,045	$-5,425 \cdot 10^{-3}$	$-1,153 \cdot 10^{-4}$
N_{ch}	45°	H/D	17,658	3,309	0,048	$-6,443 \cdot 10^{-3}$	$-1,299 \cdot 10^{-4}$

El desplazamiento correspondiente a el esfuerzo máximo del suelo es igual a:

$$\Delta_p = 0.04 \left(H + \frac{D}{2} \right) \leq 0.1D - 0.15D \quad (4.7)$$

4.2.1.3. Dirección vertical

La tubería resiste el movimiento vertical de distintas maneras (Audibert et al, 1984). Para una tubería enterrada cerca de la superficie, la componente de resistencia contra el levante del suelo es, típicamente, menor a la resistencia de la componente contraria. Debido a este comportamiento, la tubería puede levantar el suelo y acomodarse libremente al movimiento vertical de éste.

El esfuerzo vertical máximo por unidad de largo en un resorte es calculado como se muestra en las ecuaciones a continuación. Éstas serán utilizadas para la realización del modelo de tuberías enterradas.

$$Q_d = N_c c D + N_q \gamma H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad (4.8)$$

$$N_c = [\cot(\phi + 0.001)] \left\{ \exp[\pi \tan(\phi + 0.001)] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi + 0.001}{2} \right) - 1 \right\} \quad (4.9)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.10)$$

$$N_\gamma = \exp(0.18\phi - 2.5) \quad (4.11)$$

En donde N_c , N_q y N_γ son factores de resistencia y γ es el peso por unidad de suelo. El desplazamiento correspondiente a un esfuerzo de Q_d es $0.1D$ para suelos granulares y $0.2D$ para suelos cohesivos.

Finalmente el esfuerzo máximo de levantamiento en los resortes por unidad de largo de tubería se define como:

$$Q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\gamma HD \quad (4.12)$$

$$N_{cv} = 2 \left(\frac{H}{D} \right) \leq 10 \quad (0 \text{ para } c = 0) \quad (4.13)$$

$$N_{qv} = \left(\frac{\phi H}{44D} \right) \leq N_q \quad (0 \text{ para } \phi = 0) \quad (4.14)$$

En donde N_{cv} y N_{qv} son factores de levantamiento para arcilla y arenas respectivamente, y N_q es el factor encontrado en la ecuación 4.10. El desplazamiento correspondiente a Q_u es calculado como $0.01H$ para arenas densas y $0.02H$ para arenas sueltas ($< 0.1D$) y $0.1H$ a $0.2H$ para arcillas rígidas y blandas.

4.2.2. Modelo numérico de tuberías enterradas

4.2.2.1. Consideraciones del modelo numérico

Para la realización del modelo numérico, y el modelo que se realizará en este trabajo, se consideraron cinco condiciones, estas son:

- Las cargas vivas y muertas aplicadas en la superficie no son consideradas para realizar el análisis.
- La presión interna dentro de la tubería, debido al flujo dentro de esta no es tomada en cuenta, considerando solo el comportamiento debido a la perturbación externa producto del sismo.
- El nivel del agua en el suelo se encuentra bajo la estructura de la tubería.
- El suelo considerado para la realización del estudio, realizado por Yoon et al, es un suelo de tipo limoso.
- La incertidumbre de los parámetros se encuentra solo en el suelo y no en la tubería.

4.2.2.2. Incertidumbre de los parámetros del suelo

Los parámetros con incertidumbre, dentro del modelo son los de fricción interna del suelo, cohesión y peso unitario, los cuales son mencionado por Raychowdhur (2009) como los parámetros principales que intervienen en el comportamiento de una estructura. Por otro lado, los parámetros como la presión y el recubrimiento son considerados como únicos y sin variación.

Yoon et al. (2019) comenta que asumir que los tres parámetros de suelo son independientes puede influenciar de manera significativa las muestras aleatorias. Si bien se han realizado análisis para corroborar correlaciones entre éstos, no han sido mostradas ni estimadas.

4.2.2.3. Modelo numérico de tuberías enterradas

Para considerar la incertidumbre asociada a los parámetros del suelo, las muestras fueron generadas utilizando el método de "Latin Hypercube Sampling (LHS)". Utilizando las ecuaciones 4.2 a 4.14 se calcularon las cargas máximas en los resortes equivalentes y la deformación de éstos.

4.2.3. Movimiento del suelo en el modelo

Debido a la naturaleza aleatoria de los eventos sísmicos, las variables asociadas al movimiento como lo son la magnitud, duración, contenido de frecuencias, aceleración máxima del suelo, intensidad y condiciones del suelo, poseen un alto nivel de incertidumbre. Es necesario elegir los sismos de manera que la mayor parte de estas variables sean reconocidas.

4.2.4. Análisis no lineal

4.2.4.1. Resultados del análisis de la respuesta sísmica

La variación de la respuesta estructural, debido a a variabilidad de los parámetros de suelo es estudiada empleando el LHS y escalando los valores de PGA de los valores de movimiento del suelo. La elección del LHS proviene debido a que éste entrega resultados estadísticamente significativos con pocas muestras.

En general, si la condición de borde en las tuberías fuera un soporte fijo, el máximo esfuerzo axial se encuentra en las secciones finales de la tubería, por lo que ese comportamiento fue adoptado en el estudio. Esto significa que la distribución de esfuerzos decrece a medida que la distancia al final de la tubería aumenta y que la región más débil de la tubería puede ser la zona de unión entre una tubería y otra.

4.2.4.2. Análisis de sensibilidad

El análisis es llevado a cabo para investigar la participación de los parámetros de suelo en la respuesta sísmica no lineal de las tuberías enterradas. Para este propósito, cada parámetro de suelo se asume como estadísticamente independiente y el análisis de sensibilidad es realizado para cada uno de ellos, teniendo un rango de el promedio y una desviación estándar. Adicionalmente, para simplificar la relación entre la respuesta estructural y los parámetros de suelo, se asume que las variables y respuestas poseen una relación lineal.

El proceso por el cual se realiza el análisis de sensibilidad es el siguiente. Asumiendo que F es una función de la respuesta estructural de X teniendo N variables aleatorias, e Y es la respuesta estructural con variables aleatorias, como se muestra en la ecuación 4.15.

$$Y = F(X_1, X_2, \dots, X_N) \quad (4.15)$$

Para calcular la ecuación anterior numéricamente, la expansión de Taylor es aplicada a la función F y los términos de mayor orden son ignorados, considerándose como una aproximación lineal de varias variables. Esto, se puede observar en la ecuación 4.16 a continuación.

$$Y \cong F(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_N}) + \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_{X_i}) \frac{\partial F(X_1, X_2, \dots, X_N)}{\partial X_i} \quad (4.16)$$

El promedio de la función de respuesta μ_γ representa la respuesta estructural cuando N variables aleatorias son iguales a su valor promedio, y la desviación estándar de la función de respuesta σ_γ^2 representa la variación de la respuesta debido a la varianza de las N variables aleatorias. Así, el promedio y la desviación estándar de la función de respuesta Y pueden ser calculadas como se ve en las ecuaciones 4.17 y 4.18.

$$\mu_\gamma \cong F(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_N}) \quad (4.17)$$

$$\sigma_\gamma^2 \cong \sum_{i=1}^N \sigma_{X_i}^2 \left(\frac{\partial F(X_1, X_2, \dots, X_N)}{\partial X_i} \right)^2 + \sum_i^N \sum_j^N \rho_{X_i X_j} \frac{\partial F(X_1, \dots, X_N)}{\partial X_i} \frac{\partial F(X_1, \dots, X_N)}{\partial X_j} \quad (4.18)$$

Como los parámetros del suelo se asumen como independientes el valor de $\rho_{X_i X_j}$ es igual a 0. La derivada parcial de X para la función de respuesta puede ser representada usando el método de diferencia central. Así, la varianza de la función de respuesta puede ser calculada numéricamente como se muestra en la ecuación 4.19.

$$\left(\frac{\partial F(X_1, X_2, \dots, X_N)}{\partial X_i} \right)^2 = \left(\frac{F(\mu_1, \dots, X_i + \Delta_{X_i}, \mu_N) - F(\mu_1, \dots, X_i - \Delta_{X_i}, \mu_N)}{2\Delta_{X_i}} \right)^2 \quad (4.19)$$

4.2.4.3. Definición del estado de daño

El estado del daño puede ser determinado por un método estadístico para predecir la intensidad sísmica y la respuesta inducida a estructuras por eventos sísmicos previos. La necesidad de evaluación cuantitativa del estado de daño para las tuberías enterradas ha incrementado, pero pocos estudios han sido llevados a cabo. En adición, casi todos los estudios no posee un nivel de criterio para el daño en tuberías en base al esfuerzo al cual son sometidas. En el análisis, se utiliza el modelo propuesto por Shinozuka et al. (1979) para derivar las curvas de fragilidad sísmica de tuberías enterradas. Los autores sugieren el estado de daño debido al máximo esfuerzo, utilizando un análisis de riesgo sísmico para redes de tuberías enterradas. Se cataloga el estado de daño como mayor, moderado y menor correspondientemente a la pérdida completa (rotura), pérdida parcial (filtraciones) y sin pérdida (incluidas las pequeñas filtraciones). La tabla 4.2 muestra el estado de daño de las tuberías enterradas en el estudio.

Tabla 4.2: Estado de daño de las tuberías enterradas propuesto por Shinozuka et al. (1979)

Estado de daño	Respuesta estructural (deformación máxima)
Menor	$\epsilon_\rho \leq 0,7\epsilon_\gamma$
Moderado	$0,7\epsilon_\gamma \leq \epsilon_\rho \leq \epsilon_\gamma$
Mayor	$\epsilon_\rho \geq \epsilon_\gamma$

En la tabla, ϵ_ρ representa la deformación máxima de la tubería enterrada bajo una carga sísmica, y ϵ_γ representa la deformación presente en la tubería.

4.2.4.4. Análisis de fragilidad sísmica

Los resultados de los análisis no lineales se utilizan para realizar las curvas de fragilidad sísmica de las tuberías, utilizando los estados de daño en ellas. Para representar las curvas de fragilidad se utiliza el método de Shinozuka et al. (1979) (mencionado con anterioridad en la ecuación 2.6). En la metodología, las curvas de fragilidad sísmica de una estructura se asume como una distribución log-normal relacionando la aceleración máxima del suelo y la probabilidad de falló. Evaluación empírica de las curvas de fragilidad en términos de daño estructural experimentado por eventos sísmicos anteriores han demostrado la validez de la distribución antes mencionada. Se utiliza una función de probabilidad (o método de la mejor aproximación, llamado así en el documento) para calcular dos variables (mediana y desviación log-estándar) para la distribución log-normal. Las ecuaciones del método se muestran a continuación.

$$L = \prod_{i=1}^N [F(IM_i)]^{x_i} [1 - F(IM_i)]^{(1-x_i)} \quad (4.20)$$

$$F_{IM_i} = \Phi \left(\frac{\ln(IM_i)/c_k}{\xi_k} \right) \quad (4.21)$$

En donde L representa la función de probabilidad de ocurrencia, $F(IM_i)$ es una curva de fragilidad sísmica siguiendo una distribución estándar normal cuando la tubería es sometida a una intensidad sísmica de IM_i , y c_k y ξ_k representan la mediana y la desviación log-estándar de la distribución lognormal para el k -ésimo estado de daño. Para obtener los valores de c_k y ξ_k que maximicen la función de probabilidad, el diferencial parcial de cada parámetro se puede expresar como

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial c_k} = \frac{\partial \ln(L)}{\partial \xi_k} = 0 \quad (4.22)$$

En donde k representa el número de estados de daño definidos, el cual fue clasificado en dos (mayor y moderado) ya que no existe un mínimo esfuerzo en el estado de daño menor.

Adicionalmente Cutfield et al. (2016) muestran que la optimización de los parámetros puede ser calculada de la siguiente forma:

$$[C_{MLE}, \beta_{MLE}] = \underset{C, \beta}{\operatorname{argmax}} \left(\sum_{i=1}^S I_i \ln(F(x_i)) + \sum_{i=1}^S (1 - I_i) \ln(1 - F(x_i)) \right) \quad (4.23)$$

Capítulo 5

Generación de curvas de fragilidad

5.1. Parámetros a utilizar en el modelo

5.1.1. Tuberías

En un primer lugar, la densidad de una tubería de cemento asbesto se detalla en el documento de Al-Adeeb et al. (1986), y se muestra en la tabla 5.1

Tabla 5.1: Resumen de densidades medidas en tuberías de cemento asbesto. (Al-Adeeb et al, 1986)

Tubería número	Diámetro/clase	Densidad seca [kg/m^3]	Densidad húmeda [kg/m^3]
1	75/20	1770	2060
2	100/20	1860	2120
3	150/20	1900	2130
4	100/20	1940	2170
5	150/20	1950	2220
6	200/20	2010	2250
Promedio		1900	2160

El valor utilizado será el de la densidad seca promedio igual a $1900 [kg/m^3]$. Por otro lado, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, se pueden observar en la tabla 5.2 y 5.3 (Twyman, 2016).

Tabla 5.2: Valores típicos para el módulo de elasticidad en materiales.
(Twyman, 2016)

Material	E [Pa]
Metal	$2,077 \cdot 10^{11}$
Cobre	$1,1 \cdot 10^{11}$
Bronce	$1,0 \cdot 10^{11}$
Cemento Asbesto	$2,3 \cdot 10^{10}$
Fibra de vidrio reforzada	$9,0 \cdot 10^9$
PVC	$2,8 \cdot 10^9$
Polietileno	$8,0 \cdot 10^9$

Tabla 5.3: Valores típicos para el coeficiente de Poisson en materiales.
(Twyman, 2016)

Material	ν [-]
Metal	0,3
Cobre	0,36
Bronce	0,34
Cemento Asbesto	0,3
Fibra de vidrio reforzada	0,22
PVC	0,45
Polietileno	0,46

Utilizando la tabla 9.1 del Anexo, la tubería seleccionada para la realización del modelo será la tubería de diámetro nominal interno igual a 150 [mm] con un espesor de 14 [mm]. La profundidad a la que se encuentra la tubería modelada sigue lo impuesto como mínimo por la norma Nch. 1105 Of.99, lo cual es una distancia de 1,6 [m] desde la parte superior de la tubería hasta el nivel de terreno. El largo de la tubería modelada será igual a 200 [m]. El coeficiente de fricción utilizado para realizar el modelo es igual a 1,0

Los esfuerzos empíricos y el límite de deformación para la falla del asbesto-cemento son obtenidos cargando muestras en una maquina Instron y presentados por Allen (1971) y éstos se muestran en la tabla 5.4. De ésta se obtiene que el esfuerzo promedio de rotura para el cemento asbesto es igual a 18,57 [MPa] y una deformación promedio igual a 0.0024.

Tabla 5.4: Resultados experimentales para el esfuerzo de rotura o falla de siete mezclas de cemento asbesto. (Allen, 1971)

Tipo	$\sigma_u [MN/m^2]$		$e_u (x10^{-3}) [-]$	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
1	17,8	15	1,28	1,19
2	14,6	10,8	0,95	0,7
3	20,3	12,3	2,32	1,54
4	25,4	18,4	3,7	2,28
5	21,3	18,5	5,06	4
6	14,5	11,3	0,86	0,79
7	16,1	-	2,54	-

En la tabla 5.5 se muestra un resumen de las propiedades escogidas de la tubería para la realización del modelo.

Tabla 5.5: Características de la tubería para realizar el modelo

Característica	Unidad	Valor
Peso Especifico	kg/m^3	1900
módulo elástico	Pa	$2,3 \cdot 10^{10}$
Esfuerzo de fluencia	MPa	18,57
Deformación de fluencia	-	0,0024
Coefficiente de Poisson	-	0,3
Diámetro nominal Interno	mm	150
Espesor	mm	14
Coefficiente de fricción	-	0,8

5.1.2. Suelos

Como se menciona en la sección 4.2.2.1, para realizar el modelo numérico, se considerarán las condiciones mostradas a continuación.

- Las cargas vivas y muertas aplicadas en la superficie no son consideradas para realizar el análisis.
- La presión interna dentro de la tubería, debido al flujo dentro de esta no es tomada en cuenta y se consideran tuberías que no llevan presión.
- El nivel del agua en el suelo se encuentra bajo la estructura de la tubería.
- La incertidumbre de los parámetros se encuentra solo en el suelo y no en la tubería.

Del resultado de los ensayos SPT que se muestran en la sección 3.2, es posible observar que uno de los suelos dominantes en Chile es la Arena limosa. Este tipo de suelo será el utilizado para la realización del modelo.

Analizando los ensayos (resultados que se muestran en las tablas de las secciones 9.2 y 9.3 del Anexo) es posible caracterizar genéricamente, a través del cálculo del promedio de los tramos de suelo, una columna uniforme de suelo de tipo areno limoso. Las características obtenidas se muestran en la tabla 5.6 mostrada a continuación.

Tabla 5.6: Promedio de las características obtenidas de los ensayos SPT.

Suelo areno limoso		
Parámetro	Unidad	Valor
Ángulo de fricción interna	[°]	32
Peso Especifico	[kN/m^3]	17,15
Cohesión	[kPa]	0

Para un suelo de estas características se considera una velocidad de onda de corte cercana a los 750 [m/s] (Jacobson, 2008) para todas sus configuraciones, pues se modela un suelo rígido que no cambia de composición ni comportamiento.

5.1.3. Sismos

Conforme a la realización de las curvas de fragilidad, y por tanto el modelo necesario, la elección de eventos sísmicos debe representar sismos que puedan causar daños (y que presenten diferentes características). En la sección 3.3 se muestran algunos de los eventos más grandes ocurridos en los últimos años. Tomando éstos como punto de inicio se utilizan los trabajos realizados por Poulos et al. (2019), e Idini et al. (2017).

Poulos et al. (2019) proponen un modelo de recurrencia de sismos, enfocado en distintas zonas de Chile e Idini et al. (2017) proponen un modelo de predicción de movimiento de suelo (GMPE) para el territorio Chileno, utilizando distintos parámetros de acuerdo al tipo de suelo y a la distancia que se necesiten estudiar. Utilizando el primero se generan magnitudes aleatorias (que contienen las mostradas en la sección 3.3) tomando como mínimo magnitudes igual a 5.0 [Mw] y como máximo 9.3 [Mw] (propuesto por el autor, tomando en cuenta que se utilizan valores asociados a la Zona 2).

Posteriormente utilizando una distribución beta se obtiene el valor de la distancia asociada al sismo (valor R), tomando como mínimo una distancia de 17 [km] igual al radio de Santiago de Chile y como máximo 100 [km] (valor máximo permitido para utilizar la ecuación propuesta por Idini et al. (2017)).

La profundidad hipocentral asociada a los sismos se obtiene mediante la aleatorización de las profundidades asociadas a los sismos mostrados en la sección 3.3, por lo que estos varían desde una profundidad de 20 [km] a 50 [km].

Se repite el procedimiento para la obtención de nuevas magnitudes, entre 6.5 [Mw] y 9 [Mw], generando una distribución semejante a la anterior con 1000 valores de aceleración entre 0.05[g] y 0.5[g].

Finalmente se generan 21 valores de aceleración (entre 0.06[g] y 0.4[g]) adhiriendo valores de 0.6[g], 0.8[g] y 1[g] a la muestra, repitiendo nuevamente el proceso, para realizar una comparación entre el análisis utilizando 1000 valores de aceleración, utilizando 60 combinaciones de suelo, como se muestra en las secciones a continuación, y 21 valores de aceleración con 1000 combinaciones de suelo.

En las Figuras 5.1, 5.2 y 5.3 se muestra la relación entre las magnitudes y las aceleraciones generadas para el modelo, mencionadas con anterioridad.

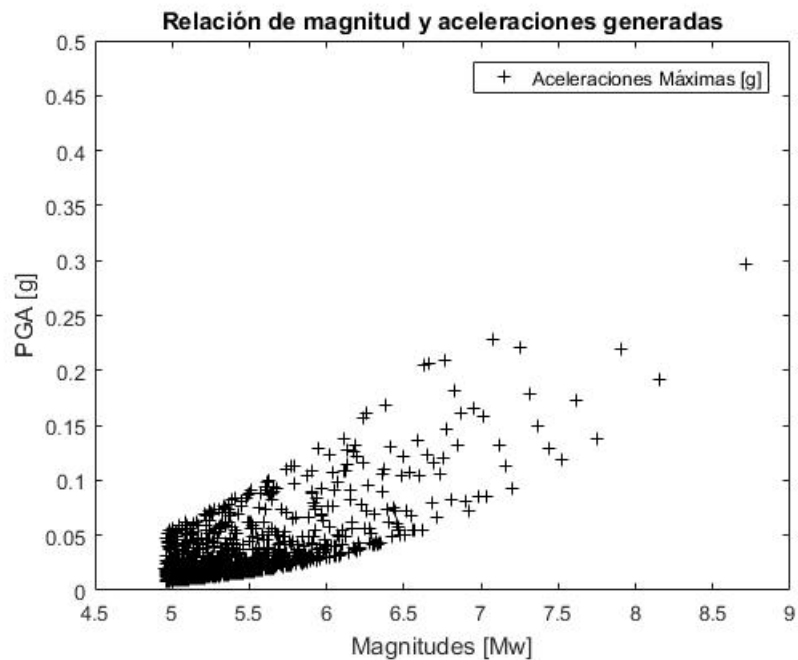


Figura 5.1: Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando 1000 valores de aceleración entre 0.0068[g] y 0.3[g]

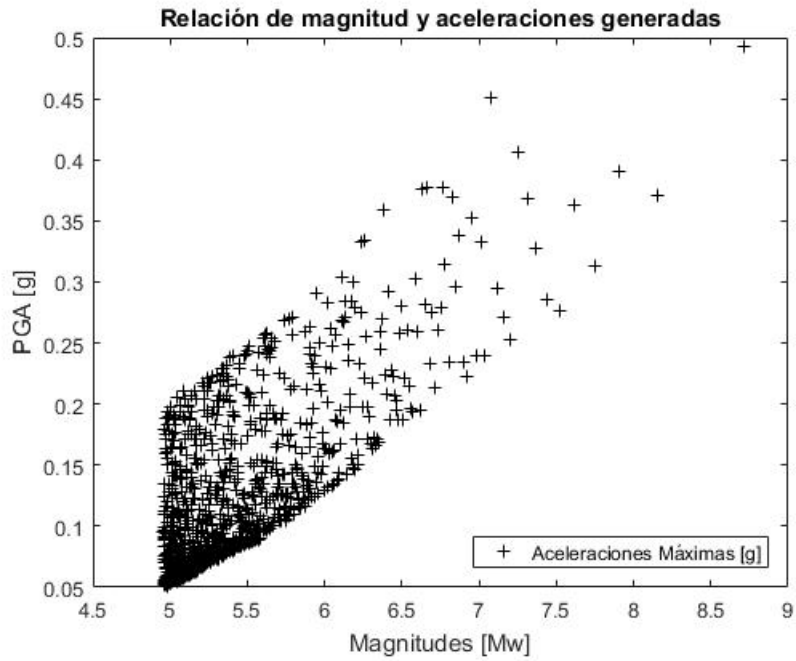


Figura 5.2: Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando 1000 valores de aceleración entre 0.05[g] y 0.5[g]

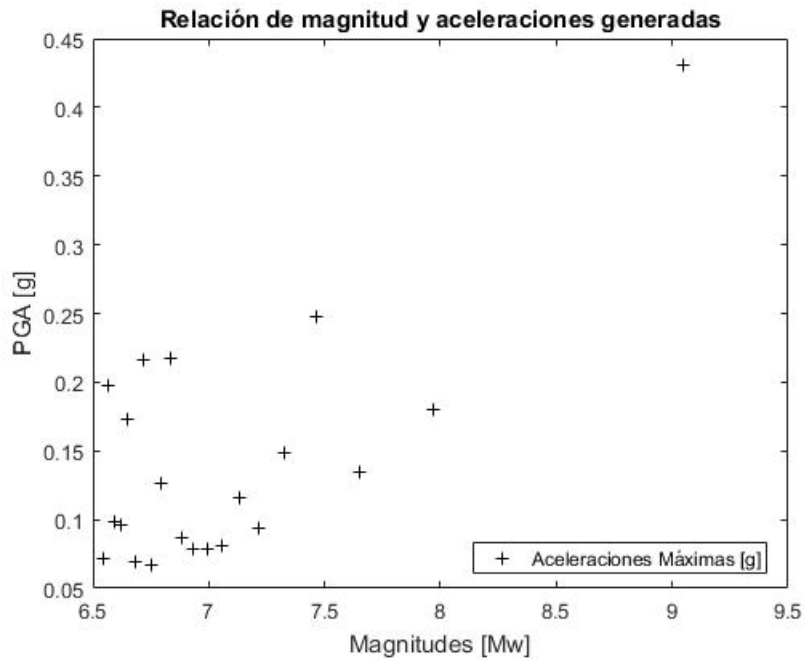


Figura 5.3: Relación de magnitudes [Mw] y Aceleraciones generadas, considerando valores de aceleración de 24 muestras entre 0.06[g] y 1[g]

El código utilizado para la generación de los valores se muestra en la sección 9.4.1 del Anexo, y estos se muestran en las tablas 9.30 a 9.39 en la sección 9.4.2 del Anexo.

5.2. Modelo de interacción suelo-tubería

El modelo de interacción suelo-tubería muestra una relación de carga-deformación para cada uno de los resortes involucrados en el modelo de la tubería (Yoon et al, 2019). Esto se muestra en la Figura 4.4 en la sección 4.2.1.

Considerando las características de la tubería y lo expuesto en la sección 5.1.1 de Tuberías, se especifican para el modelo el diámetro y espesor de la tubería, y con esto la distancia desde el centro de la tubería hasta el nivel de terreno y el coeficiente k_0 de presión en reposo. Estos datos se muestran en la tabla 5.7 a continuación.

Tabla 5.7: Características utilizadas para la definición del modelo

Características del modelo	
Diámetro tubería [m]	0,164
Espesor [m]	0,014
Distancia del centro de la tubería hasta superficie [m]	1,682
Coeficiente de presión en reposo	0,470

Como se presenta en el documento de Yoon et al (2019), se utilizan los parámetros nominales o promedio para la definición de el módulo de elasticidad o Young para el suelo. Esto se realiza con las ecuaciones 4.2 a 4.14 en la sección 4.2.1 Modelo de Winkler. Los esfuerzos máximos encontrados, junto a sus desplazamientos y el módulo de elasticidad encontrado se muestran en la tabla 5.8 a continuación.

Tabla 5.8: Máximos esfuerzos en resortes junto a sus desplazamientos y módulos de elasticidad para cada dirección de suelos, utilizando los parámetros nominales o promedios del suelo.

Dirección	Esfuerzo [kN/m]	Deformación [m]	Módulo de elasticidad, E [kPa]
Axial	6,83	0,003	2275,43
Transversal	67,64	0,071	958,61
Vertical hacia abajo	115,65	0,016	7051,98
Vertical hacia arriba	35,29	0,017	2097,91

El modelo generado con estos parámetros, junto al procedimiento para la configuración del software ABAQUS se muestra en la sección 9.5 de Anexo.

El modelo recibe como entrada los valores de resistencia del suelo, los cuales se presentan como el coeficiente de rigidez de los resortes, los parámetros que definen la geometría y la materialización de la tubería y los valores de aceleración máxima (PGA) como factor externo.

En el modelo, los resortes en cada una de sus direcciones se ubican en cuatro posiciones a lo largo de la tubería, como se muestra en la Figura 5.4. Esto es debido a que utilizando una cantidad menor de resortes el modelo no representa el comportamiento de la tubería en contacto con el suelo, y la respuesta es similar usando más resortes.

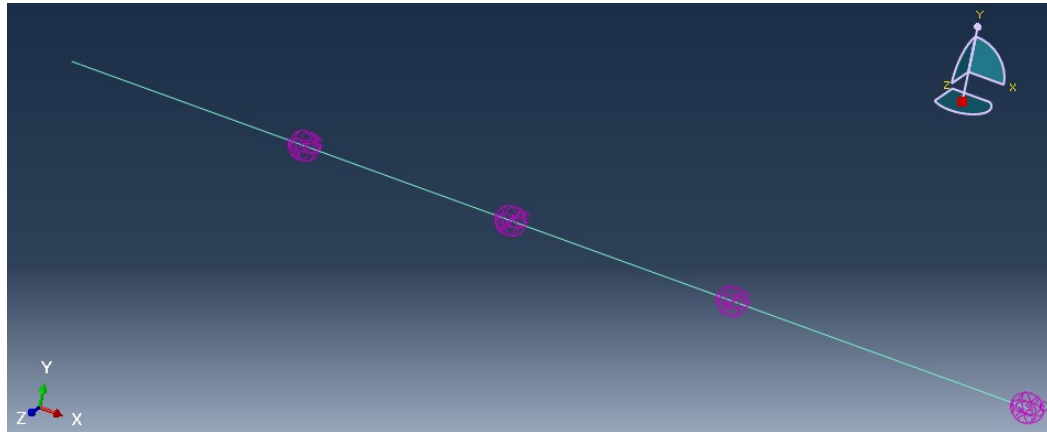


Figura 5.4: Posición de los arreglos de resortes utilizados en el modelo en cada una de sus direcciones.

Por otro lado la aplicación de la carga sísmica (en forma de valor de aceleración) se muestra en la Figura 5.5. En ésta es posible observar que la carga se encuentra en un extremo de la tubería, mientras que el otro extremo se encuentra empotrado, esto con el fin de generar un comportamiento cercano a una tubería enterrada de gran dimensión y simétrica (Hesham, 2016). El extremo libre, donde se aplica la carga, se configura de esta manera para mejorar la eficiencia del modelo, representando la mitad de la longitud de la tubería.

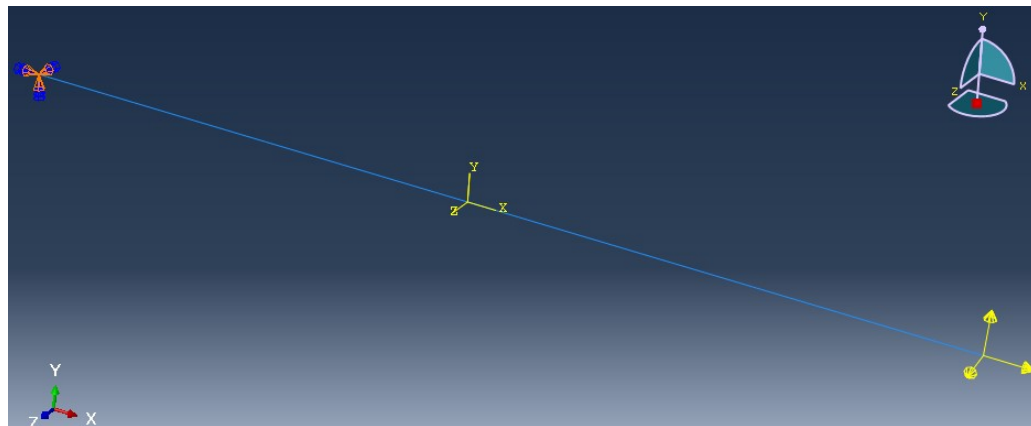


Figura 5.5: Interacción del sismo con la estructura a través de los resortes equivalentes.

El programa ABAQUS transforma la carga de aceleración en fuerza, considerando la masa de la tubería, utiliza matrices de rigidez y métodos de elementos finitos para la resolución de los análisis dinámicos solicitados (SIMULIA).

5.2.1. Validación del modelo

Utilizando la relación propuesta por Ramberg-Osgood en 1943, es posible describir el comportamiento no lineal entre esfuerzo y deformación en materiales. La relación se puede observar en la ecuación 5.1 mostrada a continuación.

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \frac{3}{7} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^{n-1} \right] \quad (5.1)$$

En donde ϵ es la deformación unitaria de una sección en la tubería, σ es el esfuerzo en la sección de la tubería, σ_y es el esfuerzo de fluencia de la tubería, E es el valor del módulo de elasticidad y n es el coeficiente de dureza asociado al esfuerzo del material.

Para un sismo con aceleración de 0.0048 [g], los resultados del modelo se muestran en las Figuras 5.6 y 5.7. En ellas se puede observar que el esfuerzo máximo en la tubería es igual a $4,331 \cdot 10^6$ [Pa] mientras que la deformación máxima es igual a $1.883 \cdot 10^{-4}$ [-].

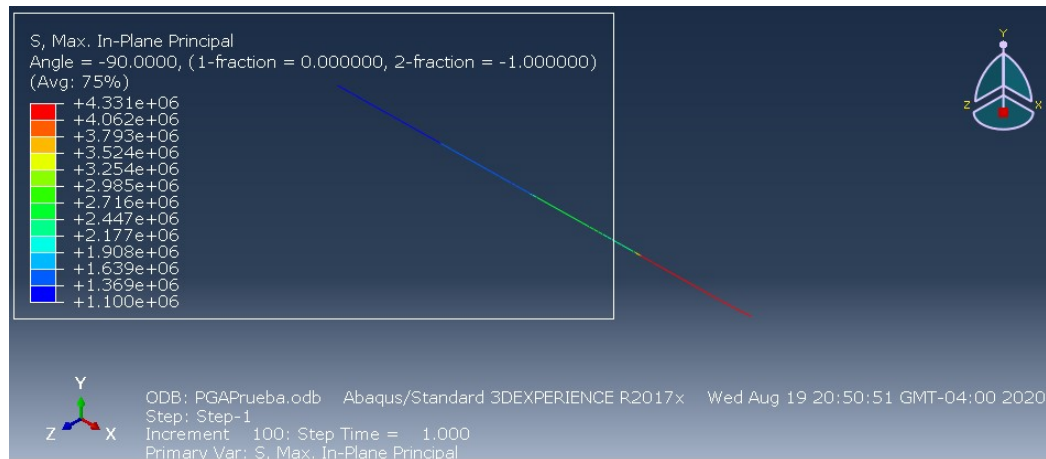


Figura 5.6: Distribución de esfuerzos en el modelo a lo largo de la tubería.

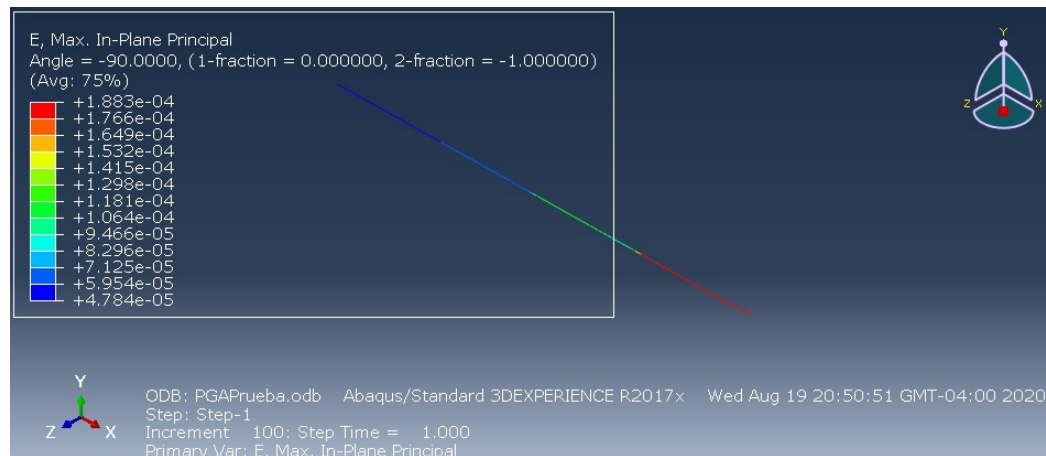


Figura 5.7: Distribución de deformación en el modelo a lo largo de la tubería.

En este caso, el material utilizado asbesto-cemento, cumple con la relación de Ramberg-Osgood. Para verificar la relación, las variables utilizadas (provenientes de la solución del modelo y de la Tabla 5.5) se muestran en la Tabla 5.9 a continuación.

Tabla 5.9: Variables utilizadas en la relación de Ramberg-Osgood

Variable	Unidad	Valor
σ_y	[Pa]	$1,857 \cdot 10^7$
E	[Pa]	$2,3 \cdot 10^{10}$
σ	[Pa]	$4,331 \cdot 10^6$
n	[-]	5

Finalmente, utilizando la ecuación 5.1, el valor de deformación en el extremo de la tubería, donde se presenta el máximo esfuerzo es igual a $1,8885 \cdot 10^{-4}$ [-], cumpliéndose con la relación y verificando la deformación presente en el modelo.

5.3. Generación de parámetros aleatorios del suelo

En la generación del modelo, se utilizan los parámetros promedios, mostrados en la tabla 5.6. Para observar cómo se comporta el modelo y cómo se ve afectada la respuesta sísmica cuando existen variaciones en el suelo, es necesaria la generación de parámetros aleatorios que reflejen las aleatoriedades que el suelo areno limoso puede presentar.

Como se menciona en el capítulo 4 de Metodología, se realizan combinaciones aleatorias mediante la generación de parámetros independientes de ángulos de fricción interna, peso específico y cohesión. Para esto se utiliza el método de generación de “Latin Hypercube Sampling” el cual genera estos valores sin dependencia unos de otros.

5.3.1. Hipercubo Latino (LHS - Latin Hypercube)

Python, lenguaje de programación libre y de gran alcance, posee dentro de sus librerías, la extensión pyDOE que contiene diversas formas para generar números aleatorios dentro de un intervalo. Uno de ellos es el método de Latin Hypercube. La sintaxis del programa se muestra en la sección 9.6.1 del anexo. Tomando en cuenta las tres variables mencionadas con anterioridad se generaran 60 puntos aleatorios.

Los valores generados se encuentran en el intervalo entre 0 y 1, para luego elaborar parámetros utilizables, a través de una transformación lineal. La representación de los valores independientes generados se muestran en la figura 5.8. Los valores generados se muestran en las tablas 9.41 a 9.43 de la sección 9.6.2 de Anexos.

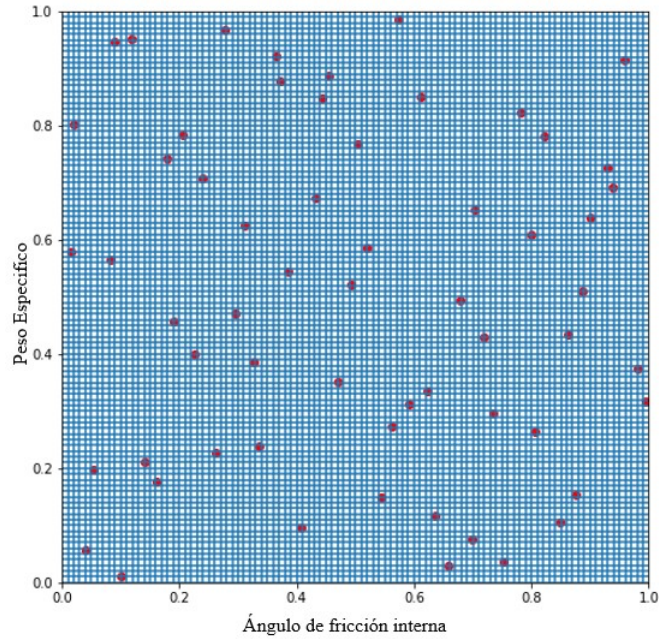


Figura 5.8: Representación de valores independientes de ángulo de fricción interna y peso específico del suelo areno limoso.

Este procedimiento se repite para la generación de 1000 valores y combinaciones de suelo, para realizar la comparación entre el comportamiento del suelo utilizando distintos valores de PGA.

5.3.2. Transformación utilizando una distribución uniforme

Para la generación de parámetros aleatorios del suelo se utilizará la transformación inversa, tomando los datos obtenidos en la sección anterior. Se considera una distribución uniforme, como se presenta en la ecuación 5.2 a continuación.

$$X = F^{-1}(u) = a + (b - a) \cdot u \quad (5.2)$$

En donde a y b son los límites del intervalo de valores que se quiere generar y u es el valor generado en la sección anterior. Para modelar el suelo areno limoso, se tomará una variación del 10% del promedio de valores (presentado en la tabla 5.6) para cada parámetro. Los valores límite se muestran en la tabla 5.10 a continuación. Los parámetros generados se muestran en las tablas 9.44 a 9.46 en la sección 9.6.3 del Anexo.

Tabla 5.10: Límites de intervalo de la distribución uniforme - Parámetros nominales del modelo

		Valor promedio	Limite inferior	Limite superior
Ángulo de fricción interna	[°]	32	28,8	35,2
Peso específico	[kN/m ³]	17,15	15,435	18,865
Cohesión	[kPa]	0	0	0

Con los valores generados, utilizando las ecuaciones 4.2 a 4.14 se obtienen los valores de las constantes de elasticidad de los resortes equivalentes para cada caso. Estos se muestran en las Tablas 9.47 a 9.58 en la sección 9.6.4 del Anexo. En la Figura 5.9 se muestra la distribución de las primeras 60 combinaciones del suelo, mientras que en la Figura 5.10 se presentan las 1000 combinaciones de suelo, considerando el mismo intervalo en ambos casos.

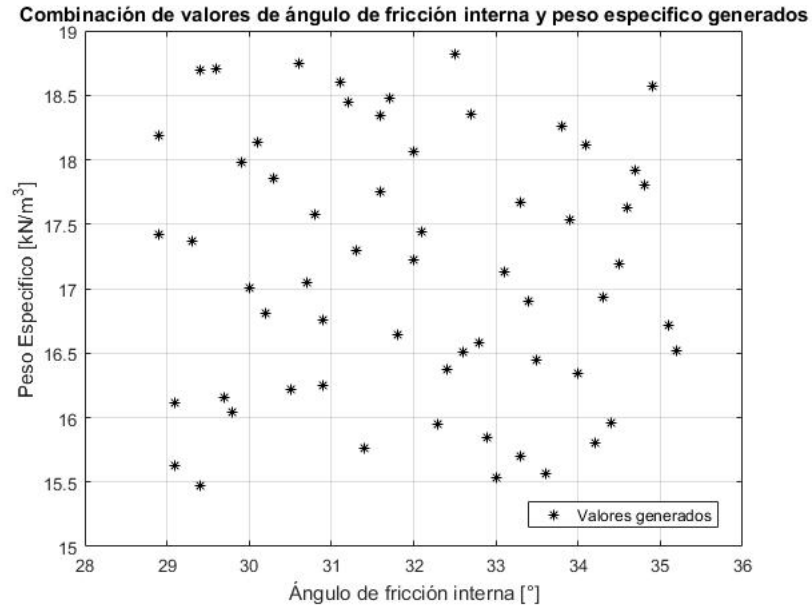


Figura 5.9: Combinación de 60 parámetros de suelo generados

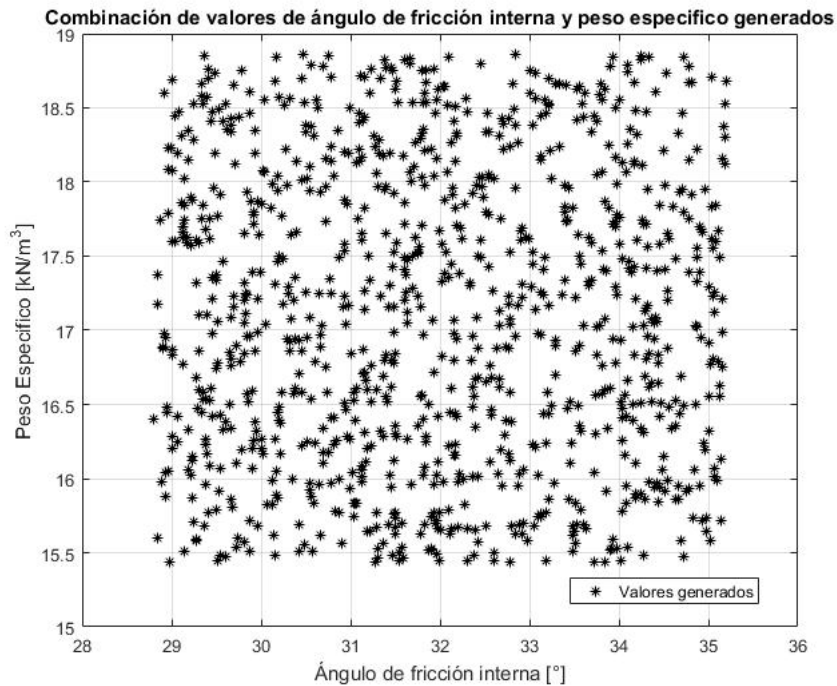


Figura 5.10: Combinación de 1000 parámetros de suelo generados

5.4. Iteraciones del modelo

Para encontrar los valores de deformación necesarios para formar las curvas de fragilidad, es necesaria realizar el modelo con cada una de las características del suelo y valores de PGA encontrados con anterioridad. ABAQUS utiliza el lenguaje de Python para escribir las líneas de código necesarias para la realización de distintas tareas.

El método para realizar las iteraciones se lista a continuación:

- Se crea el modelo inicial.
- Reconocimiento de variables y paquetes necesarios para crear las iteraciones del modelo.
- Copia del modelo inicial cambiando los valores de rigidez del suelo asociados a los resortes equivalentes.
- Se escoge un valor de PGA, y cada una de las copias se somete a este factor.
- Se obtienen los valores de deformación máxima asociados a cada copia del modelo.
- Se almacena el valor.
- Repetir el proceso, cambiando el valor de PGA para cada modelo.
- Obtención de los valores de deformación para cada combinación.

La Figura 5.11 muestra un esquema de los pasos mostrados con anterioridad para generar las iteraciones del modelo.

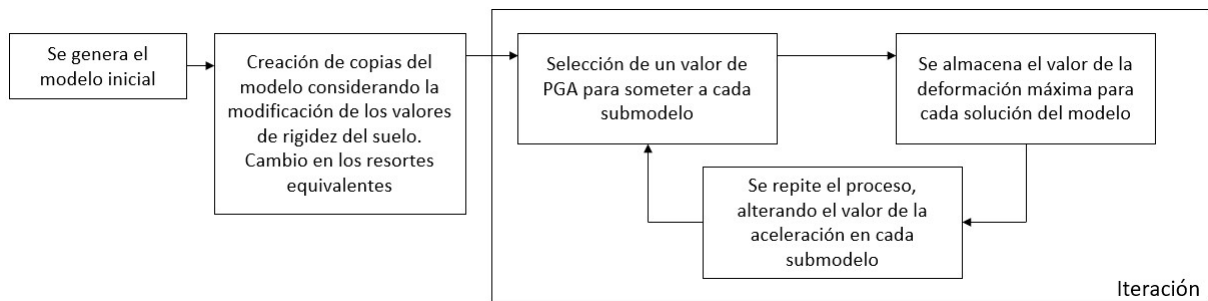


Figura 5.11: Esquema con la iteración del modelo

El código utilizado de muestra en la sección 9.7 del Anexo. En él se puede observar cada uno de los pasos mencionados con anterioridad, junto a las variables que se deben utilizar para la ejecución del modelo.

5.5. Definición de los estados de daño en tuberías

Como se menciona en la sección 4.2.4.3 “Definición de estados de daño”, la Tabla 4.2 muestra los tramos de el nivel de daño en una tubería de acero cuando es sometida a un esfuerzo.

En la Tabla 5.11 se muestran los valores asociados para cada uno de los estados, tomando en cuenta que la deformación de fluencia es igual a 0,0042 [-] (encontrado en la Tabla 5.5).

Tabla 5.11: Estados de daño en tuberías enterradas fabricadas con cemento asbesto.

Estado de daño	Respuesta estructural (deformación máxima) [-]	
Menor	$\epsilon_p \leq 0,7\epsilon_y$	$\epsilon_p \leq 0,00168$
Moderado	$0,7\epsilon_y \leq \epsilon_p \leq \epsilon_y$	$0,00168 \leq \epsilon_p \leq 0,0024$
Mayor	$\epsilon_y \leq \epsilon_p$	$0,0024 \leq \epsilon_p$

5.6. Manejo de datos

Para el almacenamiento de los datos obtenidos por medio de las simulaciones se utiliza la plataforma “Github”, la cual es una plataforma donde se puede organizar y distribuir información por medio de cuadros de texto con información. Específicamente se utiliza la dirección “<https://github.com/IanGarvs/Datos-de-deformacion>”, en donde se encuentran almacenados los datos recolectados (y generados) en este trabajo.

Una vez obtenidos los datos de deformación se utilizan las ecuaciones 4.20 a 4.23 con el objetivo de generar y optimizar los valores de las funciones de fragilidad, y por tanto de los valores del promedio y desviación log-estandar de cada una de ellas. Esto se realiza utilizando la herramienta Matlab, siguiendo el siguiente procedimiento:

- Se generan los vectores con los valores de aceleración [PGA] y deformación para cada tipo de suelo modelado.
- Se realizan vectores de promedios y desviaciones log-estandar, los que generan un espacio de combinaciones que optimizarán la ecuación 4.23 llegando a un valor cercano a 0.
- Se definen los estados de daño mayor (una deformación igual a 0.0024) y daño moderado (una deformación igual a 0.00168) como se menciona en la tabla 5.11.
- Se obtiene la distribución normal, para cada vector de aceleraciones utilizando la ecuación 4.21 y posteriormente se construye la función L mostrada en la ecuación 4.20.
- Esto se realiza para cada combinación del promedio y la desviación, y se obtiene el máximo valor encontrado de L .

- Finalmente se obtienen, para cada tipo de suelo analizado los parámetros de promedio y desviación que maximizan la función.

La realización de este procedimiento (y el código utilizado) se muestra en la sección 9.8 Manejo de datos del Anexo, mientras que las deformaciones obtenidas por medio de las iteraciones se encuentran almacenadas en el sitio web con dirección “<https://github.com/IanGarvs/Datos-de-deformacion>”.

Capítulo 6

Resultados

6.1. Datos

El almacenamiento de los datos y su visualización se muestran como ejemplo en la Tabla 6.1 a continuación. La tabla contiene el número de la muestra generada, la magnitud del sismo con el cual se obtiene el valor de PGA y el PGA asociado a la prueba en el extremo izquierdo. En el extremo superior se muestra el tipo de suelo, teniendo los valores desde 1 a 60, y entre los tipos de suelo y los valores de PGA se encuentran los valores de deformación.

Tabla 6.1: Muestra de la disposición de los datos generados por la simulación en la plataforma Github

N°	Magnitud [Mw]	PGA [g]	Suelo-1	Suelo-2	Suelo-3	Suelo-4
1	4.98	0.0086	7.515E-05	7.838E-05	8.002E-05	7.841E-05
2	4.98	0.0086	7.524E-05	7.848E-05	8.013E-05	7.851E-05
3	4.97	0.0086	7.563E-05	7.888E-05	8.054E-05	7.891E-05
4	4.96	0.0086	7.583E-05	7.909E-05	8.075E-05	7.912E-05
5	4.97	0.0086	7.593E-05	7.919E-05	8.085E-05	7.922E-05
6	4.98	0.0087	7.625E-05	7.953E-05	8.120E-05	7.956E-05
7	4.99	0.0087	7.680E-05	8.011E-05	8.179E-05	8.014E-05
8	4.99	0.0088	7.733E-05	8.066E-05	8.235E-05	8.069E-05
9	4.96	0.0088	7.743E-05	8.076E-05	8.246E-05	8.079E-05
10	5.00	0.0088	7.753E-05	8.086E-05	8.256E-05	8.089E-05
11	4.97	0.0088	7.756E-05	8.090E-05	8.260E-05	8.093E-05
12	5.00	0.0088	7.769E-05	8.103E-05	8.273E-05	8.106E-05
13	4.97	0.0089	7.791E-05	8.126E-05	8.297E-05	8.129E-05

En las Figura 6.1 y 6.2, se muestra la distribución de las deformaciones máximas teniendo en cuenta la totalidad de muestras de suelo y valores de aceleración generadas. La Figura 6.1 considera 2000 valores de aceleración para 60 combinaciones de suelo, mientras que la Figura 6.2 muestra 24 valores de aceleración para 1000 combinaciones de suelo.

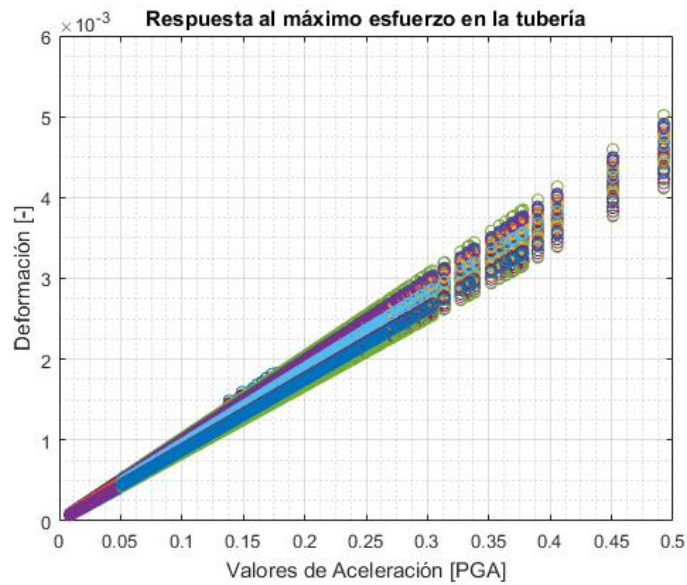


Figura 6.1: Deformación máxima en la tubería considerando la aleatoriedad en los parámetros de 60 combinaciones de suelo para 2000 muestras de aceleración

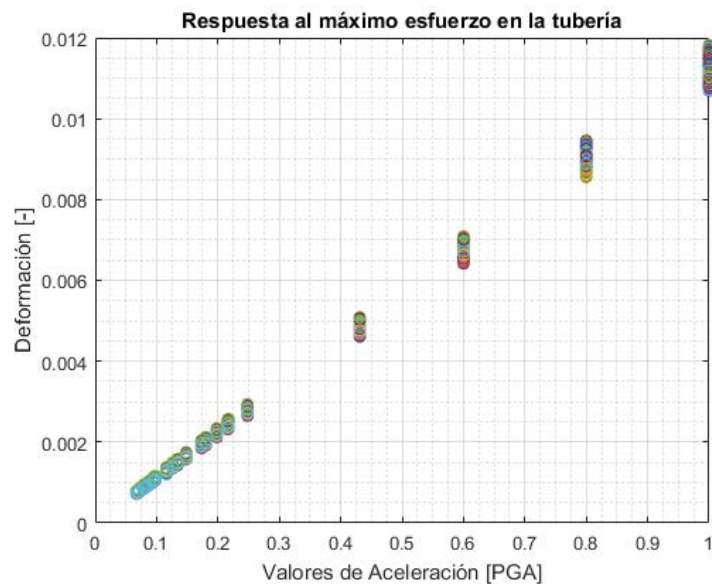


Figura 6.2: Deformación máxima en la tubería considerando la aleatoriedad en los parámetros de 1000 combinaciones de suelo para 24 muestras de aceleración

En las Figuras 6.3 y 6.4 es posible observar las deformaciones normalizadas con el valor mas pequeño de deformación, considerando la variable del ángulo de fricción interna como parámetro. En la primera figura se muestra el comportamiento de la variable en 60 muestras de suelo (comportamiento para 2000 valores de PGA) y en la segunda se muestra el comportamiento de la variable en 1000 muestras de suelo para 3 valores de PGA seleccionados (0.1[g], 0.6[g] y 1[g]).

Posteriormente en las Figuras 6.5 y 6.6 se muestran las deformaciones normalizadas considerando la variable del peso específico del suelo como parámetro. Similar al caso anterior, la Figura 6.5 muestra el comportamiento de la deformación para 60 muestras de suelo y la Figura 6.6 muestra el comportamiento en 1000 combinaciones de suelo para valores seleccionados de aceleración.

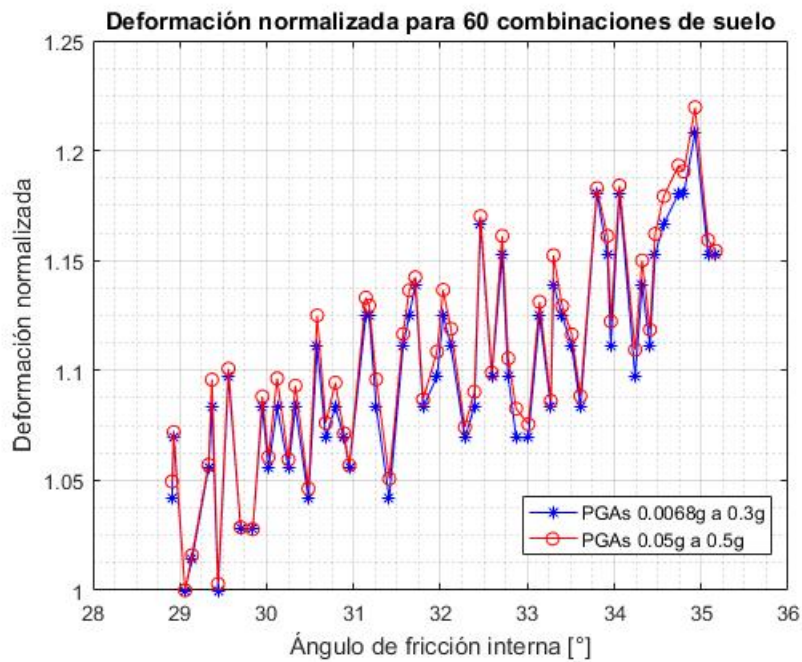


Figura 6.3: Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el ángulo de fricción interna dentro de los parámetros del suelo - 60 muestras de suelo.

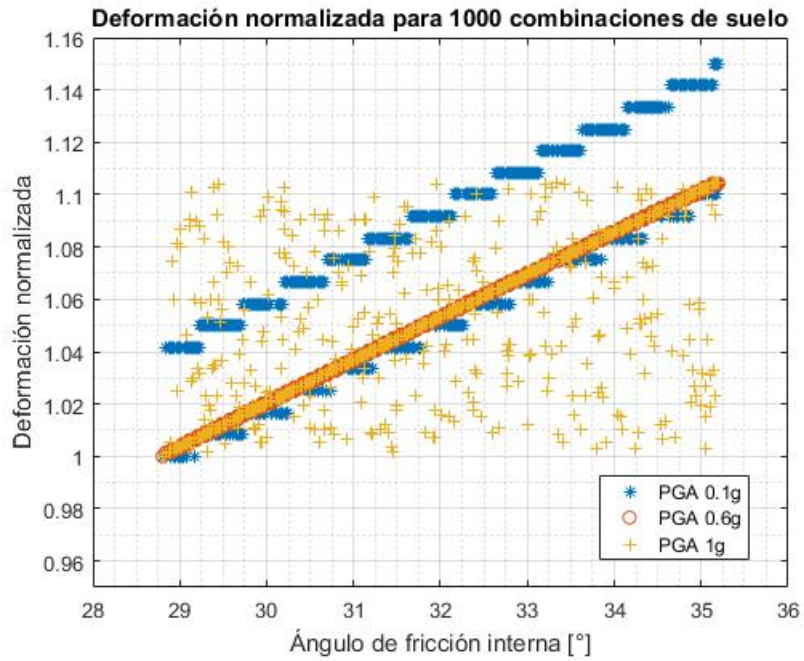


Figura 6.4: Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el ángulo de fricción interna dentro de los parámetros del suelo - 1000 muestras de suelo.

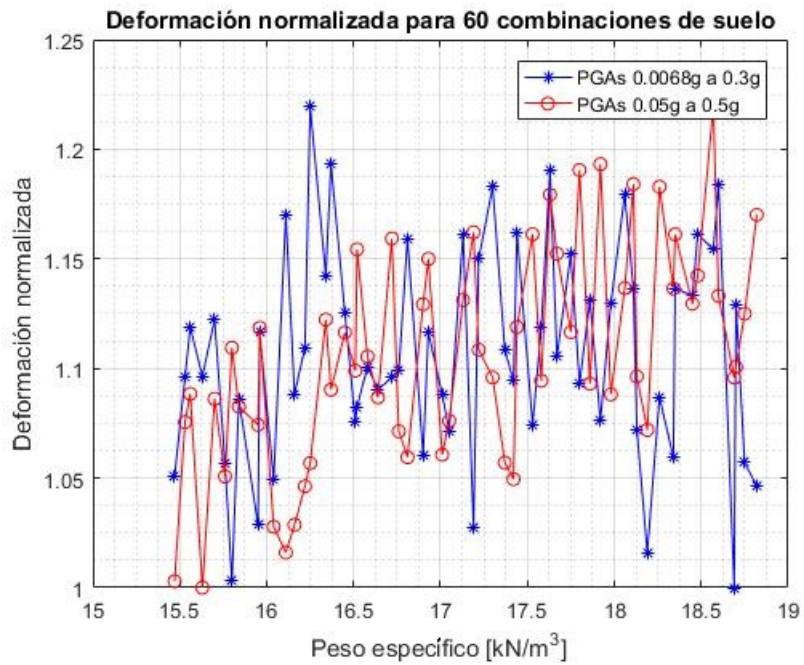


Figura 6.5: Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el peso específico interna dentro de los parámetros del suelo - 60 muestras de suelo.

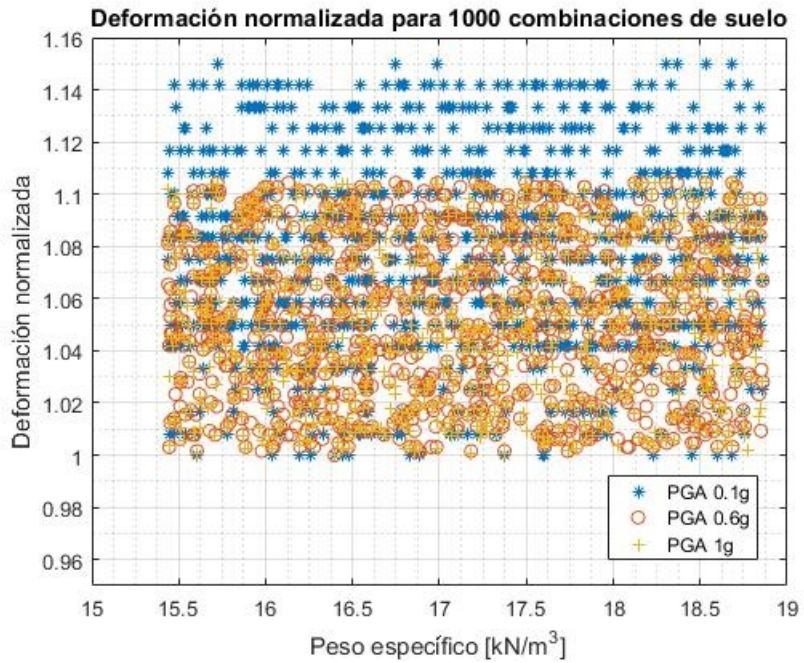


Figura 6.6: Deformación normalizada considerando la incertidumbre en el peso específico dentro de los parámetros del suelo - 1000 muestras de suelo.

6.2. Curvas de fragilidad

6.2.1. Método propuesto por Jacobson

El método propuesto por Jacobson (2008), mostrado en la Figura 4.2 considera la ecuación 4.1 para el cálculo de la curva de fragilidad de la tubería. El resultado de las curvas de fragilidad, obtenidas con este método se muestra en las Figuras 6.7, 6.9 y 6.8 a continuación.

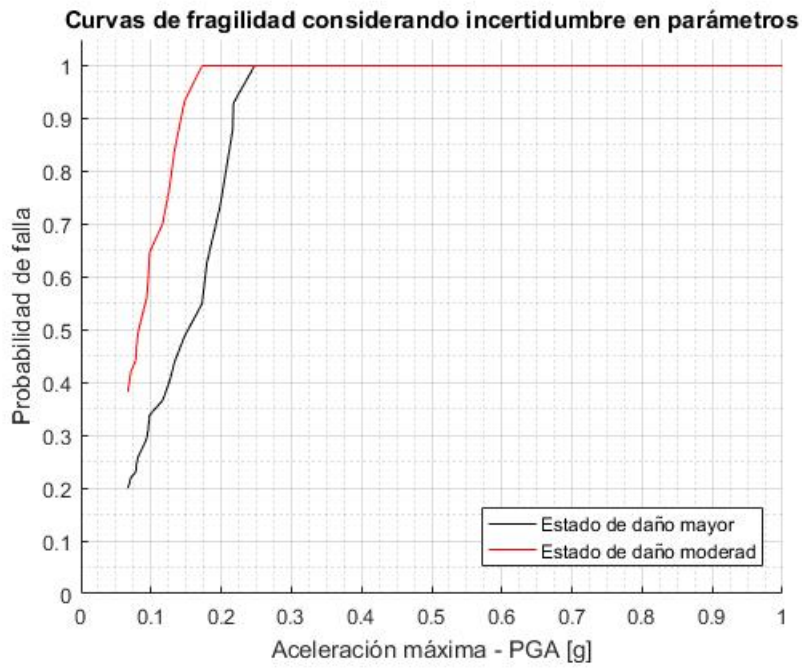


Figura 6.7: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 1000 combinaciones de suelo y 24 valores de PGA.

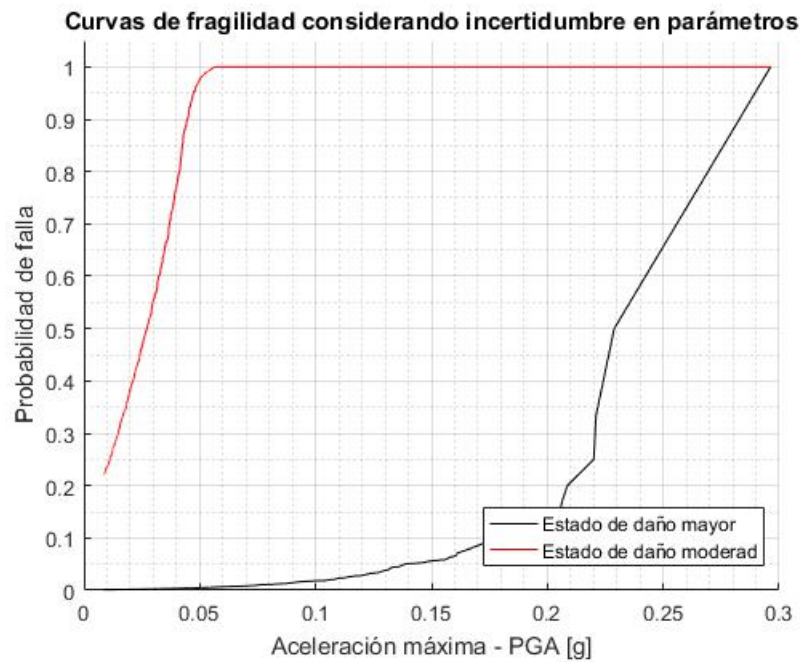


Figura 6.8: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 60 combinaciones de suelo y 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g].

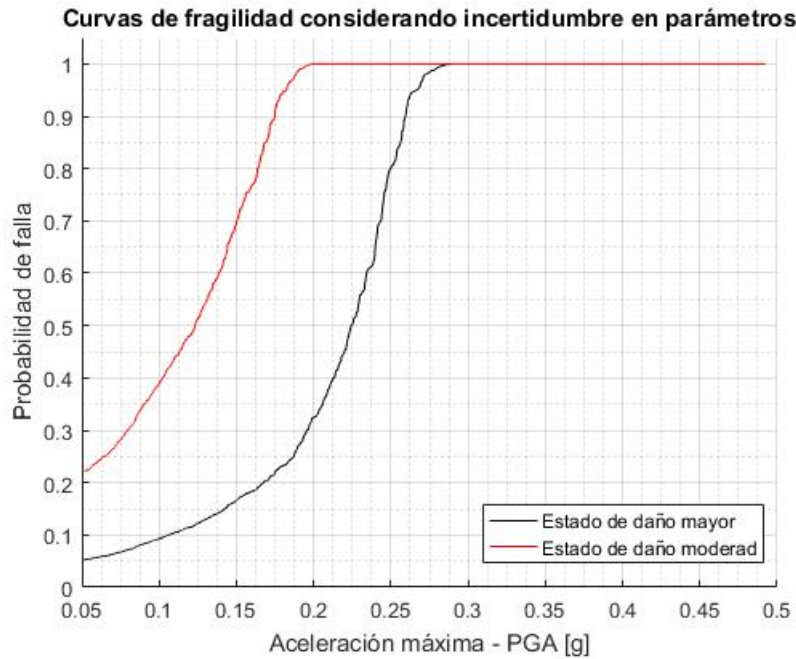


Figura 6.9: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo, utilizando el método de Jacobson para 60 combinaciones de suelo y 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g].

Por otro lado en las Tablas 6.2, 6.3 y 6.4 se muestran los valores del promedio y desviación estándar de cada una de las curvas obtenidas con el método de Jacobson.

Tabla 6.2: Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 1000 combinaciones de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.068[g] y 1[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.4996	0.2849	0.735	0.240

Tabla 6.3: Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 60 combinaciones de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.007	0.040	0.554	0.290

Tabla 6.4: Valores de promedio y desviación estándar de las curvas de fragilidad obtenidas por método de Jacobson en 60 combinaciones de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.2061	0.2384	0.554	0.290

6.2.2. Ajuste de la curva

Utilizando las ecuaciones 4.20 a 4.23 y los datos de deformación observados (considerando el la sección de 5.6 Manejo de datos) se generan y ajustan las curvas de fragilidad considerando valores de promedio y desviación log-estandar óptimos para cada una de las curvas. Éstas contemplan los análisis realizados considerando 1000 combinaciones de suelo con 22 valores de aceleración, las iteraciones con valores de PGAs entre 0.0068[g] y 0.3[g], y las iteraciones con valores entre 0.05[g] y 0.49[g] para 60 combinaciones de suelo cada una.

En las Tablas 6.5, 6.6 y 6.7 se muestran los valores del promedio y la desviación obtenidos para cada uno de los casos mencionados con anterioridad, considerando los estados de daño Mayor y Moderado. Los parámetros de cada combinación de suelo se encuentran en la sección 9.9.1 del Anexo.

Tabla 6.5: Valores de promedio y desviación estándar para las curvas de fragilidad de 1000 combinaciones de parámetros de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.06[g] y 1[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.225	0.385	0.163	0.379

Tabla 6.6: Valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 combinaciones de parámetros de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.229	0.337	0.179	0.212

Tabla 6.7: Valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 combinaciones de parámetros de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.49[g]

Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.247	0.447	0.172	0.372

Con estos parámetros y los valores de aceleración utilizados en el modelo es posible generar las curvas de fragilidad para cada estado de daño. Estas se muestran en la Figura 6.10 para la combinación de 1000 parámetros de suelo, la Figura 6.11 para los valores de aceleración entre 0.0068[g] y 0.3[g], y en la Figura 6.12 para las aceleraciones entre 0.05[g] y 0.49[g]. Cada una de estas figuras muestra el estado de daño definido en la sección 5.5 Definición de los estados de daño en tuberías.

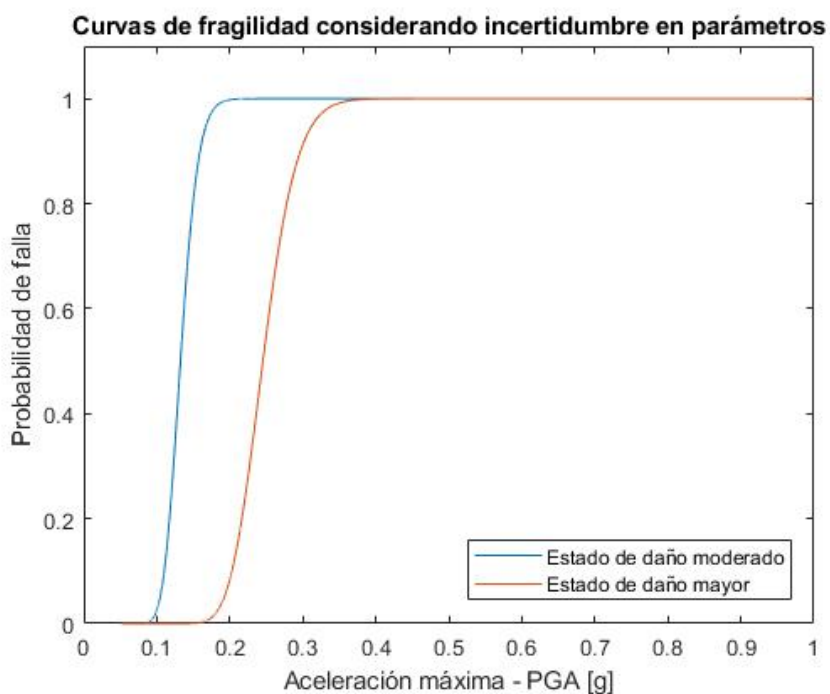


Figura 6.10: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - 1000 combinaciones de suelo

Curvas de fragilidad considerando incertidumbre en parámetros y el suelo promedio

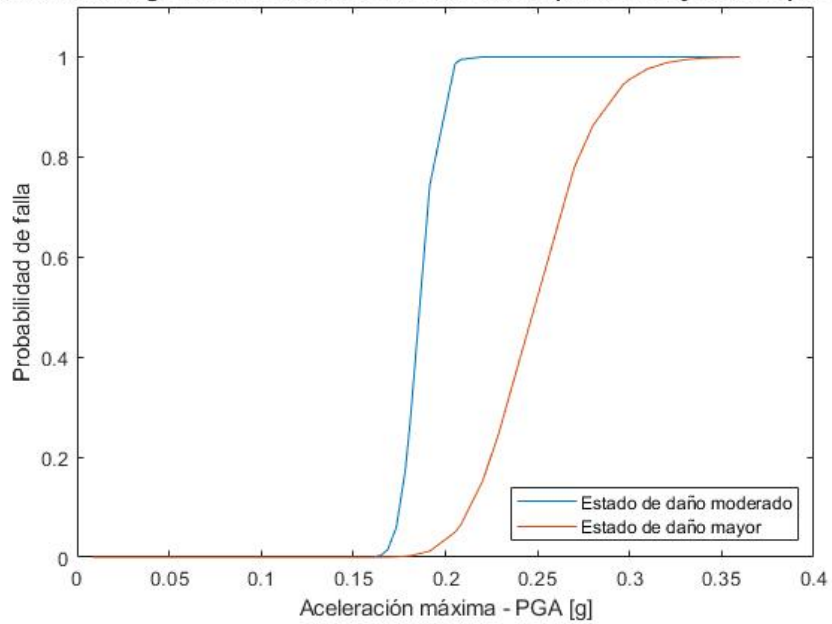


Figura 6.11: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - Valores de PGA entre 0.068[g] y 0.3[g]

Curvas de fragilidad considerando incertidumbre en parámetros

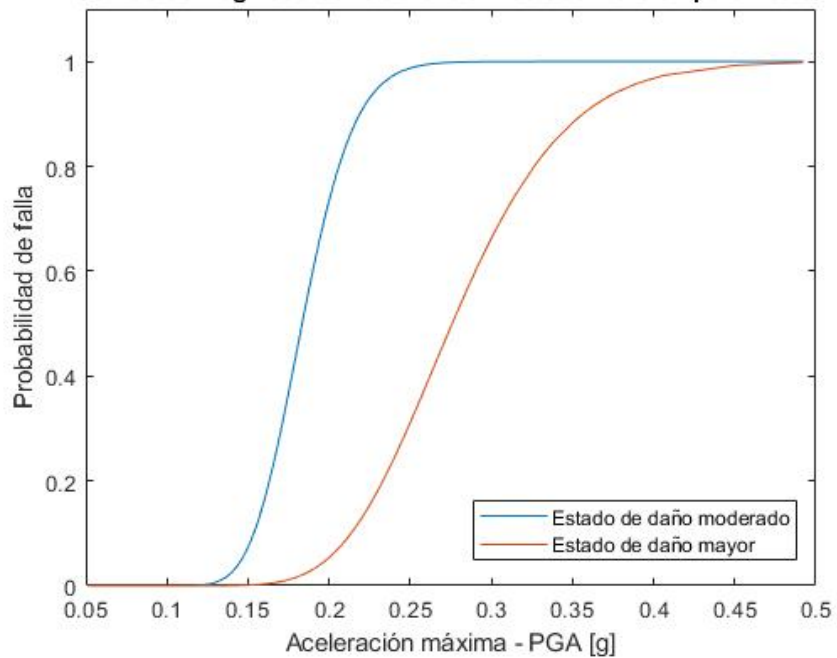


Figura 6.12: Curvas de fragilidad sísmica considerando incertidumbre en los parámetros de suelo - Valores de PGA entre 0.05[g] y 0.5[g]

Capítulo 7

Análisis de resultados y Discusión

7.1. Análisis de la metodología seleccionada

El trabajo realizado contempla la creación de un modelo numérico para obtener los valores de deformación asociados a cada situación, considerando distintas magnitudes, distancias del sitio a la fuente del evento sísmico y características del suelo. La generación de los valores de deformación considera los métodos de análisis mostrados en las Figuras 4.1 y 4.2, por lo que es posible generar un nuevo diagrama, el que se muestra en la Figura 7.1.

En la Figura 7.1 se puede observar el detalle de la metodología seleccionada para la realización de las curvas de fragilidad, teniendo en cuenta el diagrama mostrado en la Figura 4.1 y lo mencionado en la metodología. Los parámetros seleccionados para el suelo dentro del modelo de análisis consideran un sitio con características de las costa de Chile (suelo arenoso), en donde es posible que se presenten eventos sísmicos con las magnitudes, distancias y aceleraciones generadas.

Por otro lado, la consideración de parámetros reales para la creación del modelo aporta credibilidad a este, pues deja de ser totalmente analítico (lo que es una de las fallas mencionadas en la sección 2.4.3 Realización de funciones de fragilidad), teniendo sus bases en características de materiales, suelos y sísmicos reales.

Si bien el método considera la deformación obtenida por medio del cálculo de elementos finitos, la verificación del método en la sección 5.2.1 asegura que los resultados obtenidos tengan coherencia, considerando el esfuerzo que existe dentro de la tubería y las características materiales de esta.

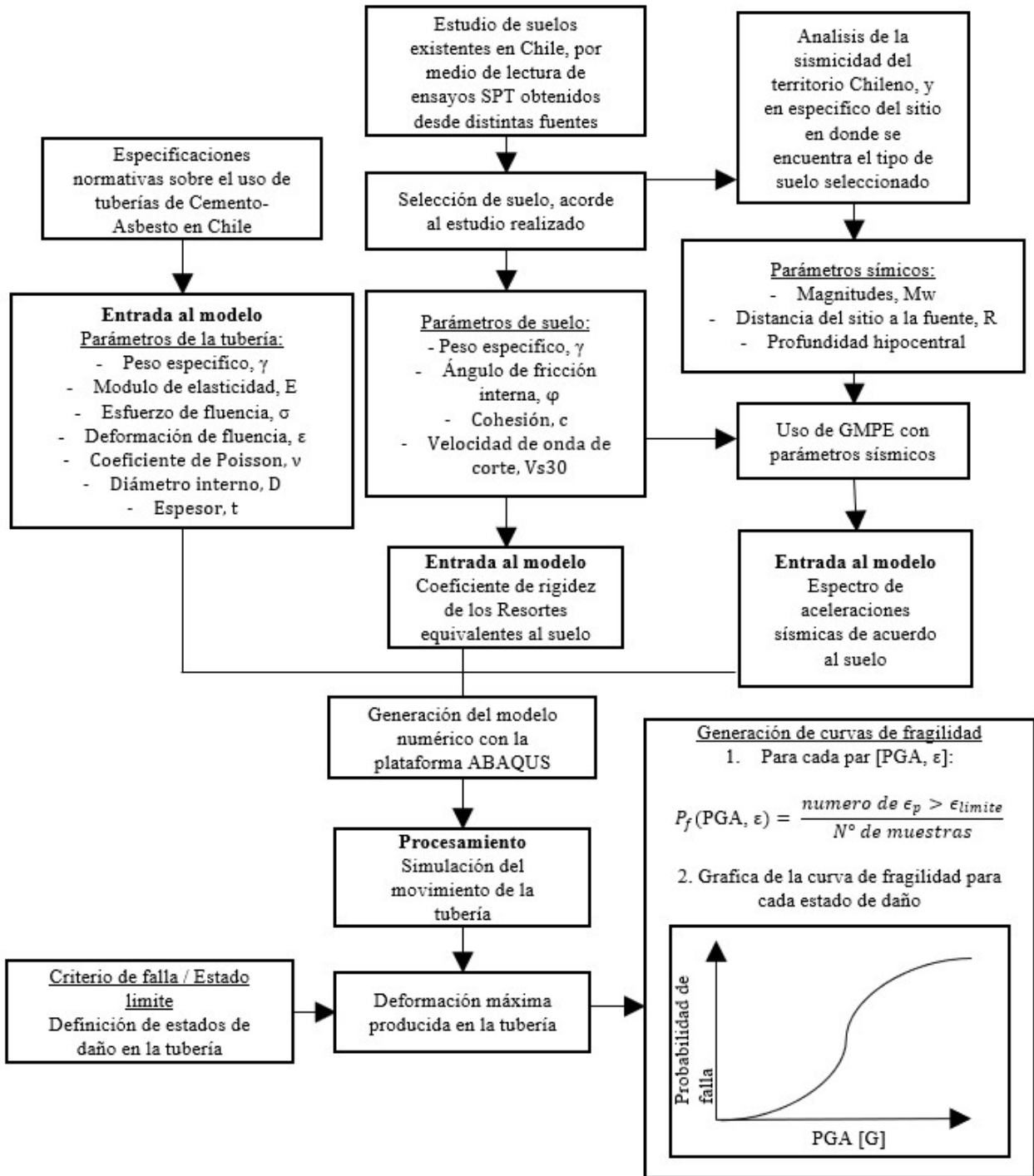


Figura 7.1: Diagrama de análisis para la generación de curvas de fragilidad para tuberías de Cemento-Asbesto

7.1.1. Estado de daño - Definición de formas de falla

Si bien E. Alberto (2016) y Syner-G (Pitalakis, 2018) definen distintas formas de daño que pueden presentar las tuberías, no todas las formas de daño son aplicables al modelo realizado. Como se opta por realizar una tubería continua, las fallas que pueden ocurrir con la falla por tensión, por pandeo local y pandeo como una viga, siendo la primera la seleccionada ya que es la más común dentro de las tres y se puede observar su ocurrencia en distintos eventos sísmicos (Yoon et al. 2019).

Dentro de la elección del método de falla, es necesario definir que se pueden encontrar distintos grados de daño o falla (ya que la tubería puede seguir funcionando presentando fugas) en la tubería. En el trabajo de Yoon et al. (2019) definen estados de daño mayor, moderado y menor, pudiendo generar curvas con los dos primeros. Considerando tuberías de asbesto-cemento se replican estos estados de daño, siguiendo lo expuesto en el trabajo de Yoon (y mencionado en el trabajo de Shinozuka et al. (1979)), para poder generar un punto de comparación entre las curvas de fragilidad del estado de daño moderado y mayor.

7.1.2. Consideraciones del modelo

Considerando que los parámetros de la tubería, del suelo y de los sismos son escogidos y obtenidos a partir de fuentes empíricas y teóricas probadas, el uso de estos dentro del modelo muestra que en este se consideran valores reales pero ideales, teniendo como objetivo observar el comportamiento de la tubería (que presenta características experimentales y observadas en distintas fuentes) y no del sistema en su totalidad. Sin dejar de lado, que estos intervendrán en el comportamiento de la tuberías, siendo el suelo una fuente de rigidez, y los sismos la fuente de la excitación que afecta a la tubería.

La tubería es considerada como un elemento esbelto ya que se selecciona una tubería con medidas específicas, en donde el largo de ésta es mayor en gran medida a su diámetro. Esto provoca que sea un elemento susceptible al pandeo, el cual se deja de lado (como efecto principal) pues se estudia la rotura por tracción, y sólo por este tipo de falla, dentro de la tubería.

Considerar la interacción del suelo con resortes equivalentes dentro del modelo, puede observarse como una idealización del suelo y su comportamiento, ya que se limita al comportamiento mecánico del suelo aportando rigidez y desplazamientos locales, y deja de lado los posibles factores externos dentro del sistema. La consideración de puntos de contacto aislados (como se muestra en la Figura 5.4) permite modelar las cargas que impone el suelo sobre la tubería. La discretización de los resortes se selecciona de esa manera ya que, poblar la tubería de resortes equivalentes sobre dimensiona la rigidez del suelo en contacto con la tubería y ubicar menos resortes provoca que no haya respuesta aparente de estos en el sistema.

Por otro lado, al modelar la excitación causada por el sismo en la tubería como una carga puntual en uno de sus extremos, se observa como el comportamiento que posee la tubería cuando esta es modelada considerando la mitad de su extensión, con el objetivo de agilizar las iteraciones del sistema y la solución de este.

La verificación del modelo se realiza utilizando la ecuación de Ramberg-Osgood la que es mencionada dentro del trabajo por Alberto (2016) en la sección 2.1.3.1 y en la metodología, por lo que el modelo y los valores entregado para la deformación y el esfuerzo interno de la tubería, corresponden al comportamiento de una tubería de cemento asbesto idealizada y simplificada.

7.2. Análisis de resultados

7.2.1. Generación de parámetros del modelo

7.2.1.1. Parámetros del suelo

La generación de parámetros del suelo comienza con el estudio de ensayos SPT (y otras descripciones encontradas en documentos, en las secciones 3.2 y 5.1.2) realizados en distintos lugares dentro de Chile, la elección del suelo “Areno limoso” contempla, en gran parte, el suelo que se encuentra en Chile. Dentro de los ensayos se encuentran variaciones del suelo que se ven reflejadas en la adición de la incertidumbre de los parámetros (considerando una variación del 10% en los valores, con respecto al valor nominal del suelo) en el modelo.

Si bien dentro de las características de los suelos se encuentran rastros y sectores en donde existe Arcilla (siendo uno de los tipos de suelo predominantes en la zona norte y sur-este de Santiago (Layera, 2018)) se opta por no tomar en consideración este suelo, pues las arcillas poseen características y comportamientos que no se reflejarían con el modelo. Como se opta por no considerar el parámetro de la cohesión no es posible observar como se comporta la tubería en base a la variación de este parámetro.

La generación de parámetros mediante el uso del Hyper Latin Cube y posterior distribución lineal permite la obtención de parámetros independiente unos del otro, pues como menciona Yoon et al (2019), no se han encontrado relaciones directas entre los valores del ángulo de fricción en reposo con el valor del peso específico o con la cohesión.

Si bien con estos métodos se realizan 1000 combinaciones de suelo con parámetros independientes entre ellos, la variación de los parámetros se observa en la rigidez del suelo (calculadas utilizando las ecuaciones mostradas en la sección 4.2.1 de la Metodología), por lo que es posible que la rigidez observada en los resortes equivalentes se repita en alguna de sus direcciones.

7.2.1.2. Parámetros sísmicos

La generación de los parámetros de aceleración para los distintos sismos se realiza utilizando un modelo de recurrencia sísmica propuesto por Poulos et al (2015) y una GMPE propuesta por Idini et al (2015), ambos modelos enfocados en el territorio Chileno, por lo que es seguro comentar que la generación de aceleraciones sísmicas para el modelo es correcta y entrega valores reales y posibles para el tipo de suelo utilizado en el modelo.

Debido a que se utiliza un modelo de recurrencia, los sismos que puedan provocar que la tubería sufra daños se muestran en menor medida que los sismos que no lo harán (los sismos con mayor magnitud ocurren en menor cantidad). Esto se ve reflejado al generar los datos de deformación, a través del modelo, pues utilizando 1000 valores de aceleración (entre 0.0068[g] a 0.3[g]) sólo se presenta un punto en donde se alcanza el daño mayor en la tubería, mientras que en la segunda generación de valores de aceleración (entre 0.5[g] y 0.49[g]) se alcanzan, en promedio, cerca de 35 valores de deformación sobre el daño mayor en cada combinación de suelo (es posible observar esto en los datos almacenados en la plataforma Github, mencionada al inicio del Capítulo 6 de Resultados). Por otro lado, la deformación para alcanzar el estado de daño moderado es superada en reiteradas ocasiones en ambos casos.

De acuerdo a los resultados obtenidos por medio de los tres casos de simulación, es necesario generar una muestra mayor de aceleraciones sísmicas y con mayor cantidad de combinaciones de suelo, pues si bien las curvas que muestran una función de fragilidad, estas pueden ser logradas con un mayor grado de detalle, reflejando de mejor manera el comportamiento de la tubería enterrada en el suelo Areno limoso frente a un evento sísmico.

7.3. Curvas de fragilidad

Utilizando distintas sollicitaciones sísmicas en el modelo, es posible generar distintos comportamientos en las curvas de fragilidad para cada método seleccionado. Esto significa que la curva se desplazará o cambiará de forma, dependiendo de que valores de aceleración y cuantas combinaciones de parámetros de suelo se utilicen.

Considerando lo anterior, utilizar valores de aceleraciones bajos (entre 0.0068[g] y 0.3[g]) tiene como resultado deformaciones que no alcanzan la deformación de fluencia, o sólo se alcanza a registrar una muestra sobrepasando esta deformación (como se puede observar en la Figura 6.8) y esto provoca que la curva para estados mayores de daño en la tubería, en esa situación, presente un comportamiento no adecuado.

Esto último ocurre debido a que se utiliza un modelo de recurrencia para generar los datos de aceleración, considerando en el caso en donde se alcanza una vez la deformación de fluencia, magnitudes entre 5 [Mw] y 9 [Mw], presentándose una cantidad ínfima de valores cercanos a 9, y una cantidad elevada de valores cercanos a 5.

En las curvas de fragilidad desarrolladas con ambos métodos, es posible observar que la curva de estado moderado de daño ocurre con mayor frecuencia y para menores valores de aceleración que la curva de estado mayor de daño. Esto se refleja en la posición de las curvas en las distintas gráficas, mostrándose la curva de fragilidad de daño moderado a la izquierda de la curva de fragilidad de daño mayor. Esto se considera como cierto pues es más factible que aparezcan daños moderados o menores cuando la intensidad del sismo es baja (ALA, 2001).

7.3.1. Probabilidad de ocurrencia

Como es posible observar en las Figura 6.7, 6.9 y 6.8 las curvas de fragilidad obtenidas mediante el método utilizado por Jacobson (2008), muestran un comportamiento similar cuando se realiza la curva para el estado de daño moderado en la tubería, alcanzando la máxima probabilidad de ocurrencia cerca del comienzo de la curva.

Para el estado mayor de daño, las curvas que consideran las 1000 combinaciones de suelos (Figura 6.7) y los valores de PGA entre 0.05[g] y 0.49 [g] (Figura 6.9), presentan un comportamiento parecido, presentando la máxima probabilidad cercana a los 0.26g. Sin embargo, la curva que considera valores de PGA menores presenta una diferencia considerable con respecto a las otras dos.

La diferencia se debe, a como se menciona con anterioridad, a que los valores de aceleración generados y utilizados en el modelo para el desarrollo de esta curva, generan deformaciones pequeñas, mayormente, dentro de la tubería, alcanzándose una vez el valor de fluencia para los 1000 valores de aceleración, obteniendo la curva que se ve en la Figura 6.8.

7.3.2. Ajuste de curva

Como se puede observar en las Figuras 6.11 y 6.12 las curvas que representan el estado moderado de daño alcanzan una probabilidad estable (alcanzando el valor de deformación necesario) para que la curva presente daños antes que lo representado por la curva del estado mayor de daño. Esto reafirma lo expuesto en al sección anterior, mostrando que la posibilidad aumenta mayormente cuando el estado de daño disminuye.

En las Figuras 7.2 y 7.3 se puede observar una comparación entre las curvas de fragilidad generadas para el estado de daño moderado y mayor, utilizando el método propuesto en el trabajo de Yoon et al. (2019).

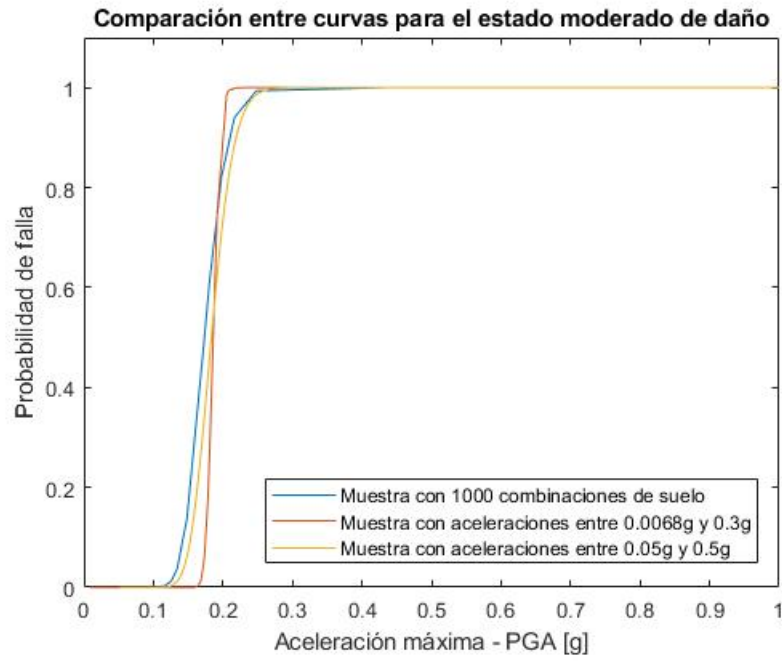


Figura 7.2: Comparación entre las curvas generadas para el estado moderado de daño

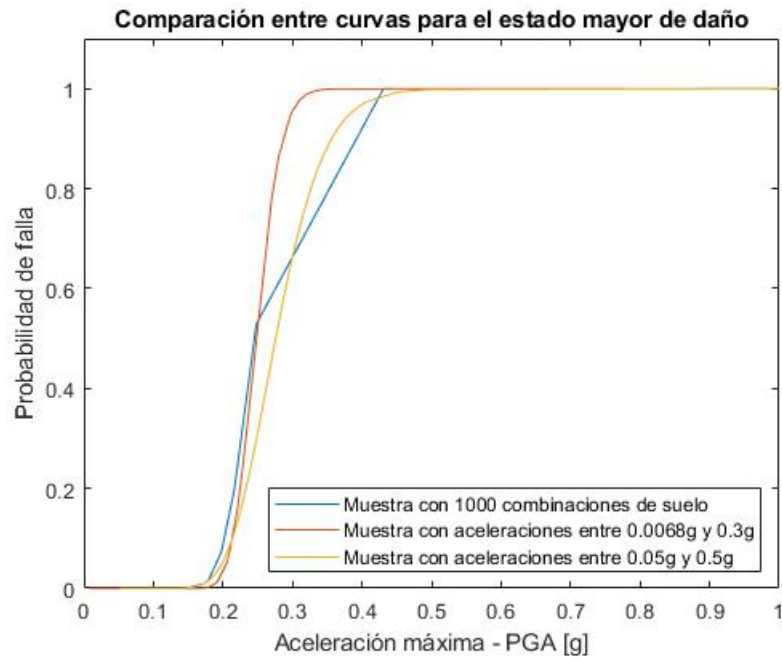


Figura 7.3: Comparación entre las curvas generadas para el estado mayor de daño

En las figuras anteriores se puede observar que para el estado moderado de daño existe una diferencia cercana a 0.05[g] en que la función comienzan a aparecer las fallas moderadas y alcanza el 100 % de ocurrencia para la falla, mientras que para el estado de falla mayor, las deformaciones que provocan las fallas aparecen cerca de una aceleración igual a 0.5[g], mientras que el 100 % de los fallos aparece cerca de los 0.3[g] para el caso de análisis con valores de aceleración entre 0.0068[g] y 0.3[g], y de 0.4[g] para el caso de análisis con aceleraciones entre 0.05[g] y 0.5[g]. Por otro lado, la baja cantidad de valores de aceleración utilizados para la construcción de las curvas utilizando 1000 combinaciones en los parámetros del suelo provoca que las curvas generadas mantengan el comportamiento de las curvas, pero no se encuentren suavizadas, presentando secciones rectas.

7.3.3. Construcción de las curvas

Utilizando el método de Jacobson las curvas de fragilidad no pueden ser optimizadas ni alteradas, pues utilizan la cantidad de valores por sobre un umbral de deformación (definido como estado de daño) para ser desarrolladas. Por otro lado, utilizando el método de Yoon las curvas pueden ser optimizadas, suavizando el comportamiento de la curva, pero alterando la probabilidad de ocurrencia.

Esto ocurre al forzar el comportamiento de las curvas de fragilidad a una distribución log-normal, presentándose cambios dentro de la curva, como lo son los parámetros de promedio y desviación log-estandar. Esto se realiza como método de integración de los estados de daño en cada una de las curvas.

En las Tablas 7.1, 7.2 y 7.3 se puede observar el valor del promedio y desviación original, comparado con los valores optimizados para cada estado de daño.

Tabla 7.1: Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar optimizados y no optimizados para la distribución log-normal en 1000 combinaciones de suelo considerando 22 valores de PGA entre 0.068[g] y 1[g]

Valor no optimizado		Valor optimizado			
		Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.137	2.269	0.225	0.385	0.126	0.379

Tabla 7.2: Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar optimizados y no optimizados para la distribución log-normal en 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068[g] y 0.3[g]

Valor no optimizado		Valor optimizado			
		Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.026	0.739	0.229	0.337	0.179	0.212

Tabla 7.3: Comparación de valores de promedio y desviación log-estandar para la distribución log-normal en 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05[g] y 0.49[g]

Valor no optimizado		Valor optimizado			
		Mayor		Moderado	
Promedio	Desviación	Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
0.117	0.940	0.247	0.447	0.172	0.372

En las tablas anteriores se puede observar como la optimización en los parámetros de las curvas permite que las curvas, para los tres casos estudiados, posean afinidad entre ellas, alcanzándose valores de promedios y desviaciones cercanos.

7.3.4. Efecto de la incertidumbre en parámetros del suelo

Las Figuras 6.3, 6.4, 6.5 y 6.6 muestran la deformación normalizada dentro de la tubería en los distintos escenarios analizados en el modelo. En las figuras la inferencia de los parámetros en las deformaciones provoca el aumento o disminución en distintas medidas para cada combinación de parámetros, desde los valores mas pequeños hacia los valores de mas grande magnitud.

En las figuras donde se compara la utilización de 60 combinaciones de suelo se puede observar que la diferencia mayor es cercana a un factor de 1.2 veces (1.216) la deformación inicial en el caso del peso específico y cerca de 1.15 veces (1.1621) para el caso del ángulo de fricción interna. Esto confirma lo expuesto por Yoon et al. (2019), al mostrar que en general la incertidumbre en el peso específico del suelo posee una mayor importancia que el valor del ángulo de fricción interna.

Por otro lado, el comportamiento de los parámetros para 1000 combinaciones de suelo presenta una preferencia lineal (con algunos puntos dispersos por la gráfica, pero presentando una gran porción dentro de una línea) cuando se estudia el cambio en la deformación para el ángulo de fricción interna, mientras que para el caso del peso específico se repite el comportamiento, en donde para mayores pesos específicos del suelo se presentan mayores deformaciones.

7.3.5. Contraste con otras curvas

Como menciona la ALA (ALA, 2001), Yoon (Yoon et al, 2019) y Sáenz (Saenz, 2018) en sus trabajos y documentos las curvas generadas no representan el comportamiento de estructuras similares (en este caso, tuberías). Pero es posible comparar el resultado de las curvas de fragilidad considerando que la forma en que se estudia su comportamiento es frente a un sismo con características similares y que poseen características a fines, como es el caso de las tuberías enterradas y continuas, sometidas al mismo tipo de falla que el estudiado en este trabajo.

Como se puede observar en la Figura 7.4 a continuación, la curva presentada por Lanzano et al (2014) para una tubería de acero (en la gráfica derecha, demarcada con un rombo para tuberías continuas), presenta la misma forma que las curvas mostradas en las Figuras 6.10, 6.11 y 6.12.

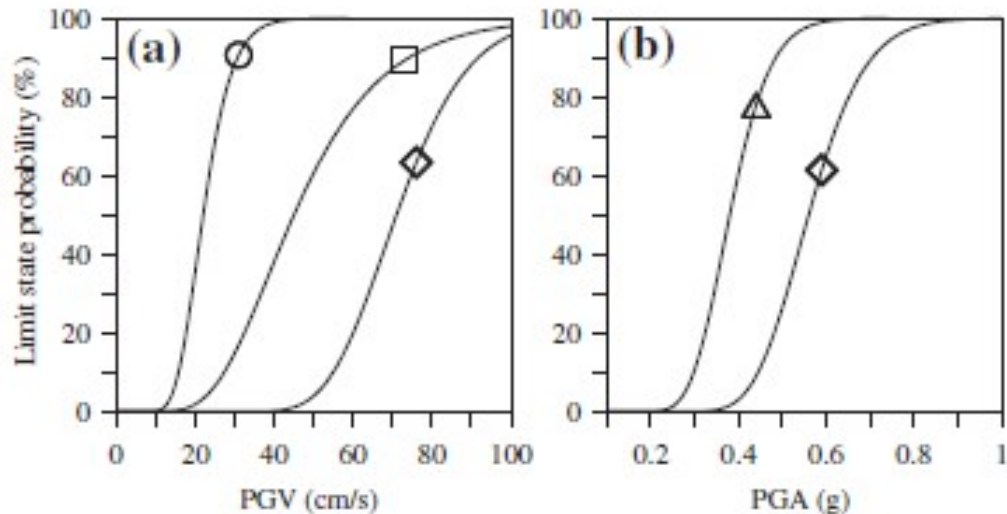


Figura 7.4: Curvas de fragilidad para tuberías enterradas, utilizando PGV y PGA para definir el comportamiento de la estructura. (Lanzano et al, 2014)

En la figura anterior se puede observar que si bien los parámetros de las curvas son distintos (un promedio de 0.58 y desviación de 0.18 para la curva del lado derecho con el rombo, y en el caso de la Figura 6.12 los parámetros son 0.24 y 0.44 para el estado de daño mayor, y 0.17 y 0.37 para el estado de daño moderado) el comportamiento y la forma de la curva se asemejan entre ellas.

7.4. Análisis de sensibilidad

Teniendo en cuenta la respuesta para las 1000 combinaciones de suelo en 22 escenarios sísmicos, el análisis de sensibilidad para las variables de ángulo de fricción interna y peso específico se obtienen mediante el uso de las ecuaciones 4.15 a 4.19. La Figura 7.5 a continuación muestra la desviación estándar de las respuestas asociadas a los parámetros del suelo utilizados en las iteraciones realizadas. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 9.61 en la sección 9.10.1 del Anexo.

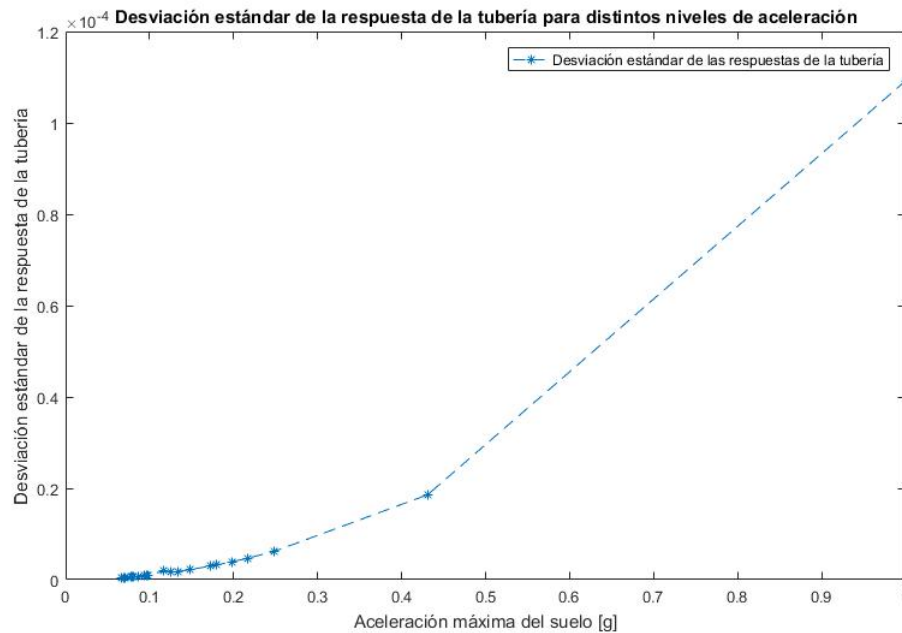


Figura 7.5: Desviación estándar de la respuesta de la tubería

Conociendo la desviación estándar de la respuesta de la tubería para cada escenario sísmico (asociados a las 1000 combinaciones de parámetros de suelo) y utilizando la deformación normalizada de la tubería (mostrada en las Figuras 6.5 y 6.6) es posible obtener la varianza relativa de cada uno de los parámetros en el comportamiento de la tubería. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 9.62 en la sección 9.10.2 del Anexo. La Figura 7.6 muestra en detalle como se comporta el ángulo de fricción interna y el peso específico en el análisis.

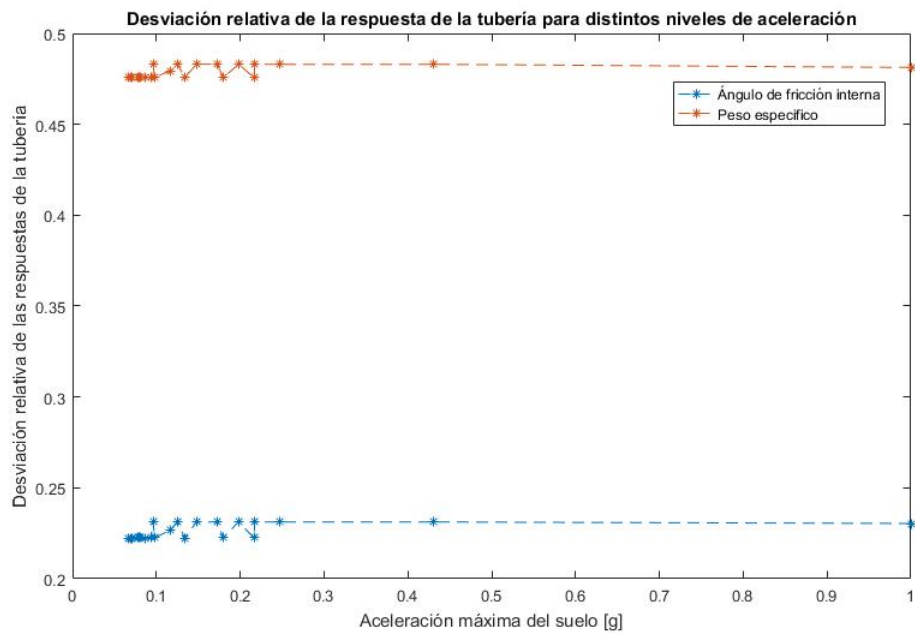


Figura 7.6: Desviación relativa de la respuesta de la tubería

Como se puede observar en la Figura anterior, el peso unitario posee un efecto significativo en la tubería, por sobre el efecto que posee el ángulo de fricción interna sobre la respuesta de la tubería.

Si bien se muestra que el peso específico es el parámetro que posee mayor influencia, como es explicado por Yoon et al. (2019), la determinación de la fuerza inercial está influenciada por el peso específico y la dureza del suelo se encuentra relacionada con el ángulo de fricción interna, por lo que el comportamiento dinámico de la tubería enterrada debe ser comprendido por una interacción de ambas, y no como una sobre la otra.

Considerando que los eventos sísmicos seleccionados para el análisis siguen el modelo de ocurrencia propuesto por Poulos et al. (2019), e Idini et al. (2017), existe un salto en los efectos entre 0.4 [g] y 1.0 [g], mostrando un comportamiento constante en ambos parámetros. Esto indica que si bien se sigue un método de ocurrencia real, provoca la falta de sismos, y por tanto el análisis en esta sección.

Capítulo 8

Conclusiones

Los objetivos principales de este trabajo son el desarrollo de curvas de fragilidad para sistemas de distribución de agua en Chile, utilizando modelos numéricos, a través del estudio de tipos de suelo en el territorio con el fin de generar un modelo fiel, considerando la incertidumbre de los parámetros con los que se puede definir un tipo de suelo en específico, y las características de los sismos que pueden afectar a una tubería de las características seleccionadas.

La revisión bibliográfica se centra en la generación de conocimientos para comprender como se realizan las curvas de fragilidad, mostrando el detalle de como se compone un sistema de distribución de agua, como se diseña un sistema de distribución de agua considerando las características sísmicas del sitio, el daño que se pueda presentar en las tuberías, escogiendo como foco de estudio la falla por tensión en la tubería y cómo se pueden mitigar estos daños, considerando medidas paliativas en el diseño del sistema.

Posteriormente, se enfatiza en la diferencia entre vulnerabilidad y fragilidad de una estructura, siendo la primera una medida en la pérdida, costos o reparaciones de la estructura luego de que ésta se vea afectada por un sismo o evento, y la segunda una probabilidad de que ocurra un cambio dentro de la estructura (como la falla catastrófica o moderada de esta), considerando conocido el efecto que posee el evento sobre la estructura en ambos casos, y siendo ambos términos independientes uno de otro pero confundidos con frecuencia (Porter, 2020).

8.1. Recolección y generación de datos para el modelo

Para definir las características de la tubería se utilizan las normas chilenas NCH, las cuales definen diámetros, largos y solicitaciones mínimas que deben cumplir las tuberías, como lo son la profundidad mínima a la cual deben ser enterradas las tuberías, por lo que las características escogidas para el modelo se han utilizado experimentalmente.

La manera en la que se recolectan los datos de suelo contempla la búsqueda de ensayos realizados en distintas partes de Chile, junto a la descripción de los tipos de suelo que se encuentran en Chile, con el objetivo de generar una pequeña base de datos (al rededor de 30 ensayos SPT y descripciones de suelo) para definir un tipo de suelo promedio, Areno limoso, el que representa un suelo recurrente en varias secciones de Chile, con énfasis en sección costera.

Escogido los valores promedios de los parámetros del suelo, se genera una distribución de valores aleatorios (independientes entre si) para considerar su incertidumbre dentro del modelo. Esto se realiza utilizando el método de hiper cubo y la distribución lineal, considerando el 10 % de la variación de los parámetros del suelo.

Finalmente, la generación de eventos sísmicos se realiza utilizando trabajos de generación de eventos, según ocurrencia, enfocados en el territorio Chileno. Estos consideran un modelo exponencial donde los sismos de menor magnitud ocurren en mayor medida (Ruiz et al. 2017), y sólo unos pocos presentan una magnitud alta, lo que interviene en la generación de aceleraciones en el sistema. Los sismos generados poseen aceleraciones que van desde los 0.0068g a los 0.5g, considerando 2000 muestras.

8.2. Comentarios del modelo

El modelo utilizado considera la incorporación de las características de la tubería, la interacción del suelo y la tubería y de la sollicitación sísmica, definiendo una tubería continua con gran longitud (siendo un elemento de tipo viga) y una sección pequeña.

La utilización de este tipo de modelos posee limitaciones como las que menciona la FEMA en su manual HAZUS. Estas limitaciones se comentan a continuación:

- La consideración de las pérdidas o fallas dentro de la estructura en el modelo pueden ser menores a las pérdidas reales que pueden presentarse luego de un evento.
- Utilizar un elemento estructural con características específicas no asegura que otras estructuras similares (en este caso una tubería) se comporten de la misma manera. Esto es debido a que se asumen comportamientos que no corresponden a todos las estructuras.
- Normalmente al caracterizar un sitio, se realiza un análisis incompleto y simplificado.
- El análisis es realizado utilizando números pequeños, por lo que es sensible a poseer errores debido a esto.

Como se menciona en el capítulo anterior, la simplificación del problema puede llevar a soluciones ideales en el modelo, lo que no representa en su totalidad al comportamiento real de la estructura. Esto se intenta corregir o disminuir con la adición de la incertidumbre de los parámetros del suelo y las distintas aceleraciones a las que se expone el sistema.

8.3. Curvas de fragilidad

Con las deformaciones obtenidas por medio del modelo, y utilizando lo expuesto en el capítulo de Metodología (y posteriormente en el capítulo de Desarrollo), se hace posible obtener las curvas de fragilidad para cada conjunto de valores utilizados en el modelo. Para hacer la separación entre cada estado de daño es necesario realizar la optimización de la ecuación de probabilidad L (ecuación 4.20), ya que sin esta las curvas generadas funcionan como un cambio en la tubería, sin marcar la diferencia de una tubería dañada en su totalidad o dañada moderadamente.

Los valores que modelan la curva se mantienen dentro de los valores de 0.22 a 0.25 para el estado mayor y de 0.17 a 0.18 en el estado moderado para el promedio de las curvas, mientras que para la desviación log-estándar estos se mantienen entre los valores 0.33 a 0.44 y 0.21 a 0.37 respectivamente. Sin optimizar, estos valores presentan grandes diferencias, como se puede observar en la Tabla 7.2 en donde el valor promedio es de 0.026 mientras que el optimizado alcanza el valor de 0.229 y 0.179 para el estado mayor y moderado.

Como se menciona con anterioridad (ALA, 2001; Yoon et al, 2019) las curvas de fragilidad generadas son sólo válidas para la estructura estudiada y no pretende representar tuberías de distintos materiales y dimensiones (considerando que existen combinaciones infinitas en este aspecto). Este trabajo utiliza la metodología propuesta por Yoon et al. para tuberías de acero y se ajusta a tuberías de cemento-asbesto, considerando los mismos factores teniendo en consideración la utilización de característicasq de sitio encontradas en Chile. Es posible mencionar que el modelo y la metodología no poseen límites y es posible mejorar su ejecución de distintas maneras, encontrando nuevas curvas de fragilidad que consideren mas situaciones con mayor detalle.

Dentro de las posibilidades de modos de fallas en tuberías se consideran dentro del estudio la falla por tensión como la principal, ya que ocurren en tuberías continuas y son las más observadas tras el paso de eventos sísmicos. De igual manera los distintos tipos de falla (mostrados en la Figura 2.2, del capítulo 2.1.3), pueden ser modelados y estudiados para generar distintas curvas a las expuesta en este trabajo.

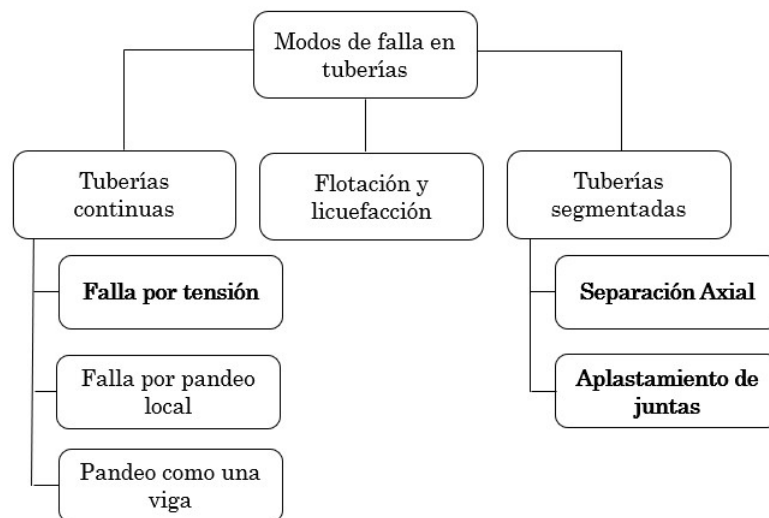


Figura 8.1: Modos de falla en tuberías

8.3.1. Observaciones finales

De los resultados obtenidos en este trabajo, se presentan las siguientes observaciones y comentarios finales:

- El análisis no lineal de las tuberías muestra que la respuesta del esfuerzo, considerando la incertidumbre de los parámetros del suelo es mayor que cuando no se considera. Sumado a que el comportamiento de las tuberías enterradas tomando en cuenta la incertidumbre de los parámetros indica que el peso específico del suelo es el parámetro que define el comportamiento de la tubería al estar enterrada.
- Los análisis de sensibilidad revelan la relativa importancia del peso unitario al calcular la respuesta al esfuerzo.
- Las curvas de fragilidad sísmica considerando la optimización de sus parámetros muestran curvas con una menor probabilidad de falla (curva suavizada), creciendo en una tasa más lenta que las curvas que no presentan la optimización de los parámetros.

Como es demostrado en el trabajo, la observación analítica es afectada por la incertidumbre de los parámetros del suelo. Las predicciones presentadas en el estudio son derivadas en términos de estas tres variables debido a la falta de datos geotécnicos asociados a los suelos. Por lo que es posible que el estudio sea mejorado cuando existan más datos, refinando el modelo con características más cercanas a la realidad o imponiendo nuevas condiciones sobre la tubería. Por otro lado, es posible mejorar el estudio y análisis realizados al integrar datos reales de daño en tuberías luego de un evento, mostrando como es el comportamiento real de ésta.

Finalmente, con éste trabajo se busca generar una base para estudiar el comportamiento de distintas estructuras, enterradas o no, frente a eventos sísmicos y poder construir curvas de fragilidad que muestren el comportamiento probabilístico de la estructura, escogiendo no solo el valor de PGA como la intensidad del sismo y pudiendo modelarlo frente a distintos magnitudes de intensidad.

Bibliografía

- [1] A. AL-ADEEB, M. MATTI *Wetness expansion and density of asbestos cement pipes*, febrero, 1986. Revista internacional de compuestos del cemento y hormigón ligero, Volumen 8, Numero 1.
- [2] A. DÍAZ *Estudio de mecánica de suelos para terreno pertenecientes al Sr. Enrique Sudy Marquez, ubicado en la ruta 240 CH, Km. 3, camino Puerto Aysén - Coyhaique*, Diciembre 2016. Aysén, Chile.
- [3] AGENCIA FEDERAL DE MANEJO DE EMERGENCIAS, FEMA. *Hazus-MH 2.1 User Manual, Earthquake Model*, Estados Unidos, Washington, D.C.
- [4] AGENCIA FEDERAL DE MANEJO DE EMERGENCIAS, FEMA. *ATC-25*, Septiembre 1991. *Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Lifelines in the Conterminous United States*, Estados Unidos, California.
- [5] A. JACOBSON, M. GRIGORIU *Fragility Analysis of Water Supply systems*, Reporte tecnico MCEER-08-0009, Marzo, 2008.
- [6] ALIANZA AMERICANA DE LINEAS DE VIDA, ALA *Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe*. 2001. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
- [7] A. MARTINEZ *Características general de los materiales térreos, Geotecnia para ingenieros*, 1990.
- [8] A. POULOS, M. MONSALVE, N. ZAMORA, J.C. DE LA LLERA *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of Its Poisson Nature*, Boletín de la sociedad sismología de america, Vol. 109, pg 66-74. Febrero, 2019.
- [9] B. LOOK *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*, 2007. Balkema, Londres, Reino Unido.
- [10] C. ARANDA *Análisis del comportamiento dinámico del suelo y los edificios para la estimación del daño sísmico potencial*, 2015. Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica, Universidad de Granada, Granada, España.
- [11] CENTRO SISMOLÓGICO NACIONAL (CSN), *Grandes terremotos en Chile*, Universidad de Chile, (s. f.). Recuperado 3 de mayo de 2020, de <http://www.csn.uchile.cl/sismologia/grandes-terremotos-en-chile/>
- [12] CENTRO SISMOLÓGICO NACIONAL (CSN), *Sismicidad y Terremotos en Chile*, Universidad de Chile, p.4, 2013.
- [13] COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*, Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), 2019, México.

- [14] CONSEJO DE TECNOLOGÍA APLICADA (APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL), ATC-13, Octubre 1985. *Earthquake Damage Evaluation Data for California*, Redwood, Estados Unidos, California.
- [15] DICTUC S.A. *Estudio de mecánica de suelos, edificio Centro Mayor - Concepción*, Noviembre 2010. DICTUC, Univeridad Catolica, Santiago, Chile.
- [16] E. ALBERTO, 2016. *Impacto sísmico en sistemas de agua potable urbanos*, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México, Ciudad Universitaria.
- [17] E. MALDONADO, N. JASBÓN, G. CHIO CHO, Abril 2010. *Funciones de vulnerabilidad calculadas para edificaciones en muros de hormigón reforzado*. Revista ingeniería de construcción, 25(1), 63-82.
- [18] FUCHIGE *Resumen caracterización geotécnica*. Fundación Chilena de Geotécnicos, Chile.
- [19] G. LANZANO, E. SALZANO, F. SANTUCCI DE MAGISTRIS, G. FABBROCINO *Seismic vulnerability of gas and liquid buried pipelines*, Marzo, 2013. Revista de prevención de perdida en procesos industriales, ElSeiver.
- [20] GOBIERNO DE CHILE, Agosto 2010. *Plan de reconstrucción terremoto y maremoto del 27 de Febrero de 2010*, Chile.
- [21] H. ALLEN *Tensile properties of seven asbestos cements* pg 98-103, Volumen 2. Junio, 1971. Disponible en línea desde Junio 2003.
- [22] I. BUSTOS *Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación del potencial de licuefacción en la cuenca del Marga - Marga*, Noviembre, 2017. Universidad técnica Federico Santa Maria, Valparaiso, Chile.
- [23] INSTITUTO - SISTEMAS COMPLEJOS DE INGENIERÍA Diciembre, 2019. *Diseñamos redes eléctricas resilientes que puedan hacer frente a desastres naturales*. Recuperado 3 de mayo de 2020, de https://isci.cl/historias_de_impacto/disenamos-redes-electricas-resilientes-a-temblores-y-terremotos/
- [24] J. AUDIBERT, D. NYMAN, T. O’ROURKE *Differential Ground Movement Effects on Buried Pipelines, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*. 1984, pp. 150–183.
- [25] J. LLERA, P. AGUIRRE, G. CANDIA *SIBER-RISK Strong Motion Database*, Fondo nacional de desarrollo científico y tecnológico - FONDECYT. Recuperado 8 de julio de 2020, de <https://siberrisk.ing.puc.cl/StrongMotionDatabase>
- [26] J. PÉREZ *Conceptos generales de la mecánica del suelo*. Escuela técnica superior de Arquitectura de la Coruña, España.
- [27] J. TWYMAN *Cálculo de la velocidad de onda para el análisis del golpe de ariete*, noviembre, 2016. Obras y Proyectos 20, pag. 86-92, Rancagua, Chile.

- [28] J. VIELMA, A. BARRIOS, A. ALFARO *Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico*, Julio, 2014. Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.
- [29] K. PITILKIS, H. CROWLEY, A.M. KAYNIA *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*, 2014, Vol. 27. Springer, Escuela de ingenieros, Universidad Ozyegin, Istanbul, Turquia.
- [30] K. PORTER, 2020 *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*. In: Beer M., Kougoumtzoglou I., Patelli E., Au IK. (eds) *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, Heidelberg.
- [31] K. PORTER, K. FAROKHNI, I. CHO, T. ROSSETTO, I. IOANNOU, D. GRANT, K. JAISWAL, D.WALD, D. D'AYALA, A. MESLEM, 2012 *Global vulnerability estimation methods for the Global Earthquake Model*. Proc. 15th World Conf. Earthq. Eng.
- [32] M. B. JAVANBARG, S. TAKADA, Y. KUWATA Y E. HARAYAMA *Seismic risk evaluation of buried pipelines by HDD method*, Abril 2006. San Francisco, California, Estos Unidos.
- [33] M. CUTFIELD, Q. MA *Solution Strategies for Three Problems un Empirical Fragility Curve Derivation Using the Maximum Likelihood Method*, Diario de Ingeniería Sísmica, Noviembre, 2016.
- [34] M. MELLA, J.F. BELTRAN *Revisión de modelos numéricos para predecir el comportamiento de tuberías enterradas ante sollicitaciones sísmicas*. Marzo, 2013. Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas, Santiago, Chile.
- [35] M. SHINOZUKA, S. TAKADAM, H. ISHIKAWA *Some aspects of seismic risk analysis of underground lifeline systems*, J. Press. Vessel Technol. 101 (1) (1979) 31–43.
- [36] NOH, H. AND KIREMIDJIAN, A.S. *Development of fragility functions for seismic damage assessment using kernel smoothing methods*, 2012. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 Sep 2012.
- [37] NOH, H., D.G. LIGNOS, K.K. NAIR, AND A.S. KIREMIDJIAN *Development of fragility functions as a damage classification/prediction method for steel moment-resisting frames using a wavelet-based damage sensitive feature*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2011. 41:4, 681-696, DOI: 10.1002/eqe.1151. Petal, M.A. (2004). Urban Disaster Mitigation and Preparedness: the 1999 Kocaeli Earthquake. Doctoral dissertation, University of California, Los Angeles CA.
- [38] ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD Noviembre 2010. *El terremoto y tsunami del 27 de febrero en Chile. Crónica y lecciones aprendidas en el sector salud (1° Edición)*.
- [39] O'ROURKE, M.J., LIU, X. *Response of Buried Pipeline Subject to Earthquake Effects*. 1999. Centro de estudios multidisciplinares de ingeniería sísmica, Universidad del estado de Nueva York, Buffalo, Nueva York, Monografía Serie 3.

- [40] P. RAYCHOWDHURY *Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand*, 2009. Ingeniería sísmica sobre dinámica de suelos, 29 (10) 1367 - 1378.
- [41] R. BAROZZI, R. LEMKE *El suelo de fundación de Valdivia*, 1966. Instituto de Investigaciones Geológicas, Santiago, Chile. 1 mapa : col; 89 x 61 cm. pleg. 30 x 22 cm. + leyenda 1 h. de 89 x 61 cm. pleg. 30 x 22 cm.
- [42] R. JORQUERA *Catálogo de terremotos subductivos chilenos para la generación de curvas de fragilidad*. Abril, 2014. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Santiago, Chile.
- [43] R. KUMAR, K. BHARGAVA, D. CHOUDHURY ESTIMATION OF ENGINEERING PROPERTIES OF SOILS FROM FIELD SPT USING RANDOM NUMBER GENERATION, Octubre, 2016. Academia nacional india de ingeniería, India.
- [44] RUZ & VUKASOVIC. INGENIEROS ASOCIADOS LTDA. *Informe de mecánica de suelos*. Enero 2009, Santiago, Chile.
- [45] SANDI ET AL. *Seismic vulnerability assessment. Methodological elements and applications to the case of Romania*, Octubre, 2007. Simposio internacional de mitigación de riesgo y terremotos Vrancea. Bucharest, Romania.
- [46] SIMULIA *ABAQUS/CAE Manual del usuario*. Recuperado de <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usi/default.htm?startat=pt03ch16s10h1b04.html>
- [47] S. SÁENZ *Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos Chilenos*, Abril 2018, Universidad de Chile, Chile.
- [48] SKORIN INGENIEROS *Mejoramiento integral del servicio de alcantarillado de aguas servidas de antofagasta*, Junio 1997. ESSAN S.A., Antofagasta, Chile.
- [49] S. LAYERA *Back analysis del modelo numérico utilizado para el diseño de los túneles interestación de la línea 3 del metro de Santiago*, 2018. Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas, Santiago, Chile.
- [50] S. M. RINALDI, 2004 *Modeling and simulating critical infrastructures and their interdependencies*. 37th conferencia internacional en ciencias de sistemas, Hawaii.
- [51] S. RUIZ, C. PASTÉN, B. IDINI, F. ROJAS *Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone*, Boletín de Ingeniería Sísmica, Vol. 15, pg 1853-1880. Mayo, 2017.
- [52] S. YOON, D. H. LEE, H. JUNG *Seismic fragility analysis of a buried pipeline structure considering uncertainty of soil parameters*, 2019. Diario internacional de tanques y tuberías a presión 175, República de Korea.
- [53] SYSTEP Febrero 2017. *Reporte Mensual del Sector Eléctrico (Vol. 10, N°2)*. Recuperado de http://www.systep.cl/documents/reportes/022017_Systep_Reporte_Sector_Electrico.pdf
- [54] T. ROSETTO, A. ELNASHAI, Febrero 2003. *Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data*. Ingeniería de Estructuras 25, p. 13-16.

- [55] Y. MARUYAMA, F. YAMAZAKI *Construction of fragility curve for water distribution pipes based on damage datasets from recent earthquakes in japan*, Julio, 2010. 10° Conferencia canadiense y 9° Conferencia estadounidense sobre ingeniería sísmica, Ontario, Canada.

Capítulo 9

Anexos

9.1. Espesores nominales de tubos de asbesto-cemento. Nch191 Of.1980

Tabla 9.1: Espesores nominales de tubos de asbesto-cemento para conducción de fluidos a presión. Nch191 Of. 1980

Diámetro interno nominal [mm]	Espesores nominales, e, mm		
	Clase AU	Clase AV	Clase Aw
50	10	10	10
75	10	10	10
100	10	10	12
125	10	10	12
150	10	11	14
200	11	14	19
250	12	15	20
300	14	18	23
350	15	21	27
400	16	24	31
450	18	26	35
500	20	28	37
600	24	34	40
700	28	40	46
800	32	45	52
900	36	51	59
1000	40	56	65

9.2. Ensayos SPT - Norte de Chile

Tabla 9.2: Ensayo SPT realizado en Copiapo. (FUCHIGE)

Copiapo 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,45	31	Arcilla	14,2	31	192
1,0 - 1,18	60	Arcilla algo Arenosa	15,7	35	192
2,0 - 2,45	46	Arcilla algo Arenosa	14,4	35	192
3,0 - 3,45	107	Arcilla algo Arenosa	17,7	35	192
3,45 - 30, 3	Rechazo	Gravas medias a gruesas	-	-	-

Tabla 9.3: Ensayo SPT realizado en Copiapo. (FUCHIGE)

Copiapo 3					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,3	-	Capa vegetal	-	-	-
0,3 - 10,09	13	Arcilla limosa	12	28	82,3
	12		12	28	75,4
	19		12	28	121,6
	20		12	28	128
	18		12	28	115,2
10,09 - 12,42	16	Arcilla	12	28	102,4
	22		14,2	29	140,8
	34		14,4	31	192
12,42 - 18,52	33	Arena Limosa	16,7	31	0
	29		15,9	30	0
	35		16,7	32	0
	31		16,7	31	0
	34		16,7	31	0
18,52 - 22	58	Arena limosa	18	35	0
	53		18	35	0
	68		19	35	0
	72		19	35	0
	77		19	35	0
22 - 30	Rechazo		-	-	-

Tabla 9.4: Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)

La Serena 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,1	-	Capa Vegetal	-	-	-
0,1 - 2,54	49	Arena limosa	17,7	34	0
	45		17,7	34	0
2,54 - 4,1	39	Arena limosa	16,7	32	0
	43		17,7	33	0
4,1 - 5,9	52	Arena limosa	18	35	0
	57		18	35	0
5,9 - 7,8	-	Arena con bajo contenido de limo	-	-	-
7,8 - 13,6	57	Arena limosa	18	35	0
	55		18	35	0
	64		19	35	0
	63		19	35	0
	67		19	35	0
13,6 - 15,8	-	Arena limosa	-	-	-
15,8 - 25,7	63	Arena limosa	19	35	0
	80		19	35	0
	71		19	35	0
	78		19	35	0
	69		19	35	0
25,7 - 30,08	73	Arena limosa	19	35	0
	69		19	35	0
	71		19	35	0

Tabla 9.5: Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)

La Serena 3					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,45	8	Capa vegetal	-	-	-
0,45 - 1,45	11	Arena limosa	14,7	28	0
1,45 - 17,00	22	Arena limosa	15,9	29	0
	23		15,9	29	0
	56		18	35	0
	41		17,7	33	0
	64		19	35	0
	57		18	35	0
	70		19	35	0
	67		19	35	0
17,00 - 21,00	77	Limo arcilloso	19	35	0
	44		15,7	33	48
	31		14,4	31	48
	17		12	28	20
21,00 - 28,48	26	Arena limosa	14,2	30	40
	53		18	35	0
	32		16,7	31	0
28,55 - 30,00	53	Limo arcilloso	18	35	0
	41		15,7	33	48
	38		14,4	32	48

Tabla 9.6: Ensayo SPT realizado en La Serena. (FUCHIGE)

La Serena 4					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,4	-	Capa vegetal	-	-	-
0,4 - 1,00	-	Arena limosa	-	-	-
1,0 - 30,00	14	Arena	15,7	12	0
	29		16,9	39,5	0
	42		18,9	43	0
	33		17,7	41	0
	38		17,7	42,5	0
	44		18,7	43,3	0
	51		19	45	0
	26		16,9	35,5	0
	10		15,7	30	0
	64		20	50	0
	53		19	45,5	0
	75		20	50	0
	73		20	50	0
	79		20	50	0
	42		18,9	42,5	0
	74		20	50	0
63	20	50	0		

Tabla 9.7: Ensayo SPT realizado en Coquimbo. (FUCHIGE)

Coquimbo 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 4,02	11	Arena con gravilla	16,7	35	0
	-		-	-	-
	16		16,7	37	0
	19		16,7	40	0
4,02 - 30,15	Rechazo	Arena con grava	-	-	-

Tabla 9.8: Ensayo SPT realizado en Coquimbo. (FUCHIGE)

Coquimbo 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 5,6	-	Grava arenosa limosa	-	-	-
5,6 - 9,05	27	Arena fina con gravas aisladas	17,9	42	0
	25		17,9	42	0
	33		18,7	45	0
	28		17,9	43	0
9,05 - 13,23	36	Arena fina	17,7	44	0
	Rechazo		-	-	-
13,23 - 27,6	Rechazo	Arena fina	-	-	-

Tabla 9.9: Ensayo SPT realizado en San Pedro de la Paz. (FUCHIGE)

San Pedro de la Paz 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 2,35	2	Arena limosa	13,8	28	0
2,35 - 6,74	1	Arcilla	10,59	27	12
	2		10,59	27	12
6,74 - 14,29	2	Arenisca	14,8	27	0
	1		14,8	27	0
14,29 - 17,95	1	Arcilla	10,59	27	12
17,95 - 22,10	17	Arcilla - Arena	12,5	37	20
	24		15,2	40	35
	28		15,2	42	43
	23		15,2	40	32
22,10 - 30,31	2	Arcilla arenosa	11,6	27	4,8
	3		11,6	27	4,8
	6		11,6	27	4,8
	7		11,6	27	4,8
	13		13	28	11
	5		11,6	27	4,8
	6		11,6	27	4,8

Tabla 9.10: Ensayo SPT realizado en San Pedro de la Paz . (FUCHIGE)

San Pedro de la Paz 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,75	-	Relleno	-	-	-
0,75 - 5,7	14	Arena limosa	14,7	28	0
	16		14,7	28	0
	25		15,9	30	0
	33		16,7	31	0
	36		16,7	32	0
5,7 - 6,5	4	Limo	12	27	0
6,5 - 18,10	42	Arena limosa	17,9	33	0
	61		19	35	0
	56		18	35	0
	71		20	35	0
	76		20	35	0
	65		19	35	0
	55		18	35	0
	66		19	35	0
	53		18	35	0
	68		19	35	0
15	14,7	28	0		
18,1 - 21,2	16	Limo arenoso	12	28	0
	24		14,2	30	0
21,2 - 30,02	66	Arena limosa	20	35	0
	70		20	35	0
	78		20	35	0

9.3. Ensayos SPT - Sur de Chile

Tabla 9.11: Ensayo SPT realizado en Los Ángeles. (FUCHIGE)

Los Ángeles 1					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,15	-	Capa vegetal	-	-	-
0,15 - 1,5	8	Limo arcilloso	10,6	27	4,8
	6		10,6	27	4,8
1,5 - 2,3	10	Arcilla	12	28	4,8
2,3 - 5,2	Rechazo	Arena limosa	-	-	61,7
5,2 - 25,5	Rechazo	Material cementado - Gravillas	-	-	-
25,5 - 30,00	Rechazo	Limo	-	-	-

Tabla 9.12: Ensayo SPT realizado en Los Ángeles. (FUCHIGE)

Los Ángeles 2					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,95	-	Relleno	-	-	-
0,95 - 2,55	14	Limo Arenoso	13	28	0
	12		13	28	0
2,55 - 4,5	14	Arena limosa	14,7	28	0
	-		-	-	-
	13		14,7	28	0
4,5 - 8,1	-	Brecha volcanica	-	-	-
	46		26,4	-	0
	-		-	-	-
	46		26,4	-	0
	42		26,4	-	0
8,1 - 26,47	Rechazo	Arena	-	-	-
26,47 - 30,06	Rechazo	Arena	-	-	-

Tabla 9.13: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 1					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 1,45	7	Arcilla	10,59	27	42
1,45 - 6,05	17	Arena fina limosa	14,7	28	0
	39		16,7	32	0
	58		20	35	0
	60		20	35	0
6,05 - 7,35	Rechazo	Arena fina	-	-	-
7,35 - 9,27	Rechazo	Arena fina	-	-	-
9,27 - 14,33	63	Limo arcilloso - Arcilla limosa	17,7	34	48
	86		17,7	34	48
	47		15,7	34	48
	93		17,7	34	48
	Rechazo		-	-	-
14,33 - 21,28	63	Arena fina limosa	20	35	0
	78		20	35	0
	79		20	35	0
	66		20	35	0
	55		19	35	0
	Rechazo		-	-	-
21,29 - 23,37	75	Arena fina limosa	20	35	0
	Rechazo		-	-	-
23,27 - 30,45	45	Arena fina limosa	17,7	35	0
	Rechazo		-	-	-
	93		20	35	0
	63		20	35	0
	67		20	35	0
	84		20	35	0
	73		20	35	0

Tabla 9.14: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 2					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,2	-	Relleno	-	-	-
0,2 - 1,25	7	Arena limosa	13,8	27	0
1,25 - 3,4	8	Arena limosa	13,8	27	0
	6		13,8	27	0
2,4 - 4,5	5	Arcilla	10,59	27	30
4,5 - 5,35	4	Arcilla	10,59	27	24
5,35 - 6,55	22	Arena limosa	15,9	29	0
6,55 - 7,4	34	Arena limosa	15,9	31	0
7,4 - 9,1	78	Arena	21	50	0
9,1 - 10,45	5	Limo	10,6	27	0
10,45 - 14,35	89	Arena	21	50	0
14,34 - 16,25	-	Cancagua	-	-	-
16,25 - 29,97	Rechazo	Arena	-	-	-

Tabla 9.15: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 3					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 1,0	-	Relleno	-	-	-
1,0 - 2,45	1	Arcilla organica	9,5	25	4,8
2,45 - 10,45	2	Arcilla	9,56	27	12
	3		9,56	27	16
	3		9,56	27	16
	4		9,56	27	24
	4		9,56	27	24
	4		9,56	27	24
	6		9,56	27	36
10,45 - 16,45	5	Arena arcillosa	9,56	27	30
	6		9,56	27	4,8
	4		9,56	27	4,8
	5		9,56	27	4,8
	3		9,56	27	4,8
16,45 - 22,45	12	Arena fina	11	28	9
	33		13,4	31	48
	53		19	50	0
	18		14,7	35	0
	32		16,7	42	0
	27		15,9	40	0
22,45 - 30,45	32	Arena arcillosa	16,7	42	0
	33		16,7	42	0
	26		15,9	30	39
	27		15,9	30	41
	10		13,8	27	4,8
	36		16,7	32	48
	49		17,9	34	48
	40		17,7	32	48
44	17,8	33	48		
48	17,9	34	48		

Tabla 9.16: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 4					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 1,05	3	Arcilla limosa	10,59	27	4,8
1,05 - 3,3	2	Arcilla limosa	10,59	27	4,8
	3		10,59	27	4,8
3,3 - 5,5	13	Arena limosa	14,7	28	0
	13		14,7	28	0
5,5 - 9,4	7	Limo Arcilloso	11	27	4,8
	6		11	27	4,8
	6		11	27	4,8
	5		11	27	4,8
9,4 - 10,2	11	Limo	12	28	0
10,2 - 12,5	3	Limo arenoso	13	27	0
12,5 - 14,4	9	Arena limosa	13,8	27	0
	9		13,8	27	0
14,4 - 17,3	7	Limo	10,6	27	0
	6		10,6	27	0
17,3 - 18,15	7	Arena	14,8	28,5	0
18,15 - 22,5	6	Limo	10,6	27	0
	7		10,6	27	0
	6		10,6	27	0
	6		10,6	27	0
22,5 - 24,3	4	Limo	10,6	27	0
	4		10,6	27	0
24,3 - 26,45	12	Limo	12	28	0
	13		12	28	0
26,45 - 30,07	33	Arena	17,7	44	0
	74		21	50	0
	72		21	50	0
	85		21	50	0

Tabla 9.17: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 5					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 4,45	9	Arena limosa	13,8	27	0
	5		13,8	27	0
	8		13,8	27	0
	18		14,7	28	0
4,45 - 8,45	22	Arena media	16,9	39	0
	22		16,9	39	0
	33		17,7	42	0
	20		16,9	38	0
8,45 - 15,45	21	Arena limosa	15,9	29	0
	31		16,7	31	0
	40		17,7	32	0
	34		16,7	31	0
	30		16,7	30	0
	26		15,9	32	0
	34		16,7	31	0
15,45 - 20,45	43	Arena media	18,9	45	0
	43		18,9	45	0
	49		18,9	46	0
	44		18,9	44,5	0
	53		20	46,5	0

Tabla 9.18: Ensayo SPT realizado en Valdivia. (FUCHIGE)

Valdivia 6					
Profundidad [m]	NsPt	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,20	-	Losa hormigón	-	-	-
0,2 - 0,52	-	Arena limosa	-	-	-
0,52 - 3,05	2	Arcilla	10,59	27	12
	7		10,59	27	42
3,05 - 4,25	33	Limo	14,4	31	0
4,25 - 6,2	3	Arcilla	10,59	27	16
	2		10,59	27	12
6,2 - 35,08	2	Arcilla	10,59	27	12
	3		10,59	27	16
	4		10,59	27	24
	5		10,59	27	30
	3		10,59	27	16
	2		10,59	27	12
	4		10,59	27	24
	3		10,59	27	16
	2		10,59	27	12
	3		10,59	27	16
	5		10,59	27	30
	5		10,59	27	30
	4		10,59	27	24
	3		10,59	27	16
	3		10,59	27	16
	2		10,59	27	12
	2		10,59	27	12
	4		10,59	27	24
	3		10,59	27	16
	3		10,59	27	16
2	10,59	27	12		

Tabla 9.19: Ensayo SPT realizado en Concepción. (FUCHIGE)

Concepción 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,3	-	Relleno	-	-	-
0,3 - 0,6	-	Limo	-	-	-
0,6 - 5,93	9	Arena	14,8	29,5	0
	16		15,7	32	0
5,93 - 7,63	19	Arena limosa	14,7	28	0
7,63 - 14,51	28	Arena limosa	15,9	30	0
	32		16,7	31	0
	54		19	35	0
14,51 - 20,81	27	Arena limosa	15,9	30	0
	37		16,7	32	0
	45		17,9	35	0
	49		17,9	35	0
20,81 - 21,7	49	Arcilla	15,7	34	192
21,7 - 30,08	51	Arena	19	50	0
	56		19	50	0
	63		20	50	0
	59		19	50	0
	56		19	50	0

Tabla 9.20: Ensayo SPT realizado en Concepción. (FUCHIGE)

Concepción 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 5,28	20	Arena	15,7	35	0
	10		14,8	30	0
	8		14,8	29	0
5,28 - 8,03	13	Arena	15,7	31	0
	20		15,7	35	0
	38		17,7	42	0
8,6 - 9,7	6	Limo	10,6	27	0
9,7 - 10,40	16	Limo	12	28	0
10,40 - 16,9	13	Limo arcilloso	12	28	11
	8		10,6	27	4,8
	10		10,6	28	4,8
	19		12	28	24
16,9 - 19,4	39	Arcilla	14,4	32	192
	31		14,4	31	192
	32		14,4	31	192
19,4 - 29,03	51	Arena limosa	19	35	0
	56		19	35	0
29,03 - 30,12	Rechazo	Arenisca	-	-	-

Tabla 9.21: Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)

Constitución 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,45	-	Arena	-	-	-
0,45 - 1,29	-	Arena limosa	-	-	-
1,29 - 9,57	8	Arena limosa	13,8	27	0
	10		13,8	27	0
	12		14,7	28	0
	16		14,7	28	0
	21		15,9	29	0
	26		15,9	30	0
	25		15,9	30	0
	32		16,7	31	0
9,57 - 19,10	28	Arena	15,9	30	0
	36		17,7	41	0
	37		17,7	41	0
	45		18,9	44	0
	38		17,7	41	0
	40		18,9	42	0
	47		18,9	44	0
	36		17,7	41	0
	34		17,7	41	0
	35		17,7	41	0
19,1 - 29,19	50	Arena	20	45	0
	32		17,7	40	0
	41		18,9	42	0
	34		17,7	40	0
	46		18,9	44	0
	50		20	45	0
	40		18,9	42	0
	39		17,7	41	0
	27		16,9	39	0
	40		18,9	42	0
29,19 - 31,57	37	Arena	17,7	41	0
	34		17,7	41	0
	42		18,9	42	0

Tabla 9.22: Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)

Constitución 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,15	-	Gravas	-	-	-
0,15 - 1,6	5	Arena arcillosa	13,8	27	4,8
1,6 - 10,50	11	Arena	15,7	30	0
	16		15,7	31	0
	15		15,7	31	0
	18		15,7	32	0
	24		16,9	35	0
	24		16,9	35	0
	29		16,9	39	0
10,5 - 22,4	32	Arena	17,7	40	0
	37		17,7	41	0
	43		18,9	42	0
	36		17,7	41	0
	46		18,9	44	0
	41		18,9	42	0
	36		17,7	41	0
	40		18,9	42	0
	38		17,7	41	0
	32		17,7	40	0
22,4 - 30,05	47	Arena	18,9	44	0
	44		18,9	44	0
	39		17,7	41	0
	40		18,9	42	0
	44		18,9	44	0
	51		20	45	0
	45		18,9	44	0

Tabla 9.23: Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)

Constitución 3					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,45	-	Arena limosa	-	-	-
0,45 - 1,3	10	Arena limosa	13,8	27	0
1,3 - 5,25	7	Arena limosa	13,8	27	0
	8		13,8	27	0
	6		13,8	27	0
	8		13,8	27	0
5,25 - 6,05	21	Arena limosa	15,9	29	0
6,05 - 9,35	3	Arcilla	10,6	27	16
	6		10,6	27	36
	5		10,6	27	30
9,35 - 11,45	14	Limo	12	28	0
	12		12	28	0
11,45 - 13,25	44	Arena limosa	17,9	33	0
	42		17,9	33	0
13,25 - 15,25	18	Arcilla	12	28	115
	23		14,2	29	147
15,25 - 17,3	58	Arena limosa	19	35	0
	51		19	35	0
17,3 - 19,3	11	Arcilla	12	28	68
	19		12	28	121
19,3 - 24,3	29	Arena limosa	15,9	30	0
	69		20	35	0
	65		20	35	0
	66		20	35	0
	76		20	35	0
24,3 - 31,5	20	Arena limosa	15,9	28	0
	24		15,9	29	0
	28		15,9	30	0
	72		20	35	0
	82		20	35	0
	86		20	35	0
	70		20	35	0
31,5 - 33,92	22	Arcilla	14,2	29	140
	12		12	28	75
	9		10,6	27	54
33,92 - 35,07	53	Arcilla	17,7	34	192

Tabla 9.24: Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)

Constitución 4					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,0 - 0,2	-	Estabilizado	-	-	-
0,2 - 5,1	4	Arena limosa	13,8	27	0
	9		13,8	27	0
	11		14,7	28	0
	15		14,7	28	0
5,1 - 7,9	35	Arena limosa	16,7	32	0
	41		17,9	33	0
	51		19	25	0
7,9 - 30,05	Rechazo	Arena	-	-	-

Tabla 9.25: Ensayo SPT realizado en Constitución. (FUCHIGE)

Constitución 5					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 0,5	-	Arena	-	-	-
0,5 - 1,1	-	Arena	-	-	-
1,1 - 3,9	2	Material Vegetal	-	-	-
2,9 - 7,76	3	Arena	14,8	28	0
	5		14,8	28	0
	10		14,8	30	0
	21		16,9	34	0
7,76 - 8,8	43	Arena	18,9	42	0
8,8 - 21,3	46	Arena limosa	17,9	34	0
	31		16,7	31	0
	34		16,7	31	0
21,3 - 30,15	33	Arena	17,7	40	0
	35		17,7	41	0
	39		17,7	41	0
	43		18,9	42	0

Tabla 9.26: Ensayo SPT realizado en Chillan. (FUCHIGE)

Chillan 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,5 - 2,0	5	Relleno	-	-	-
	66	Gravas	24	50	0
2,0 - 4,5	-	Arcilla arenosa	-	-	-
4,5 - 4,95	23	Arcilla arenosa	15,21	29	32
5,5 - 5,95	24	Arcilla arenosa	15,21	29	35
6,5 - 6,95	12	Limo arenoso	13	28	0
7,5 - 7,95	21	Limo arenoso	15,2	29	0
8,05 - 35,15	Rechazo	Gravas - Arena - Limos	-	-	-

Tabla 9.27: Ensayo SPT realizado en Chillan. (FUCHIGE)

Chillan 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 1,05	-	Relleno	-	-	-
1,05 - 6,57	-	Gravas arenosas	-	-	-
6,57 - 16,47	26	Arena	16,9	35	0
	32		17,7	40	0
	81		21	50	0
	59		20	45	0
	58		20	45	0
	54		20	45	0
	49		18,9	45	0
	42		18,9	42	0
16,47 - 22,40	-	Gravas	-	-	-
22,4 - 30,05	Rechazo	Arena	-	-	-

Tabla 9.28: Ensayo SPT realizado en Arauco. (FUCHIGE)

Arauco 1					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 2,00	4	Rellenos	-	-	-
	11		-	-	-
	12		-	-	-
2,00 - 2,51	16	Arena limosa	14,7	28	0
2,51 - 7,03	24	Arena	16,9	36	0
	22		16,9	35	0
	40		18,9	42	0
	40		18,9	42	0
	37		17,7	41	0
	39		17,7	41	0
	40		18,9	42	0
	41		18,9	43	0
7,03 - 30,04	67	Arena	21	45	0
	52		20	45	0
	50		20	45	0
	52		20	45	0
	55		20	45	0
	56		20	45	0
	57		20	45	0
	63		21	46	0
	54		20	45	0
	54		20	45	0
	57		20	45	0
	60		21	46	0
	58		20	45	0
	55		20	45	0
	57		20	45	0
	59		20	45	0
	58		20	45	0
	58		20	45	0
	61		21	46	0
	59		20	46	0

Tabla 9.29: Ensayo SPT realizado en Arauco. (FUCHIGE)

Arauco 2					
Profundidad [m]	NSPT	Descripción	Peso Unitario seco [kN/m^3]	Ángulo de Fricción Interna [°]	Cohesión [kPa]
0,00 - 1,5	6	Relleno	-	-	-
1,5 - 3,7	21	Arena limosa	15,9	29	0
	41		17,9	33	0
3,7 - 5,3	34	Arena limosa	16,7	31	0
	41		17,9	33	0
5,3 - 5,75	-	Limo	-	-	-
5,75 - 8,6	53	Arena limosa	19	35	0
	43		17,9	33	0
	43		17,9	33	0
8,6 - 13,9	14	Arena limosa	14,7	28	0
	23		15,9	29	0
	25		15,9	29	0
	21		15,9	29	0
	29		15,9	30	0
13,9 - 30,13	42	Arena limosa	17,9	33	0
	46		17,9	34	0
	40		17,9	32	0
	40		17,9	32	0
	46		17,9	34	0
	52		19	35	0
	57		19	35	0
	59		19	35	0
	69		20	35	0
	72		20	35	0

9.4. Valores de PGA - Generación

9.4.1. Código para la generación de valores

Código 9.1: Generación de valores de Mw, R, H y PGA

```

1 a = 5.36; %Paper de Poulos
2 b = 0.88; %Paper de Poulos
3 Magnitud_Maxima = 9.3; %Magnitud maxima
4 N = 999;
5
6 % Generación de magnitudes
7 Valores_Lambda = linspace(5*10^-3,10,1000); % Numero de eventos sismicos esperados
8 M_ordenada = (a - log10(Valores_Lambda))./b; % Momentos asociados al numero de
   ↳ eventos sismicos esperados
9 M_randomizado = M_ordenada(randperm(length(M_ordenada))); % Aleatorización de
   ↳ momentos
10
11 % Generación de R
12 r_minimo = 17; % Radio de Santiago de Chile
13 r_maximo = 100; % Radio máximo a utilizar en la GMPE

```

```

14 r_promedio = 50; % Valor promedio de Radios escogidos
15 r_cov = 0.35; % Varianza
16 aux = (r_promedio - r_minimo)/(r_maximo - r_promedio);
17 % Parámetros a y b de la distribución beta para la generación de valore de
18 % R
19 b_R = ((aux * (r_maximo-r_minimo)^2)/(r_cov^2)/((aux*r_maximo + r_minimo)^2)- 1 )
    ↪ / (1 + aux);
20 a_R = aux * b_R;
21 Valores_X = linspace(0,1,1000); % Valores auxiliares
22 % Distribución beta
23 B_ab = (gamma(a_R)*gamma(b_R))/(gamma(a_R + b_R));
24 PDF = abs(Valores_X.^(a_R - 1).*(1 - Valores_X).^(b_R - 1)/B_ab);
25 PDF_norm = PDF/max(PDF);
26 R = (r_maximo - r_minimo)*PDF_norm + r_minimo;
27
28 % Generación de profundidades asociada a los sismos
29 H = rand(1,1000)*40 + 20;
30
31 % Calculo de PGA con los datos obtenidos
32 n = length(M_randomizado);
33 PGAs = ones(1000,1);
34 for i = 1:n
35     PGA_completo = GMPE(M_randomizado(i), H(i), R(i), 0, 750);
36     PGAs(i,1) = PGA_completo(1);
37 end

```

9.4.2. Valores Generados

Tabla 9.30: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 1 a 100

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
1	26.76	17.00	4.98	0.0086
2	49.81	19.13	4.98	0.0086
3	39.09	20.56	4.97	0.0086
4	46.14	21.81	4.96	0.0086
5	58.66	22.95	4.97	0.0086
6	32.52	24.02	4.98	0.0087
7	23.06	25.02	4.99	0.0087
8	51.66	25.98	4.99	0.0088
9	34.62	26.91	4.96	0.0088
10	43.40	27.80	5.00	0.0088
11	27.33	28.66	4.97	0.0088
12	23.08	29.50	5.00	0.0088
13	26.15	30.31	4.97	0.0089
14	53.08	31.10	4.99	0.0089
15	32.04	31.88	5.00	0.0090
16	35.36	32.64	5.01	0.0090
17	46.03	33.38	4.96	0.0090
18	52.69	34.11	5.01	0.0090
19	50.65	34.82	5.00	0.0090
20	34.97	35.52	5.00	0.0091
21	27.59	36.21	4.96	0.0091
22	45.86	36.89	4.99	0.0092
23	20.14	37.55	4.97	0.0092
24	31.32	38.21	4.98	0.0092
25	45.54	38.86	5.04	0.0092
26	43.68	39.49	5.04	0.0093
27	33.01	40.12	5.00	0.0093
28	59.56	40.74	4.96	0.0093
29	24.93	41.35	5.03	0.0093
30	49.44	41.95	5.02	0.0093
31	26.26	42.55	5.02	0.0093
32	37.39	43.13	5.01	0.0093
33	53.29	43.71	5.04	0.0094
34	34.40	44.28	5.02	0.0094
35	23.05	44.85	4.99	0.0094
36	42.28	45.41	4.99	0.0094
37	30.96	45.96	5.04	0.0095
38	25.28	46.51	5.05	0.0095
39	47.99	47.05	5.02	0.0095
40	39.44	47.58	5.06	0.0096
41	27.31	48.11	5.07	0.0096
42	24.05	48.64	5.05	0.0096
43	28.06	49.15	5.05	0.0096
44	25.39	49.66	5.07	0.0097
45	32.95	50.17	4.97	0.0097
46	58.02	50.67	5.08	0.0098
47	41.29	51.17	5.03	0.0098
48	29.91	51.66	5.05	0.0098
49	37.49	52.15	5.08	0.0098
50	46.76	52.63	5.07	0.0098
51	41.91	53.11	4.99	0.0098
52	44.36	53.58	5.07	0.0098
53	54.53	54.05	5.04	0.0099
54	35.23	54.51	5.04	0.0099
55	49.96	54.97	4.99	0.0099
56	26.27	55.43	5.06	0.0099
57	22.32	55.88	5.09	0.0099
58	33.59	56.33	4.97	0.0099
59	52.69	56.77	5.09	0.0100
60	35.10	57.21	5.08	0.0100
61	58.90	57.64	5.09	0.0100
62	44.21	58.07	5.09	0.0101
63	33.53	58.50	5.10	0.0101
64	57.12	58.93	5.02	0.0101
65	55.94	59.35	5.09	0.0101
66	54.03	59.76	5.07	0.0101
67	30.27	60.18	5.10	0.0102
68	31.42	60.58	5.09	0.0102
69	51.20	60.99	5.10	0.0102
70	48.06	61.39	5.10	0.0102
71	39.70	61.79	5.11	0.0102
72	58.71	62.19	4.99	0.0103
73	39.05	62.58	5.12	0.0103
74	59.80	62.97	5.06	0.0103
75	39.62	63.35	4.98	0.0103
76	40.14	63.74	5.06	0.0104
77	50.75	64.12	5.05	0.0104
78	35.52	64.49	5.13	0.0104
79	38.13	64.86	5.13	0.0105
80	25.31	65.23	5.08	0.0105
81	50.34	65.60	5.00	0.0105
82	42.61	65.97	5.05	0.0105
83	45.95	66.33	5.13	0.0105
84	51.92	66.68	5.05	0.0106
85	28.82	67.04	5.08	0.0106
86	54.32	67.39	5.14	0.0106
87	56.19	67.74	5.09	0.0106
88	31.68	68.09	5.05	0.0106
89	49.03	68.43	5.14	0.0107
90	33.58	68.77	5.06	0.0107
91	30.91	69.11	5.08	0.0107
92	26.81	69.45	4.99	0.0107
93	46.56	69.78	5.08	0.0108
94	41.43	70.11	5.16	0.0108
95	53.16	70.44	5.06	0.0108
96	30.69	70.76	4.98	0.0108
97	27.05	71.08	5.16	0.0108
98	37.25	71.40	5.11	0.0109
99	39.03	71.72	5.15	0.0109
100	51.41	72.04	5.12	0.0109

Tabla 9.31: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 101 a 200

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
101	25.23	72.35	5.16	0.0109
102	22.05	72.66	5.15	0.0109
103	45.10	72.96	4.98	0.0110
104	21.16	73.27	5.17	0.0110
105	25.45	73.57	4.99	0.0110
106	47.78	73.87	5.00	0.0111
107	40.63	74.17	5.16	0.0111
108	41.70	74.46	5.14	0.0111
109	52.34	74.76	5.07	0.0111
110	51.75	75.05	5.18	0.0111
111	40.07	75.34	5.18	0.0111
112	31.07	75.62	5.17	0.0111
113	24.79	75.91	5.18	0.0111
114	55.46	76.19	5.07	0.0111
115	58.81	76.47	5.05	0.0111
116	57.70	76.74	5.13	0.0111
117	45.53	77.02	5.18	0.0111
118	23.62	77.29	4.97	0.0111
119	22.99	77.56	5.03	0.0112
120	27.30	77.83	4.98	0.0112
121	21.27	78.09	5.05	0.0112
122	49.00	78.36	5.12	0.0113
123	25.77	78.62	5.04	0.0113
124	45.44	78.88	5.19	0.0113
125	51.59	79.14	5.19	0.0114
126	42.65	79.39	5.13	0.0114
127	35.10	79.64	5.17	0.0114
128	52.86	79.90	5.20	0.0115
129	32.20	80.15	5.19	0.0115
130	32.77	80.39	5.21	0.0116
131	51.40	80.64	4.97	0.0116
132	40.15	80.88	5.17	0.0116
133	30.44	81.12	5.04	0.0116
134	49.30	81.36	4.99	0.0117
135	26.52	81.60	5.01	0.0117
136	56.84	81.83	5.16	0.0117
137	28.89	82.07	5.13	0.0117
138	23.34	82.30	5.18	0.0118
139	22.95	82.53	5.11	0.0118
140	50.78	82.75	5.14	0.0118
141	52.71	82.98	5.03	0.0118
142	49.62	83.20	5.22	0.0119
143	50.33	83.43	5.07	0.0119
144	58.45	83.65	5.11	0.0119
145	38.66	83.86	5.07	0.0119
146	51.48	84.08	5.09	0.0119
147	36.90	84.29	5.22	0.0119
148	57.75	84.51	5.13	0.0120
149	20.05	84.72	5.03	0.0120
150	59.25	84.93	5.12	0.0120
151	42.81	85.13	5.16	0.0120
152	33.86	85.34	5.23	0.0121
153	42.30	85.54	5.22	0.0121
154	31.99	85.75	5.08	0.0121
155	26.36	85.95	5.03	0.0122
156	46.61	86.14	5.15	0.0122
157	47.37	86.34	5.10	0.0122
158	51.70	86.54	5.03	0.0122
159	33.94	86.73	5.08	0.0122
160	30.00	86.92	4.98	0.0123
161	33.80	87.11	4.96	0.0123
162	33.15	87.30	5.26	0.0123
163	57.10	87.48	5.21	0.0123
164	50.24	87.67	4.99	0.0123
165	31.53	87.85	5.26	0.0123
166	44.25	88.03	5.19	0.0123
167	50.64	88.21	5.24	0.0124
168	53.85	88.39	5.15	0.0124
169	56.08	88.57	5.18	0.0124
170	43.83	88.74	5.12	0.0124
171	22.74	88.92	5.03	0.0124
172	28.72	89.09	5.15	0.0124
173	54.78	89.26	5.23	0.0125
174	36.57	89.43	5.11	0.0125
175	46.45	89.59	5.20	0.0125
176	51.34	89.76	5.09	0.0125
177	29.92	89.92	5.26	0.0125
178	42.18	90.08	5.22	0.0125
179	29.18	90.24	5.19	0.0126
180	20.28	90.40	5.14	0.0126
181	50.67	90.56	5.18	0.0126
182	20.87	90.72	5.07	0.0127
183	35.72	90.87	5.13	0.0127
184	30.10	91.02	5.05	0.0127
185	28.17	91.18	5.19	0.0127
186	46.49	91.33	4.98	0.0127
187	56.59	91.47	5.14	0.0127
188	20.28	91.62	5.20	0.0127
189	49.86	91.77	5.09	0.0127
190	51.99	91.91	5.28	0.0128
191	56.31	92.05	5.07	0.0128
192	58.98	92.19	5.19	0.0128
193	24.79	92.33	5.12	0.0128
194	40.76	92.47	5.12	0.0128
195	52.88	92.61	5.08	0.0129
196	45.48	92.74	5.08	0.0129
197	58.16	92.88	4.97	0.0130
198	57.88	93.01	5.01	0.0130
199	58.66	93.14	5.30	0.0130
200	22.69	93.27	5.30	0.0131

Tabla 9.32: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 201 a 300

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
201	37.50	93.40	5.27	0.0131
202	32.83	93.52	5.15	0.0131
203	25.36	93.65	5.31	0.0131
204	25.38	93.77	4.96	0.0131
205	52.24	93.89	4.99	0.0132
206	40.99	94.01	5.24	0.0132
207	57.77	94.13	5.31	0.0132
208	59.53	94.25	5.23	0.0132
209	36.40	94.37	5.25	0.0132
210	34.85	94.49	5.29	0.0133
211	29.07	94.60	5.26	0.0133
212	37.84	94.71	5.08	0.0133
213	30.65	94.82	5.20	0.0133
214	38.36	94.93	5.25	0.0134
215	37.32	95.04	5.01	0.0134
216	30.38	95.15	4.96	0.0134
217	25.35	95.26	5.21	0.0134
218	36.77	95.36	5.13	0.0134
219	40.27	95.46	5.09	0.0135
220	32.97	95.57	5.30	0.0135
221	47.39	95.67	5.06	0.0135
222	37.72	95.77	5.28	0.0135
223	37.43	95.87	5.21	0.0136
224	51.72	95.96	5.33	0.0136
225	52.62	96.06	5.34	0.0136
226	50.08	96.15	5.25	0.0137
227	51.57	96.25	5.24	0.0137
228	40.05	96.34	5.28	0.0137
229	42.21	96.43	5.31	0.0137
230	45.23	96.52	5.23	0.0138
231	23.92	96.61	5.28	0.0138
232	29.83	96.69	5.29	0.0138
233	44.63	96.78	5.06	0.0138
234	32.20	96.86	5.27	0.0139
235	50.68	96.95	4.97	0.0139
236	30.69	97.03	5.33	0.0139
237	21.58	97.11	5.25	0.0139
238	31.86	97.19	5.17	0.0139
239	42.25	97.27	5.33	0.0140
240	58.76	97.35	5.35	0.0141
241	47.56	97.42	5.23	0.0141
242	48.72	97.50	5.22	0.0142
243	42.36	97.57	4.98	0.0142
244	41.33	97.64	5.26	0.0143
245	55.03	97.71	5.17	0.0143
246	35.72	97.78	5.28	0.0143
247	38.32	97.85	5.27	0.0143
248	28.33	97.92	5.36	0.0143
249	50.29	97.99	5.10	0.0143
250	41.87	98.05	5.19	0.0144
251	34.30	98.12	5.37	0.0144
252	48.04	98.18	5.23	0.0145
253	24.37	98.24	5.31	0.0145
254	20.26	98.30	5.28	0.0146
255	43.89	98.36	5.05	0.0146
256	46.37	98.42	5.05	0.0146
257	43.20	98.48	5.39	0.0146
258	56.40	98.53	5.04	0.0147
259	45.44	98.59	5.29	0.0147
260	41.02	98.64	5.26	0.0147
261	30.38	98.69	5.41	0.0147
262	22.05	98.75	5.06	0.0148
263	49.28	98.80	5.05	0.0148
264	26.57	98.85	5.16	0.0148
265	31.22	98.90	5.21	0.0149
266	30.38	98.94	5.13	0.0149
267	41.88	98.99	5.04	0.0149
268	41.65	99.03	5.42	0.0149
269	51.52	99.08	5.41	0.0149
270	54.78	99.12	5.40	0.0150
271	51.50	99.16	5.37	0.0150
272	58.78	99.20	5.03	0.0150
273	27.22	99.24	5.19	0.0150
274	57.22	99.28	5.36	0.0150
275	21.81	99.32	5.37	0.0150
276	29.63	99.36	5.28	0.0150
277	20.35	99.39	5.06	0.0151
278	46.86	99.43	5.27	0.0151
279	56.19	99.46	5.42	0.0151
280	42.90	99.49	5.38	0.0151
281	26.22	99.52	5.18	0.0152
282	40.09	99.55	5.13	0.0152
283	42.71	99.58	5.29	0.0152
284	27.53	99.61	5.02	0.0153
285	32.97	99.64	5.44	0.0153
286	48.64	99.66	5.16	0.0153
287	42.12	99.69	5.38	0.0154
288	25.69	99.71	5.29	0.0155
289	35.21	99.74	5.43	0.0155
290	35.86	99.76	5.43	0.0155
291	43.07	99.78	5.43	0.0155
292	20.78	99.80	5.01	0.0155
293	43.10	99.82	4.96	0.0155
294	57.29	99.84	4.96	0.0155
295	24.27	99.86	5.45	0.0156
296	49.29	99.87	5.34	0.0156
297	58.82	99.89	5.20	0.0156
298	44.36	99.90	5.00	0.0156
299	48.79	99.91	5.40	0.0157
300	32.11	99.93	5.00	0.0157

Tabla 9.33: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 301 a 400

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
301	38.36	99.94	5.38	0.0157
302	21.92	99.95	5.19	0.0157
303	35.41	99.96	5.46	0.0157
304	34.47	99.97	5.43	0.0158
305	31.50	99.97	5.00	0.0158
306	52.67	99.98	5.23	0.0158
307	38.02	99.99	5.04	0.0158
308	52.27	99.99	5.24	0.0158
309	51.61	99.99	5.09	0.0159
310	31.32	100.00	5.46	0.0159
311	22.73	100.00	5.00	0.0159
312	22.20	100.00	5.10	0.0159
313	45.50	100.00	5.42	0.0159
314	36.97	100.00	5.28	0.0160
315	56.22	100.00	5.27	0.0160
316	36.69	99.99	5.29	0.0161
317	26.16	99.99	5.40	0.0161
318	41.60	99.99	4.99	0.0161
319	57.48	99.98	5.42	0.0162
320	46.44	99.97	5.40	0.0162
321	35.79	99.97	5.48	0.0162
322	30.36	99.96	5.46	0.0163
323	53.92	99.95	5.47	0.0163
324	57.80	99.94	5.48	0.0163
325	35.08	99.93	5.31	0.0163
326	22.69	99.92	5.15	0.0164
327	27.26	99.90	5.47	0.0164
328	43.03	99.89	5.02	0.0165
329	27.44	99.88	5.10	0.0165
330	31.66	99.86	5.32	0.0166
331	38.47	99.85	5.08	0.0166
332	33.88	99.83	5.45	0.0166
333	32.73	99.81	5.01	0.0167
334	38.40	99.79	5.51	0.0167
335	29.44	99.77	5.34	0.0168
336	21.11	99.75	5.36	0.0168
337	46.34	99.73	5.49	0.0168
338	26.35	99.71	5.15	0.0169
339	52.11	99.69	5.41	0.0169
340	36.34	99.66	5.32	0.0169
341	33.10	99.64	5.50	0.0170
342	49.84	99.61	5.52	0.0170
343	49.85	99.58	5.42	0.0170
344	26.96	99.56	5.53	0.0171
345	24.70	99.53	5.25	0.0171
346	26.96	99.50	5.53	0.0171
347	45.10	99.47	5.20	0.0172
348	53.68	99.44	5.20	0.0172
349	40.40	99.41	5.51	0.0173
350	26.63	99.38	5.53	0.0173
351	48.57	99.34	4.96	0.0174
352	56.28	99.31	5.36	0.0174
353	28.74	99.28	5.49	0.0175
354	54.84	99.24	5.43	0.0175
355	28.47	99.20	5.47	0.0176
356	53.47	99.17	5.55	0.0176
357	54.37	99.13	5.00	0.0176
358	40.94	99.09	5.54	0.0179
359	39.09	99.05	5.13	0.0179
360	55.60	99.01	5.57	0.0180
361	22.60	98.97	5.57	0.0181
362	40.38	98.93	5.25	0.0181
363	44.83	98.89	5.58	0.0181
364	49.34	98.84	5.41	0.0181
365	29.20	98.80	5.29	0.0182
366	20.87	98.75	4.96	0.0182
367	25.56	98.71	5.33	0.0182
368	50.78	98.66	5.56	0.0182
369	58.79	98.62	5.03	0.0183
370	35.47	98.57	5.54	0.0183
371	59.74	98.52	5.03	0.0183
372	33.06	98.47	5.02	0.0184
373	25.49	98.42	5.22	0.0184
374	35.39	98.37	5.46	0.0184
375	42.51	98.32	5.18	0.0185
376	45.35	98.27	5.02	0.0185
377	41.66	98.21	5.07	0.0185
378	32.60	98.16	5.30	0.0185
379	26.37	98.10	4.96	0.0185
380	26.10	98.05	5.02	0.0186
381	25.48	97.99	5.28	0.0186
382	48.39	97.94	5.07	0.0186
383	38.59	97.88	5.29	0.0186
384	24.53	97.82	4.97	0.0186
385	48.04	97.76	5.34	0.0186
386	27.20	97.70	5.33	0.0187
387	52.15	97.64	5.53	0.0187
388	40.56	97.58	5.35	0.0187
389	41.94	97.52	5.00	0.0188
390	28.31	97.46	5.18	0.0188
391	51.38	97.39	5.05	0.0188
392	41.06	97.33	5.33	0.0188
393	42.84	97.27	5.17	0.0189
394	36.88	97.20	5.24	0.0189
395	48.85	97.13	5.02	0.0190
396	22.93	97.07	5.58	0.0190
397	43.79	97.00	5.45	0.0190
398	54.48	96.93	4.95	0.0191
399	37.95	96.86	5.47	0.0192
400	46.10	96.80	5.46	0.0192

Tabla 9.34: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 401 a 500

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
401	32.14	96.73	5.55	0.0192
402	44.30	96.65	4.97	0.0192
403	31.16	96.58	5.21	0.0193
404	51.98	96.51	4.97	0.0193
405	51.85	96.44	5.30	0.0193
406	58.16	96.37	5.10	0.0193
407	37.77	96.29	5.20	0.0193
408	38.28	96.22	5.17	0.0195
409	43.99	96.14	4.96	0.0195
410	53.70	96.07	5.50	0.0195
411	21.25	95.99	5.04	0.0195
412	27.49	95.91	5.56	0.0195
413	57.74	95.83	5.20	0.0195
414	57.92	95.76	5.60	0.0196
415	38.12	95.68	5.12	0.0198
416	52.43	95.60	5.62	0.0198
417	57.16	95.52	5.52	0.0198
418	46.91	95.43	5.61	0.0198
419	34.89	95.35	5.33	0.0198
420	36.23	95.27	5.34	0.0199
421	37.55	95.19	5.47	0.0199
422	47.15	95.10	5.65	0.0199
423	38.60	95.02	5.10	0.0199
424	58.13	94.93	5.15	0.0200
425	34.19	94.85	5.15	0.0200
426	33.56	94.76	5.07	0.0201
427	55.83	94.68	4.96	0.0201
428	41.82	94.59	5.48	0.0202
429	49.97	94.50	5.00	0.0203
430	25.00	94.41	5.64	0.0203
431	38.13	94.32	5.54	0.0203
432	22.99	94.23	5.37	0.0204
433	46.53	94.14	5.66	0.0204
434	48.15	94.05	5.27	0.0205
435	56.76	93.96	5.01	0.0205
436	46.40	93.87	5.66	0.0205
437	47.60	93.78	5.48	0.0206
438	54.15	93.68	5.67	0.0206
439	38.72	93.59	5.39	0.0208
440	38.34	93.49	5.36	0.0208
441	52.24	93.40	5.57	0.0208
442	52.99	93.30	5.49	0.0208
443	27.62	93.21	5.23	0.0208
444	21.03	93.11	5.11	0.0210
445	22.27	93.01	5.32	0.0210
446	25.72	92.92	5.36	0.0210
447	26.86	92.82	5.57	0.0212
448	45.03	92.72	5.27	0.0212
449	21.18	92.62	5.67	0.0212
450	38.89	92.52	5.02	0.0213
451	47.14	92.42	5.46	0.0213
452	24.59	92.32	5.51	0.0215
453	29.44	92.22	5.64	0.0215
454	31.56	92.11	4.98	0.0215
455	26.91	92.01	5.21	0.0216
456	32.95	91.91	5.64	0.0216
457	52.04	91.80	5.49	0.0216
458	31.99	91.70	5.56	0.0217
459	51.03	91.59	5.18	0.0217
460	42.11	91.49	5.40	0.0217
461	42.19	91.38	5.72	0.0218
462	49.23	91.27	5.21	0.0218
463	50.94	91.17	5.12	0.0218
464	56.03	91.06	5.47	0.0219
465	25.53	90.95	5.15	0.0220
466	51.76	90.84	5.72	0.0220
467	27.58	90.73	5.71	0.0221
468	21.16	90.62	5.75	0.0221
469	25.10	90.51	5.35	0.0221
470	25.35	90.40	5.19	0.0222
471	25.13	90.29	5.60	0.0222
472	57.41	90.18	5.21	0.0222
473	30.93	90.07	5.75	0.0222
474	57.71	89.95	5.26	0.0222
475	45.53	89.84	5.46	0.0222
476	54.90	89.73	5.11	0.0223
477	34.68	89.61	5.10	0.0223
478	29.45	89.50	5.68	0.0224
479	27.49	89.38	5.00	0.0225
480	41.83	89.27	5.05	0.0226
481	30.20	89.15	5.38	0.0226
482	32.23	89.03	5.44	0.0228
483	20.62	88.92	5.25	0.0228
484	43.50	88.80	5.01	0.0228
485	58.50	88.68	5.74	0.0229
486	53.99	88.56	5.77	0.0230
487	20.32	88.44	5.58	0.0230
488	45.36	88.32	5.76	0.0232
489	34.37	88.20	5.06	0.0233
490	24.56	88.08	5.32	0.0234
491	41.63	87.96	5.32	0.0234
492	36.66	87.84	5.23	0.0235
493	40.68	87.72	5.45	0.0235
494	55.44	87.60	5.70	0.0236
495	25.98	87.47	5.51	0.0237
496	37.39	87.35	5.80	0.0237
497	22.36	87.23	4.96	0.0237
498	35.24	87.10	5.04	0.0238
499	48.89	86.98	5.04	0.0239
500	23.80	86.85	5.53	0.0239

Tabla 9.35: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 501 a 600

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
501	46.69	86.73	5.11	0.0239
502	31.86	86.60	5.02	0.0239
503	43.94	86.47	4.96	0.0240
504	26.07	86.35	5.12	0.0240
505	37.46	86.22	5.23	0.0241
506	20.51	86.09	5.25	0.0241
507	29.16	85.96	5.45	0.0241
508	30.55	85.84	5.50	0.0241
509	40.46	85.71	5.05	0.0242
510	28.60	85.58	5.80	0.0242
511	33.84	85.45	5.19	0.0243
512	49.91	85.32	5.14	0.0243
513	36.54	85.19	5.71	0.0243
514	22.23	85.05	5.01	0.0244
515	35.60	84.92	5.38	0.0244
516	38.98	84.79	5.84	0.0244
517	53.01	84.66	5.74	0.0244
518	32.15	84.53	5.49	0.0246
519	52.87	84.39	5.84	0.0247
520	42.63	84.26	5.44	0.0247
521	22.18	84.13	5.63	0.0248
522	30.40	83.99	5.78	0.0248
523	43.56	83.86	5.68	0.0249
524	39.19	83.72	5.44	0.0249
525	27.95	83.59	4.98	0.0250
526	29.56	83.45	5.87	0.0252
527	51.21	83.31	5.83	0.0253
528	44.69	83.18	5.75	0.0254
529	25.77	83.04	4.97	0.0254
530	48.65	82.90	5.44	0.0254
531	36.06	82.76	5.14	0.0254
532	38.50	82.63	5.55	0.0255
533	48.29	82.49	5.11	0.0255
534	36.05	82.35	5.25	0.0255
535	20.58	82.21	5.41	0.0256
536	22.99	82.07	5.33	0.0256
537	43.64	81.93	5.85	0.0256
538	37.84	81.79	5.61	0.0258
539	57.06	81.65	5.09	0.0258
540	23.80	81.51	4.98	0.0259
541	35.02	81.37	5.35	0.0259
542	41.84	81.22	5.83	0.0259
543	24.47	81.08	5.37	0.0259
544	56.18	80.94	5.87	0.0261
545	45.33	80.80	5.21	0.0262
546	56.22	80.65	5.21	0.0263
547	45.22	80.51	5.65	0.0264
548	20.57	80.37	5.89	0.0265
549	32.66	80.22	5.78	0.0265
550	24.47	80.08	5.26	0.0266
551	45.18	79.93	5.86	0.0266
552	22.43	79.79	5.15	0.0267
553	46.96	79.64	5.48	0.0268
554	39.10	79.49	5.04	0.0268
555	32.22	79.35	5.16	0.0269
556	40.65	79.20	5.83	0.0270
557	48.28	79.05	5.10	0.0271
558	52.54	78.91	5.34	0.0271
559	32.63	78.76	5.30	0.0272
560	32.45	78.61	5.54	0.0273
561	33.80	78.46	5.67	0.0273
562	46.65	78.32	5.94	0.0274
563	54.44	78.17	5.76	0.0275
564	50.47	78.02	4.96	0.0275
565	55.03	77.87	5.92	0.0277
566	54.85	77.72	5.59	0.0278
567	26.91	77.57	5.62	0.0279
568	54.01	77.42	5.53	0.0279
569	58.38	77.27	5.73	0.0279
570	50.81	77.12	5.29	0.0280
571	55.00	76.96	5.47	0.0281
572	22.70	76.81	5.72	0.0281
573	45.87	76.66	5.70	0.0282
574	32.96	76.51	5.01	0.0283
575	45.61	76.36	5.75	0.0283
576	55.19	76.20	5.96	0.0285
577	34.95	76.05	5.69	0.0286
578	50.67	75.90	5.76	0.0288
579	26.72	75.74	5.48	0.0289
580	40.79	75.59	5.03	0.0289
581	45.10	75.44	5.24	0.0290
582	48.56	75.28	5.82	0.0290
583	32.26	75.13	4.99	0.0291
584	30.55	74.97	5.59	0.0291
585	56.64	74.82	5.08	0.0291
586	44.60	74.66	5.86	0.0292
587	23.73	74.51	5.53	0.0292
588	45.11	74.35	5.82	0.0293
589	27.68	74.20	6.00	0.0293
590	51.08	74.04	5.29	0.0293
591	54.58	73.88	5.31	0.0293
592	33.34	73.73	5.43	0.0294
593	25.42	73.57	5.90	0.0294
594	50.62	73.41	5.16	0.0294
595	32.74	73.25	5.01	0.0296
596	30.10	73.10	5.34	0.0296
597	28.00	72.94	5.58	0.0297
598	22.76	72.78	5.89	0.0297
599	42.08	72.62	6.02	0.0298
600	36.15	72.46	5.30	0.0299

Tabla 9.36: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 601 a 700

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
601	50.00	72.30	5.70	0.0300
602	39.49	72.14	5.14	0.0300
603	35.39	71.98	5.57	0.0303
604	22.46	71.82	5.13	0.0304
605	28.55	71.66	5.11	0.0305
606	41.75	71.50	5.25	0.0306
607	36.43	71.34	5.81	0.0306
608	56.04	71.18	5.01	0.0306
609	22.25	71.02	6.05	0.0307
610	37.74	70.86	5.88	0.0307
611	41.51	70.70	5.79	0.0311
612	25.36	70.54	5.60	0.0312
613	41.64	70.38	4.96	0.0312
614	54.29	70.22	5.15	0.0313
615	27.92	70.05	6.06	0.0313
616	26.22	69.89	4.99	0.0315
617	22.46	69.73	5.80	0.0316
618	46.44	69.57	5.55	0.0316
619	20.74	69.40	5.71	0.0316
620	31.64	69.24	5.35	0.0316
621	58.95	69.08	5.42	0.0317
622	50.59	68.91	5.95	0.0317
623	29.75	68.75	5.26	0.0318
624	47.28	68.59	6.08	0.0318
625	25.51	68.42	5.20	0.0318
626	45.19	68.26	5.55	0.0318
627	54.28	68.09	5.89	0.0319
628	55.99	67.93	5.56	0.0320
629	33.93	67.77	6.09	0.0321
630	39.45	67.60	5.08	0.0322
631	47.18	67.44	5.06	0.0322
632	48.16	67.27	5.44	0.0324
633	38.44	67.11	5.86	0.0326
634	34.57	66.94	5.36	0.0327
635	31.21	66.77	5.14	0.0328
636	23.05	66.61	5.59	0.0330
637	37.78	66.44	5.06	0.0330
638	26.63	66.28	5.02	0.0330
639	35.95	66.11	5.04	0.0331
640	56.82	65.94	5.03	0.0331
641	40.45	65.78	5.35	0.0331
642	56.57	65.61	5.70	0.0332
643	23.68	65.44	5.39	0.0333
644	59.72	65.28	5.23	0.0337
645	23.86	65.11	5.33	0.0337
646	32.53	64.94	5.85	0.0337
647	51.42	64.78	5.73	0.0339
648	44.10	64.61	5.74	0.0339
649	38.64	64.44	6.14	0.0339
650	31.93	64.27	5.98	0.0340

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
651	25.33	64.11	5.66	0.0340
652	31.80	63.94	5.79	0.0340
653	26.67	63.77	5.61	0.0341
654	32.68	63.60	5.32	0.0343
655	24.39	63.43	5.85	0.0343
656	53.28	63.27	5.11	0.0345
657	58.86	63.10	6.09	0.0346
658	28.73	62.93	5.11	0.0346
659	48.24	62.76	5.01	0.0347
660	21.56	62.59	5.44	0.0349
661	44.65	62.42	5.14	0.0349
662	46.77	62.25	5.96	0.0349
663	21.49	62.08	5.32	0.0350
664	20.13	61.92	5.11	0.0351
665	25.70	61.75	5.36	0.0352
666	54.50	61.58	5.37	0.0352
667	31.04	61.41	5.11	0.0353
668	41.27	61.24	5.39	0.0355
669	40.89	61.07	5.69	0.0358
670	42.70	60.90	5.82	0.0360
671	33.32	60.73	6.20	0.0363
672	36.54	60.56	5.06	0.0363
673	36.57	60.39	6.18	0.0365
674	59.36	60.22	5.82	0.0365
675	22.31	60.05	5.54	0.0365
676	35.86	59.88	5.94	0.0365
677	51.65	59.71	5.07	0.0365
678	43.77	59.54	5.99	0.0366
679	32.38	59.37	5.44	0.0366
680	56.07	59.20	5.62	0.0366
681	23.73	59.03	5.03	0.0367
682	32.76	58.86	6.22	0.0367
683	55.48	58.69	4.98	0.0368
684	46.30	58.52	5.81	0.0369
685	47.38	58.34	6.19	0.0369
686	38.96	58.17	5.18	0.0370
687	25.65	58.00	5.01	0.0372
688	58.04	57.83	5.52	0.0373
689	55.31	57.66	5.69	0.0374
690	37.50	57.49	5.39	0.0374
691	53.40	57.32	5.67	0.0375
692	33.01	57.15	5.62	0.0375
693	34.71	56.98	5.20	0.0375
694	51.79	56.81	5.17	0.0378
695	23.97	56.64	5.03	0.0379
696	58.07	56.46	5.62	0.0382
697	20.06	56.29	5.31	0.0383
698	31.82	56.12	5.56	0.0384
699	21.94	55.95	5.22	0.0385
700	37.71	55.78	5.59	0.0385

Tabla 9.37: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 701 a 800

Sismo	H	R	Magnitud	PGA	Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]	N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
701	51.59	55.61	5.39	0.0387	751	43.32	47.09	6.21	0.0437
702	56.54	55.44	6.17	0.0388	752	42.59	46.92	5.91	0.0437
703	41.33	55.27	4.98	0.0389	753	34.21	46.75	6.32	0.0442
704	52.16	55.10	5.40	0.0389	754	55.21	46.58	5.26	0.0443
705	42.51	54.92	5.16	0.0390	755	44.98	46.42	5.50	0.0443
706	50.04	54.75	5.17	0.0391	756	44.96	46.25	5.76	0.0443
707	20.37	54.58	5.96	0.0392	757	31.83	46.08	5.73	0.0447
708	39.07	54.41	5.11	0.0392	758	22.99	45.91	4.97	0.0448
709	30.01	54.24	6.22	0.0393	759	31.75	45.74	5.78	0.0451
710	32.32	54.07	5.85	0.0395	760	29.39	45.58	5.12	0.0451
711	58.68	53.90	6.03	0.0395	761	33.84	45.41	5.14	0.0452
712	28.35	53.73	4.97	0.0399	762	53.94	45.24	5.40	0.0453
713	40.82	53.56	6.05	0.0399	763	26.41	45.07	5.01	0.0454
714	29.02	53.38	4.98	0.0400	764	26.31	44.91	5.17	0.0455
715	42.69	53.21	5.27	0.0401	765	40.35	44.74	5.03	0.0456
716	59.93	53.04	6.06	0.0403	766	44.13	44.57	5.23	0.0458
717	25.27	52.87	6.03	0.0403	767	26.46	44.41	5.99	0.0461
718	58.19	52.70	6.00	0.0404	768	45.42	44.24	5.12	0.0461
719	24.96	52.53	6.01	0.0406	769	53.76	44.07	5.59	0.0463
720	27.45	52.36	5.07	0.0406	770	51.29	43.91	5.61	0.0465
721	45.86	52.19	4.97	0.0408	771	30.58	43.74	4.99	0.0467
722	25.13	52.02	5.36	0.0409	772	32.59	43.57	4.96	0.0468
723	23.25	51.85	6.31	0.0410	773	27.33	43.41	5.19	0.0469
724	46.37	51.68	5.00	0.0413	774	37.90	43.24	5.55	0.0470
725	21.10	51.50	5.01	0.0414	775	33.07	43.08	5.38	0.0473
726	59.41	51.33	5.08	0.0415	776	31.19	42.91	5.17	0.0473
727	41.57	51.16	5.81	0.0415	777	57.27	42.75	4.98	0.0474
728	34.95	50.99	5.91	0.0416	778	35.99	42.58	5.29	0.0481
729	48.27	50.82	5.69	0.0417	779	35.18	42.42	5.52	0.0481
730	57.90	50.65	5.17	0.0417	780	43.71	42.25	5.03	0.0482
731	35.29	50.48	5.20	0.0418	781	22.74	42.09	5.88	0.0482
732	47.72	50.31	5.77	0.0419	782	28.21	41.92	6.12	0.0484
733	44.08	50.14	6.33	0.0419	783	48.94	41.76	5.92	0.0487
734	51.01	49.97	5.46	0.0420	784	43.01	41.60	5.84	0.0489
735	43.67	49.80	6.10	0.0421	785	28.01	41.43	6.08	0.0490
736	35.05	49.63	5.42	0.0422	786	53.74	41.27	5.52	0.0491
737	54.03	49.46	5.99	0.0422	787	36.95	41.11	5.72	0.0492
738	29.03	49.29	6.30	0.0422	788	41.79	40.94	5.02	0.0492
739	51.88	49.12	5.70	0.0423	789	41.12	40.78	6.42	0.0495
740	59.88	48.95	5.27	0.0425	790	27.40	40.62	6.51	0.0496
741	31.25	48.78	6.35	0.0426	791	23.27	40.46	5.13	0.0499
742	48.42	48.61	5.02	0.0427	792	38.56	40.29	6.07	0.0499
743	46.59	48.44	5.40	0.0428	793	21.22	40.13	6.48	0.0501
744	36.59	48.27	5.10	0.0428	794	37.40	39.97	5.63	0.0501
745	39.93	48.10	5.16	0.0428	795	42.31	39.81	5.10	0.0502
746	57.96	47.93	5.34	0.0428	796	45.55	39.65	5.68	0.0503
747	58.13	47.76	4.97	0.0429	797	21.37	39.49	5.58	0.0504
748	49.32	47.60	5.22	0.0431	798	48.40	39.32	5.69	0.0508
749	35.39	47.43	6.34	0.0432	799	26.77	39.16	4.97	0.0511
750	21.60	47.26	6.28	0.0434	800	43.74	39.00	5.03	0.0511

Tabla 9.38: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 801 a 900

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
801	44.32	38.84	5.13	0.0514
802	50.89	38.68	4.99	0.0517
803	22.25	38.52	6.29	0.0517
804	54.19	38.36	5.42	0.0520
805	35.37	38.21	5.24	0.0521
806	35.98	38.05	5.09	0.0522
807	33.02	37.89	5.41	0.0524
808	42.22	37.73	5.02	0.0527
809	31.82	37.57	5.30	0.0531
810	34.64	37.41	5.67	0.0534
811	33.96	37.26	5.73	0.0534
812	45.21	37.10	5.63	0.0535
813	46.58	36.94	5.27	0.0535
814	59.68	36.78	5.14	0.0537
815	57.77	36.63	5.41	0.0540
816	34.01	36.47	5.00	0.0540
817	27.72	36.32	4.98	0.0541
818	56.78	36.16	5.06	0.0545
819	31.55	36.00	6.57	0.0546
820	42.03	35.85	6.62	0.0548
821	56.77	35.69	6.10	0.0548
822	23.60	35.54	5.22	0.0548
823	30.31	35.39	6.47	0.0549
824	37.08	35.23	5.24	0.0551
825	43.11	35.08	6.56	0.0552
826	55.98	34.93	5.93	0.0553
827	28.73	34.77	6.16	0.0556
828	58.68	34.62	5.12	0.0557
829	37.36	34.47	5.31	0.0557
830	51.39	34.32	5.28	0.0560
831	41.01	34.16	6.28	0.0561
832	33.25	34.01	6.25	0.0561
833	37.26	33.86	5.00	0.0562
834	48.72	33.71	5.06	0.0562
835	56.65	33.56	5.65	0.0565
836	55.60	33.41	5.51	0.0565
837	25.39	33.26	5.54	0.0566
838	24.80	33.11	5.12	0.0568
839	55.74	32.96	6.02	0.0572
840	46.12	32.81	5.39	0.0573
841	21.61	32.67	6.46	0.0573
842	40.19	32.52	5.30	0.0574
843	55.78	32.37	5.39	0.0580
844	35.43	32.22	5.31	0.0586
845	31.68	32.08	5.10	0.0588
846	29.36	31.93	5.35	0.0588
847	28.04	31.78	5.17	0.0589
848	35.21	31.64	5.22	0.0590
849	43.79	31.49	5.04	0.0590
850	30.74	31.35	5.52	0.0593
851	44.90	31.20	5.31	0.0598
852	52.18	31.06	5.14	0.0598
853	24.16	30.92	6.45	0.0608
854	49.17	30.77	5.32	0.0610
855	45.94	30.63	5.37	0.0614
856	38.99	30.49	6.40	0.0614
857	57.32	30.35	6.16	0.0615
858	23.86	30.20	5.51	0.0615
859	43.96	30.06	5.50	0.0616
860	29.34	29.92	5.49	0.0617
861	21.29	29.78	5.59	0.0618
862	43.19	29.64	5.09	0.0620
863	53.69	29.50	5.16	0.0623
864	42.28	29.36	5.98	0.0635
865	53.60	29.23	5.24	0.0635
866	28.20	29.09	5.22	0.0640
867	44.85	28.95	5.78	0.0649
868	26.96	28.81	5.88	0.0658
869	31.58	28.68	6.71	0.0665
870	20.74	28.54	5.80	0.0668
871	48.06	28.40	5.38	0.0672
872	58.08	28.27	6.55	0.0679
873	49.96	28.13	5.22	0.0681
874	50.27	28.00	5.97	0.0682
875	41.68	27.87	5.43	0.0685
876	31.28	27.73	5.97	0.0689
877	29.79	27.60	5.21	0.0690
878	31.45	27.47	5.24	0.0698
879	58.53	27.34	5.26	0.0699
880	29.23	27.20	6.31	0.0699
881	41.49	27.07	5.25	0.0701
882	28.20	26.94	5.32	0.0706
883	37.36	26.81	5.38	0.0707
884	25.69	26.68	5.35	0.0708
885	35.02	26.56	5.74	0.0712
886	51.74	26.43	5.24	0.0716
887	52.51	26.30	6.26	0.0719
888	56.15	26.17	6.52	0.0725
889	41.62	26.05	6.92	0.0727
890	52.71	25.92	6.44	0.0728
891	48.34	25.79	5.37	0.0729
892	21.73	25.67	5.27	0.0731
893	25.84	25.55	6.39	0.0731
894	29.33	25.42	5.60	0.0732
895	29.87	25.30	5.30	0.0740
896	26.81	25.18	5.93	0.0741
897	29.40	25.05	5.71	0.0742
898	31.02	24.93	5.34	0.0746
899	58.06	24.81	6.43	0.0750
900	33.87	24.69	5.56	0.0750

Tabla 9.39: Valores de H, R, Magnitud y PGA - Valores N° 901 a 1000

Sismo	H	R	Magnitud	PGA
N°	[km]	[km]	[Mw]	[g]
901	31.89	24.57	5.35	0.0755
902	36.18	24.45	6.04	0.0761
903	32.09	24.33	5.33	0.0763
904	50.29	24.22	5.45	0.0764
905	34.39	24.10	5.93	0.0765
906	25.00	23.98	6.01	0.0765
907	44.69	23.87	5.37	0.0773
908	34.22	23.75	6.23	0.0787
909	34.52	23.64	6.68	0.0789
910	22.74	23.52	5.92	0.0794
911	54.69	23.41	5.45	0.0808
912	38.32	23.30	6.90	0.0813
913	23.10	23.18	6.81	0.0818
914	56.20	23.07	6.15	0.0821
915	31.27	22.96	5.65	0.0821
916	44.56	22.85	5.39	0.0822
917	46.47	22.74	5.94	0.0832
918	28.00	22.63	5.41	0.0837
919	58.40	22.53	5.48	0.0837
920	46.60	22.42	7.04	0.0846
921	41.65	22.31	6.98	0.0850
922	54.76	22.21	5.63	0.0868
923	42.28	22.10	5.49	0.0869
924	20.86	22.00	5.90	0.0876
925	39.31	21.89	5.57	0.0876
926	52.32	21.79	5.50	0.0877
927	49.44	21.69	5.65	0.0879
928	42.89	21.59	5.64	0.0887
929	20.36	21.49	5.64	0.0889
930	48.73	21.39	6.36	0.0894
931	37.98	21.29	5.90	0.0898
932	46.38	21.19	5.66	0.0902
933	50.13	21.09	5.51	0.0907
934	52.19	20.99	6.05	0.0915
935	21.17	20.90	5.61	0.0918
936	51.19	20.80	6.15	0.0918
937	42.69	20.71	5.97	0.0920
938	23.04	20.62	5.68	0.0927
939	30.06	20.52	7.20	0.0927
940	25.34	20.43	5.60	0.0942
941	42.58	20.34	5.66	0.0947
942	41.64	20.25	6.27	0.0948
943	22.76	20.16	5.79	0.0967
944	59.54	20.07	5.61	0.0982
945	30.04	19.99	6.07	0.0990
946	32.62	19.90	5.63	0.0997
947	32.03	19.81	6.49	0.1037
948	21.68	19.73	5.87	0.1040
949	41.12	19.65	6.60	0.1042
950	30.24	19.56	6.36	0.1061
951	36.35	19.48	6.73	0.1061
952	57.90	19.40	6.54	0.1075
953	56.77	19.32	6.04	0.1076
954	24.85	19.24	5.91	0.1081
955	43.68	19.16	6.12	0.1090
956	34.39	19.09	6.11	0.1092
957	48.77	19.01	5.74	0.1097
958	40.94	18.94	6.37	0.1100
959	30.43	18.86	5.77	0.1127
960	39.72	18.79	5.79	0.1131
961	54.23	18.72	7.16	0.1133
962	48.98	18.65	6.13	0.1144
963	27.96	18.58	6.24	0.1155
964	26.29	18.51	6.69	0.1159
965	34.82	18.44	7.52	0.1188
966	54.49	18.38	6.75	0.1205
967	47.39	18.31	6.20	0.1211
968	45.37	18.25	6.50	0.1216
969	25.65	18.19	6.65	0.1231
970	23.17	18.12	6.02	0.1232
971	55.05	18.06	6.17	0.1263
972	36.82	18.01	6.13	0.1276
973	39.51	17.95	7.44	0.1284
974	38.41	17.89	5.95	0.1293
975	40.63	17.84	6.41	0.1310
976	30.88	17.78	7.12	0.1317
977	29.26	17.73	6.85	0.1322
978	55.98	17.68	6.19	0.1324
979	56.35	17.63	6.59	0.1364
980	44.15	17.58	6.11	0.1373
981	34.61	17.54	7.75	0.1385
982	43.94	17.49	6.78	0.1462
983	46.74	17.45	7.37	0.1489
984	55.78	17.40	6.24	0.1564
985	23.49	17.36	7.01	0.1576
986	41.56	17.33	6.26	0.1608
987	37.14	17.29	6.87	0.1612
988	44.69	17.25	6.95	0.1652
989	42.36	17.22	6.38	0.1687
990	29.03	17.19	7.62	0.1733
991	24.18	17.16	7.31	0.1782
992	20.40	17.13	6.83	0.1810
993	22.37	17.10	8.16	0.1915
994	32.91	17.08	6.63	0.2052
995	51.18	17.06	6.66	0.2062
996	33.42	17.04	6.77	0.2087
997	44.78	17.03	7.91	0.2200
998	59.72	17.01	7.25	0.2210
999	45.92	17.00	7.08	0.2289
1000	41.59	17.00	8.71	0.2963

Tabla 9.40: Valores de Magnitud, PGA y R generados para la muestra de 21 aceleraciones sísmicas

Muestra	Magnitud [Mw]	PGAs [g]	R [km]
1	6.754	0.067	93.43
2	6.684	0.069	85.16
3	6.543	0.071	72.36
4	6.991	0.078	98.16
5	6.933	0.079	92.52
6	7.056	0.081	100.00
7	6.882	0.087	80.06
8	7.218	0.094	99.42
9	6.623	0.096	55.76
10	6.595	0.098	53.11
11	7.130	0.116	72.44
12	6.793	0.126	47.24
13	7.652	0.134	96.82
14	7.325	0.148	64.25
15	6.652	0.173	24.68
16	7.966	0.180	86.84
17	6.568	0.198	17.00
18	6.718	0.216	17.00
19	6.836	0.217	19.56
20	7.462	0.248	31.34
21	9.048	0.431	38.99
22	-	0.600	-
23	-	0.800	-
24	-	1.000	-

9.5. Configuración de modelo utilizando ABAQUS para el caso promedio

La configuración del modelo, comienza con la creación de la pieza o parte, esta debe poseer las medidas y materiales necesarios para ser coherente con la realidad. El programa no contempla la configuración automática de las unidades en las que se trabaja por lo que el usuario es el encargado de definir las unidades de acuerdo a sus necesidades.

La figura 9.1 se muestra la configuración inicial de la parte, en donde se define que el espacio de modelado sera en 3 dimensiones, es del tipo deformable, sigue las características de un elemento tipo cable (facilita la configuración del modelo) y tendrá un tamaño de 200 [m].

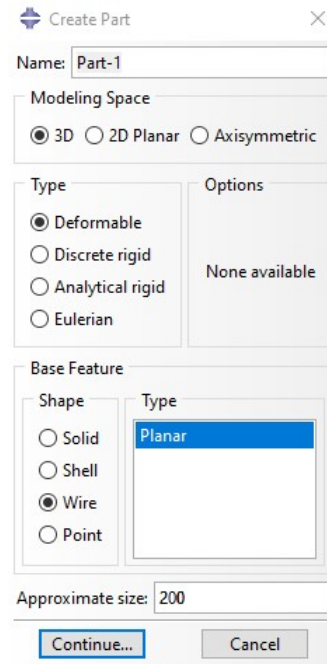


Figura 9.1: Creación de parte - Configuración de características base

Luego en la figura 9.2 se muestra el trazado que tendrá la tubería (siendo una línea de 200 [m]) en la que se marcan las posición donde se ubicaran posteriormente los resortes equivalentes (50 [m], 100 [m], 150 [m] y 190 [m]).

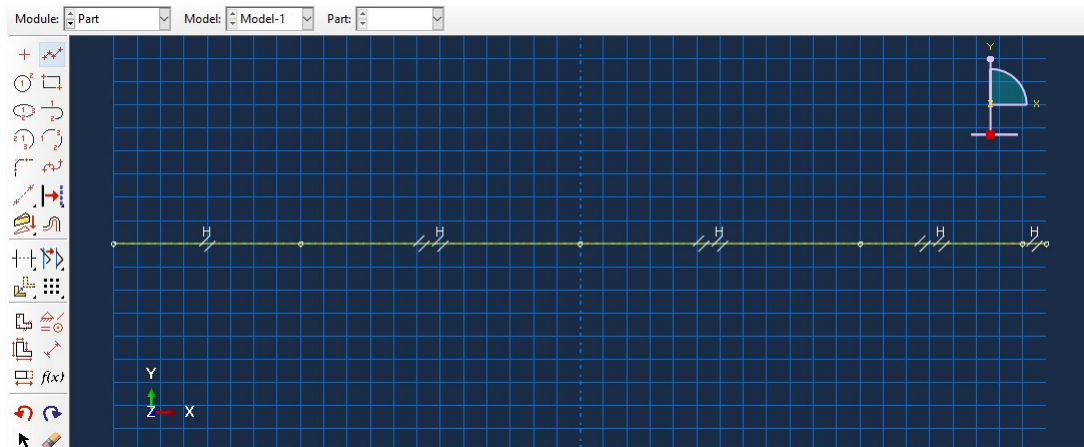


Figura 9.2: Creación de parte - Trazado de la tubería

Una vez definidas las características base del modelo, se debe definir las propiedades del material que llevará este, por lo que en la sección de “Edición de Material” se debe crear el Cemento-Asbesto (Considerando el modulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y peso específico, de acuerdo a la tabla 5.5). Esto se muestra en la Figura 9.3 a continuación.

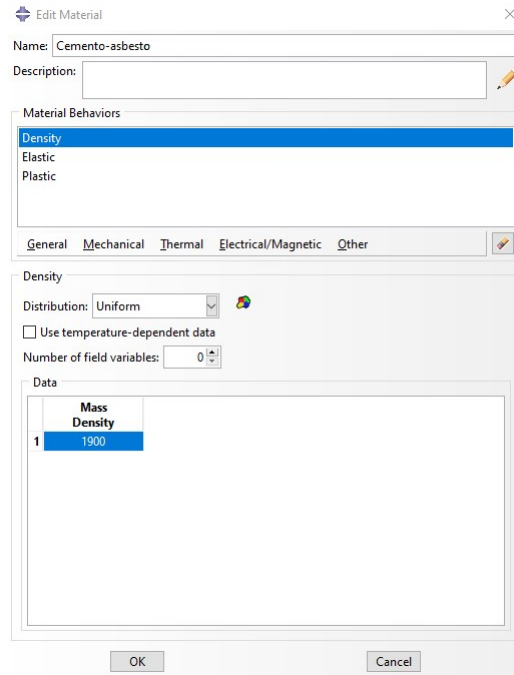


Figura 9.3: Creación del Material - Cemento-Asbesto

Teniendo el material se debe crear la sección o perfil asociada a la tubería, para esto es necesario ubicarse en el menú de “Creación de perfil” y considerar los valores del diámetro externo y el espesor (ubicados en la tabla 5.5), como se muestra en la Figura 9.4.

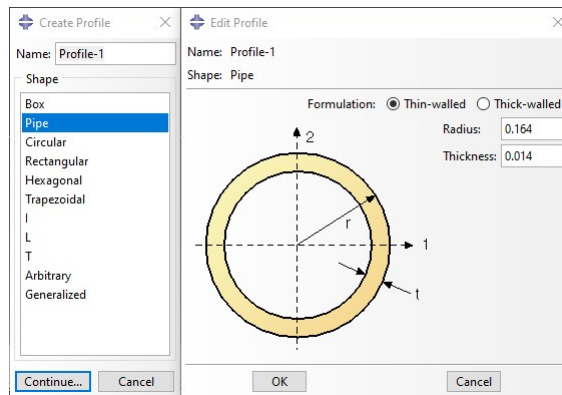


Figura 9.4: Creación de la sección de la tubería

Teniendo estas dos secciones completas, se debe asignar al modelo de la tubería estas. En la figura 9.5 se muestra que en la sección de “Creación de sección” se define el perfil y el material para el trazado de la tubería, generando la pieza.

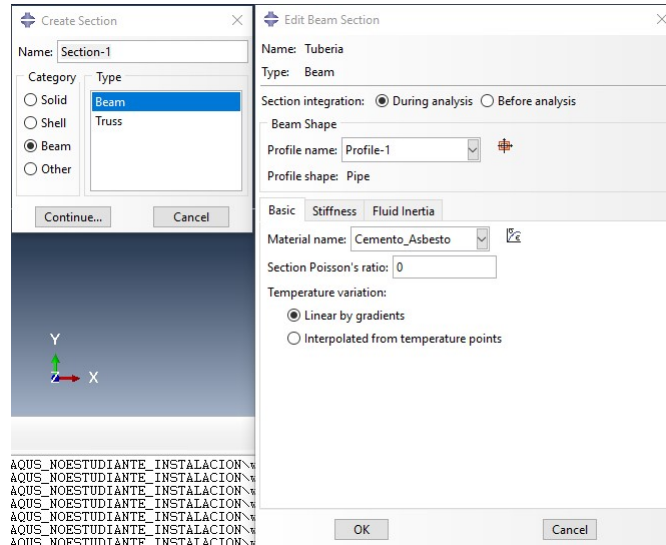


Figura 9.5: Creación de la sección de la tubería - Ajuste al modelo

Para que el programa reconozca a la parte se debe crear, en la sección de “Creación de instancia”, una instancia en donde se muestre la parte, mostrado en la Figura 9.6. Por otro lado, se debe seleccionar el tamaño de las celdas en que el programa calculará los esfuerzos y deformaciones (recordando que es un programa que utiliza el método de elementos finitos), lo cual se muestra en la Figura 9.7, teniendo un tamaño de 2 [m].

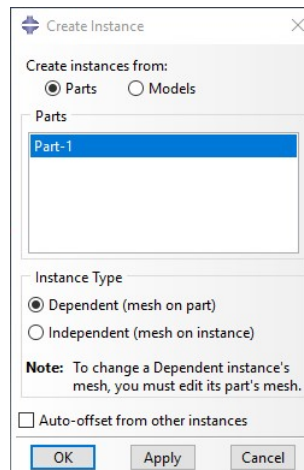


Figura 9.6: Creación de instancia en el modelo

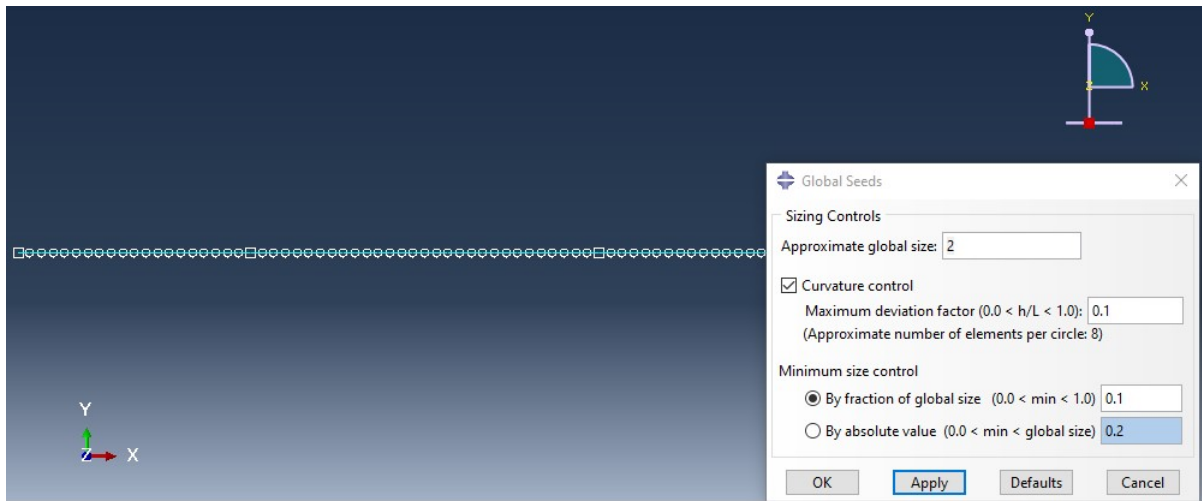


Figura 9.7: Creación del mallado del modelo - 2[m] en cada sección

Se debe incorporar las direcciones en distintos ejes coordenados, esto se realiza en el menú de “Orientación” en donde se selecciona la pieza 9.8 y se le acopla cada dirección 9.9. Esto considera que el Eje 1 es el eje X, el 2 es el eje Y y el 3 es el eje Z.

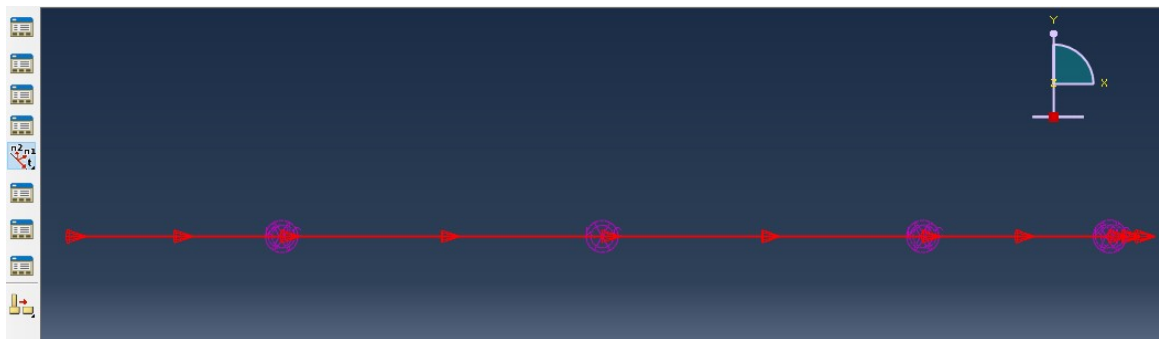


Figura 9.8: Definición de direcciones - Acoplamiento de dirección

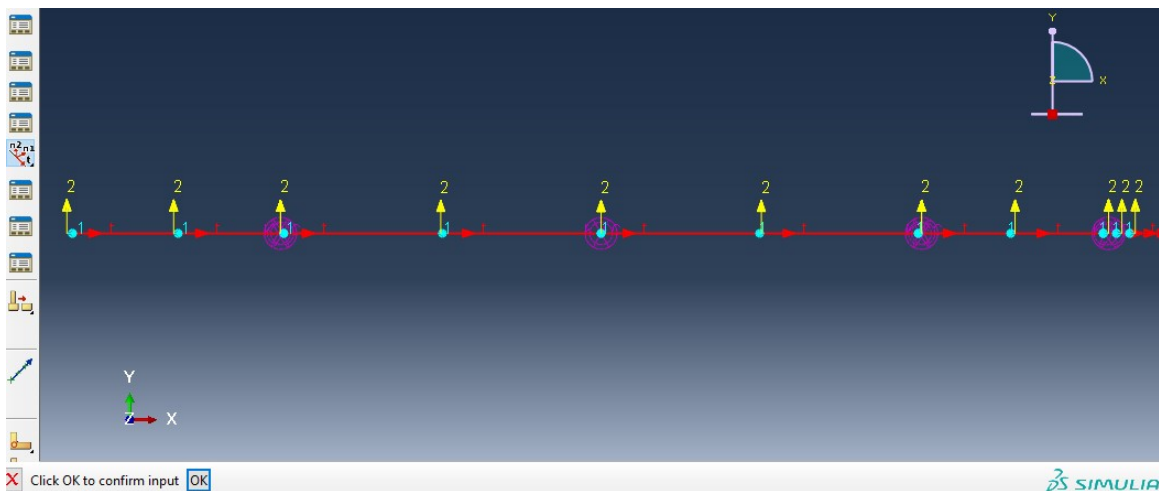


Figura 9.9: Ejes direccionales en el modelo

Con el tamaño de las celdas definidas y la dirección del modelo, se ubican los resortes equivalentes dentro del modelo. Esto se realiza en la sección de “Edición de resortes”, en donde se debe seleccionar los lugares en los cuales se ubican los resortes, su coeficiente de rigidez, su amortiguación y la dirección. Esto se muestra en la Figura 9.10 a continuación.

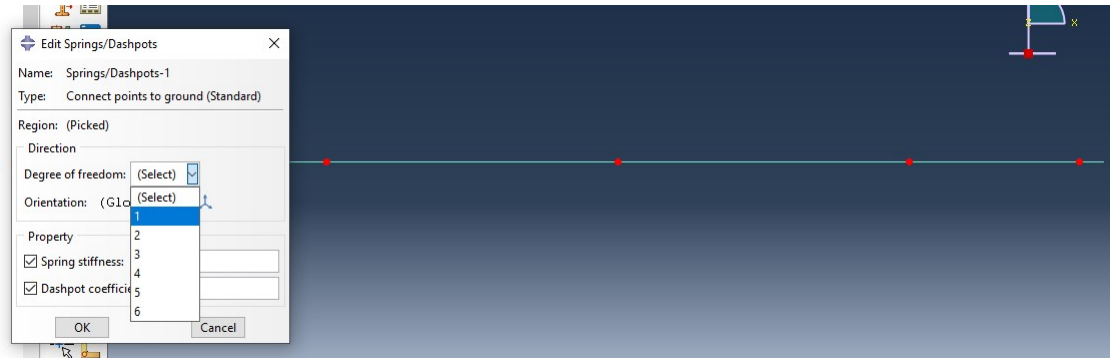


Figura 9.10: Configuración de los resortes en el modelo

Posteriormente, con la parte ya definida y la adición de los resortes, se debe definir el tipo de carga y procedimiento para la realización del modelo. Esto se configura en el menú de “Paso” (Step) (mostrado en la Figura 9.11), en donde se debe seleccionar el procedimiento “Dinámico implícito” y se debe seleccionar el periodo de tiempo en el que se impone la carga, en este caso 1 [s].

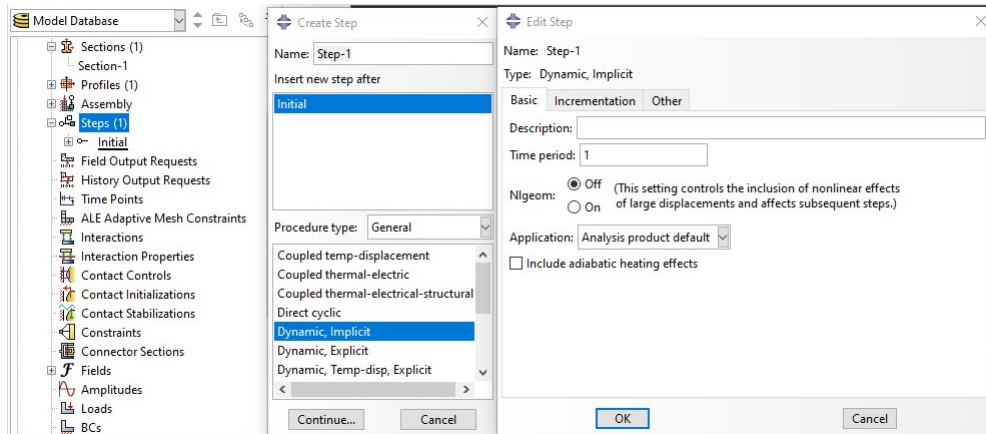


Figura 9.11: Configuración paso del modelo - Procedimiento de carga

Teniendo el tipo de carga configurado, se debe configurar en el programa los resultados esperados. Para esto se debe ingresar al menú de “Edición de campo de solicitud de salida” (Edit Field Output Request) en donde se seleccionan los esfuerzos (S), las deformaciones (E) y desplazamientos. Esto ultimo se muestra en la Figura 9.12 a continuación.

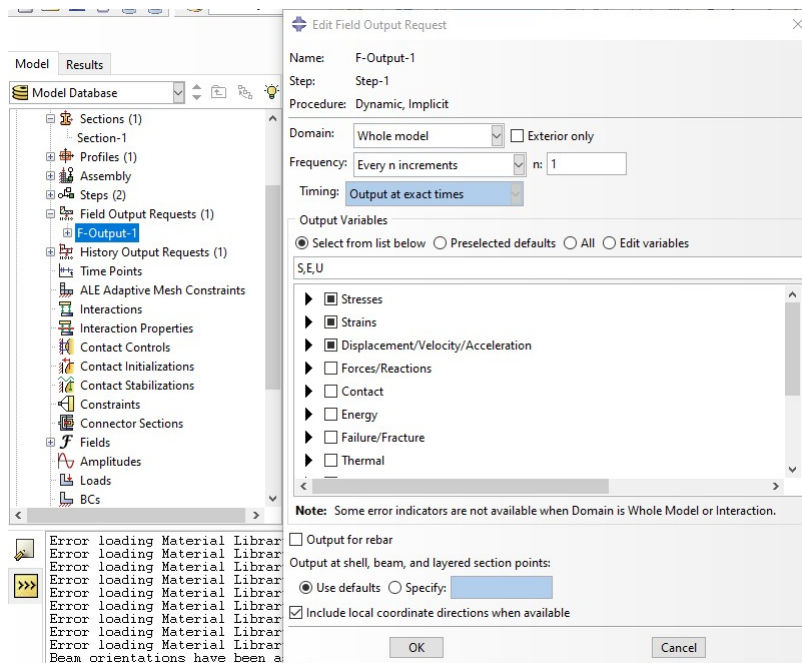


Figura 9.12: Configuración de la respuesta de salida del modelo

Posteriormente se definen las condiciones de borde del modelo, en donde se escoge empujado para el extremo izquierdo (mostrado en la Figura 9.13) y en el extremo derecho se selecciona el lugar en donde se aplicará la carga, en forma de Aceleración en tres direcciones (mostrado en la Figura 9.14).

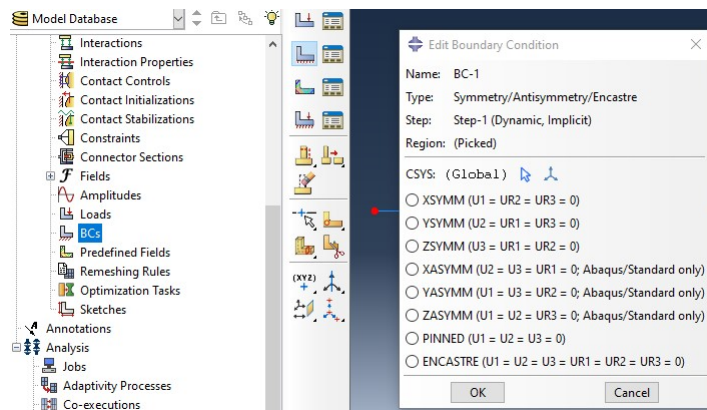


Figura 9.13: Condición de borde - Empotramiento

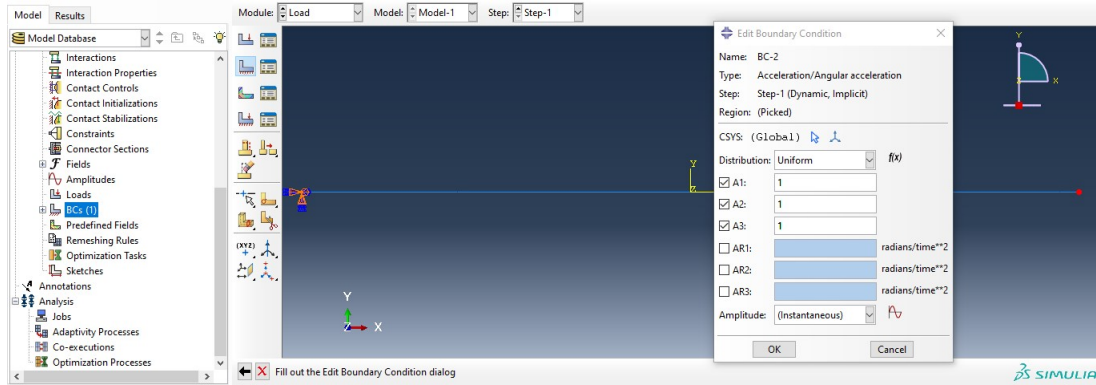


Figura 9.14: Condición de borde - Lugar de emplazamiento de carga

Finalmente se crea la sección en donde el modelo comienza a calcular lo requerido. Esto se realiza en el menú de “Trabajos” en donde se crea una sección para el modelo y tipo de análisis que se define con anterioridad. Esto se muestra en la Figura 9.15 a continuación.

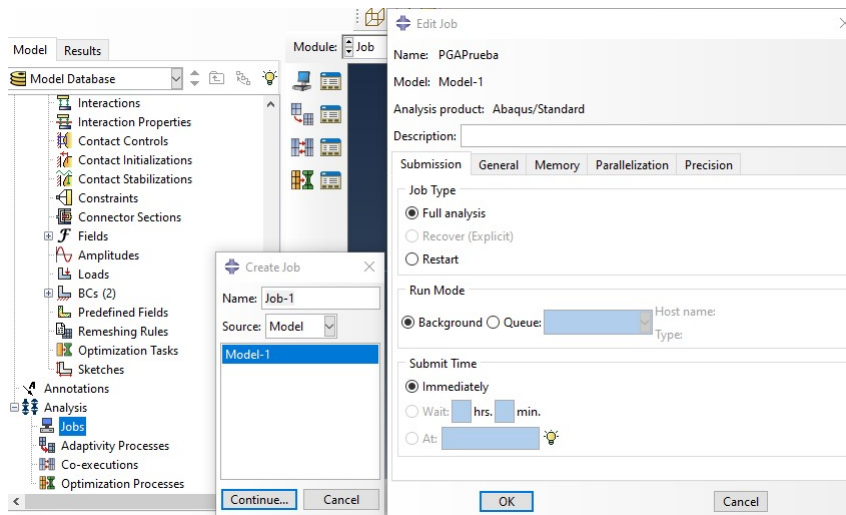


Figura 9.15: Configuración de la sección en donde se analiza el modelo

9.6. Generación de parámetros aleatorios

9.6.1. Sintaxis de Latin Hypercube - pyDOE

Código 9.2: Latin Hypercube

```
1 lhs(n, [Muestras, Criterio, Iteraciones])
```

En donde:

- **n**: Valor entero que designa la cantidad de valores (columnas) a generar
- **Muestras**: Valor entero que designa el numero de puntos generados para cada factor n

- **Criterio:** Comando que comunica a la función como se debe muestrear los puntos
 - *default o Ninguno:* Se generan parámetros aleatorios entre los intervalos
 - *center o c:* Puntos centrados en el intervalo
 - *maxim o m:* Maximiza la distancia mínima entre los puntos, ubicando cada uno de ellos aleatoriamente en el intervalo

9.6.2. Valores generados aleatoriamente por medio del Latin Hypercube

Tabla 9.41: Valores generados aleatoriamente - 1 a 20

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
1	0,41	0,09	0,43
2	0,38	0,54	0,95
3	0,52	0,59	0,12
4	0,21	0,78	0,81
5	0,81	0,26	0,25
6	0,34	0,24	0,71
7	0,10	0,01	0,49
8	0,70	0,08	0,50
9	0,14	0,21	0,89
10	0,74	0,30	0,09
11	0,02	0,58	0,58
12	0,57	0,99	0,15
13	0,75	0,04	0,26
14	0,85	0,11	0,59
15	0,96	0,91	0,19
16	0,45	0,89	0,27
17	0,93	0,73	0,32
18	0,28	0,97	0,31
19	0,66	0,03	0,35
20	0,64	0,12	0,11

Tabla 9.42: Valores generados aleatoriamente - 21 a 40

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
21	0,12	0,95	0,37
22	0,56	0,27	0,73
23	0,09	0,95	0,64
24	0,59	0,31	0,34
25	0,98	0,37	0,07
26	0,19	0,46	0,17
27	0,43	0,67	0,76
28	0,18	0,74	0,23
29	0,33	0,39	0,55
30	0,80	0,61	0,80
31	0,16	0,18	0,14
32	0,86	0,44	0,91
33	0,78	0,82	0,52
34	0,49	0,52	0,00
35	0,31	0,63	0,63
36	0,89	0,51	0,67
37	0,54	0,15	0,05
38	0,88	0,15	0,87
39	0,94	0,69	0,48
40	0,62	0,33	0,61

Tabla 9.43: Valores generados aleatoriamente - 41 a 60

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
41	0,70	0,65	0,99
42	0,24	0,71	0,97
43	0,68	0,50	0,85
44	0,29	0,47	0,21
45	0,37	0,88	0,40
46	0,90	0,64	0,87
47	0,44	0,85	0,03
48	0,02	0,80	0,94
49	0,05	0,20	0,45
50	0,47	0,35	0,39
51	0,23	0,40	0,06
52	0,50	0,77	0,70
53	0,36	0,92	0,53
54	0,61	0,85	0,82
55	0,99	0,32	0,45
56	0,82	0,78	0,65
57	0,04	0,06	0,93
58	0,72	0,43	0,78
59	0,08	0,56	0,29
60	0,26	0,23	0,74

9.6.3. Parámetros generados con el método de Monte Carlo

Tabla 9.44: Primera parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
	[°]	[kN/m^3]	[kPa]
1	31,41	15,76	0
2	31,26	17,30	0
3	32,12	17,44	0
4	30,12	18,13	0
5	33,96	16,34	0
6	30,95	16,25	0
7	29,44	15,47	0
8	33,27	15,70	0
9	29,70	16,16	0
10	33,51	16,45	0
11	28,91	17,42	0
12	32,46	18,82	0
13	33,61	15,56	0
14	34,24	15,80	0
15	34,93	18,57	0
16	31,71	18,48	0
17	34,74	17,92	0
18	30,58	18,75	0
19	33,01	15,53	0
20	32,87	15,84	0

Tabla 9.45: Segunda parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
	[°]	[kN/m^3]	[kPa]
21	29,56	18,70	0
22	32,39	16,37	0
23	29,37	18,69	0
24	32,59	16,51	0
25	35,08	16,72	0
26	30,02	17,01	0
27	31,57	17,75	0
28	29,95	17,98	0
29	30,89	16,76	0
30	33,92	17,53	0
31	29,84	16,04	0
32	34,32	16,93	0
33	33,80	18,26	0
34	31,96	17,22	0
35	30,79	17,58	0
36	34,47	17,19	0
37	32,28	15,95	0
38	34,41	15,96	0
39	34,80	17,80	0
40	32,78	16,58	0

Tabla 9.46: Tercera parte de parámetros generados con el método de Monte Carlo

Parámetro N°	Ángulo de fricción interna	Peso Especifico	Cohesión
	[°]	[kN/m^3]	[kPa]
41	33,30	17,67	0
42	30,33	17,86	0
43	33,14	17,13	0
44	30,68	17,05	0
45	31,18	18,45	0
46	34,57	17,63	0
47	31,64	18,34	0
48	28,93	18,19	0
49	29,14	16,11	0
50	31,80	16,64	0
51	30,25	16,81	0
52	32,03	18,06	0
53	31,14	18,60	0
54	32,71	18,35	0
55	35,17	16,52	0
56	34,06	18,11	0
57	29,06	15,63	0
58	33,40	16,90	0
59	29,33	17,37	0
60	30,48	16,22	0

9.6.4. Constantes elásticas de los resortes equivalentes generadas a partir de parámetros producidos con el método de Monte Carlo

Tabla 9.47: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 1 a 20 valores

Parámetro N°	a	Tu [N/mm]
1	1,03	6,13
2	1,03	6,69
3	1,03	6,97
4	1,03	6,70
5	1,03	7,01
6	1,03	6,21
7	1,03	5,56
8	1,03	6,56
9	1,03	5,87
10	1,03	6,94
11	1,03	6,13
12	1,03	7,62
13	1,03	6,59
14	1,03	6,85
15	1,03	8,26
16	1,03	7,27
17	1,03	7,92
18	1,03	7,06
19	1,03	6,43
20	1,03	6,52

Tabla 9.48: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 21 a 40 valores

Parámetro N°	a	Tu [N/mm]
21	1,03	6,76
22	1,03	6,62
23	1,03	6,70
24	1,03	6,72
25	1,03	7,48
26	1,03	6,26
27	1,03	6,95
28	1,03	6,60
29	1,03	6,39
30	1,03	7,51
31	1,03	5,86
32	1,03	7,36
33	1,03	7,79
34	1,03	6,84
35	1,03	6,67
36	1,03	7,52
37	1,03	6,42
38	1,03	6,96
39	1,03	7,88
40	1,03	6,80

Tabla 9.49: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección axial - 41 a 60 valores

Parámetro N°	a	Tu [N/mm]
41	1,03	7,39
42	1,03	6,66
43	1,03	7,13
44	1,03	6,45
45	1,03	7,11
46	1,03	7,74
47	1,03	7,20
48	1,03	6,40
49	1,03	5,72
50	1,03	6,57
51	1,03	6,24
52	1,03	7,20
53	1,03	7,16
54	1,03	7,51
55	1,03	7,42
56	1,03	7,80
57	1,03	5,53
58	1,03	7,10
59	1,03	6,22
60	1,03	6,08

Tabla 9.50: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 1 a 20 valores

Parámetro N°	X	Nch	Nqh	Pu [N/mm]
1	10,26	0	12,88	55,99
2	10,26	0	12,88	61,45
3	10,26	0	14,30	68,79
4	10,26	0	11,46	57,29
5	10,26	0	17,14	77,26
6	10,26	0	12,88	57,73
7	10,26	0	10,58	45,15
8	10,26	0	15,72	68,05
9	10,26	0	11,46	51,06
10	10,26	0	17,14	77,77
11	10,26	0	10,58	50,84
12	10,26	0	14,30	74,21
13	10,26	0	17,14	73,55
14	10,26	0	17,14	74,67
15	10,26	0	18,56	95,06
16	10,26	0	14,30	72,88
17	10,26	0	18,56	91,75
18	10,26	0	12,88	66,61
19	10,26	0	15,72	67,35
20	10,26	0	15,72	68,66

Tabla 9.51: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 21 a 40 valores

Parámetro N°	X	Nch	Nqh	Pu [N/mm]
21	10,26	0	11,46	59,11
22	10,26	0	14,30	64,56
23	10,26	0	10,58	54,52
24	10,26	0	15,72	71,58
25	10,26	0	18,56	85,57
26	10,26	0	11,46	53,75
27	10,26	0	14,30	69,99
28	10,26	0	11,46	56,83
29	10,26	0	12,88	59,53
30	10,26	0	17,14	82,85
31	10,26	0	11,46	50,69
32	10,26	0	17,14	80,02
33	10,26	0	17,14	86,30
34	10,26	0	14,30	67,93
35	10,26	0	12,88	62,46
36	10,26	0	17,14	81,25
37	10,26	0	14,30	62,90
38	10,26	0	17,14	75,44
39	10,26	0	18,56	91,14
40	10,26	0	15,72	71,90

Tabla 9.52: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección transversal - 41 a 60 valores

Parámetro N°	X	Nch	Nqh	Pu [N/mm]
41	10,26	0	15,72	76,62
42	10,26	0	11,46	56,46
43	10,26	0	15,72	74,28
44	10,26	0	12,88	60,58
45	10,26	0	12,88	65,53
46	10,26	0	18,56	90,24
47	10,26	0	14,30	72,34
48	10,26	0	10,58	53,07
49	10,26	0	10,58	47,01
50	10,26	0	14,30	65,64
51	10,26	0	11,46	53,13
52	10,26	0	14,30	71,25
53	10,26	0	12,88	66,07
54	10,26	0	15,72	79,58
55	10,26	0	18,56	84,58
56	10,26	0	17,14	85,63
57	10,26	0	10,58	45,60
58	10,26	0	15,72	73,29
59	10,26	0	10,58	50,69
60	10,26	0	11,46	51,26

Tabla 9.53: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 1 a 20 valores

Parámetro N°	Nc	Nq	N_γ	Qd [N/mm]
1	33,80	21,64	23,43	99,03
2	33,38	21,26	22,80	106,75
3	35,85	23,50	26,61	119,32
4	30,44	18,66	18,59	97,85
5	42,01	29,29	37,06	140,19
6	32,53	20,50	21,55	96,62
7	28,84	17,27	16,43	77,15
8	39,55	26,94	32,73	123,57
9	29,44	17,79	17,22	83,03
10	40,37	27,73	34,16	133,37
11	27,66	16,27	14,92	81,70
12	36,91	24,48	28,32	134,22
13	40,74	28,08	34,81	127,79
14	43,07	30,31	38,98	140,36
15	45,86	33,03	44,18	180,21
16	34,64	22,40	24,72	120,33
17	45,06	32,25	42,67	169,71
18	31,57	19,65	20,16	106,74
19	38,69	26,14	31,27	118,53
20	38,20	25,68	30,45	118,66

Tabla 9.54: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 21 a 40 valores

Parámetro N°	Nc	Nq	N_γ	Qd [N/mm]
21	29,11	17,51	16,79	94,57
22	36,69	24,27	27,95	115,75
23	28,67	17,13	16,21	92,37
24	37,31	24,85	28,97	119,59
25	46,47	33,63	45,36	165,28
26	30,18	18,43	18,23	90,65
27	34,25	22,05	24,12	113,68
28	30,01	18,29	18,00	95,07
29	32,37	20,36	21,32	98,95
30	41,86	29,14	36,78	149,55
31	29,75	18,06	17,64	83,71
32	43,40	30,63	39,57	152,01
33	41,44	28,75	36,04	153,61
34	35,37	23,06	25,85	115,55
35	32,11	20,13	20,93	102,57
36	43,97	31,19	40,64	157,26
37	36,33	23,95	27,38	111,22
38	43,73	30,95	40,18	144,85
39	45,30	32,48	43,13	169,86
40	37,92	25,42	29,98	122,96

Tabla 9.55: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia abajo - 41 a 60 valores

Parámetro N°	Nc	Nq	N_γ	Qd [N/mm]
41	39,67	27,06	32,93	139,71
42	30,95	19,11	19,29	98,79
43	39,12	26,54	32,00	132,81
44	31,85	19,90	20,56	98,31
45	33,17	21,07	22,49	112,81
46	44,36	31,56	41,35	163,28
47	34,43	22,21	24,39	118,39
48	27,71	16,32	14,99	85,53
49	28,17	16,70	15,57	77,61
50	34,91	22,65	25,14	109,60
51	30,74	18,93	19,00	92,05
52	35,58	23,26	26,19	122,26
53	33,04	20,96	22,30	113,09
54	37,70	25,21	29,61	134,97
55	46,84	34,00	46,07	165,20
56	42,40	29,66	37,76	157,41
57	27,98	16,54	15,33	74,54
58	40,01	27,38	33,53	135,30
59	28,60	17,07	16,12	85,55
60	31,32	19,43	19,81	91,26

Tabla 9.56: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 1 a 20 valores

Parámetro N°	Ncv	Nqv	Qu [N/mm]
1	20,51	7,32	31,83
2	20,51	7,29	34,77
3	20,51	7,49	36,02
4	20,51	7,02	35,11
5	20,51	7,92	35,68
6	20,51	7,21	32,34
7	20,51	6,86	29,29
8	20,51	7,75	33,57
9	20,51	6,92	30,85
10	20,51	7,81	35,44
11	20,51	6,74	32,38
12	20,51	7,57	39,28
13	20,51	7,83	33,62
14	20,51	7,98	34,78
15	20,51	8,14	41,71
16	20,51	7,39	37,68
17	20,51	8,10	40,04
18	20,51	7,13	36,87
19	20,51	7,70	32,97
20	20,51	7,66	33,46

Tabla 9.57: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 21 a 40 valores

Parámetro N°	Ncv	Nqv	Qu [N/mm]
21	20,51	6,89	35,55
22	20,51	7,55	34,09
23	20,51	6,84	35,28
24	20,51	7,60	34,59
25	20,51	8,18	37,71
26	20,51	7,00	32,82
27	20,51	7,36	36,03
28	20,51	6,98	34,62
29	20,51	7,20	33,28
30	20,51	7,91	38,22
31	20,51	6,95	30,77
32	20,51	8,00	37,36
33	20,51	7,88	39,68
34	20,51	7,45	35,39
35	20,51	7,18	34,80
36	20,51	8,03	38,10
37	20,51	7,52	33,10
38	20,51	8,02	35,31
39	20,51	8,11	39,84
40	20,51	7,64	34,95

Tabla 9.58: Valores de la constante elástica de los resortes equivalentes en dirección vertical hacia arriba - 41 a 60 valores

Parámetro N°	Ncv	Nqv	Qu [N/mm]
41	20,51	7,76	37,84
42	20,51	7,07	34,84
43	20,51	7,73	36,51
44	20,51	7,15	33,65
45	20,51	7,27	36,99
46	20,51	8,06	39,18
47	20,51	7,37	37,31
48	20,51	6,74	33,83
49	20,51	6,79	30,19
50	20,51	7,41	34,03
51	20,51	7,05	32,69
52	20,51	7,47	37,20
53	20,51	7,26	37,24
54	20,51	7,63	38,61
55	20,51	8,20	37,36
56	20,51	7,94	39,67
57	20,51	6,77	29,19
58	20,51	7,79	36,31
59	20,51	6,84	32,76
60	20,51	7,10	31,78

9.7. Iteración del modelo

Código 9.3: Código para la iteración del modelo

```
1
2 from part import *
3 from material import *
4 from section import *
5 from assembly import *
6 from step import *
7 from interaction import *
8 from load import *
9 from mesh import *
10 from optimization import *
11 from job import *
12 from sketch import *
13 from visualization import *
14 from connectorBehavior import *
15
16 from abaqus import *
17 from abaqusConstants import *
18 from caeModules import *
19 from driverUtils import executeOnCaeStartup
20 import numpy as np
21
22
23 ## Valores del nombre de la copia del modelo inicial, coeficientes de rigidez axiales,
↪ transversales y verticales, nombre de trabajos y valores de PGA.
24 Modelo = ['Suelo-1', 'Suelo-2', 'Suelo-3', 'Suelo-4', 'Suelo-5', 'Suelo-6', 'Suelo-7', '
    ↪ Suelo-8', 'Suelo-9', 'Suelo-10', 'Suelo-11', 'Suelo-12', 'Suelo-13', 'Suelo-14', '
    ↪ Suelo-15', 'Suelo-16', 'Suelo-17', 'Suelo-18', 'Suelo-19', 'Suelo-20', 'Suelo-21', '
    ↪ Suelo-22', 'Suelo-23', 'Suelo-24', 'Suelo-25', 'Suelo-26', 'Suelo-27', 'Suelo-28', '
    ↪ Suelo-29', 'Suelo-30', 'Suelo-31', 'Suelo-32', 'Suelo-33', 'Suelo-34', 'Suelo-35', '
    ↪ Suelo-36', 'Suelo-37', 'Suelo-38', 'Suelo-39', 'Suelo-40', 'Suelo-41', 'Suelo-42', '
    ↪ Suelo-43', 'Suelo-44', 'Suelo-45', 'Suelo-46', 'Suelo-47', 'Suelo-48', 'Suelo-49', '
    ↪ Suelo-50', 'Suelo-51', 'Suelo-52', 'Suelo-53', 'Suelo-54', 'Suelo-55', 'Suelo-56', '
    ↪ Suelo-57', 'Suelo-58', 'Suelo-59', 'Suelo-60']
25 Axial = [2043575.609, 2229767.294, 2324890.499, 2233260.996, 2336919.768,
    ↪ 2069016.877, 1854312.894, 2186519.796, 1956759.921, 2312385.444,
    ↪ 2042740.264, 2541629.469, 2195743.281, 2282702.865, 2754102.941,
    ↪ 2424183.112, 2639185.754, 2352547.519, 2143103.608, 2172401.473,
    ↪ 2252366.948, 2205035.998, 2232460.38, 2240841.953, 2492801.137,
    ↪ 2086208.383, 2315725.231, 2199537.188, 2128574.829, 2502140.815,
    ↪ 1953046.768, 2453846.158, 2595325.247, 2281433.894, 2224134.268,
    ↪ 2505477.416, 2138796.68, 2320776.253, 2627413.748, 2267587.884,
    ↪ 2464852.986, 2219155.339, 2375320.874, 2148660.749, 2370513.58, 2579024.437,
    ↪ 2399328.653, 2134533.658, 1907273.529, 2191230.698, 2081146.825,
    ↪ 2399566.717, 2385634.725, 2503209.638, 2471777.16, 2600298.52, 1843450.672,
    ↪ 2366911.355, 2072706.942, 2026705.269]
```



```

26 Transversal=[793473.2724, 870927.288, 974955.3626, 811948.0995, 1094952.132,
    ↪ 818214.7824, 639888.7632, 964461.993, 723673.1254, 1102139.88, 720539.0942,
    ↪ 1051732.605, 1042421.308, 1058304.591, 1347182.679, 1032920.997,
    ↪ 1300283.361, 944070.0649, 954492.0763, 973037.1355, 837753.5618,
    ↪ 914962.6388, 772727.7018, 1014391.84, 1212779.905, 761798.7749,
    ↪ 991987.5809, 805431.0709, 843722.0645, 1174224.568, 718385.8992,
    ↪ 1134079.82, 1223120.278, 962743.492, 885166.6807, 1151541.562, 891415.1474,
    ↪ 1069179.984, 1291637.491, 1019021.6, 1085824.36, 800160.8874, 1052766.843,
    ↪ 858555.4354, 928673.3163, 1278926.849, 1025274.03, 752126.975, 666264.2334,
    ↪ 930230.6944, 752925.3615, 1009726.094, 936380.2611, 1127845.14, 1198663.51,
    ↪ 1213600.371, 646248.3674, 1038738.26, 718388.5656, 726451.739]
27 Vertical=[4145897.242, 4442166.582, 5134060.236, 3879009.724, 6426486.366,
    ↪ 3969031.477, 2962922.701, 5538572.549, 3228177.035, 6025463.389,
    ↪ 3056417.158, 5848878.364, 5792987.75, 6491119.755, 8508595.827,
    ↪ 5097100.021, 7968005.188, 4316367.757, 5267032.502, 5245568.442,
    ↪ 3652773.58, 5031248.858, 3534715.124, 5235338.903, 7836418.94, 3576191.018,
    ↪ 4789973.1, 3738781.739, 4054552.732, 6846472.139, 3275206.033,
    ↪ 7047792.772, 7007197.643, 4941734.94, 4184856.533, 7324112.405,
    ↪ 4813715.519, 6733233.452, 7988521.579, 5419573.129, 6269014.602,
    ↪ 3952326.022, 5927404.098, 3994022.804, 4679641.686, 7626431.881,
    ↪ 5000515.57, 3203812.435, 2937763.632, 4659716.469, 3669032.239,
    ↪ 5243247.474, 4682172.236, 5934369.328, 7851695.711, 7239820.092,
    ↪ 2809569.868, 6091796.754, 3268674.61, 3674943.872]
28 Trabajos=['Respuesta_Suelo-1', 'Respuesta_Suelo-2', 'Respuesta_Suelo-3', '
    ↪ Respuesta_Suelo-4', 'Respuesta_Suelo-5', 'Respuesta_Suelo-6', 'Respuesta_Suelo-7', '
    ↪ Respuesta_Suelo-8', 'Respuesta_Suelo-9', 'Respuesta_Suelo-10', 'Respuesta_Suelo
    ↪ -11', 'Respuesta_Suelo-12', 'Respuesta_Suelo-13', 'Respuesta_Suelo-14', '
    ↪ Respuesta_Suelo-15', 'Respuesta_Suelo-16', 'Respuesta_Suelo-17', '
    ↪ Respuesta_Suelo-18', 'Respuesta_Suelo-19', 'Respuesta_Suelo-20', '
    ↪ Respuesta_Suelo-21', 'Respuesta_Suelo-22', 'Respuesta_Suelo-23', '
    ↪ Respuesta_Suelo-24', 'Respuesta_Suelo-25', 'Respuesta_Suelo-26', '
    ↪ Respuesta_Suelo-27', 'Respuesta_Suelo-28', 'Respuesta_Suelo-29', '
    ↪ Respuesta_Suelo-30', 'Respuesta_Suelo-31', 'Respuesta_Suelo-32', '
    ↪ Respuesta_Suelo-33', 'Respuesta_Suelo-34', 'Respuesta_Suelo-35', '
    ↪ Respuesta_Suelo-36', 'Respuesta_Suelo-37', 'Respuesta_Suelo-38', '
    ↪ Respuesta_Suelo-39', 'Respuesta_Suelo-40', 'Respuesta_Suelo-41', '
    ↪ Respuesta_Suelo-42', 'Respuesta_Suelo-43', 'Respuesta_Suelo-44', '
    ↪ Respuesta_Suelo-45', 'Respuesta_Suelo-46', 'Respuesta_Suelo-47', '
    ↪ Respuesta_Suelo-48', 'Respuesta_Suelo-49', 'Respuesta_Suelo-50', '
    ↪ Respuesta_Suelo-51', 'Respuesta_Suelo-52', 'Respuesta_Suelo-53', '
    ↪ Respuesta_Suelo-54', 'Respuesta_Suelo-55', 'Respuesta_Suelo-56', '
    ↪ Respuesta_Suelo-57', 'Respuesta_Suelo-58', 'Respuesta_Suelo-59', '
    ↪ Respuesta_Suelo-60']
29 PGA = [0.0085593613293772, 0.008570310934501, 0.00861463583062267,
30 0.00863744725087424, 0.008648184945952, 0.00868548121069737,
31 0.00874807342478417, 0.00880859158027907, 0.00881988539348336,
32 0.00883071561839314, 0.00883456792288713, 0.00884931071280283,
33 ...
34 0.208667508944472, 0.220028493648221, 0.220979560463351,
35 0.228860337643578, 0.296331671256937]

```

```

36
37
38 ## Inicialización de valores de Deformación y los Valores de deformación por iteración
39 Deformaciones = []
40 Valores = np.linspace(0, 1, 60)
41
42 for i in range(len(Modelo)):
43     ## Se copia el modelo inicial
44     mdb.Model(name=Modelo[i], objectToCopy=mdb.models['Model-1'])
45     ## Se cambian los valores de rigidez de los resortes
46     mdb.models[Modelo[i]].parts['Tuberia_Completo'].engineeringFeatures.springDashpots['
↳ REsortes_Transversales'].setValues(springStiffness=Transversal[i])
47     mdb.models[Modelo[i]].parts['Tuberia_Completo'].engineeringFeatures.springDashpots['
↳ Resortes_Axiales'].setValues(springStiffness=Axial[i])
48     mdb.models[Modelo[i]].parts['Tuberia_Completo'].engineeringFeatures.springDashpots['
↳ Resortes_Verticales'].setValues(springStiffness=Vertical[i])
49     ## Se crea el trabajo asociado a cada una de las copias de los modelos
50     mdb.Job(atTime=None, contactPrint=OFF, description='', echoPrint=OFF,
↳ explicitPrecision=SINGLE, getMemoryFromAnalysis=True, historyPrint=OFF,
↳ memory=90, memoryUnits=PERCENTAGE, model=Modelo[i], modelPrint=OFF,
↳ multiprocessingMode=DEFAULT, name=Trabajos[i], nodalOutputPrecision=SINGLE
↳ , numCpus=1, numGPUs=0, queue=None, resultsFormat=ODB, scratch='', type=
↳ ANALYSIS, userSubroutine='', waitHours=0, waitMinutes=0)
51
52 for iE in range(len(PGA)):
53     for i in range(len(Modelo)):
54         ## Se cambia el valor de PGA en cada copia del modelo
55         mdb.models[Modelo[i]].boundaryConditions['PGA - X - Y - Z'].setValues(a1=PGA[iE],
↳ a2=PGA[iE], a3=PGA[iE])
56         ## Se corre el modelo
57         mdb.jobs[Trabajos[i]].submit(consistencyChecking=OFF)
58         mdb.jobs[Trabajos[i]].waitForCompletion()
59         ## Se abre el generador de valores asociados al esfuerzo, deformación y
↳ desplazamiento
60         o3 = session.openOdb(name='D:/ABAQUS_NOESTUDIANTE_INSTALACION/
↳ Trabajo/'+Trabajos[i]+'.odb')
61         session.viewports['Viewport: 1'].setValues(displayedObject=o3)
62         odb = session.odbs['D:/ABAQUS_NOESTUDIANTE_INSTALACION/Trabajo/'+
↳ Trabajos[i]+'.odb']
63         session.xyDataListFromField(odb=odb, outputPosition=INTEGRATION_POINT,
↳ variable=((('E', INTEGRATION_POINT, ((INVARIANT,'Max. In-Plane Principal (
↳ Abs)'), ), ), elementPick=((('TUBERIA_COMPLETO-1', 1, ('[#0:3 #8 ]', ), ), ), )
64         ## Se obtiene el valor necesario de deformación x0, ubicando el elemento con la má
↳ xima deformación
65         x0 = session.xyDataObjects['E:Max In-Plane Principal (Abs) SP:1 PI:
↳ TUBERIA_COMPLETO-1 E: 100 IP: 1']
66         Valores[i] = x0[1][1]
67         ## Se borran los valores generados en el programa para que no genere problemas
↳ dentro de este
68         del session.xyDataObjects['E:Max In-Plane Principal (Abs) SP:1 PI:

```

```
69     ↪ TUBERIA_COMPLETO-1 E: 100 IP: 1']
    del session.xyDataObjects['E:Max In-Plane Principal (Abs) SP:3 PI:
70     ↪ TUBERIA_COMPLETO-1 E: 100 IP: 1']
    del session.xyDataObjects['E:Max In-Plane Principal (Abs) SP:5 PI:
71     ↪ TUBERIA_COMPLETO-1 E: 100 IP: 1']
    del session.xyDataObjects['E:Max In-Plane Principal (Abs) SP:7 PI:
72     ↪ TUBERIA_COMPLETO-1 E: 100 IP: 1']
73     ## Almacenamiento de los valores de Deformación para cada caso y combinación
    Deformaciones = np.append(Deformaciones,Valores)
```

9.8. Manejo de datos

Código 9.4: Obtención de los parámetros optimizados de las curvas de fragilidad

```
1 a = [...]; % Vector con aceleraciones obtenidas por medio de la generación de sismos
2 deformaciones = [...]; % Valores de deformación generados por el modelo
3
4 % Se proponen vectores de promedio y desviaciones para la optimización de la curva
5 promedio_mod = linspace(0.1,0.5,100);
6 desviacion_mod = linspace(0.3,0.7,100);
7
8
9 Valores_Fx_moderado = zeros(length(promedio_mod),length(desviacion_mod)); % Vector
   ↪ auxiliar con los valores de la ecuación para el calculo de L.
10
11 moderado = 0.00168; % Definición de estado de daño
12
13 for p = 1:length(promedio_mod)
14     for d = 1:length(desviacion_mod)
15         Log_n = log(a./promedio_mod(p))./desviacion_mod(d); % Calculo de FMI, para
   ↪ obtener la distribución con cada valor de promedio y desviación propuesto
16         distribucion_lognorm = cdf('Normal',Log_n, promedio_mod(p),desviacion_mod(d))
   ↪ ; % Se obtiene la distribución Log-Normal de la muestra de aceleraciones
17         F_x = zeros(length(a),1); % Vector de almacenamiento para los valores de L
18         for i = 1:length(distribucion_lognorm)
19             if deformaciones(i) > moderado
20                 F_x(i) = log(distribucion_lognorm(i));
21             else
22                 F_x(i) = log(1 - distribucion_lognorm(i));
23             end
24         end
25         Suma = sum(F_x);
26         Valores_Fx_moderado(p,d) = Suma; % Se obtiene el valor de la función L para
   ↪ cada combinación de promedio y desviacion
27     end
28 end
29
30 % Se repite el proceso para el estado de daño mayor
31 promedio_may = linspace(0.1,0.5,100);
32 desviacion_may = linspace(0.3,0.7,100);
33 Valores_Fx_mayor = zeros(length(promedio_may),length(desviacion_may));
34
35 mayor = 0.0024;
36
37 for p = 1:length(promedio_may)
38     for d = 1:length(desviacion_may)
39         Log_n = log(a./promedio_may(p))./desviacion_may(d);
40         distribucion_lognorm = cdf('Normal',Log_n, promedio_may(p),desviacion_may(d));
```

```

41     F_x = zeros(length(a),1);
42     for i = 1:length(distribucion_lognorm)
43         if deformaciones(i) > mayor
44             F_x(i) = log(distribucion_lognorm(i));
45         else
46             F_x(i) = log(1 - distribucion_lognorm(i));
47         end
48     end
49     Suma = sum(F_x);
50     Valores_Fx_mayor(p,d) = Suma;
51 end
52 end
53
54
55 [valor_mod,pos_mod] = max(Valores_Fx_moderado); % Se obtiene el valor máximo de la
    ↪ función L para el estado de daño moderado y se almacenan sus coordenadas
56 Parametros_mod = [promedio_mod(pos_mod(1,1)), desviacion_mod(pos_mod(1,2))] % Se
    ↪ almacena el valor del promedio y desviación para los cuales se obtuvo el máximo valor
    ↪ de L
57
58 [valor_may,pos_may] = max(Valores_Fx_mayor); % Se obtiene el valor máximo de la funci
    ↪ ón L para el estado de daño mayor y se almacenan sus coordenadas
59 Parametros_may = [promedio_may(pos_may(1,1)), desviacion_may(pos_may(1,2))] % Se
    ↪ almacena el valor del promedio y desviación para los cuales se obtuvo el máximo valor
    ↪ de L

```

9.9. Resultados

9.9.1. Parámetros optimizados de las curvas de fragilidad

Tabla 9.59: Valores de promedio y desviación log-estandar para 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.0068g y 0.3g

Suelo	Mayor		Moderado		Suelo	Mayor		Moderado	
	Promedio	Desviación	Promedio	Desviación		Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
1	0.229	0.337	0.185	0.228	31	0.229	0.337	0.193	0.248
2	0.229	0.337	0.185	0.228	32	0.229	0.337	0.169	0.188
3	0.229	0.337	0.181	0.208	33	0.229	0.337	0.165	0.178
4	0.229	0.337	0.185	0.228	34	0.229	0.337	0.185	0.228
5	0.229	0.337	0.177	0.208	35	0.229	0.337	0.185	0.228
6	0.229	0.337	0.185	0.228	36	0.229	0.337	0.165	0.178
7	0.229	0.337	0.193	0.248	37	0.229	0.337	0.185	0.228
8	0.229	0.337	0.185	0.228	38	0.229	0.337	0.181	0.208
9	0.229	0.337	0.193	0.248	39	0.229	0.337	0.165	0.178
10	0.229	0.337	0.181	0.208	40	0.229	0.337	0.185	0.228
11	0.229	0.337	0.193	0.248	41	0.229	0.337	0.169	0.188
12	0.229	0.337	0.165	0.178	42	0.229	0.337	0.185	0.228
13	0.229	0.337	0.185	0.228	43	0.229	0.337	0.169	0.188
14	0.229	0.337	0.185	0.228	44	0.229	0.337	0.185	0.228
15	0.229	0.337	0.161	0.168	45	0.229	0.337	0.169	0.188
16	0.229	0.337	0.169	0.188	46	0.229	0.337	0.165	0.178
17	0.229	0.337	0.165	0.168	47	0.229	0.337	0.169	0.188
18	0.229	0.337	0.177	0.208	48	0.229	0.337	0.185	0.228
19	0.229	0.337	0.185	0.228	49	0.229	0.337	0.193	0.248
20	0.229	0.337	0.185	0.228	50	0.229	0.337	0.185	0.228
21	0.229	0.337	0.185	0.228	51	0.229	0.337	0.185	0.228
22	0.229	0.337	0.185	0.228	52	0.229	0.337	0.169	0.188
23	0.229	0.337	0.185	0.228	53	0.229	0.337	0.169	0.188
24	0.229	0.337	0.185	0.228	54	0.229	0.337	0.165	0.178
25	0.229	0.337	0.169	0.188	55	0.229	0.337	0.169	0.188
26	0.229	0.337	0.185	0.228	56	0.229	0.337	0.165	0.178
27	0.229	0.337	0.181	0.208	57	0.229	0.337	0.193	0.248
28	0.229	0.337	0.185	0.228	58	0.229	0.337	0.169	0.188
29	0.229	0.337	0.185	0.228	59	0.229	0.337	0.185	0.228
30	0.229	0.337	0.165	0.178	60	0.229	0.337	0.193	0.248

Tabla 9.60: Valores de promedio y desviación log-estandar para 60 tipos de suelo considerando 1000 valores de PGA entre 0.05g y 0.49g

Suelo	Mayor		Moderado		Suelo	Mayor		Moderado	
	Promedio	Desviación	Promedio	Desviación		Promedio	Desviación	Promedio	Desviación
1	0.262	0.462	0.181	0.381	31	0.266	0.466	0.185	0.385
2	0.249	0.449	0.173	0.373	32	0.237	0.437	0.165	0.365
3	0.241	0.441	0.169	0.369	33	0.229	0.429	0.161	0.361
4	0.249	0.449	0.173	0.373	34	0.245	0.445	0.173	0.369
5	0.241	0.441	0.169	0.369	35	0.249	0.449	0.173	0.373
6	0.262	0.462	0.181	0.381	36	0.233	0.433	0.165	0.365
7	0.278	0.478	0.193	0.393	37	0.249	0.454	0.177	0.377
8	0.249	0.454	0.173	0.373	38	0.241	0.441	0.169	0.369
9	0.266	0.466	0.185	0.385	39	0.229	0.429	0.161	0.361
10	0.245	0.445	0.173	0.369	40	0.245	0.445	0.173	0.369
11	0.262	0.462	0.181	0.381	41	0.237	0.437	0.165	0.365
12	0.233	0.433	0.165	0.365	42	0.249	0.449	0.173	0.373
13	0.249	0.454	0.173	0.373	43	0.241	0.441	0.169	0.369
14	0.245	0.445	0.173	0.369	44	0.249	0.454	0.173	0.373
15	0.225	0.425	0.157	0.357	45	0.241	0.441	0.169	0.369
16	0.237	0.437	0.169	0.369	46	0.229	0.429	0.161	0.361
17	0.225	0.425	0.161	0.361	47	0.237	0.437	0.169	0.369
18	0.241	0.441	0.169	0.369	48	0.254	0.454	0.177	0.377
19	0.249	0.454	0.173	0.373	49	0.270	0.470	0.189	0.389
20	0.249	0.454	0.173	0.373	50	0.249	0.454	0.173	0.373
21	0.249	0.449	0.173	0.373	51	0.258	0.458	0.181	0.381
22	0.249	0.454	0.173	0.373	52	0.237	0.437	0.169	0.369
23	0.249	0.449	0.173	0.373	53	0.237	0.437	0.169	0.369
24	0.249	0.449	0.173	0.373	54	0.237	0.437	0.165	0.365
25	0.237	0.437	0.165	0.365	55	0.237	0.437	0.165	0.365
26	0.258	0.458	0.181	0.381	56	0.229	0.429	0.161	0.361
27	0.245	0.445	0.173	0.369	57	0.278	0.478	0.193	0.393
28	0.249	0.454	0.173	0.373	58	0.241	0.441	0.169	0.369
29	0.254	0.454	0.177	0.377	59	0.262	0.462	0.181	0.381
30	0.237	0.437	0.165	0.365	60	0.262	0.462	0.181	0.381

9.10. Análisis de sensibilidad

9.10.1. Desviación estándar de la respuesta de la tubería

Tabla 9.61: Desviación estándar de la respuesta de la tubería asociada a cada escenario sísmico

PGA [g]	Desviación estándar
1.000	1.092.E-04
0.431	1.858.E-05
0.248	6.130.E-06
0.217	4.729.E-06
0.216	4.646.E-06
0.198	3.930.E-06
0.180	3.204.E-06
0.173	2.983.E-06
0.148	2.189.E-06
0.134	1.770.E-06
0.126	1.581.E-06
0.116	1.896.E-06
0.098	9.491.E-07
0.096	9.254.E-07
0.094	8.707.E-07
0.087	7.529.E-07
0.081	6.567.E-07
0.079	6.222.E-07
0.078	6.101.E-07
0.071	5.013.E-07
0.069	4.716.E-07
0.067	4.438.E-07

9.10.2. Desviación relativa de la respuesta de la tubería

Tabla 9.62: Desviación relativa de la respuesta de la tubería asociada a cada escenario sísmico

Ángulo de fricción interna [°]	Peso específico [kN/m^3]
0.230	0.481
0.231	0.483
0.231	0.483
0.231	0.483
0.223	0.476
0.231	0.483
0.222	0.476
0.231	0.483
0.231	0.483
0.222	0.476
0.231	0.483
0.227	0.479
0.222	0.476
0.231	0.483
0.223	0.476
0.222	0.476
0.223	0.476
0.223	0.476
0.223	0.476
0.222	0.476
0.222	0.476
0.222	0.476