



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS
DE CAMINS, CANALS I PORTS



DEPARTAMENTO DE RESISTENCIA DE MATERIALES Y ESTRUCTURAS
EN LA INGENIERÍA

PROGRAMA DE DOCTORADO EN ANÁLISIS ESTRUCTURAL

**RIESGO SÍSMICO DE EDIFICACIONES EN TÉRMINOS
DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS MEDIANTE
INTEGRACIÓN DE COSTOS DE REPARACIÓN DE
COMPONENTES**

**BUILDING SEISMIC RISK IN TERMS OF ECONOMIC
LOSSES BY INTEGRATION OF COMPONENT'S REPAIR
COSTS**

TESIS DOCTORAL PARA OPTAR AL GRADO DE DOCTOR POR LA
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Presentado por:

LUIS EDUARDO YAMIN LACOUTURE

Directores:

DR. ALEX H. BARBAT B.
DR. OMAR D. CARDONA

Barcelona, noviembre de 2015

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos especiales para mis directores de Tesis Alex Barbat y Omar Dario Cardona por su motivación, orientaciones y lineamientos para llevar a cabo este trabajo.

A la Universidad de los Andes por brindarme el tiempo y los espacios para el trabajo de investigación.

A mis colegas Alvaro Hurtado, Jose Raul Rincón, Juan Felipe Pulido, Juan Felipe Dorado quienes hicieron valiosos aportes en el desarrollo del trabajo. Al profesor y colega Juan Carlos Reyes por sus valiosos aportes en el desarrollo de los procedimientos para automatizar el arduo trabajo de procesamiento de información.

A toda mi familia por una vida llena de motivación y apoyo para trabajar en los temas que me apasionan muy a pesar del tiempo que les pertenece.

DEDICATORIA

A Mafer, Juanka, Pipe y Dany, la luz e inspiración de mi vida.

RESUMEN

La evaluación probabilista del riesgo sísmico en términos de pérdidas económicas para portafolios de edificaciones pretende estimar la distribución de probabilidad de las pérdidas ante la ocurrencia de un evento sísmico específico (análisis determinista) o a un conjunto de eventos estocásticos que representen de manera adecuada la amenaza sísmica de una zona geográfica determinada (análisis probabilista). Para esto se requiere la evaluación de la amenaza sísmica, la definición del portafolio de edificaciones debidamente caracterizadas y la estimación de las eventuales pérdidas económicas ante intensidades sísmicas específicas para integrar las pérdidas para los diferentes escenarios.

Este trabajo plantea una metodología consistente y rigurosa para evaluar tales pérdidas como función de la intensidad de la amenaza sísmica. Para garantizar un control rigurosos en las variables relevantes se incluye: la selección de un conjunto de señales sísmicas que representen las características sismológicas y geotécnicas del sitio de estudio; el uso de modelos prototipos de edificaciones integralmente caracterizados; la evaluación de la respuesta dinámica de las estructuras usando análisis dinámico no lineal detallados; la conformación de un modelo de componentes susceptibles a daño con sus respectivas especificaciones de fragilidad en términos de costos y tiempos de reparación; la consideración de elementos estructurales, no estructurales y contenidos de manera independiente; una metodología de integración de las pérdidas económicas que considere las incertidumbres de cada una de las variables; la posibilidad de considerar aspectos prácticos tales como variaciones en la ubicación geográfica, economías de escala, condiciones específicas del mercado, costos mínimos de intervención o costo de reposición total; y la consideración de los costos asociados a la interrupción del funcionamiento por el tiempo que requiere la reparación de los eventuales daños y afectaciones.

Los resultados de la aplicación de esta metodología se representan mediante funciones de vulnerabilidad específicas para cada uno de las tipologías constructivas, las cuales relacionan las pérdidas económicas esperadas y su respectiva incertidumbre con el nivel de intensidad sísmica. La metodología incluye la incertidumbre en la evaluación de la amenaza sísmica, en el análisis de respuesta dinámica de la estructura y en la estimación de los niveles de daño de los componentes y sus respectivos costos y tiempos de reparación. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas se comparan con las propuestas por otras metodologías y se utilizan directamente para la evaluación del riesgo sísmico de portafolios hipotéticos de edificaciones.

Con el fin de ilustrar la metodología se evalúan las funciones de vulnerabilidad para una serie de edificaciones prototipo. Se estudian estructuras en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, para tres alturas diferentes (2, 5 y 10 pisos), dos niveles de diseño sísmico (alto y bajo) y diferentes tipos de acabados (dúctiles y frágiles). Las funciones de vulnerabilidad encontradas se utilizan para realizar análisis paramétricos del riesgo en términos de pérdidas económicas para portafolios hipotéticos de edificaciones de diferente tipo y con diferentes estratigrafías de suelo, características de la ciudad de Bogotá. Los análisis permiten establecer el grado de sensibilidad en los resultados del riesgo de cada uno de los parámetros relevantes del modelo de evaluación de pérdidas económicas propuesto. Finalmente se plantan una serie de conclusiones y recomendaciones para trabajos de investigación futuros relacionados con la temática de la evaluación del riesgo sísmico con métodos rigurosos.

SUMMARY

The probabilistic seismic risk assessment in terms of economic losses for building portfolios aims at the estimation of the probability distribution functions of economic losses for a specific seismic event (deterministic assessment) or for a set of stochastic events which represent the seismic hazard of a particular geographic zone (probabilistic assessment). For this, it is required the seismic hazard assessment, the definition and characterization of the building portfolio and the estimation of the expected economic losses for specific seismic intensities in order to integrate the losses for the different hazard scenarios.

This thesis proposes a consistent and rigorous methodological approach to evaluate economic losses as a function of the seismic hazard intensity for typical building constructions. In order to adequately control all relevant variables, it includes the following: the selection of a set of seismic records which represent the seismological and geotechnical characteristics in the zone of analysis; the use of prototype building models integrally characterized; the evaluation of the seismic response of building structures through detailed non-linear dynamic analysis; the definition of a component based model potentially susceptible to damage with its corresponding fragility specification in terms of cost and time of repair; independent consideration of structural, non-structural and building content components; an integration methodological approach which adequately considers uncertainties for each one of the variables; and the possibility to consider practical aspects such as geographical variations, scale economy, special commercial conditions, minimum or total intervention costs and the consideration of the business interruption costs due to the time required to repair expected damages under different stochastic scenarios.

The results of the proposed methodological approach are represented through specific vulnerability functions for each one of the building typologies, which relates the expected economic losses and the corresponding uncertainty measure with the seismic intensity level. The integration of losses considers the uncertainties associated with the hazard assessment, the dynamic response of the model, the expected damage level for each one of the components and the corresponding repair cost and time. The proposed vulnerability functions are compared with similar results from other methodologies and are used in the probabilistic seismic risk assessment of hypothetical building portfolios.

In order to illustrate the potential and type of results of the proposed methodological approach, vulnerability functions are evaluated for a series of building prototypes. Reinforced concrete moment resisting frames 2, 5 and 10 story high, for two seismic design levels (low and high) and different non-structural type of components (ductile and fragile) are simulated. Seismic risk parametric assessments in terms of economic losses are performed for hypothetical building portfolios and different geotechnical profile characterization (firm and soft soils) in Bogotá. A sensibility analysis of the risk results is performed for each one of the parameters that control the economic loss assessment model proposed. Final conclusions and recommendations for further research related to rigorous seismic risk assessment are summarized.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS

DEDICATORIA

RESUMEN

SUMMARY

TABLA DE CONTENIDO

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

<u>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</u>	<u>1</u>
1.1 PRESENTACION DEL TEMA Y MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE	5
1.3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN REALIZADA.....	6
1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO	7
<u>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO</u>	<u>9</u>
2.1 GENERALIDADES.....	9
2.2 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROBABILISTA	9
2.3 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE EDIFICACIONES.....	10
2.3.1 MÉTODOS Y MODELOS DE ANÁLISIS	10
2.3.2 DETERMINACIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS DE ANÁLISIS.....	13
2.3.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICOS	13
2.3.4 MODELOS DE COMPORTAMIENTO PARA ALGUNOS PROGRAMAS DE COMPUTADOR COMERCIALES	18
2.4 ESTIMACIÓN DEL DAÑO Y PÉRDIDAS EN ESTRUCTURAS Y COMPONENTES	20
2.4.1 ÍNDICES DE DAÑO.....	20
2.4.2 FUNCIONES DE FRAGILIDAD.....	21
2.4.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ELEMENTOS Y COMPONENTES.....	23
2.4.4 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	25
2.4.5 RELACIÓN ENTRE FUNCIONES DE FRAGILIDAD Y FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	26
2.5 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO.....	27

CAPÍTULO 3. PÉRDIDAS ECONÓMICAS MEDIANTE INTEGRACIÓN DE COSTOS DE REPARACIÓN DE COMPONENTES – PROPUESTA METODOLÓGICA 33

3.1	GENERALIDADES.....	33
3.2	FORMULACIÓN GENERAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO	34
3.2.1	EVALUACIÓN PROBABILISTA DE LA AMENAZA EN EL MARCO DE LOS ANÁLISIS DE RIESGO..	34
3.2.2	FUNCIONES DE PROBABILIDAD PARA LAS PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EL MARCO DE LAS EVALUACIONES DE RIESGO	38
3.2.3	PÉRDIDAS ECONÓMICAS TOTALES EN EDIFICACIONES.....	42
3.2.4	SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS	42
3.2.5	PÉRDIDAS POR DERIVAS RESIDUALES EXCESIVAS	44
3.2.6	FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PARA LAS PÉRDIDAS	45
3.2.7	CONSIDERACIONES CON RESPECTO A LA INCERTIDUMBRE EN LOS ANÁLISIS Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS	46
3.2.8	REPRESENTACIÓN DEL RIESGO DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS	47
3.3	IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	49
3.4	SELECCIÓN DE SEÑALES SÍSMICA PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA	52
3.4.1	GENERALIDADES.....	52
3.4.2	GRUPOS DE SEÑALES PARA EL ANÁLISIS Y PARÁMETROS PRINCIPALES	53
3.4.3	SEÑALES EN CONDICIONES DE SUELO ESPECÍFICAS	54
3.4.4	ESPECTROS DE RESPUESTA Y DISPERSIÓN.....	55
3.5	ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICACIONES PROTOTIPO	56
3.5.1	INTRODUCCIÓN	56
3.5.2	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS EDIFICIOS PROTOTIPO DE ANÁLISIS	59
3.5.3	DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES PARA EL ANÁLISIS.....	60
3.5.4	MODELOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	62
3.5.5	CONSIDERACIONES ESPECIALES Y LIMITACIONES DEL ANÁLISIS.....	63
3.5.6	MODELO HISTERÉTICO DEL PROGRAMA PERFORM 3D	64
3.5.7	MODELO DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO PROPUESTO	67
3.5.8	CALIBRACIÓN DE MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICOS	68
3.5.9	PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA	71
3.6	MODELO DE COSTOS, CANTIDADES Y TIEMPOS DE REPARACIÓN	72
3.6.1	GENERALIDADES.....	72
3.6.2	COSTOS DE REPOSICIÓN DE LA EDIFICACIÓN (“TOP-DOWN”).....	74
3.6.3	MODELOS DE CANTIDADES DE COMPONENTES PARA EL ANÁLISIS	77
3.6.4	COSTOS UNITARIOS DE REPARACIÓN/REPOSICIÓN DE COMPONENTES.....	81
3.6.5	TIEMPOS DE REPARACIÓN Y PÉRDIDAS ECONÓMICAS POR INTERRUPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO.....	85

3.7	ESPECIFICACIÓN DE FRAGILIDAD PARA COMPONENTES.....	88
3.7.1	LIMITACIONES.....	88
3.7.2	ASPECTOS CONCEPTUALES	88
3.7.3	BASE DE DATOS DE COMPONENTES Y FUNCIONES DE DAÑO.....	92
3.7.4	FUNCIONES DE FRAGILIDAD PARA EL ESTUDIO.....	93
3.8	INTEGRACIÓN DE PÉRDIDAS CONSIDERANDO INCERTIDUMBRES	96
3.8.1	GENERALIDADES.....	96
3.8.2	ANÁLISIS DE LAS FUENTES DE INCERTIDUMBRE.....	97
3.8.3	SIMULACIÓN DE MONTE CARLO PARA DETERMINAR FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PÉRDIDAS	99
<u>CAPÍTULO 4. CASOS DE ESTUDIO</u>		105
4.1	INTRODUCCIÓN	105
4.2	SEÑALES SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS	105
4.2.1	GRUPOS DE SEÑALES PARA EL ANÁLISIS Y PARÁMETROS PRINCIPALES	105
4.2.2	SEÑALES EN CONDICIONES DE SUELO ESPECÍFICAS	106
4.2.3	ESPECTROS DE RESPUESTA Y DISPERSIÓN.....	107
4.2.4	INCERTIDUMBRE EN LA AMENAZA SÍSMICA.....	109
4.2.5	SEÑALES SELECCIONADAS PARA EL ANÁLISIS	110
4.3	EDIFICIOS PROTOTIPO DE ANÁLISIS.....	110
4.3.1	DISEÑO DE EDIFICIOS PROTOTIPO	110
4.3.2	COMPORTAMIENTO ESPERADO DE LOS EDIFICIOS PROTOTIPOS	114
4.3.3	COSTOS DE REPARACIÓN/REPOSICIÓN	117
4.4	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DE LOS EDIFICIOS PROTOTIPO.....	119
4.4.1	ANÁLISIS REALIZADOS Y RESULTADOS	119
4.4.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	126
4.4.3	MECANISMOS DE COLAPSO REPRESENTATIVOS.....	127
4.5	FUNCIONES DE VULNERABILIDAD REPRESENTATIVAS	128
4.5.1	RESULTADOS ILUSTRATIVOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	128
4.5.2	RESULTADOS PARA LOS DIFERENTES MODELOS PROTOTIPO DE ANÁLISIS.....	133
4.5.3	FORMA DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD RECOMENDADAS PARA EL ANÁLISIS DE RIESGO.....	137
4.5.4	COMPARACIÓN CON OTROS MODELOS DE REFERENCIA	138
4.5.5	FUNCIÓN DE PROBABILIDAD PARA REPRESENTAR LAS PÉRDIDAS	140
4.5.6	SENSIBILIDAD DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	141
4.5.7	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	147
4.6	EVALUACIÓN DEL RIESGO CON BASE EN FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE PÉRDIDAS ECONÓMICA	148

4.6.1	EVALUACIÓN DEL RIESGO PARA DIFERENTES TIPOLOGÍAS Y CONDICIONES DE ANÁLISIS ...	148
4.6.2	RESULTADOS PARA EDIFICACIONES CON BAJO NIVEL DE DISEÑO SÍSMICO (<i>DMI</i>)	150
4.6.3	RESULTADOS PARA EDIFICACIONES DE ALTO NIVEL DE DISEÑO SÍSMICO (<i>DES</i>).....	152
<u>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>		155
5.1	CONCLUSIONES	155
5.1.1	GENERALES.....	155
5.1.2	RESPECTO A LAS SEÑALES SÍSMICAS SELECCIONADAS PARA EL ANÁLISIS	157
5.1.3	EDIFICACIONES PROTOTIPO DISEÑADAS	157
5.1.4	MODELO DE COMPONENTES, COSTOS Y TIEMPOS DE REPARACIÓN.....	160
5.1.5	CONSIDERACIÓN DE INCERTIDUMBRES.....	160
5.1.6	FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PROPUESTAS PARA APLICACIÓN PRÁCTICA	161
5.1.7	VARIACIONES SENSIBLES EN LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	162
5.1.8	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	163
5.1.9	COMPARACIÓN CON OTROS MODELOS	164
5.1.10	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL RIESGO INDICATIVOS	165
5.2	RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS.....	165
5.2.1	EVALUACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA OTRAS TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS	166
5.2.2	METODOLOGÍAS SIMPLIFICADAS PARA EL ANÁLISIS RIGUROSO DE LA VULNERABILIDAD..	166
5.2.3	NUEVOS PARÁMETROS DE INTENSIDAD SÍSMICA (<i>PI</i>) Y PARÁMETROS ALTERNOS DE DEMANDA SÍSMICA (<i>PDS</i>).....	166
5.2.4	IMPACTO DE NUEVAS METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA Y OTROS MODELOS ALTERNOS.....	166
5.2.5	INTEGRACIÓN DE LA EVALUACIÓN RIGUROSA DE LA VULNERABILIDAD EN MODELOS DE EVALUACIÓN DEL RIESGO TRIDIMENSIONALES DE GRAN ESCALA	166
<u>REFERENCIAS.....</u>		167
<u>PUBLICACIONES Y PROYECTOS RELACIONADOS CON LA TESIS</u>		175
<u>APÉNDICE A: METODOLOGÍA DETALLADA PARA SELECCIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS</u>		179
<u>APÉNDICE B: METODOLOGÍA DETALLADA PARA EL DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES PROTOTIPO EN CONCRETO REFORZADO.....</u>		183
<u>APÉNDICE C: CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEALES CON BASE EN RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO</u>		191
<u>APÉNDICE D: RESULTADOS INDIVIDUALES DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS INELÁSTICOS PARA LAS DIFERENTES EDIFICACIONES PROTOTIPO DEFINIDAS.....</u>		201

<u>APÉNDICE E: RESULTADOS INDIVIDUALES DE PRESUPUESTOS PARA LAS DIFERENTES EDIFICACIONES ANALIZADAS.....</u>	<u>221</u>
<u>APÉNDICE F: MODELO DE COMPONENTES DE EDIFICACIONES CARACTERISTICAS ANALIZADAS..</u> <u>.....</u>	<u>225</u>
<u>APÉNDICE G: FUNCIONES DE FRAGILIDAD PARA EL ANÁLISIS.....</u>	<u>233</u>
<u>APÉNDICE H: SOFTWARE IT-FUNVUL-V2 PARA LA EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS MEDIANTE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO.....</u>	<u>259</u>
<u>APÉNDICE I: RESULTADOS DESAGREGADOS PARA LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE LAS DIFERENTES EDIFICACIONES PROTOTIPO CONSIDERADAS.....</u>	<u>267</u>

INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Modelos de comportamiento inelástico para elementos (a) caso dinámico, (b) caso monotónico (adaptada de (FEMA, 2012))	14
Figura 2-2 Tipos de degradación, (a) degradación cíclica, (b) degradación en el ciclo (adaptada de (FEMA, 2009a))	15
Figura 2-3 Modelos de degradación: (a) Comportamiento elasto-plástico perfecto sin degradación, (b) degradación de rigidez, (c) degradación de rigidez y capacidad, (d) modelo de comportamiento “pinching”, (e) modelo de comportamiento pico-orientado, (f) modelo de comportamiento propuesto por Ibarra et al. (2005).....	17
Figura 2-4 Modelo histerético del programa IDARC, (a) degradación de rigidez, (b) pérdida de resistencia, (c) deslizamiento, (d) modelo calibrado de comportamiento (Kunnath et al., 1992)	18
Figura 2-5 Ejemplo típico de funciones de fragilidad (adaptada de FEMA (2003))	21
Figura 3-1 Modelo de amenaza sísmico de Bogotá – Colombia, Fuente Frontal de la Cordillera Oriental. (a) Mapa de aceleraciones medias esperadas para escenario M=7.2, (b) Funciones de distribución de probabilidad de la aceleración máxima del terreno en puntos especificados	37
Figura 3-2 Probabilidad de tener que demoler un edificio que no ha colapsado como función de la máxima deriva residual de entrepiso en el edificio. PDS, parámetro de demanda sísmica; DRME, deriva residual máxima de entrepiso (adaptada de Ramirez & Miranda (2012))	44
Figura 3-3 Metodología propuesta para evaluación de funciones de vulnerabilidad sísmica	50
Figura 3-4 Esquema descriptivo de la metodología para la construcción de funciones de vulnerabilidad sísmica.....	50
Figura 3-5 Modificación de la respuesta sísmica que sufre la señal LP789 en la ubicación del Servicio Geológico Colombiano en Bogotá (a) Perfil estratigráfico superficial (ilustrativo) (b) Registros sísmicos y espectros de respuesta en roca y en superficie..	55
Figura 3-6 Espectros de respuesta representativos de señales de análisis (a) en aceleración espectral y (b) en aceleración espectral elástica normalizada.	55
Figura 3-7 Diagrama esquemático del proceso de análisis no lineal de una edificación típica....	57
Figura 3-8 Diagrama de flujo simplificado del proceso de análisis dinámico inelástico y la conformación de la base de datos de parámetros de demanda sísmica, PDS	58
Figura 3-9 Procedimiento general para el dimensionamiento y diseño de edificios prototipo.....	62
Figura 3-10 Modelos Perform 3D (tomado del manual de CSI (2006)).....	65
Figura 3-11 Comparativo ciclo histerético típico para un elemento “Moment hinge, rotation type” de Perform 3D, (a) sin degradación de energía y (b) considerando degradación de energía	66

Figura 3-12 Modelo de degradación de resistencia (tomada de CSI (2006))	66
Figura 3-13 Modelo tri-lineal de la capacidad inelástica de las rótulas plásticas	67
Figura 3-14 Resumen de metodología de calibración de la energía disipada en cada uno de los ciclos histeréticos, comparación del ensayo experimental y el modelo analítico	70
Figura 3-15 Función de variación de costos de reparación. Tomada del FEMA-P-58-1 (FEMA, 2012)	83
Figura 3-16 Función de fragilidad para (a) un nodo viga-columna de concreto reforzado (<i>DES</i>), (b) un muro divisorio de mampostería	89
Figura 3-17 Estados de daño ilustrativos para nodo de concreto estructural (<i>DES</i>), (a) Daño leve <i>ED1</i> , (b) Daño moderado <i>ED2</i> , (c) Daño severo <i>ED3</i> . Tomado del PACT elaborado a partir del FEMA P-58 (FEMA, 2012).....	90
Figura 3-18 Estados de daño ilustrativos para un muro mampostería, (a) Daño leve <i>ED1</i> , (b) Daño moderado <i>ED2</i> , (c) Daño severo <i>ED3</i> (Quiroga, 2013).....	91
Figura 3-19 Ficha técnica para las funciones de fragilidad (ilustrativa).....	95
Figura 3-20 Metodología para la evaluación de pérdidas	100
Figura 4-1 Espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$, para cada una de las señales de análisis del (a) Grupo <i>G1</i> , (b) Grupo <i>G2</i> , (c) Grupo <i>G3</i> , (d) Grupo <i>G4</i>	107
Figura 4-2 Espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$, normalizados con la aceleración máxima de cada registro, para cada una de las señales de análisis del (a) Grupo <i>G1</i> , (b) Grupo <i>G2</i> , (c) Grupo <i>G3</i> , (d) Grupo <i>G4</i>	108
Figura 4-3 Comparación de los espectros de respuesta para los diferentes grupos de señales definidas (a) espectros de respuesta en g, (b) espectros de respuesta normalizados en g/g.....	109
Figura 4-4 Comparación de la desviación estándar y el coeficiente de variación de los espectros de respuesta para los diferentes grupos de señales definidas	109
Figura 4-5 Edificios prototipo de análisis (a) P2-DMI, (b) P5-DMI y (c) P10-DMI	4-112
Figura 4-6 Edificios prototipo de análisis (a) P2-DES (b) P5-DES y c) P10-DES	4-113
Figura 4-7 Curvas de análisis “pushover” y puntos de comportamiento no lineales, (a) curva “pushover” análisis, (b) curva “pushover” normalizada	114
Figura 4-8 Distribución de estados límites en vigas y columnas de los edificios prototipo en el punto de comportamiento evaluado en $A_a=0.25g$ (a) vigas y (b) columnas	115
Figura 4-9 Máximo estado de daño alcanzado en los análisis para cada edificación	116
Figura 4-10 Comportamiento esperado para edificaciones prototipo (a) P2-DES, (b) P5-DES, (c) P10-DES.....	116
Figura 4-11 Ejemplo de formato de parámetros básicos de cada prototipo de análisis, P5-DES	121
Figura 4-12 Curvas representativas de empuje horizontal, cortante máximo en la base, <i>Cortante Basal (Ton)</i> , vs. desplazamiento máximo de cubierta, $\Delta_{cubierta} (m)$	122
Figura 4-13 Curvas representativas de empuje horizontal normalizadas, cortante máximo en la base normalizado con el peso del edificio, V/W , vs. deriva máxima de cubierta, $\Delta_{cubierta} (\%)$	122

Figura 4-14 Curvas representativas del análisis dinámico incremental, ADI, deriva máxima de cubierta en %, $\Delta_{cubierta}$ (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).....	123
Figura 4-15 Curva representativa de deriva de entrepiso, A_p (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).....	123
Figura 4-16 Curvas representativas de aceleración absoluta de entrepiso, A_p (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).....	124
Figura 4-17 Curva representativa de rotaciones plásticas, θ_p (rad) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g) en vigas.....	124
Figura 4-18 Curvas representativas de índices de sobreesfuerzo a cortante en vigas, I_{sc} vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).....	125
Figura 4-19 Curvas representativas de deriva residual máxima, Δ_r (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).....	125
Figura 4-20 Mecanismo de colapso para edificio P5-DES.....	127
Figura 4-21 Resultados del análisis para la Fase 1 y 2, (a) costos totales de reparación/reposición, (b) tiempos totales de reparación/reposición, (c) costos directos de reparación/reposición, (d) tiempos totales de reparación, (e) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción y (f) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción normalizados.....	132
Figura 4-22 Función de vulnerabilidad representativa para la edificación P5-DES-F-G2 con y sin acabados.....	134
Figura 4-23 Variación en las pérdidas relativas con la altura de la edificación y el nivel de diseño.....	134
Figura 4-24 Variación en las pérdidas relativas con el tipo de acabado y nivel de diseño, edificaciones de 2, 5 y 10 pisos.....	135
Figura 4-25 Variación en las pérdidas relativas con el tipo de suelo y el número de pisos.....	136
Figura 4-26 Variaciones en la varianza con la altura de la edificación y el nivel de diseño.....	136
Figura 4-27 Funciones de vulnerabilidad finales propuestas para adelantar análisis de riesgo en el entorno y condiciones de Bogotá.....	137
Figura 4-28 Funciones de fragilidad propuestas por (Bonett, 2003) para edificios tipo 5-DES y comparación con las funciones de vulnerabilidad equivalentes.....	138
Figura 4-29 Comparación de curvas finales de vulnerabilidad con curvas equivalentes utilizadas en el proyecto GAR 2013 (Yamin et al., 2014) para edificaciones tipo DES, a) Funciones de vulnerabilidad, b) Varianza. En línea continua la metodología de referencia.....	139
Figura 4-30 Comparación de curvas finales de vulnerabilidad con curvas equivalentes utilizadas en el proyecto GAR 2013 (Yamin, Hurtado, Barbat, et al., 2014) para edificaciones tipo DMI, a) Funciones de vulnerabilidad, b) Varianza.....	139
Figura 4-31 Ajuste de bondad para tres funciones de distribución de probabilidad comunes (a) $Sa(T_1) = 0.3$ g, (b) $Sa(T_1) = 0.5$ g, (c) $Sa(T_1) = 0.8$ g.....	141

Figura 4-32 Resultados del análisis de sensibilidad en los costos de reparación (a) a las señales para diferentes tipos de suelo, (b) al nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se esperan daños, (c) al nivel de incertidumbre asignada a la modelación de la respuesta dinámica, (d) al análisis con costos máximos sin considerar economías de escala y eficiencia, (e) al costo de reparación total por encima del cual se considera reposición total, (f) al valor de la deriva residual por piso por encima de la cual se considera irreparable la edificación, (g) al número de realizaciones para considerar la incertidumbre en las variables PDS, ED y C, (h) a los tipos de acabados, (i) a la consideración de los límites de la Tabla 4-8 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2	145
Figura 4-33 Resultados del análisis de sensibilidad en los tiempos de reparación (a) nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio, (b) valor económico en \$ por unidad de tiempo (días) por interrupción del funcionamiento, (c) análisis con tiempos de interrupción de funcionamiento medios o con tiempos optimizados según economías de escala y eficiencia, (d) número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones, (e) tiempo límite de reparación (días), (f) número de realizaciones para el tiempo unitario de reparación de cada estado de daño en cada tipo de componente.	147
Figura 4-34 Espectros de amplificación de aceleración para los dos sitios de estudio. Línea punteada para suelo firme (ubicación Uniandes), línea continua para suelo blando (ubicación SGC) en Bogotá. Se indican varios niveles de aceleración PGA en g de señales de entrada.....	149
Figura 4-35 Pérdida Anual Esperada (<i>PAE</i>) en edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para suelo blando	150
Figura 4-36 Pérdida Máxima Probable (<i>PML</i>) en edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico en Bogotá para suelo firme	150
Figura 4-37 Pérdida Anual Esperada (<i>PAE</i>) en edificaciones con alto nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para perfil de suelo blando	152
Figura 4-38 Pérdida máxima probable con periodo de retorno de 500 años (<i>PML₅₀₀</i>) en edificaciones con alto nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para suelo blando	153

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Niveles de daño según el índice de Park, Ang & Wen (Park et al., 1985).....	20
Tabla 3-1 Parámetros para la formulación de la metodología para determinar las funciones de vulnerabilidad.....	41
Tabla 3-2 Parámetros para caracterizar el comportamiento de una edificación.....	60
Tabla 3-3 Parámetros del modelo tri-lineal.....	68
Tabla 3-4 Factores de degradación de energía calibrados.....	71
Tabla 3-5 Parámetros de demanda, <i>PDS</i> típicos para componentes estructurales y no estructurales.....	72
Tabla 3-6 Clasificación en componentes para presupuesto de reposición a nuevo.....	74
Tabla 3-7 Especificaciones generales del proyecto para la elaboración del presupuesto.....	75
Tabla 3-8 Presupuesto aproximado global de estructura y acabados para valor de reposición total a nuevo (valores en pesos colombianos COP).....	75
Tabla 3-9 Modelo de cantidades de componentes para el edificio P2-DES-D (ilustrativo).....	76
Tabla 3-10 Grupos principales de componentes (Indicativo).....	77
Tabla 3-11 Listado detallado de componentes para el análisis y clasificación en condiciones normales (listado indicativo).....	78
Tabla 3-12 Caracterización típica en componentes por piso para una vivienda de dos pisos.....	81
Tabla 3-13 Presupuesto estimado de costos de reparación para componentes estructurales en daño severo.....	84
Tabla 3-14 Presupuesto de reposición total de muros divisorios en mampostería con pañete simple por ambos lados (unidad de análisis por metro cuadrado).....	84
Tabla 3-15 Parámetros incluidos en la especificación de fragilidad de cada componente.....	93
Tabla 3-16 Funciones de fragilidad utilizadas en el presente estudio (modificadas a partir del FEMA P-58 (FEMA, 2012)).....	94
Tabla 4-1 Grupos de señales utilizadas en los análisis.....	106
Tabla 4-2 Características de los edificios prototipos de análisis.....	111
Tabla 4-3 Características de los edificios prototipos de análisis.....	117
Tabla 4-4 Valoración de costos totales de reparación/reposición en condiciones críticas para edificación prototipo (COL\$) (componentes susceptibles a daño).....	118
Tabla 4-5 Análisis realizados y estadísticas correspondientes.....	119
Tabla 4-6 Datos de entrada para el análisis de vulnerabilidad.....	129
Tabla 4-7 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 1.....	129
Tabla 4-8 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2.....	130
Tabla 4-9 Resumen de estimadores Kolmogorv-Smirnov para cada una de las funciones de distribución de probabilidad.....	141
Tabla 4-10 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 1.....	142

Tabla 4-11 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2 143

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACION DEL TEMA Y MOTIVACIÓN

Para una adecuada gestión del riesgo ante desastres generados en eventos de la naturaleza se hace necesario poder cuantificar y medir su impacto, el cual se traduce en afectación física directa en obras de infraestructura, afectación humana y efectos sobre el medio ambiente. Una variable común que permite la integración de las afectaciones son las pérdidas económicas generadas por el evento. Estas se dividen usualmente en pérdidas económicas directas e indirectas. Las directas corresponden generalmente a los recursos económicos necesarios para reparar o reconstruir la afectación física causada en elementos y componentes expuestos. Las pérdidas económicas indirectas, también conocidas como consecuenciales, se subdividen a su vez en las asociadas a la interrupción del funcionamiento de cada construcción y en las de segundo orden que tienen que ver con el impacto en la economía, en lo social, en servicios de y hacia terceros y en otros efectos de largo plazo en la economía y la sociedad.

La evaluación de las pérdidas económicas en componentes de infraestructura afectados por terremotos ya ocurridos, también conocida como evaluación retrospectiva, es una actividad fundamental en temas de gestión del riesgo sísmico ya que permite una cuantificación confiable del impacto de los desastres, elemento esencial para llevar a cabo las labores de atención de emergencias, pagos de pólizas de seguros y procesos de recuperación y reconstrucción post-desastre. Esta valoración económica debe estar asociada a los costos de reparación o reposición de los daños causados por el terremoto e implica entre otros la clasificación de un nivel o porcentaje de daño de la construcción, la valoración económica del bien y la definición de los costos unitarios de reparación que pudiesen aplicarse en cada caso específico según las condiciones locales y el estado de la economía en el momento de ocurrencia del evento.

Más complejo aún resulta la evaluación del riesgo sísmico en edificaciones en términos económicos en eventos que pueden llegar a ocurrir en el futuro, también conocida como evaluación prospectiva, ya que para esta se requieren realizar estimaciones de la amenaza sísmica, la evaluación de la respuesta esperada de la construcción ante diferentes tipos de eventos y la cuantificación económica de las pérdidas en cada caso. Además, ante las grandes incertidumbres asociadas en este tipo de análisis, se hace necesario recurrir a un análisis de tipo probabilista ya que en particular existe la posibilidad de ocurrencia de eventos extraordinarios que aún no han ocurrido en el pasado, lo que se conoce como riesgo catastrófico.

La evaluación probabilista del riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas, tema central de esta tesis, tiene como objetivo principal estimar la distribución de probabilidad de la pérdida económica para un conjunto de edificaciones expuestas a la

ocurrencia de un terremoto particular (análisis determinista) o a un conjunto de eventos sísmicos estocásticos que representen de manera adecuada la amenaza sísmica de una zona geográfica determinada (análisis probabilista). Para una evaluación probabilista rigurosa del riesgo sísmico en términos económicos se requiere la evaluación de la amenaza sísmica y su incertidumbre, la definición de un portafolio de edificaciones debidamente caracterizadas en términos de ubicación, comportamiento esperado y valor de reposición, y la determinación de las eventuales pérdidas económicas y su incertidumbre ante intensidades sísmicas específicas.

Con el estado actual de conocimiento, idealmente el análisis del riesgo sísmico riguroso de un portafolio de construcciones involucraría las siguientes actividades específicas:

- a. Conformación de un modelo tridimensional de gran escala para el análisis de respuesta sísmica que incluya el ambiente sismo-tectónico regional de la zona de influencia, las condiciones geomorfológicas y geotécnicas locales que permitan considerar los efectos de respuesta sísmica local y otros efectos de sitio, y la modelación integrada de la estructura misma de manera que puedan considerarse los efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura y la respuesta no lineal del sistema.
- b. Para cada evento sísmico estocástico que resulte de una evaluación con el modelo anterior, debe determinarse el nivel de daño esperado en cada uno de los componentes del sistema con base en lo cual se puedan cuantificar los costos y tiempos esperados de reparación. Con estos parámetros y mediante la conformación de modelos de costos y de posibles afectaciones se podrían evaluar las pérdidas económicas directas y las indirectas que pudiesen llegar a generarse como consecuencia de dicho evento.

Ante las grandes dificultades numéricas y computacionales para emprender un análisis integrado con estas características, aún con las capacidades computacionales disponibles en la actualidad, en la práctica actual los análisis de riesgo se realizan mediante estimaciones simplificadas y por etapas, de manera que se tengan tiempos razonables de procesamiento y se pueda llevar un control de resultados intermedios para verificación de su calidad y consistencia (ERN-AL, 2011; FEMA, 2003).

En este marco de aplicación más viable en la actualidad, resulta usual y conveniente dividir el análisis en dos partes. En primer lugar la determinación de la amenaza sísmica de una zona de análisis la cual se representa de manera conveniente mediante un conjunto de eventos estocásticos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, cada uno con la distribución geográfica de la o las intensidades sísmicas seleccionadas para el análisis. Para efectos del análisis probabilista, cada evento tiene asociada una frecuencia anual de ocurrencia o probabilidad específica de ocurrencia. La distribución geográfica de intensidades sísmicas (aceleraciones, velocidades, desplazamientos o cualquier otra) debe incluir los efectos de sitio dados por la respuesta dinámica de la estratigrafía local dominante en la zona bajo estudio y, si

es del caso, los efectos de interacción dinámica suelo-estructura para una estimación confiable de la demanda sísmica sobre cada una de las edificaciones. Por otro lado se evalúa el comportamiento de edificaciones típicas ante intensidades crecientes de la amenaza sísmica, luego de lo cual se realiza la integración de pérdidas para los diferentes escenarios sísmicos planteados.

Las edificaciones de análisis se agrupan en portafolios cuya información se almacena convenientemente en sistemas de información geográfica y se representan usualmente mediante puntos o polígonos. Cada edificación se caracteriza por el valor económico expuesto que corresponde, en general, a su valor de reposición a nuevo y por una serie de parámetros complementarios como son el uso predominante, el número de pisos, el sistema estructural, los tipos de acabados y contenidos, los cuales permiten caracterizar la edificación con el nivel de detalle requerido.

El comportamiento esperado ante eventos sísmicos de tipos constructivos característicos se representa usualmente mediante funciones de fragilidad, que permite evaluar la probabilidad de alcanzar o sobrepasar estados o niveles de daño predefinidos e identificados usualmente en categorías discretas cualitativas (p.e. “ligero”, “moderado”, “extensivo” y “completo”) en función de la intensidad sísmica. Por otro lado también es usual utilizar funciones de vulnerabilidad, las cuales relacionan de manera directa las pérdidas económicas esperadas y su respectiva incertidumbre con la intensidad sísmica.

En resumen, el análisis se lleva a cabo para el conjunto de eventos estocásticos que representan la amenaza sísmica en la zona de estudio. La intensidad sísmica considerando los efectos de sitio y la interacción dinámica suelo-estructura, conjuntamente con las funciones de fragilidad o vulnerabilidad, conforma la base para estimar las pérdidas económicas en cada caso. El riesgo en términos probabilista se expresa mediante las pérdidas económicas integradas para cada evento estocástico conjuntamente con su correspondiente frecuencia anual de ocurrencia. Su representación puede ser a través de la curva de excedencia de pérdidas, la curva de pérdidas máximas probables, las pérdidas esperadas para escenarios específicos o la pérdida anual esperada de cada componente o del portafolio de edificaciones en su conjunto.

Los resultados de las evaluaciones del riesgo probabilista de portafolios de edificaciones proporcionan información útil para la toma de decisiones a nivel de instituciones del estado y la empresa privada incluyendo, entre otros, la verificación del comportamiento de tipos constructivos específicos ante eventos sísmicos, el análisis de la eficacia de regulaciones específicas de la normativa de diseño sismo resistente, la cuantificación de pérdidas económicas esperadas en escenarios específicos y su aplicación en la elaboración de planes de contingencia y de atención de emergencias, la cuantificación de pérdidas anuales esperadas para efectos de categorización relativa del riesgo, la priorización de intervenciones en programas de reducción

del riesgo, la cuantificación de medidas de protección financiera y transferencia del riesgo, la estimación de las pérdidas máximas probables y de las pérdidas anuales esperadas del portafolio, el análisis beneficio-costos de opciones de mitigación del riesgo y, en general, cualquier otra aplicación relacionada con la gestión del riesgo sísmico.

En la actualidad se han propuesto diferentes metodologías para la estimación del daño en edificaciones para diferentes intensidades sísmicas. Sin embargo en términos generales estas metodologías presentan una serie de deficiencias que se centran principalmente en las limitaciones para considerar una serie de aspectos que influyen de manera definitiva en el comportamiento como son por ejemplo la consideración en las estimaciones de daño de los elementos no estructurales, la consideración rigurosa de las incertidumbres en el análisis y aspectos prácticos relacionados con la cuantificación y valoración de los costos de reparación, para mencionar solo algunas.

Según esto, se identifica la necesidad y oportunidad de mejorar y complementar los procedimientos usados en la actualidad, teniendo en cuenta los siguientes aspectos mejorables:

- La consideración de efectos locales y amplificación dinámica de suelos en la amenaza sísmica.
- La caracterización rigurosa de modelos prototipo de análisis tanto en términos estructurales como de elementos no estructurales y contenidos.
- La utilización de metodologías modernas de análisis dinámicos no lineales de edificaciones mediante modelos detallados para reducir la incertidumbre asociada a los métodos simplificados.
- La posibilidad de utilizar de diferentes programas de computador, bien sea software licenciado o de uso libre y con diferentes niveles de resolución y precisión según el caso de aplicación.
- La consideración de la afectación de elementos estructurales, no estructurales y contenidos de manera independiente, ya que su participación relativa en la pérdida final puede variar significativamente de edificación en edificación.
- La valoración y cuantificación rigurosa de las diferentes fuentes de incertidumbre del análisis.
- La necesidad de considerar aspectos prácticos relacionados con la realización de obras que incluyan reparaciones y estimación de costos.
- La consideración de avances recientes en los métodos de análisis basados en desempeño.
- La posibilidad de adaptación a los rápidos avances en las capacidades analíticas que se vislumbran en el futuro.

La metodología que se propone y desarrolla en este trabajo pretende involucrar en el análisis todos los anteriores aspectos y los resultados de la misma podrán integrarse igualmente en análisis más rigurosos, como las simulaciones sísmicas tridimensionales a gran escala que se adelantan en la actualidad en diferentes partes del mundo (Riaño et al., 2015; Tabora & Bielak, 2011).

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de esta tesis consiste en desarrollar una metodología consistente y rigurosa para la evaluación analítica de las pérdidas económicas en edificaciones en el marco de las evaluaciones probabilistas del riesgo sísmico en la cual se puedan incorporar las principales variables que pueden llegar a tener una influencia significativa tanto en la evaluación de la amenaza como en la estimación de la vulnerabilidad.

Como objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Estimar de manera cuantitativa y continua el daño físico y los correspondientes costos de reparación en tipos constructivos característicos para diferentes niveles de intensidad sísmica.
- Discriminar en dicha representación las pérdidas económicas asociadas a los elementos estructurales principales, los elementos no estructurales y los contenidos, de manera que la evaluación se pueda realizar mediante la integración de los costos de reparación de los componentes afectados.
- Estimar los tiempos probables de interrupción del funcionamiento debido a las necesidades de reparación y las pérdidas económicas correspondientes.
- Incluir en el análisis aspectos prácticos complementarios, como son: el umbral de intensidades mínima por debajo del cual no se reportan daños, el nivel de deriva residual que obligaría a la demolición de la edificación, la decisión de reemplazo o sustitución de la edificación cuando el daño global sobrepase cierto umbral, la disminución de costos y tiempos de reparación por economías de escala y otras consideraciones prácticas.
- Realizar una estimación rigurosa de las incertidumbres en las pérdidas económicas resultantes de los análisis para involucrarlas en los análisis de riesgo probabilista.
- Generar una metodología lo suficientemente rigurosa y flexible para permitir la utilización de diferentes métodos de análisis de respuesta dinámica de edificaciones simplificados o detallados.
- Representar los anteriores resultados en términos de funciones de vulnerabilidad de los valores esperados de pérdidas económicas y sus respectivas incertidumbres para tipos constructivos representativos.

- Aplicar la metodología a una serie de casos prácticos de análisis que permitan su ilustración y la generación de resultados indicativos de pérdidas económicas directas y por interrupción del funcionamiento en casos específicos.

1.3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN REALIZADA

La metodología propuesta incluye una serie de etapas de análisis que permiten alcanzar los objetivos propuestos. Para garantizar un control riguroso en el comportamiento estructural se propone el uso de modelos prototipos de edificaciones, diseñados con base en una serie de parámetros pre-definidos y siguiendo una normativa de diseño predeterminedada. Los modelos prototipo se someten a una serie de análisis de respuesta dinámica ante un conjunto de señales de sismos reales seleccionadas de acuerdo con el ambiente sismotectónico y clasificación de suelos pre-establecida. Se determinan de esta manera una serie de parámetros de demanda sísmica en la edificación que corresponden a variables que reflejan la respuesta de la misma ante intensidades sísmicas crecientes y que presentan buena correlación con el daño en los diferentes componentes de la edificación. Para cada prototipo de edificación se plantea un modelo de componentes susceptibles a sufrir daño en cada uno de los pisos de la edificación a los cuales se hace una valoración económica tanto de reparación para diferentes estados de daño como de reposición en caso de afectación total. Cada componente se caracteriza con la asignación de una especificación de fragilidad completa que incluye la descripción detallada del componente y de los estados de daño considerados, las funciones de fragilidad para los diferentes estados de daño en términos de costos de reparación y/o reposición, los tiempos de interrupción del funcionamiento y otros parámetros requeridos para el análisis.

Mediante métodos de simulación de Monte Carlo se hace posible la integración de daños para diferentes niveles de intensidad sísmica considerando las incertidumbres asociadas a las diferentes variables aleatorias definidas en el modelo. La metodología permite la totalización de los costos de reparación de los daños que se estimen en los elementos estructurales, en los elementos no estructurales y en los contenidos de la edificación para los diferentes niveles de intensidad sísmica. Las pérdidas económicas debidas a la interrupción del funcionamiento se cuantifican con base en los tiempos de reparación con diferentes esquemas de organización de las cuadrillas de trabajo y opciones de cronogramas de las posibles obras de intervención. Los tiempos de interrupción se convierten en pérdidas económicas mediante la estimación del costo del uso de la edificación por unidad de tiempo (costo de arrendamiento equivalente por la duración estimada de los trabajos de reparación).

Con el fin de ilustrar la potencialidad y tipos de resultados dados por la metodología propuesta, se evalúan las funciones de vulnerabilidad para una serie de edificaciones prototipo. Se estudian estructuras en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, para tres alturas diferentes (2, 5 y 10 pisos), dos niveles de diseño sísmico (alto y bajo) y diferentes tipos de acabados

(dúctiles y frágiles). Los casos de análisis específicos se aplican a las condiciones constructivas y de costos de la ciudad de Bogotá, Colombia, las cuales se consideran representativas de las grandes ciudades latinoamericanas. Las funciones de vulnerabilidad encontradas para estos tipos constructivos se utilizan para realizar análisis paramétricos indicativos del riesgo en términos de pérdidas económicas para portafolios hipotéticos de edificaciones de diferente tipo y con diferentes estratigrafías de suelo, características de la ciudad de Bogotá. Los análisis permiten establecer el grado de sensibilidad en los resultados del riesgo de cada uno de los parámetros controlados por el modelo de evaluación de pérdidas económicas propuesto y proponer con base en esto las líneas de desarrollo futuro de esta metodología para el análisis riguroso del riesgo sísmico.

La metodología puede ampliarse fácilmente a otros sistemas, como son: los sistemas combinados en concreto reforzado (pórticos y muros), sistemas de muros de mampostería o muros de concreto reforzado, en edificaciones de varios pisos de altura y con varias configuraciones y niveles de diseño sísmico. Al representar los resultados de estos análisis mediante funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías constructivas, éstos pueden integrarse a los sistemas de evaluación del riesgo disponibles en la actualidad (ERN-AL, 2011; FEMA, 2003; GEM, 2015) y generar procedimientos estandarizados para la evaluación de pérdidas económicas que permitan mejorar la confiabilidad en la estimación del riesgo sísmico económico en el futuro.

La aplicación de la metodología de análisis propuesta para casos individuales de estudio será sólo de tipo indicativo y es posible que el comportamiento de edificios específicos ante sismos reales sea mejor o peor que el previsto. Por esta razón, el análisis de los resultados que se presentan requiere criterio y experiencia para una adecuada interpretación de los mismos.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El Capítulo 2 del documento presenta un resumen del estado del conocimiento en relación con el tema del análisis probabilista del riesgo sísmico. Se incluye la revisión de la evaluación de la amenaza sísmica en el marco de la evaluación del riesgo probabilista, los métodos para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras, las diferentes metodologías publicadas para la estimación de daños y los modelos existentes para la evaluación del riesgo sísmico en edificaciones.

El Capítulo 3 presenta las bases conceptuales y metodológicas del método propuesto para evaluar las funciones de vulnerabilidad. Se plantean las bases para la evaluación probabilista de la amenaza en el marco de los estudios de riesgo. Se resume la metodología empleada para la selección de las señales sísmicas para la realización de los análisis dinámicos no lineales de los tipos constructivos representativos para los diferentes grupos que caracterizan tipologías de perfiles de suelo. Se presenta la caracterización de cada grupo de señales en términos de los

espectros de respuesta y su incertidumbre. Se describe la metodología para los análisis de respuesta dinámica inelástica, el modelo de componentes y de costos y la definición de las especificaciones de fragilidad para diferentes tipos de componentes. Se definen las funciones de probabilidad utilizadas para representar las pérdidas económicas y la formulación general para el cálculo de las funciones de vulnerabilidad. Con base en esto, se plantea la metodología general para la evaluación de las funciones de vulnerabilidad y la manera de implementarla. También se presentan las bases conceptuales para la evaluación del riesgo.

El Capítulo 4 presenta los casos de aplicación considerados para demostrar la aplicabilidad de la metodología propuesta y el tipo de resultados que se obtienen para aplicaciones prácticas. Se seleccionan y caracterizan las señales para el análisis de respuesta dinámica no lineal. Se describen los edificios prototipo diseñados para las evaluaciones y se presenta su comportamiento inelástico esperado. Se presentan los resultados de los análisis de respuesta dinámica no lineal para cada una de los modelos de análisis. Se describen las funciones de vulnerabilidad obtenidas con la metodología propuesta y se lleva a cabo un análisis indicativo del riesgo con dichas funciones. Finalmente, se presenta la sensibilidad en los resultados de análisis de riesgo con base en las funciones de vulnerabilidad para los casos de aplicación desarrollados.

El Capítulo 5 presenta las principales conclusiones de los análisis realizados y las recomendaciones para estudios complementarios.

El Apéndice A presenta la metodología detallada para selección de señales sísmicas para el análisis y las caracterización general de los grupos de señales sísmicas. El Apéndice B presenta la metodología detallada para el diseño de las edificaciones prototipo en concreto reforzado, y los detalles de diseño típicos resultantes. En el Apéndice C se presentan los resultados del proceso de calibración de los modelos de comportamiento no lineales con base en resultados de ensayos de laboratorio. En el Apéndice D se presentan los resultados individuales de los análisis dinámicos inelásticos para las diferentes edificaciones prototipo. En el Apéndice E se presentan los resultados individuales de presupuestos para las diferentes edificaciones analizadas. En el Apéndice F se incluyen los resultados desagregados para los modelos de componentes de cada uno de los edificios analizados. En el Apéndice G se incluyen los formatos de funciones de fragilidad utilizados en los análisis. En el Apéndice H se presenta un resumen del software IT-FUNVUL-V2 para la evaluación de pérdidas mediante simulación de Monte Carlo. Finalmente en el Apéndice I se incluyen los resultados desagregados para cada una de las funciones de vulnerabilidad.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 GENERALIDADES

La evaluación del estado del conocimiento se presenta con el fin de contextualizar el desarrollo actual de los diferentes temas que se integran para la evaluación rigurosa de pérdidas económicas en edificaciones ante eventos sísmicos. De esta manera se inicia con la presentación del estado actual del desarrollo en métodos de evaluación de la amenaza sísmica probabilista que es la base para la evaluación probabilista del riesgo. Enseguida se presenta un resumen de las metodologías modernas para el análisis de la respuesta dinámica no lineal de estructuras mediante modelación computacional la cual es fundamental para contar con parámetros que describan el comportamiento de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos intensos. Se hace también un recuento de las principales metodologías propuestas en la actualidad para contar con parámetros que permitan medir el daño y cuantificar las pérdidas económicas en estructuras y componentes ante la acción sísmica. Finalmente se presenta un resumen del desarrollo histórico de los métodos de evaluación analítica del riesgo sísmico que constituyen el marco general de aplicación de los desarrollos metodológicos propuestos en la tesis.

2.2 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROBABILISTA

De acuerdo con Kramer (1996) y Bozorgnia & Bertero (2004), la amenaza sísmica en términos probabilistas en un sitio específico puede representarse mediante el valor de algún parámetro de intensidad sísmica determinado (p.e. aceleración pico horizontal del terreno, aceleraciones espectrales, velocidad máxima del terreno o cualquier otra) que puede verse excedido con una probabilidad determinada en un lapso de tiempo dado (p.e. 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años). Esta evaluación se realiza mediante la determinación de distribuciones de probabilidad de las magnitudes en cada una de las fuentes sísmicas, de las posibles ubicaciones de sismos a lo largo de la fuente y de la predicción del parámetro de respuesta de interés. El proceso se lleva a cabo mediante cuatro etapas:

- a) Identificar y caracterizar la geometría, la distribución de probabilidad de ocurrencia de rupturas y la recurrencia de magnitudes para cada una de las fuentes sísmicas que pueden generar un movimiento significativo en la zona de interés.
- b) Desarrollar una distribución de ocurrencias de eventos sísmicos para cada fuente utilizando una relación de recurrencias. La distribución puede ser aleatoria o dependiente del tiempo.

- c) Utilizando modelos predictivos, determinar el valor de los parámetros de intensidad sísmica en el sitio de interés (incluyendo la incertidumbre) para terremotos de cualquier magnitud posible, que ocurran en cualquier ubicación de acuerdo con la geometría de cada una de las fuentes sísmicas identificadas. La estimación de los parámetros de movimiento debe incluir los efectos de sitio (respuesta dinámica local y efectos geométricos) y los eventuales efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.
- d) Combinar las incertidumbres en la ubicación de los eventos sísmicos y en la predicción de los parámetros de intensidad sísmica para obtener la probabilidad de que el parámetro de intensidad sísmica de interés sea excedido en un lapso de tiempo determinado.

Modelos de análisis de amenaza probabilista como el empleado por Hazus (FEMA, 2003) o el CRISIS 2007 (Ordaz et al., 2007) permiten la generación de mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica de análisis para un conjunto de eventos estocásticos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos que, en conjunto, representan todas las posibles ubicaciones y combinaciones de magnitudes en la zona de influencia. Cada parámetro de intensidad se caracteriza por el valor medio y una medida de dispersión. Cada escenario estocástico tiene asociada una frecuencia anual o probabilidad de ocurrencia.

El modelo de amenaza descrito se utiliza para efectos de los análisis de riesgo probabilistas. Sin embargo para el análisis de vulnerabilidad con la metodología propuesta se utilizan señales de sismos reales representativos que correspondan al ambiente sismo-tectónico y tipo de perfil de suelos en que se encuentra la edificación a analizar. Para lograr consistencia en los análisis, dichas señales deberían ser compatibles con las suposiciones relacionadas con el ambiente sismo-tectónico considerados en el modelo de amenaza sísmica probabilista al igual que con las condiciones de respuesta dinámica local debidas la perfil geotécnico en los sitios de estudio.

2.3 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE EDIFICACIONES

2.3.1 Métodos y modelos de análisis

La práctica del diseño sismo-resistente de nuevas edificaciones y el análisis de respuesta sísmica de edificaciones existentes ha venido evolucionando desde las metodologías simplificadas usadas por los códigos de diseño (métodos de análisis estáticos elásticos, con factores para tener en cuenta el comportamiento inelástico) hacia los métodos basados en el comportamiento estructural y la evaluación de estados límite (p.e., ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014); Eurocódigo 8 (CEN, 2004, 2005); NSR-10 (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia, 2010).

El análisis se lleva a cabo mediante la elaboración de modelos tridimensionales de componentes estructurales incluyendo la cimentación y los efectos de interacción dinámica suelo-estructura según sea necesario. Todos los componentes que hacen parte de la estructura principal, al igual que los no estructurales que pueden llegar a contribuir a la rigidez o la resistencia o que pueden llegar a afectar la respuesta dinámica, deben ser incluidos de manera explícita en el modelo. Los componentes a utilizar para la modelación no lineal varían desde elementos de pórtico con rótulas plásticas concentradas hasta elementos finitos detallados o elementos de fibra. El análisis debe considerar la degradación de la rigidez y de la resistencia con los ciclos impuestos. Los parámetros usados en la modelación de los elementos no lineales deben verificarse con resultados de ensayos experimentales o con curvas envolventes idealizadas de respuesta tales como las que se recomiendan en PEER/ATC 72-1 (ATC, 2010) y en ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014). El objetivo de los análisis es el de estimar la respuesta esperada de la edificación y sus componentes ante la excitación sísmica. Para los parámetros de análisis tales como rigidez inicial, resistencia a la fluencia, límites de deformación plástica y otros, deben utilizarse las medianas de los valores experimentales disponibles. En ausencia de valores para determinar las medianas y las distribuciones de las variables aleatorias que representan los parámetros se podrán utilizar los valores medios.

Los métodos de análisis han evolucionado para considerar el comportamiento no lineal de las edificaciones tanto en términos geométricos (análisis p-delta) como en términos de inelasticidad en el material a través del comportamiento histerético (degradación de la rigidez y de la resistencia con los ciclos). El análisis de respuesta sísmica no lineal se puede llevar a cabo mediante alguna de las siguientes metodologías (FEMA, 2009c):

- a) Análisis estático no lineal simplificado: se lleva a cabo mediante un análisis de capacidad lateral (“pushover”) (Krawinkler et al., 2006), con la aplicación de las cargas gravitacionales y, posteriormente, las fuerzas estáticas horizontales incrementales. La respuesta ante un espectro sísmico de análisis o diseño se puede estimar mediante métodos de capacidad espectral como los planteados por el ATC-40 (ATC, 1996) o mediante factores de modificación como los dados en el FEMA 273/356 (FEMA, 1997, 2000), el ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) o el Eurocódigo 8 (CEN, 2004). Estos métodos de análisis presentan importantes limitaciones (Elnashai, 2001; Fajfar, 2002; Gupta & Krawinkler, 1999; Kim & D'Amore, 1999; Helmut Krawinkler & Seneviratna, 1998; Naiem & Lobo, 1998). En general, estas metodologías subestiman las demandas sísmicas en pisos intermedios y altos, de mediana y gran altura, en los cuales la contribución de los modos altos en la respuesta dinámica puede ser significativa. Adicionalmente, no consideran, en general, las contribuciones torsionales en la respuesta para edificios con asimetrías en planta o en altura. Se han propuesto metodologías alternativas para mejorar la respuesta en los casos de edificaciones no simétricas basadas en métodos de análisis incrementales modales (“modal pushover analysis”) (Chopra & Goel, 2002) y en el caso

de edificios con distribuciones en planta no simétricas sometidos a excitaciones en la base en las dos direcciones principales del edificio en forma simultánea (Reyes & Chopra, 2010).

- b) Análisis de respuesta dinámica no lineal, para lo cual se aplican las cargas gravitacionales y, posteriormente, un registro de movimiento del terreno seleccionado. En este caso se obtienen las historias de los valores de los parámetros de demanda sísmica para lo cual usualmente se consideran los valores máximos para la estimación del daño. Se requiere la determinación de señales sísmicas compatibles con el ambiente tectónico y la información histórica de sismicidad, bien sea a partir de registros acelerográficos disponibles o señales sintéticamente generadas. Se requiere también la definición del comportamiento no lineal de secciones típicas de los elementos estructurales en los cuales se concentran las deformaciones en el rango inelástico. Dichos elementos pueden ser vigas, columnas o muros. El comportamiento en el rango inelástico de este tipo de secciones se caracteriza usualmente mediante los diagramas $M-\phi$ o diagramas $M-\theta$, en los cuales M es el momento flector actuante, ϕ es la curvatura del elemento en una sección crítica y θ es el ángulo de rotación que va desde el rango elástico hasta el plástico (Priestley et al., 1996). Para definir el comportamiento inelástico de las secciones críticas en edificios con estructuras en pórticos resistentes a momento con o sin muros estructurales, se definen usualmente modelos de comportamiento histerético con base en las observaciones experimentales y en el comportamiento observado de los edificios durante terremotos. Las formas específicas de los ciclos histeréticos definen el comportamiento final de la edificación, en particular la capacidad de deterioro cuando la estructura se acerca al punto de colapso (Ibarra et al., 2005).

El análisis de respuesta dinámica permite estimar los parámetros de demanda sísmica (*PDS*), tales como aceleraciones o derivas máximas de entrepiso, rotaciones inelásticas máximas en puntos críticos, fuerzas cortantes máximas en elementos estructurales críticos y otros, los cuales se constituyen en los indicadores para la estimación del daño.

Diferentes programas de computador permiten llevar a cabo el análisis dinámico no lineal de estructuras aporricadas y duales mediante modelos tridimensionales con la posibilidad de incluir diferentes tipos de elementos no lineales. Algunos de los programas más utilizados en la práctica ingenieril son SAP2000, PERFORM 3D, RUAMOKO, OPENSEES y versiones un poco anteriores como el DRAIN-2DX y el IDARC-2D, entre otros. Información detallada complementaria sobre los métodos de análisis dinámicos no lineales se puede encontrar en NIST (2010), ATC (2010), FEMA (2009a) y ASCE (2014).

2.3.2 Determinación de señales sísmicas de análisis

Dentro de las metodologías para modificar las señales de análisis, las más utilizadas son el escalamiento directo de las señales y el ajuste a la respuesta espectral (Shome et al., 1998). En la primera sólo se modifica la amplitud de la señal, manteniendo las demás características de la señal correspondientes al mecanismo focal, efectos de propagación de onda y las características no estacionarias del movimiento del terreno. En la segunda, se modifica la amplitud de la señal para ajustar al espectro de respuesta de ésta a un espectro predeterminado de manera específica en el rango de períodos estructurales de interés. A pesar de que estas modificaciones llevan, en general, a señales no realistas (Bommer & Acevedo, 2004), los métodos de ajuste espectral utilizando “wavelets” en el dominio del tiempo pueden resultar en señales realistas que conservan las características no estacionarias de la señal original (Hancock et al., 2006). Nuevos métodos han sido propuestos para escalar las señales con base en los análisis de capacidad modales no lineales (Kalkan & Chopra, 2009) o el escalamiento de dos componentes simultáneas para el análisis tridimensional de edificaciones (Reyes & Chopra, 2010). También normas como la ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), Eurocódigo-8 (CEN, 2004) o NSR-10 (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia, 2010) traen recomendaciones específicas para la selección de señales sísmicas y su ajuste a la aceleración espectral para el primer modo de la edificación bajo estudio para efectos de llevar a cabo análisis de respuesta dinámica no lineal de estructuras.

A pesar de contar en la práctica con diversas metodologías para la determinación de señales sísmicas de análisis, la consistencia de dichas metodologías sigue actualmente en discusión y será motivo de mayor investigación en el futuro (Reyes & Chopra, 2010).

2.3.3 Modelos de comportamiento inelásticos

Los modelos que incluyen la degradación de la resistencia y la rigidez pretenden reproducir de manera aproximada el comportamiento histerético de las estructuras más allá del rango elástico y cuando se ven sometidas a cargas cíclicas. La degradación de la resistencia y rigidez dependen usualmente del nivel de desplazamiento máximo alcanzado en los ciclos previos, al igual que del número de ciclos acumulados en cada momento durante toda la fase de respuesta sísmica.

En edificaciones aporticadas, el comportamiento inelástico se estudia usualmente mediante la definición de zonas específicas en las cuales se concentran las deformaciones plásticas. Para definir el comportamiento de cada una de las rótulas plásticas se requiere como mínimo:

- Determinar la curva envolvente de comportamiento en la relación momento-rotación plástica, la cual usualmente corresponde al comportamiento monotónico envolvente, tanto para rótulas en vigas como en columnas y muros.

- Establecer el nivel de carga axial para la cual se especifica dicha curva envolvente (por ejemplo, para el punto balanceado del diagrama de interacción de una columna) y especificar la variación esperada de los parámetros momento-rotación plástica para diferentes niveles de carga axial en la columna. Esto se hace usualmente por correlación con los diagramas de interacción de resistencias biaxiales de la columna.
- El modelo de degradación histerético tanto de la resistencia como de la rigidez de cada rótula plástica, definiendo la posible degradación dentro de un mismo ciclo o entre ciclos sucesivos.

Los modelos de comportamiento inelásticos para elementos y componentes se caracterizan por curvas fuerza-deformación como la que se indica en la Figura 2-1 adaptada del ATC-58 (FEMA, 2012), en la cual se define la relación entre el parámetro de fuerza (que puede ser carga axial, momento flector o fuerza cortante) y un parámetro de desplazamiento o rotación. El comportamiento carga-deformación se caracteriza por una rigidez inicial, una resistencia a la fluencia, una resistencia pico o máxima, una capacidad de deformación plástica y una resistencia residual. Se ilustra el comportamiento histerético esperado en un elemento cualquiera sometido a cargas cíclicas. La figura hace referencia a la curva envolvente monotónica y a la curva envolvente cíclica. La curva envolvente cíclica usualmente depende de la historia y protocolo de carga. Los diferentes parámetros que caracterizan la zona inelástica del comportamiento, tales como las capacidades de deformación, la resistencia pico y la resistencia residual, usualmente se degradan bajo carga cíclica repetitiva.

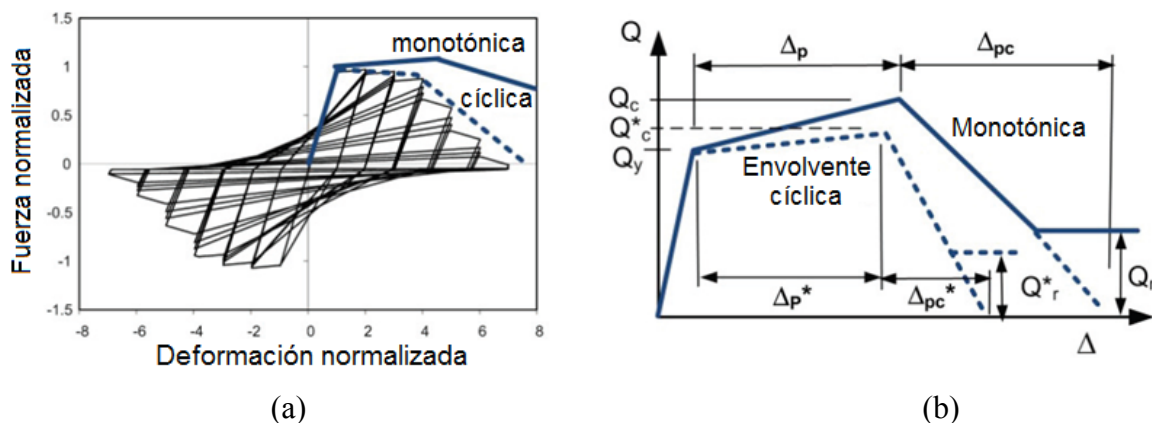


Figura 2-1 Modelos de comportamiento inelástico para elementos (a) caso dinámico, (b) caso monotónico (adaptada de (FEMA, 2012))

La selección de la curva envolvente monotónica o la curva envolvente cíclica para la modelación del comportamiento depende de cada modelo analítico. Usualmente, se utilizan dos metodologías diferentes de degradación: una directa y otra indirecta. La modelación directa de la degradación

cíclica inicia con una curva envolvente monotónica y el modelo degrada el comportamiento en función de la historia de ciclos a los que se ve sometido el componente. Por otro lado, la modelación indirecta de la degradación cíclica utiliza la envolvente cíclica para definir el comportamiento básico del elemento sin considerar degradación cíclica adicional. En la práctica, lo ideal sería contar con modelación directa de la degradación, lo cual no siempre es posible ya que la mayoría de los paquetes de software comercial utilizan modelación indirecta con la especificación de la envolvente cíclica. En algunos casos, se aplican ajustes adicionales sobre la curva envolvente para considerar la forma de cada ciclo histerético y la capacidad de disipación de energía a medida que se alcanzan mayores deformaciones.

La envolvente de las curvas fuerza-deformación de los componentes tiene una influencia significativa en el comportamiento final de la estructura (FEMA, 2009a). Los tipos de degradación incluyen degradación cíclica y degradación en-el-ciclo, tal y como se ilustra en la Figura 2-2. La degradación cíclica se caracteriza por degradación de resistencia y rigidez en ciclos subsecuentes. La degradación en-el-ciclo se caracteriza por la pérdida de rigidez y resistencia dentro de un mismo ciclo. Los estudios demuestran que los componentes que tienen degradación cíclica pueden tener una respuesta dinámica estable, mientras que los elementos que presentan degradación en-el-ciclo están sujetos a inestabilidad dinámica (con posible colapso). Las diferencias son menos significativas para elementos dúctiles en los cuales las deformaciones impuestas no exceden la resistencia pico.

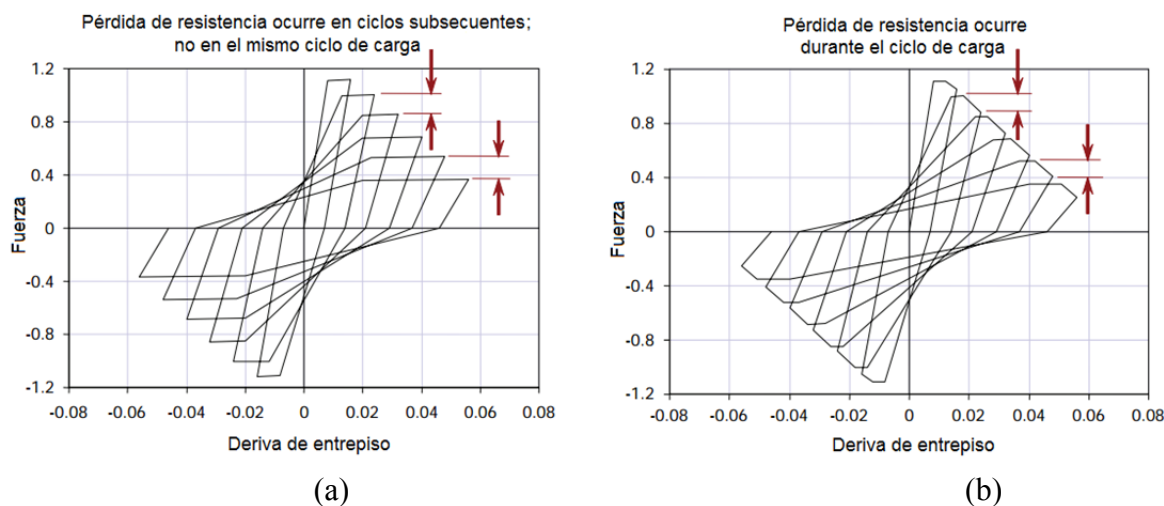


Figura 2-2 Tipos de degradación, (a) degradación cíclica, (b) degradación en el ciclo (adaptada de (FEMA, 2009a))

En la práctica actual y ante las limitaciones en los modelos de análisis inelásticos dinámicos disponibles, es comúnmente aceptado que la degradación cíclica en resistencia y rigidez esté involucrada en la curva envolvente de comportamiento. De hecho, la sección 7.6 de la norma ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) presenta un procedimiento para determinar dicha envolvente

“degradada” con base en los resultados de ensayos experimentales cíclicos siguiendo determinados protocolos de carga que se especifican en documentos como el FEMA P-440A (FEMA, 2009a), FEMA P-695 (FEMA, 2009c) y el PEER/ATC 72-1 (ATC, 2010). Sin embargo, esta simplificación en el análisis no permite considerar la degradación de la energía en los ciclos histeréticos a medida que se alcanzan niveles incrementales de desplazamiento horizontal.

El proyecto FEMA 273/356 (FEMA, 1997, 2000) y la norma ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) proponen modelos de comportamiento estructural no lineal con base en curvas envolventes del comportamiento que definen las características fuerza-deformación del componente como una función de los parámetros de detallamiento por efectos sísmicos. En particular, se especifican parámetros de la curva envolvente que define el comportamiento no lineal momento-rotación de elementos viga-columna de concreto reforzado como una función de las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, y de las demandas de cargas axiales y de cortante. Aunque estos modelos tienen grandes limitaciones por ser altamente idealizados, determinísticos y usualmente conservativos, éstos permiten la modelación de un amplio rango de componentes estructurales para diversos tipos constructivos, lo cual está en consonancia con los objetivos del presente proyecto.

En la selección y utilización de modelos de comportamiento histerético para rótulas inelásticas, uno de los aspectos principales a tener en cuenta es su capacidad para modelar la degradación de la rigidez y resistencia con el número de ciclos y el nivel de deformación alcanzado. Por ejemplo, modelos de comportamiento histerético y generalizados como el bilineal no consideran la degradación de rigidez o resistencia a medida que se incursiona en el rango inelástico o se aumenta el número de ciclos. Otros modelos como los de “pico-orientado” o los modelos que consideran “pinching” pretenden considerar la degradación de la rigidez en el comportamiento (Ibarra et al., 2005). En el año 1970, Takeda (Takeda et al., 1970) desarrolló un modelo para elementos de concreto reforzado con curva envolvente tri-lineal, el cual degrada la rigidez de descarga con base en el máximo desplazamiento alcanzado por el sistema. La Figura 2-3 ilustra algunos de los modelos más usuales de comportamiento histeréticos mencionados anteriormente.

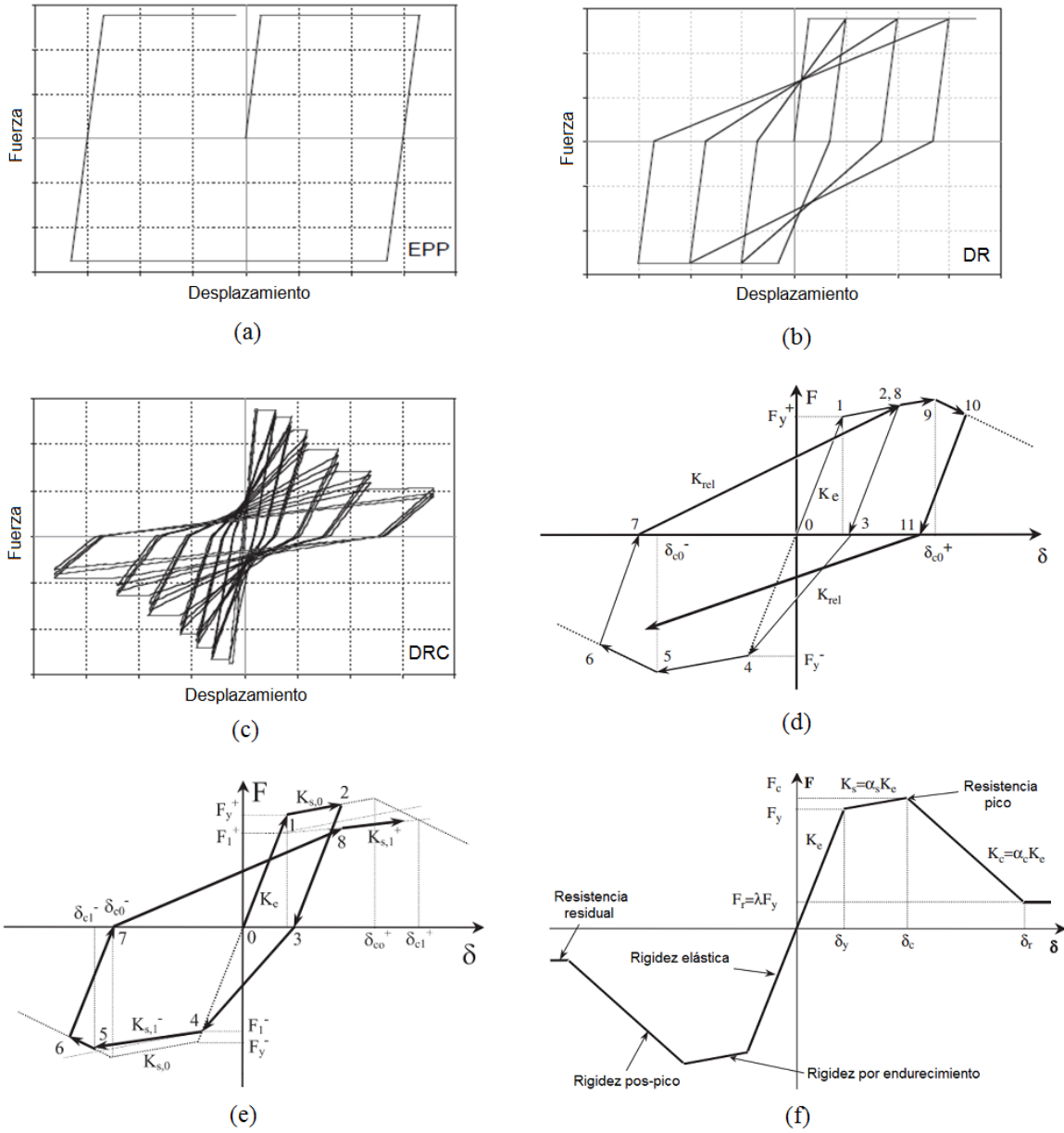


Figura 2-3 Modelos de degradación: (a) Comportamiento elasto-plástico perfecto sin degradación, (b) degradación de rigidez, (c) degradación de rigidez y capacidad, (d) modelo de comportamiento “pinching”, (e) modelo de comportamiento pico-orientado, (f) modelo de comportamiento propuesto por Ibarra et al. (2005)

Mayor información en la modelación de comportamiento fuerza-deformación se puede encontrar en PEER/ATC-72-1 (ATC, 2010), FEMA P440A (FEMA, 2009a), e Ibarra et al. (2005).

2.3.4 Modelos de comportamiento para algunos programas de computador comerciales

A continuación se describen algunos de los modelos de comportamiento histeréticos disponibles en algunos de los paquetes de software más comúnmente utilizados para el análisis dinámico no lineal de edificaciones:

- a. Programa IDARC (Kunnath et al., 1992): este modelo permite reproducir el comportamiento cíclico y la degradación de propiedades de elementos de concreto reforzado pobremente detallados. Los modelos sólo incluyen degradación cíclica, es decir, que la degradación tanto de la rigidez como de la resistencia sólo se presente en ciclos sucesivos. La resistencia no disminuye en un mismo ciclo, es decir, que en el mismo ciclo nunca se presenta una pendiente negativa post-elástica. Las pendientes son siempre positivas dentro del ciclo. La Figura 2-4(a)-(c), tomada de Kunnath et al. (1992), presenta los parámetros de control para el modelo histerético, mientras que la Figura 2-4(d), tomada de Lehman et al. (2000), presenta un ejemplo de comparación entre resultados de un ensayo de una junta típica viga-columna con detalles del refuerzo pobremente detallado y el comportamiento obtenido con el modelo indicado.

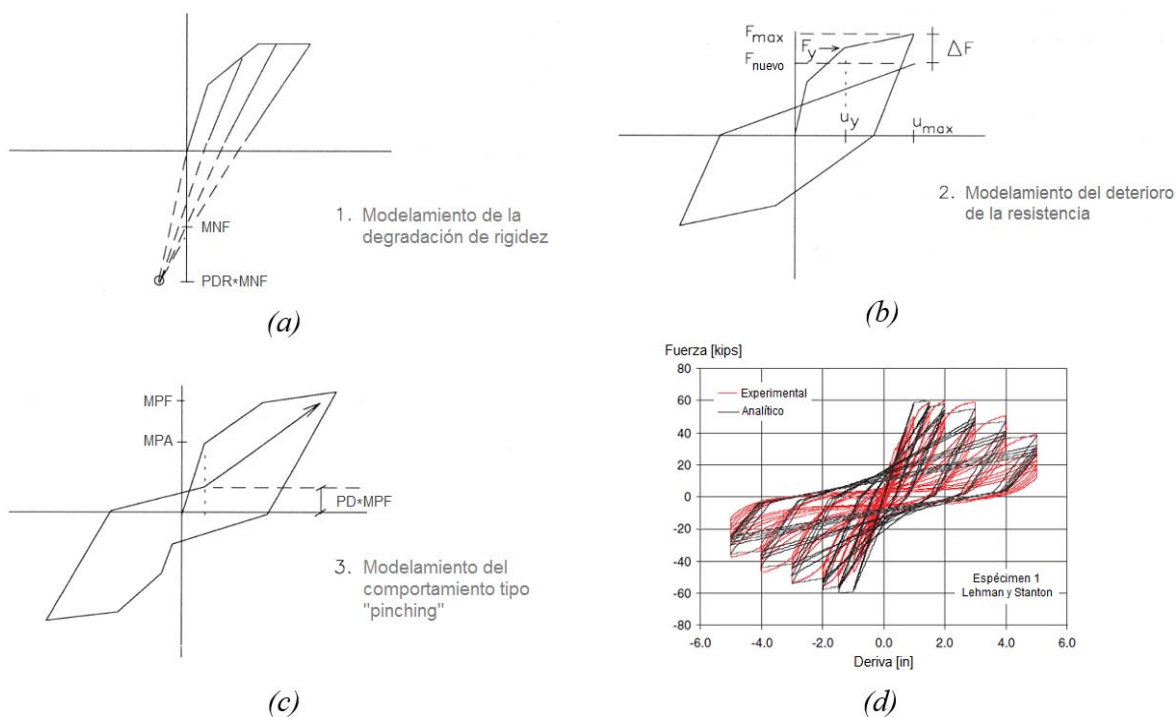


Figura 2-4 Modelo histerético del programa IDARC, (a) degradación de rigidez, (b) pérdida de resistencia, (c) deslizamiento, (d) modelo calibrado de comportamiento (Kunnath et al., 1992)

- b. Programa SAP2000: incluye degradación en la rigidez de los elementos de concreto reforzado para un modelo específico. El modelo de degradación que se puede utilizar para tener en cuenta la degradación de la rigidez es el de Takeda (Takeda et al., 1970). No es posible tener degradación en la resistencia ni degradación cíclica debido a que el programa no obedece la definición de “backbone curve”, específicamente para la pendiente negativa de la curva, inclusive cuando ésta pendiente se define como el 10% de la pendiente inicial. Debe tenerse en cuenta que para el caso de columnas es necesario definir las rótulas plásticas a momento (M) y no como rótulas bajo carga axial y momento biaxial (PMM). Hasta la versión 15.0.1 del programa, el modelo no presenta un comportamiento estable.
- c. Programa DRAIN 2DX: el programa DRAIN 2DX (Powell, 1993), permite utilizar el modelo de Takeda (Takeda et al., 1970) y modelo “Pinching” para tener en cuenta la degradación de rigidez y resistencia. Los elementos que permiten este comportamiento son los elementos tipo 02, tipo 04 y tipo 15. Los efectos P-Delta son considerados como si las vigas y columnas se comportaran como un elemento tipo cercha para el análisis dinámico. Las limitaciones para el elemento tipo 02 para representar comportamientos con P-M no tienen en cuenta la pérdida de ductilidad con la capacidad de carga axial; adicionalmente, es un poco inestable y hace la suposición de que el P-M de la columna permanece siempre en el rango elástico. Los modelos de definición de los diagramas momento-curvatura o momento-rotación sólo son elasto-plásticos perfectos o bilineales sin degradación de resistencia. Este programa cuenta con modelos limitados para el análisis dinámico en el rango inelástico de estructuras de concreto.
- d. Programa Ruaumoko: el programa Ruaumoko (Carr, 2007) tiene incluidos varios modelos histeréticos que incluyen reglas de degradación de rigidez y resistencia. Para degradación de rigidez incluye modelos como el de Ramber-Osgood (Sharpe, 1974), Kivell Pinching (Kivell et al., 1981), Modified Takeda (Otani, 1974), Li Xinrong (Xinrong, 1995) y otros. También incluye factores de degradación de la resistencia mediante la reducción de los niveles de fluencia en los diagramas de interacción, como función de ductilidad o del número de inversiones de carga desde la curva esqueleto de la regla histerética particular.
- e. Programa OPENSEES: el programa OpenSees es una plataforma de software de código abierto que tiene como propósito principal permitir el desarrollo de aplicaciones para simular el comportamiento estructural y geotécnico de sistemas sometidos a terremotos. Como tal, es una herramienta más orientada a la investigación, por lo cual cada usuario debe desarrollar su propio modelo de simulación del comportamiento inelástico. Se ha utilizado recientemente en aplicaciones de respuesta dinámica no lineal de estructuras utilizando modelación directa de la degradación cíclica, la cual se basa en la curva envolvente monotónica, con base en la cual el modelo degrada el comportamiento en

función de la historia de ciclos a los que se ve sometido el componente (Altoontash, 2004; Haselton, 2006).

- f. Programa PERFORM 3D: los detalles de la modelación no lineal de este programa se presentan en el numeral 3.5.6.

2.4 ESTIMACIÓN DEL DAÑO Y PÉRDIDAS EN ESTRUCTURAS Y COMPONENTES

2.4.1 Índices de daño

Diversas metodologías y parámetros se han propuesto para la estimación del daño en edificaciones sometidas a fuerzas sísmicas, la mayoría de ellos basados en el análisis de confiabilidad estructural propuesto originalmente por Ang & Tang (1984). Por ejemplo, el índice de Park, Ang & Wen (1985), propone estimar el daño total en la estructura mediante la evaluación del siguiente indicador:

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad (\text{Ec. 2-1})$$

Donde,

D_T Índice de daño global de la edificación

$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i}; E_i$ Energía disipada en punto i

D_i Desplazamiento en el punto i

Este tipo de índices sólo permiten, por lo general, cuantificaciones cualitativas y descriptivas como las de la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Niveles de daño según el índice de Park, Ang & Wen (Park et al., 1985)

Estado de daño	Rango para el índice
Menor	0.1 - 0.2
Moderado	0.2 - 0.5
Severo	0.5 - 1.0
Colapso	> 1.0

Se han propuesto múltiples versiones de índices de daño (Vargas, 2013; Askan & Yucemen, 2010; Augusti & Ciampoli, 2008; Dumova-Jovanoska, 2000), aunque la mayoría de ellas adolecen la misma limitación en relación a que la descripción del daño es cualitativa y sujeta a interpretación y juicio personal y, por lo general, no permiten una evaluación rigurosa de las pérdidas económicas asociadas.

2.4.2 Funciones de fragilidad

Una de las formas más comunes para representar analíticamente los daños en edificaciones es a través de las funciones de fragilidad (Ang & Tang, 1984; Singhal & Kiremidjian, 1996). En éstas, cada uno de los estados de daño principales definidos por el ATC-40 (ATC, 1996) se representa mediante una función de probabilidad acumulada.

Las funciones de fragilidad sísmica permiten estimar la probabilidad de que un componente específico o la estructura en su totalidad alcance o exceda un estado de daño determinado dado un parámetro de demanda sísmica, tales como aceleración absoluta del piso o deriva de entrepiso máxima. Las funciones de fragilidad toman usualmente la forma de una distribución de probabilidad log-normal acumulada. Los niveles de daño utilizados normalmente son “ligero”, “moderado”, “severo” y “completo”. La Figura 2-5 ilustra un ejemplo típico de funciones de fragilidad adaptada de (FEMA, 2003).

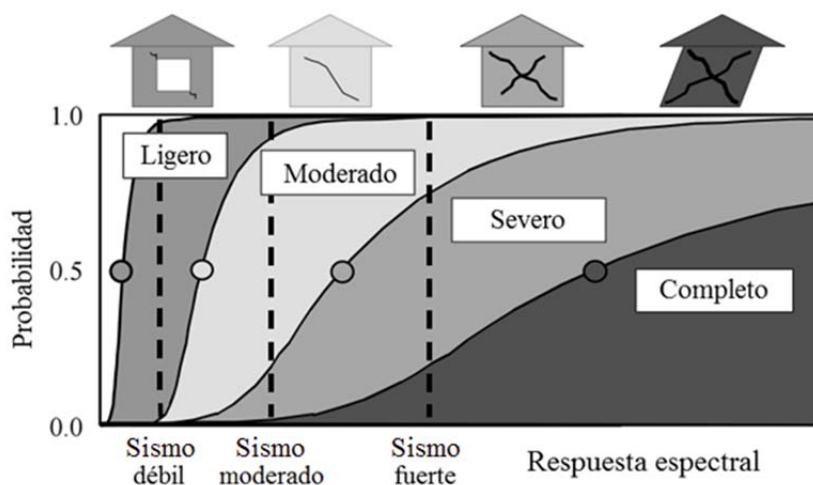


Figura 2-5 Ejemplo típico de funciones de fragilidad (adaptada de FEMA (2003))

De acuerdo con Porter (2003), la formulación para las curvas de fragilidad puede realizarse bajo la consideración de N estados de daño, ds_i , para un componente dado. La probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño i , dado un nivel de intensidad S , es:

$$F_i(s) = \Pr(DS \geq ds_i | S = s) \quad \text{para } i=1, 2, \dots, N_D \quad (\text{Ec. 2-2})$$

en donde DS es una variable aleatoria en el vector de estados de daño $(ds_0, ds_1, \dots, ds_N)$.

Las funciones de fragilidad toman usualmente la forma de una distribución de probabilidad log-normal, $F_i(s)$, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_i(s) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{s}{\bar{s}_{ds_i}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 2-3})$$

en donde \bar{s}_{ds_i} es la mediana del parámetro de intensidad sísmica en el cual el componente alcanza el umbral para el estado de daño ds_i . La media y la mediana del logaritmo natural de s tienen el mismo valor, igual a $\overline{\ln s_{ds_i}}$; β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del parámetro de intensidad sísmica, $\sigma_{\ln s}$, para el estado de daño ds_i , y se conoce como la dispersión de la función; y Φ es la distribución normal estándar acumulada. La dispersión β_{ds_i} representa la incertidumbre en el valor real de la demanda s para la cual el estado de daño es probable que inicie. Cuando la dispersión es pequeña, el valor de β_{ds_i} es aproximadamente igual al coeficiente de variación de s .

Cuando hay información de datos disponibles de ensayos o pruebas, la mediana del parámetro de intensidad, \bar{s}_{ds_i} , en la cual puede iniciar el estado de daño, está dada por la siguiente ecuación:

$$\bar{s}_{ds_i} = e^{\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M \ln d_i} \quad (\text{Ec. 2-4})$$

en donde M es el número total de datos disponibles y d_i es el valor de la demanda en el ensayo i para el cual el estado de daño se observa por primera vez.

El valor de la dispersión aleatoria, β_{ds_i} , está dado por:

$$\beta_{ds_i} = \sqrt{\left(\frac{1}{M-1} \sum \left(\ln \left(\frac{d_i}{\bar{s}} \right) \right)^2 \right)^2} \quad (\text{Ec. 2-5})$$

en donde M , d_i y \bar{s} se definieron arriba.

La incertidumbre representada en el parámetro β_{ds_i} es el resultado de la variabilidad en la calidad de la construcción y en la instalación de los componentes en la edificación, al igual que en la variabilidad en la historia de carga que el componente puede experimentar antes de fallar. La incertidumbre debe considerar la variabilidad aleatoria que se observa en los resultados de los ensayos de laboratorio, con base en los cuales se determinan los parámetros de la fragilidad, y en la incertidumbre asociada a que los ensayos que se realizan representen efectivamente las condiciones reales de instalación y de carga, o que la cantidad de datos realmente represente la variabilidad real. Usualmente, los valores de la incertidumbre en los resultados de los ensayos se toman en el orden de 0.25, mientras que la incertidumbre total usualmente se toma por encima de 0.3.

De acuerdo con Porter et al. (2001), las funciones de fragilidad $F_i(s)$ para un componente específico pueden ordenarse en estados de daño secuenciales, de manera que $ds_i + 1 > ds_i$ para $i=1, 2, \dots, N_D-1$. Para cada una de las N_D funciones de fragilidad existen N_D+1 estados de daño mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, en los cuales una estructura debe caer luego de la ocurrencia de un evento sísmico de intensidad s . La función de distribución de probabilidad para el estado de daño ds_i está dado por:

$$P[(DS = ds_i | S = s)] = \begin{cases} 1-F_1(s) & ds_i=0 \\ F_d(s)-F_{d+1}(s) & 1 < ds_i < N_D \\ F_{N_D}(s) & ds_i=N_D \end{cases} \quad (\text{Ec. 2-6})$$

Las funciones de fragilidad pueden estimarse usualmente mediante diferentes métodos, entre los cuales se proponen los métodos estadísticos (métodos empíricos, es decir, que utilizan datos de información histórica), opinión de expertos (muy versátil, pero ausente de bases científicas) y métodos analíticos que usualmente incluyen tres etapas: análisis estructural, análisis de daño y análisis de pérdidas económicas o humanas. Porter et al. (2001) describe en detalle los métodos anteriores y presenta ejemplos ilustrativos de funciones de fragilidad de componentes estructurales, no estructurales y de contenidos.

Diversos estudios se han realizado para estimar las funciones de fragilidad y daño sísmico para edificaciones de concreto reforzado, acero y otros materiales. En estas aplicaciones se utilizan usualmente técnicas de simulación de Monte Carlo para estimar la incertidumbre para dichas funciones (Barbat et al., 1998; Bermudez, 2010; Vargas et al., 2013).

2.4.3 Comportamiento sísmico de elementos y componentes

Para el análisis de daños y pérdidas económicas asociadas, deben tenerse en cuenta tanto los componentes o elementos estructurales, como los no estructurales y acabados, debido a que los parámetros que mejor correlacionan con el daño pueden ser diversos, y su comportamiento esperado ante diferentes niveles de intensidad puede ser también muy variable entre sí. Por otro lado, es usual subdividir los componentes de acuerdo con los parámetros de demanda a los cuales son sensibles, incluyendo los sensibles a las aceleraciones absolutas, a la velocidad relativa o absoluta y a los desplazamientos relativos o absolutos.

Existe en la literatura gran cantidad de información relativa al comportamiento analítico y experimental de elementos y componentes estructurales y no estructurales, con base en lo cual se pueden determinar las funciones de fragilidad para diversos estados de daño. En relación a componentes estructurales, se han realizado gran cantidad de estudios experimentales que permiten establecer diferentes estados de daño en conjuntos de elementos con diferentes características, al verse sometidos a cargas cíclicas incrementales. Estudios como los del FEMA

P-58-3 (FEMA, 2012) han servido de base para determinar funciones de fragilidad de componentes estructurales en madera, acero, concreto y mampostería.

Por otro lado, también existe gran cantidad de información en la literatura en relación a funciones de fragilidad para componentes no estructurales. Por ejemplo, Badillo-Almaraz et al. (2007) presentan funciones de fragilidad para cielos rasos de pequeñas y grandes áreas, en configuraciones arriostradas y no arriostradas; Porter (2007) desarrolla una curva de fragilidad para elevadores hidráulicos usando información obtenida de encuestas post-sismo; Filiatrault et al. (2010) desarrollan experimentalmente curvas de fragilidad para un determinado tipo de muros divisorios y sistemas de tuberías para supresión de fuego; y el FEMA P-58-3 (FEMA, 2012) presenta curvas de fragilidad para una gran variedad de componentes no estructurales (escaleras, puertas, ventanas, ventiladores, generadores, entre muchos otros).

Adicionalmente, estudios como los de Yamin (1994), Yamin & Garcia (1994), Tena-Colunga et al. (2009), Park et al. (2009) y Tu et al. (2010) presentan resultados de ensayos experimentales sobre el comportamiento de muros divisorios en mampostería en edificaciones de pórticos en concreto reforzado de varios pisos, muy comunes en ciudades latinoamericanas, con base en los cuales se pueden establecer las intensidades para las cuales se presentan diferentes estados de daño y generar con esto funciones de fragilidad equivalentes a las anteriores.

Varios estudios hacen referencia a elementos de contenido en edificaciones. Por ejemplo, Porter et al. (2010) presentan curvas de fragilidad para 52 variedades de equipos mecánicos, eléctricos y de plomería, comunes en edificaciones industriales y comerciales; Hutchinson & Chaudhuri (2006) desarrollan analíticamente curvas de fragilidad de equipos y componentes en general que se suelen encontrar en el interior de las edificaciones, y que pueden generar pérdidas económicas significativas; y el FEMA P-58-3 (FEMA, 2012) presenta curvas de fragilidad para equipos y sistemas mecánicos, eléctricos y de plomería, así como también para equipos de entretenimiento y otras variedades de elementos de contenido en edificaciones.

Finalmente, existen varios documentos de referencia orientados al tema de evaluación de edificaciones afectadas, daños, reparaciones y costos de reparación para edificaciones de diferentes tipos estructurales y para elementos no estructurales, los cuales proporcionan valiosa información para el desarrollo de modelos de costos de reparación en edificaciones. Por ejemplo, el FEMA 306 (FEMA, 1998a) y el FEMA 307 (FEMA, 1998b) tratan procedimientos básicos y recursos técnicos, respectivamente, en la evaluación de edificaciones de concreto y mampostería afectadas por sismos, mientras que el FEMA 308 (FEMA, 1998c) discute los lineamientos a seguir en la reparación de estos tipos de edificaciones afectadas; el ATC-13 (ATC, 1985) trata información sobre evaluación de daños sísmicos en California; el FEMA 249 (FEMA, 1994a) presenta un estado del arte de metodologías para la estimación de pérdidas sísmicas; el FEMA E-74 (FEMA, 2011) desarrolla una guía práctica para la reducción del riesgo de daño sísmico en

elementos no estructurales; y publicaciones como la de Ramirez et al. (2012) estima daños sísmicos y costos de reparación en edificaciones de pórticos de concreto reforzado.

Recientemente, el FEMA P-58-1 (FEMA, 2012) realizó la recopilación de más de 700 especificaciones individuales de fragilidad de componentes estructurales y no estructurales. Cada especificación de fragilidad incluye una descripción del componente, la descripción de los posibles estados de daño, la interrelación lógica entre estados de daño, el parámetro de demanda utilizado para establecer la ocurrencia de un determinado estado de daño, las funciones de consecuencias asociadas a cada estado de daño y una calificación de la calidad de la información contenida. Esta calificación es una indicación de la confiabilidad de los datos y procedimientos utilizados en el desarrollo de la especificación de fragilidad. El mismo documento incluye una metodología específica para crear nuevas funciones de fragilidad o para modificar las existentes. Igualmente incluye la base de datos de especificaciones de fragilidad.

2.4.4 Funciones de vulnerabilidad

Se han desarrollado varias metodologías para la estimación de pérdidas económicas mediante la adición de las pérdidas de los componentes individuales de las edificaciones. Por ejemplo, Scholl y Evernden (1979) y Kustu et al. (1984; 1982) desarrollaron metodologías para estimar las pérdidas económicas en edificaciones de altura en zonas urbanas. Posteriormente, Porter et al. (2001) propone una metodología para evaluación de la vulnerabilidad que se basa en la adición de los daños de los componentes individuales. El método calcula las pérdidas económicas como la suma de las pérdidas económicas directas y las pérdidas debidas a la interrupción del funcionamiento. El método propone la realización de un análisis que incluye la elaboración de un modelo estructural para el análisis, la definición de los componentes susceptibles a sufrir daño, el cálculo de la respuesta estructural con base en señales sísmicas, la simulación de los daños en los componentes con base en funciones de fragilidad, la simulación de los costos totales de reparación y la integración de resultados en funciones de vulnerabilidad. Sin embargo, este método carece de aplicación práctica por la ausencia de información específica y limitaciones en la capacidad analítica disponible en el momento.

En el marco del proyecto GAR (Global Assessment Report), Yamin et al. (2014) proponen una metodología para estimar funciones de vulnerabilidad con base en funciones de fragilidad preestablecidas, tales como las propuestas por Hazus (FEMA, 2003) o cualquier otra. La metodología permite la evaluación simplificada de funciones de vulnerabilidad para las diferentes tipologías constructivas propuestas en otros proyectos. Estas funciones se utilizan para la evaluación global del riesgo, como lo demuestran publicaciones de Velásquez et al. (2014) y Ordaz et al (2014).

Por otro lado, Yamin et al. (2014) proponen una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con base en análisis dinámicos no lineales a través de

simulaciones de Monte Carlo que consideran la incertidumbre en la amenaza mediante la consideración de varias señales de análisis representativas de diferentes tipos de suelos. La metodología considera los daños en los diferentes componentes estructurales y no estructurales de la edificación con base en funciones de daño que dependen de los parámetros de demanda sísmica resultantes de cada análisis.

Más recientemente D’Ayala et al. (2014) presentan una guía metodológica (versión “draft”) para la evaluación analítica de la vulnerabilidad para edificios de baja y media altura en el marco del proyecto GEM (Global Earthquake Model). Los métodos se orientan a la evaluación de funciones de fragilidad de costos de reparación para diferentes estados de daño de la edificación y en la probabilidad de que dichos estados de daño se presenten dado un nivel determinado de intensidad sísmica. Las funciones de fragilidad se estiman con base en diferentes metodologías, tales como la propuesta por Hazus (FEMA, 2003) o la metodología “Fracas” en la cual se estima la fragilidad con base en la estimación de la capacidad de la edificación (Rossetto & Elnashai, 2005). También proponen métodos simplificados para determinar funciones de vulnerabilidad con base en la sumatoria de daños en los diferentes componentes de la edificación. Estas funciones quedan especificadas para cada piso de la estructura en términos de los parámetros de demanda sísmica, tales como derivas de entrepiso o aceleraciones espectrales absolutas, en los pisos o para toda la edificación en su conjunto, en términos de la intensidad sísmica definida.

2.4.5 Relación entre funciones de fragilidad y funciones de vulnerabilidad

Es posible generar una función de vulnerabilidad una vez se tenga una formulación de fragilidad establecida (Ordaz, 2015; Yamin et al., 2014). Para esto debe asignarse un costo fijo de reparación L_i a cada uno de los estados de daño, ds_i . De acuerdo con esto, los momentos estadísticos de la pérdida para una intensidad sísmica dada pueden calcularse de la siguiente manera:

$$E(L|S) = \sum_{i=0}^N L_i * P(DS = ds_i|S) \quad (\text{Ec. 2-7})$$

$$SD^2(L|S) = \sum_{i=0}^N (L_i - E(L|S))^2 * P(DS = ds_i|S) \quad (\text{Ec. 2-8})$$

en donde $E(L|S)$ es el valor medio de la pérdida dada una intensidad sísmica S , $SD(L|S)$ es la desviación estándar de la pérdida dada una intensidad sísmica S , $P(DS=ds_i|S)$ es la probabilidad discreta de alcanzar el estado de daño ds_i , y N es el número de estados de daño considerados.

También puede obtenerse la función de vulnerabilidad considerando la incertidumbre en la estimación de los costos, utilizando la siguiente relación derivada del teorema de la probabilidad total, adaptado de D’Ayala et al. (2014):

$$E(L > l|S) = \sum_{i=1}^N E(L > l|ds_i) * P(DS = ds_i|S) \quad (\text{Ec. 2-9})$$

en donde $E(L>l|S)$ es la distribución de probabilidad acumulativa complementaria de la pérdida para cada nivel de intensidad S , y $E(L>l|ds_i)$ es la distribución de probabilidad acumulativa complementaria de la pérdida para cada estado de daño ds_i .

Para estimar el valor medio y la varianza de la función de vulnerabilidad para cada nivel de intensidad sísmica se utilizan las siguientes relaciones:

$$E(L|S) = \sum_{i=0}^N E(L|ds_i) * P(DS = ds_i|S) \quad (\text{Ec. 2-10})$$

$$SD^2(L|S) = \sum_{i=0}^N [SD^2(L|ds_i) + E^2(L|ds_i)] * P(DS = ds_i|S) - E^2(L|S) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

en donde $E(L|S)$ es el valor medio de la pérdida dada una intensidad sísmica S , $SD(L|S)$ es la desviación estándar de la pérdida dada una intensidad sísmica S , $E(L|ds_i)$ es el valor medio de la pérdida para un estado de daño ds_i , y $SD(C|ds_i)$ es la desviación estándar de la pérdida para un estado de daño ds_i .

2.5 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

En el marco de la presente investigación, el análisis del riesgo sísmico se limita a la estimación probabilista de pérdidas económicas por eventos sísmicos. La estimación de pérdidas por eventos naturales tiene una larga historia que inicia probablemente con Freeman (1932), que realizó una revisión de los daños producidos por terremotos y su relación con la industria aseguradora.

Uno de los primeros esfuerzos importantes tendientes a estandarizar los procesos de evaluación de pérdidas fue el proyecto ATC-13 (“Earthquake Damage Evaluation Data for California”) (ATC, 1985), que tenía por objeto generar estimaciones del daño físico directo y pérdidas de origen sísmico en construcciones de California en Estados Unidos. Dicho proyecto incluyó las siguientes tareas: a) elección de la forma de caracterizar los movimientos sísmicos del terreno, con la finalidad de estimar daños y pérdidas futuras en construcciones por la ocurrencia de movimientos sísmicos; b) determinación o elección de una clasificación que representara a la mayoría de las construcciones existentes en California; c) desarrollo de un método para estimar pérdidas y daños sísmicos futuros, en términos del movimiento sísmico seleccionado y del tipo de construcción identificado.

La metodología utiliza como parámetro de intensidad la escala Mercalli modificada (MM). Por otro lado, agrupa las construcciones en 78 clases, de las cuales 40 corresponden a edificios y las 38 restantes a otros tipos de estructuras. Para la construcción de funciones de fragilidad se utilizó

una metodología basada en el criterio de expertos con el método Delphi. Con base en esto se proponen una serie de matrices de probabilidad de daño que permiten estimar el nivel de riesgo con base en la intensidad sísmica y el tipo estructural.

Posteriormente, se desarrolla el proyecto ATC-25 (ATC, 1991) cuyo objetivo principal fue estimar el riesgo sísmico de las líneas vitales de Estados Unidos, incluyendo transporte vial, acueductos y alcantarillados, transporte de combustibles, derivados del petróleo, energía, comunicaciones e información desde las áreas de producción hasta las áreas de consumo urbano. Un elemento innovador del proyecto ATC-25 (ATC, 1991) es la consideración de cuatro estados de daño para los sistemas de líneas vitales: 1) daño ligero (valor de reemplazo de 1-10%); 2) daño moderado (valor de reemplazo de 10-30%); 3) daño fuerte (valor de reemplazo de 30-60%) y; 4) daño mayor a destrucción (valor de reemplazo de 60-100%). Esta información y enfoque se utilizó posteriormente en otras iniciativas.

El método de evaluación probabilista de daño estructural propuesto por Singhal & Kiremidjian (1996) se basa en la realización de un análisis no lineal de la estructura y en el uso de curvas de fragilidad sintéticas, mediante las cuales se estiman diferentes índices de daño como el ilustrado anteriormente. Con base en este se calculan las matrices de probabilidad que establecen las probabilidades de que para diferentes rangos de intensidad sísmica, se presenten cada uno de los estados de daño definidos.

En 1997 se presentan varias publicaciones relacionadas con pérdidas económicas en eventos sísmicos importantes, varias de las cuales se resumen en una publicación especial de Earthquake Spectra (Volume 13, Issue 4, November 1997). Por ejemplo, King et al. (1997) desarrollan una metodología para evaluar los impactos socio-económicos de grandes sismos, Kircher et al. (1997) describen funciones de daño de edificaciones para estimar pérdidas económicas por eventos sísmicos, McCormack & Rad (1997) desarrollan un modelo para la estimación de pérdidas y daños sísmicos a partir de información sobre 30,000 edificaciones no residenciales encuestadas, y Cardona & Yamin (1997) estudian diferentes escenarios de pérdidas económicas para varios tipos de edificaciones, causados por tres sismos hipotéticos que podrían afectar a la ciudad de Bogotá, Colombia.

Más recientemente, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos de Norteamérica desarrolla la metodología para el análisis del riesgo Hazus MH (FEMA, 1999). Esta herramienta metodológica surge como una necesidad por parte de los planificadores y especialistas en la atención de los efectos generados por los desastres naturales. La metodología Hazus pretende capturar pérdidas económicas globales y, por lo tanto, no puede aplicarse a edificios o componentes individuales. La representación de la amenaza se realiza mediante información probabilista y escenarios estocásticos. Por otro lado, mediante un análisis no lineal simplificado (usando el espectro de demanda sísmica y la curva de capacidad de la

edificación) se establece el punto de comportamiento en términos del parámetro sísmico seleccionado. El daño se estima mediante funciones de fragilidad para diferentes estados de daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos cuyos parámetros de intensidad pueden ser la aceleración máxima de piso o la deriva máxima de entrepiso. Las funciones de fragilidad se definen de manera lingüística en ligero, moderado, extensivo y completo, y se consideran distribuciones de probabilidad log-normales. Cada estado de daño se asocia además a una relación de daño o costo de reparación/reemplazo mediante valores indicativos como los siguientes: 0 a 5% para ligero; 15% para moderado; 50% para extensivo y 100% para completo. Para la determinación de los parámetros de demanda se utiliza el método del espectro de capacidad.

El proyecto RISK-UE (2013) desarrollado en la Unión Europea pretende integrar metodologías para estimar escenarios de riesgo sísmico en las ciudades europeas. De manera específica, RISK-UE adoptó dos metodologías para estimar el daño sísmico esperado en edificios, las cuales se identificaron con los nombres LM1 y LM2. En la metodología LM1 o de nivel 1, el peligro sísmico se define mediante los grados de intensidades de la escala macro-sísmica EMS-98 y la vulnerabilidad sísmica de los edificios se expresa principalmente mediante el índice de vulnerabilidad total. En la metodología LM2 o de nivel 2, el peligro sísmico se expresa en términos de espectros de respuesta lineal con un amortiguamiento del 5%, la vulnerabilidad sísmica de los edificios tipo se expresa mediante curvas de fragilidad y el cálculo de las pérdidas se realiza con los espectros de capacidad. La metodología propone que para estimar las probabilidades de que se presenten cada uno de los 5 estados de daño que se definen (0-Nulo; 1-Ligero; 2-Moderado; 3-Substancial a fuerte; 4-Muy fuerte; 5-Destrucción), en los edificios de una zona urbana, será necesario: a) clasificar a cada edificio dentro de una tipología estructural; b) estimar el índice de vulnerabilidad total de cada edificio; c) estimar la intensidad sísmica que afectará a cada uno de los edificios y; d) calcular la distribución de daño a partir del índice de vulnerabilidad total de cada edificio, y de la intensidad sísmica que se estimó afectará a cada edificio.

Por iniciativa del Banco Mundial y del Banco Interamericano de Desarrollo – BID, en el año 2008 se publica la metodología CAPRA- Central America Probabilistic Risk Assessment (ERNAL, 2011; Yamin, 2007; Yamin et al., 2013). Se trata de una plataforma multi-amenaza para la estimación del riesgo probabilista. La amenaza sísmica se representa mediante mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica para un amplio conjunto de escenarios estocásticos. Se conforman bases de datos georreferenciadas de las edificaciones expuestas, cada una de las cuales se caracteriza con el valor de reposición y una función de vulnerabilidad específica en términos de cualquiera de los parámetros de intensidad sísmica definidos (aceleración pico del terreno, aceleraciones espectrales, derivas de entrepiso espectrales o cualquier otra). Finalmente, el análisis de riesgo se lleva a cabo mediante la determinación de la función de probabilidad del daño con base en las curvas de vulnerabilidad predefinidas. La integración probabilista de

resultados permite estimar las pérdidas anuales esperadas, las pérdidas máximas probables y las pérdidas esperadas para escenarios deterministas.

Paralelamente a lo anterior, la industria aseguradora y de reaseguros ha desarrollado diversos modelos de evaluación probabilista del riesgo con orientación específica a la transferencia del riesgo, administración de riesgos, manejo de reclamaciones, análisis de solvencia de compañías, tarificación y análisis de instrumentos alternativos para la protección financiera. Sin embargo, estos modelos están protegidos por patentes o licencias de uso y funcionan como “cajas negras”.

La mayoría de los modelos de análisis de riesgo presentan grandes limitaciones y los resultados están asociados a incertidumbres considerables, principalmente debido a la poca información de eventos catastróficos pasados que permitan una adecuada calibración, a las limitaciones en las metodologías analíticas y en la capacidad computacional de gran escala disponibles en la actualidad.

Recientemente, el desarrollo de la ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE, por sus siglas en inglés) incluye las actividades relacionadas con el diseño, la evaluación, la construcción, el monitoreo del mantenimiento y funcionamiento de componentes de infraestructura para las cuales el comportamiento ante cargas normales y extraordinarias responden a las necesidades y objetivos diversos de dueños, usuarios y de la sociedad en general. Se basa en la premisa que el comportamiento puede predecirse y evaluarse con cierta confiabilidad cuantificable para lograr, conjuntamente con el cliente, balances inteligentes e informados entre seguridad, comportamiento y costos, basados en el ciclo de vida de las construcciones y no sólo en los costos directos que implican su construcción. Por ejemplo, para el diseño se pretende definir el sistema estructural y las propiedades principales del sistema para cumplir un determinado comportamiento objetivo, como por ejemplo: una probabilidad máxima admisible de colapso o una pérdida económica esperada máxima antes eventos inciertos futuros (Helmut Krawinkler et al., 2006).

Una parte importante de estas metodologías se orienta a la evaluación de daños y pérdidas en edificaciones, la cual se realiza mediante la estimación de los parámetros de demanda sísmica y en la descripción de diferentes estados de comportamiento asociados a alguno de los parámetros de demanda sísmica. En el caso del FEMA 356 (FEMA, 2000), los niveles de daño se tipifican con descripciones como “Operacional”, “Ocupación Inmediata”, “Seguridad a la Vida” y “Prevención del Colapso”, cuyos niveles especifican un valor admisible del principal parámetro que controla el daño en el elemento de interés. Estos niveles de servicio corresponden a estados de comportamiento de los elementos (fluencia, rotura o colapso) y se asocian a valores de daños cualitativos asignados con base a documentación y recopilación de pérdidas económicas ocasionadas por sismos, tsunamis, huracanes, entre otros. Así mismo, el ATC-40 (ATC, 1996) emplea estados de daño similares para elementos estructurales y no estructurales, incluyendo

algunos adicionales como “Control de Daños”, “Seguridad Limitada”, “Estabilidad Estructural”, “Amenaza Reducida” y “No Considerado”.

Por otro lado, publicaciones como las de Barbat et al. (1998; 2008) evalúan el daño y riesgo sísmico en zonas urbanas, respectivamente, mientras que otras como la de Barbat et al. (1996) simulan el daño sísmico en este mismo tipo de zonas. Otras publicaciones y documentos como el FEMA 156 (FEMA, 1994b) y el FEMA 157 (FEMA, 1995) presentan información detallada acerca de costos típicos de rehabilitación sísmica de edificaciones existentes, teniendo en cuenta variables como el nivel de daño, sistema estructural, área, entre otros.

Aunque las primeras propuestas del diseño basado en desempeño se hicieron en los años 1990, las metodologías modernas basadas en comportamiento están basadas en el reporte FEMA 273 (FEMA, 1997), en el documento posterior FEMA 356 (FEMA, 2000), y en el documento estándar ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014).

Información más específica sobre las metodologías mencionadas se puede encontrar en Melendez (2011), Bozorgnia & Bertero (2004), Chen & Scawthorn (2003) y Porter et al. (2001).

CAPÍTULO 3. PÉRDIDAS ECONÓMICAS MEDIANTE INTEGRACIÓN DE COSTOS DE REPARACIÓN DE COMPONENTES – PROPUESTA METODOLÓGICA

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presentan las bases conceptuales y metodológicas propuestas para la estimación de pérdidas económicas en edificaciones mediante la integración de los costos de reparación de componentes para efectos de la evaluación del riesgo sísmico. El desarrollo propuesto tiene aplicación principal en la evaluación del riesgo en portafolios amplios de edificaciones tales como las carteras de las compañías de seguros, las propiedades o edificaciones de responsabilidad de estados o gobiernos o el conjunto de edificaciones y construcciones de empresas o grupos privados. En este contexto y de manera más específica se pretende determinar las distribuciones de probabilidad de las pérdidas económicas que pueden llegar a presentarse en lapsos de tiempo determinados para un portafolio de edificaciones dado, como consecuencia de la eventual ocurrencia de eventos sísmicos futuros, integrando de manera racional las incertidumbres en dicha evaluación. Puesto que la frecuencia de los eventos catastróficos es particularmente baja, queda descartado el uso de modelos puramente empíricos y se recurre, por lo tanto, a la construcción de modelos probabilistas de riesgo.

La evaluación de pérdidas económicas involucra incertidumbres que no pueden despreciarse y deben propagarse a lo largo del proceso de cálculo. Las principales fuentes de incertidumbre están en la evaluación de los parámetros de amenaza sísmica en cada sitio determinado, en los parámetros de demanda que resultan de la modelación de la respuesta dinámica de la estructura, en los niveles de daño que se estiman para los componente expuestos y en los costos y tiempos de reparación o reposición de elementos afectados que resultan de la evaluación.

La evaluación de las pérdidas económicas en este contexto involucra las siguientes actividades principales:

- a) Evaluación de la amenaza sísmica: se realiza mediante un sistema que permite la evaluación semiautomática de la amenaza en cualquier ubicación geográfica de la zona de estudio incluyendo los efectos de la respuesta dinámica local de los depósitos de suelos. La amenaza se representa mediante un conjunto de eventos estocásticos o escenarios sísmicos, mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, cada uno con una frecuencia anual media de ocurrencia. Cada evento se caracteriza mediante la distribución espacial de parámetros que permiten construir la función de distribución de probabilidad de las intensidades producidas por su ocurrencia en diferentes ubicaciones geográficas dentro de un área de estudio.

- b) Conformación de la base de datos de exposición: corresponde al portafolio de edificaciones de análisis, el cual debe especificar la localización geográfica de cada una de las edificaciones, el valor económico total de reposición y las características y propiedades que permitan asignar a cada edificación una tipología característica con su respectiva función de vulnerabilidad.
- c) Evaluación de las pérdidas económicas para cada una de las edificaciones del portafolio: para cada edificación y para cada uno de los escenarios estocásticos de amenaza se debe valorar la función de distribución de las pérdidas económicas. Esto se realiza usualmente mediante la asignación de funciones de vulnerabilidad específicas de cada tipología y se utiliza para el efecto el parámetro de amenaza seleccionado evaluado en la ubicación geográfica de cada construcción según la amenaza sísmica.
- d) Evaluación de pérdidas económicas para el portafolio de edificaciones: consiste en estimar la función de distribución de las pérdidas económicas para cada escenario estocástico que define la amenaza sísmica. Se utilizan para el efecto las funciones de vulnerabilidad asignadas a cada una de las construcciones que conforman el portafolio de análisis según los tipos constructivos asignados. Como resultado del análisis de riesgo se obtiene la curva de excedencia de pérdidas, la pérdida máxima probable para diferentes periodos de retorno, la pérdida anual esperada para el portafolio de análisis, la pérdida esperada para un escenario específico o la pérdida probable para una probabilidad de excedencia determinada en un periodo de tiempo establecido (tiempo de exposición).

En este marco de referencia, la metodología general propuesta se enmarca en aplicaciones de evaluación probabilista del riesgo como el utilizado en la plataforma CAPRA (ERN-AL, 2011) o por metodologías similares como son HAZUS (FEMA, 2003) y GEM (2015).

3.2 FORMULACIÓN GENERAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO

3.2.1 Evaluación probabilista de la amenaza en el marco de los análisis de riesgo

La amenaza sísmica probabilista en el marco de los análisis de riesgo se representa mediante un conjunto de eventos estocásticos de análisis mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos que representan los rangos de posibles ubicaciones y magnitudes de eventos sísmicos en la zona de estudio, cada uno con una frecuencia media de ocurrencia (eventos por año). Cada evento se caracteriza por la distribución geográfica de una serie de parámetro de intensidad sísmica, PI , que permiten evaluar las respectivas funciones de distribución de probabilidad. Las intensidades sísmicas usualmente consideradas son la aceleración máxima a nivel del terreno, las aceleraciones espectrales para diferentes periodos estructurales, la velocidad

o el desplazamiento máximo del terreno. Para cada una de ellas es usual representar la variación geográfica del valor esperado y su varianza respectiva.

La amenaza sísmica puede expresarse como la probabilidad de exceder un valor determinado de un parámetro de intensidad sísmica, PI . De acuerdo con Kramer (1996) y McGuire (2004), la amenaza puede representarse mediante la siguiente ecuación basada en el teorema de la probabilidad total:

$$P[PI > pi] = P[PI > pi|X] * P[X] = \int P[PI > pi|X] f_x(x) dX \quad (\text{Ec. 3-1})$$

donde X es un vector de variables aleatorias que influyen el valor de PI .

En la mayoría de los casos y por simplicidad, los valores de X se limitan a la magnitud, M , y la distancia, R . Suponiendo que M y R son independientes, la probabilidad de excedencia del parámetro de intensidad puede escribirse como:

$$P[PI > pi] = \int \int P[PI > pi|m,r] f_M(m) f_R(r) dM dR \quad (\text{Ec. 3-2})$$

en donde $P[PI > pi|m,r]$ se obtiene a partir de una relación predictiva del parámetro de intensidad sísmica deseado que está en función de la distancia y la magnitud, y que incluye la propagación desde la fuentes hasta el sitio, los efectos de respuesta sísmica local en el sitio, los efectos topográficos y los efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura cuando estos sean relevantes. $f_M(m)$ y $f_R(r)$ son las funciones de distribución de probabilidad para la magnitud y distancia respectivamente.

En el análisis deben entonces considerarse las diferentes fuentes sísmicas cada una de las cuales se caracteriza con la siguiente ecuación:

$$v_i = \exp(\alpha_i - \beta_i m_o) \quad (\text{Ec. 3-3})$$

donde:

- v_i = tasa anual de excedencia de magnitudes mayores a m_o para cada una de las fuentes sísmicas
- α_i = coeficiente que representa el corte con las ordenadas en la correlación lineal entre el logaritmo de la tasa anual de excedencia y la magnitud
- β_i = coeficiente que representa la pendiente en la correlación lineal entre el logaritmo de la tasa anual de excedencia y la magnitud
- m_o = magnitud mínima de análisis

Para considerar las N_f fuentes sísmicas en el sitio de análisis cada una de las cuales cuenta en total con v_i eventos por año con magnitud mayor o igual a m_o , la tasa anual de excedencia para

diferentes valores del PI en cada ubicación geográfica, $\lambda_{PI}(PI)$, se puede escribir para efectos de integración numérica y considerando la subdivisión en N_M y N_R segmentos para la magnitud y distancia respectivamente, de la siguiente manera:

$$\lambda_{PI}(PI) = \sum_{j=1}^{N_f} \sum_{k=1}^{N_M} \sum_{l=1}^{N_R} \nu_i Pr[PI > pi|m_j, r_k] f_{Mj}(m_j) f_{Rk}(r_k) \Delta_m \Delta_r \quad (\text{Ec. 3-4})$$

donde:

- i = contador general
- j = contador para las fuentes sísmicas
- k = contador para el número de magnitudes consideradas
- l = contador para el número de distancias consideradas.
- N_f = número de fuentes sísmicas
- N_M = número de magnitudes consideradas
- N_R = número de distancias consideradas.
- N_e = número de eventos sísmicos considerados

La solución de esta ecuación que representa la amenaza sísmica en cada ubicación geográfica se puede plantear mediante un conjunto de N_e eventos estocásticos independientes cada uno con una frecuencia anual o probabilidad de ocurrencia. En este conjunto de eventos se incluyen los N_M eventos de diferente magnitud m_j y las N_R diferentes distancias fuente al sitio, r_k , para cada una de las fuentes sísmicas. La precisión del método de solución aumenta con el número de rangos de magnitudes y distancias considerados. De acuerdo con este planteamiento, para cada evento estocástico i , la probabilidad de excedencia del parámetro de intensidad toma la siguiente forma simple:

$$Pr[PI > pi|Evento i] = 1 - F_{PI|m,r}(pi) \quad (\text{Ec. 3-5})$$

en donde $F_{PI|m,r}(pi)$ corresponde a la función de probabilidad acumulada para el parámetro de intensidad, PI , dado un valor de magnitud m y un valor de distancia r , y que se obtiene, como se mencionó anteriormente, a partir de una relación predictiva del parámetro de intensidad sísmica. Mediante derivación directa de esta función se puede obtener la función de distribución del parámetro de intensidad, $f_{PI|m,r}(pi)$, o de manera simple, $f_{PI}(pi|Evento i)$.

Para efectos del análisis mediante escenarios, las tasas anuales de excedencia de magnitudes de cada fuente, ν_i , se distribuye de acuerdo con los rangos de frecuencias y magnitudes discretas seleccionadas para el análisis en cada fuente.

El manejo de la información que caracteriza la amenaza se realiza mediante sistemas de información geográfica por medio de capas en formato "raster". En particular para cada uno de los escenarios sísmicos de análisis se dispone de mapas con la distribución geográfica de los

parámetros que definen la función de probabilidad de la intensidad seleccionada, (PI), usualmente su valor medio y dispersión cuando se asume una distribución log-normal.

La Figura 3-1 presenta un mapa de valores esperados de las aceleraciones máximas del terreno en terreno firme para un escenario de análisis específico correspondiente a un sismo de magnitud 7.2 que ocurre en la Fuente Frontal de la Cordillera Oriental a unos 60 km de la ciudad sin incluir los efectos de sitio. También se presentan en la figura las funciones de distribución de probabilidad de las aceleraciones máximas del terreno en varios puntos seleccionados para efectos ilustrativos. Para el caso específico que se presenta, el modelo de amenaza cuenta con un total de 14,732 eventos estocásticos que representan la amenaza sísmica para todo el país. Estos resultados se han obtenido a partir del modelo de amenaza sísmica desarrollado para la ciudad de Bogotá (Colombia) y sus alrededores utilizando el programa de computador CRISIS (Ordaz et al., 2007).

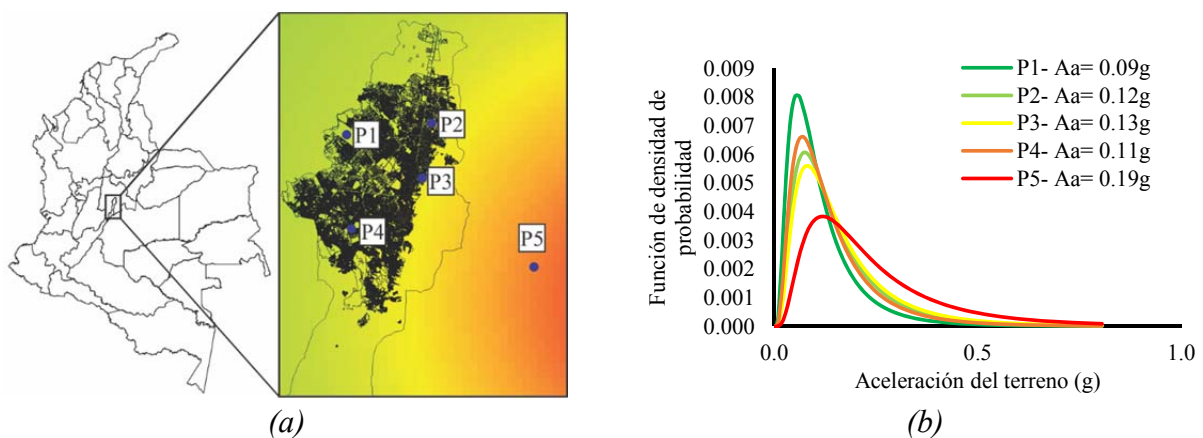


Figura 3-1 Modelo de amenaza sísmico de Bogotá – Colombia, Fuente Frontal de la Cordillera Oriental.

(a) Mapa de aceleraciones medias esperadas para escenario $M=7.2$, (b) Funciones de distribución de probabilidad de la aceleración máxima del terreno en puntos especificados

Los análisis de amenaza propuestos tienen las siguientes limitaciones:

- a) La representación de la amenaza para la modelación del riesgo se realiza de manera simplificada mediante mapas con la distribución geográfica de diferentes parámetros que permitan su descripción probabilista (incluyendo su incertidumbre).
- b) Los análisis de amenaza no incluyen efectos de amplificaciones geométricas, efectos de campo cercano, direccionalidad u otros efectos. No se consideran en estos análisis la interacción dinámica suelo-estructura ni la componente vertical del movimiento sísmico.
- c) El análisis sólo considera la amenaza sísmica directa a través de la vibración del terreno. No se incluyen otras fuentes de amenaza, como son: ruptura del terreno en zona de falla, deslizamientos, licuefacción, tsunamis y otras amenazas secundarias.

- d) Las amplificaciones sísmicas se tienen en cuenta de manera aproximada mediante funciones de transferencia simplificadas (relación de espectros de respuesta en superficie con respecto a los del basamento para diferentes niveles de intensidad sísmica) según la ubicación geográfica.
- e) La incertidumbre en la estimación de parámetros aumenta para altos periodos estructurales usualmente mayores a 2.0 seg.

3.2.2 Funciones de probabilidad para las pérdidas económicas en el marco de las evaluaciones de riesgo

El objetivo de la evaluación probabilista del riesgo sísmico es determinar la función de probabilidad de las pérdidas económicas o la probabilidad de excedencia de valores específicos de pérdida económica para un escenario de amenaza sísmica determinado. En el marco de la presente investigación la estimación de las pérdidas económicas se realiza para cada uno de los escenarios estocásticos definidos en la amenaza, de manera que la evaluación probabilista del riesgo se lleva a cabo mediante la integración de dichos resultados. De acuerdo con esto, conceptualmente la función de distribución de probabilidad de las pérdidas económicas en una edificación dada la ocurrencia de un evento i , se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$f_p(p|Evento_i) = \int_0^{\infty} f_p(p|PI) f_{PI}(pi|Evento_i) dPI \quad (\text{Ec. 3-6})$$

En la cual $f_p(p|PI)$ es la función de distribución de probabilidad de las pérdidas dada una intensidad sísmica determinada y $f_{PI}(pi|Evento_i)$ es la función de distribución de probabilidad del parámetro de intensidad sísmica para el evento i , y que está dado por el análisis de amenaza (ver numeral 3.2.1).

La ecuación 3-6 puede escribirse de la siguiente manera para expresar la probabilidad de excedencia de la pérdida p , dada la ocurrencia del evento i :

$$Pr(P > p|Evento i) = \int Pr(P > p|PI = pi) f_{PI}(pi|Evento i) dPI \quad (\text{Ec. 3-7})$$

El primer término del integrando, $Pr(P > p|PI = pi)$, es la probabilidad de que la pérdida exceda el valor p dado que la intensidad local es pi y se calcula con base en la función de distribución de las pérdidas para dicho nivel de intensidad. Los momentos estadísticos de estas funciones (media y varianza) y su variación con la intensidad sísmica se representan en la función de vulnerabilidad asignada a cada edificación.

Uno de los temas centrales de la presente investigación consiste en desarrollar una metodología que permita evaluar de manera detallada y rigurosa el término $Pr(P > p|PI)$, el cual representa la función de vulnerabilidad para tipos constructivos característicos de edificaciones.

La formulación del método propuesto se basa en los fundamentos de los métodos de evaluación del comportamiento de edificaciones y de la evaluación de daños e integra elementos de las propuesta previas por parte de Porter y Kiremidjian (2001), Miranda (2001), Cornell y Krawinkler (2000), Krawinkler (2002), Deierlein et al. (2003) y el FEMA P-58 (FEMA, 2012). Para el cálculo de la pérdida y su incertidumbre deben evaluarse una serie de variables como son los parámetros de intensidad sísmica, los parámetros de demanda sísmica sobre los componentes expuestos, los estados de daño de los diferentes componentes y los costos de reparación correspondientes.

Considerando que cada función de vulnerabilidad representa el comportamiento de una edificación característica y, por lo tanto, en el análisis de riesgo dichas edificaciones tendrán diferentes ubicaciones, para su evaluación se consideran familias de acelerogramas que representen los posibles eventos sísmicos que pueden llegar a presentarse en sitios con clases de suelos representativos. La incertidumbre en la amenaza considera entonces la variación que se presenta en las familias de señales seleccionadas. De cada señal se obtiene un parámetro de amenaza o de intensidad sísmica, usualmente $Sa(T_1)$, que corresponde a la aceleración espectral para el periodo de vibración fundamental de la estructura T_1 , parámetro que permite relacionar el daño esperado y su incertidumbre con la amenaza previamente establecida. La selección del parámetro $Sa(T_1)$ para controlar las pérdidas tiene en cuenta lo siguientes:

- Representa de manera adecuada la variación de las intensidades sísmicas teniendo en cuenta el periodo estructural.
- Permite tener en cuenta de manera adecuada los efectos de amplificación del subsuelo para varios periodos estructurales.

Considerando que la presencia de depósitos de suelo blando genera amplificaciones variables para los diferentes periodos estructurales de vibración, no se recomienda utilizar la aceleración máxima del terreno Aa (o PGA o cualquiera de sus variaciones) como parámetro de control de la intensidad sísmica ya que este no es sensible a estos efectos y se perdería por lo tanto control sobre la respuesta dinámica de edificaciones en este aspecto.

Para cada señal de análisis, que representaría un valor dado de PI (parámetro de intensidad sísmica), se calcula un vector de parámetros de demanda sísmica, PDS , que definen la respuesta sísmica de la edificación y que permiten estimar el daño. Algunos ejemplos de parámetros de demanda sísmica son la aceleración absoluta máxima en cada uno de los pisos, las derivas máximas de entrepiso, las rotaciones inelásticas en puntos específicos de elementos estructurales, y los cortantes máximos en elementos específicos. Estos parámetros se calculan idealmente mediante métodos de respuesta dinámica no lineal que deben incluir en lo posible los efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura y el eventual efecto de los elementos no estructurales, cuando estos afecten el comportamiento sísmico esperado de la edificación. El

resultado de este análisis se expresa mediante la función $F_{PDS}(PDS > pds_i | PI = pi_i)$ que define la probabilidad que PDS exceda un valor específico pds_i dado un parámetro de intensidad, pi_i . Para cada valor específico del parámetros de demanda sísmica, PDS , es necesario estimar una medida o estado de daño ED que se expresa mediante la función $F_{ED}(ED > ed_i | PDS = pds_i)$ la cual representa la probabilidad de que el estado de daño ED sea superior a un estado determinado ed_i , dado que el parámetro PDS toma un valor específico igual a pds_i . Las funciones $F_{ED}(ED > ed_i | PDS = pds_i)$ corresponden a las funciones de fragilidad de los componentes para los diferentes estados de daño predeterminado, ed_i . Finalmente para cada estado de daño se requiere definir una función $F_P(P > p_i | ED = ed_i)$ que representa la probabilidad de que el costo de reparación P de un componente dado sea mayor a un valor dado p_i dado que el estado de daño corresponde a ed_i . Las funciones F_{PDS} , F_{ED} y F_P se evalúan con las funciones f_{pds} , f_{ED} y f_P que corresponden a las funciones de distribución de probabilidad de cada una de las variables aleatorias FDS , ED y P respectivamente (ver ecuación 3-5).

El procedimiento planteado para evaluar las pérdidas económicas está basado en los métodos de análisis por desempeño y se puede expresar matemáticamente mediante la siguiente ecuación general:

$$Pr(P > p_i | PI) = \int \int Pr(P > p_i | ED = ed_i) * f_{ED}(ED | PDS = pds_i) * f_{PDS}(PDS | PI = pi_i) dED dPDS \quad (\text{Ec. 3-8})$$

donde:

$Pr(P > p_i | ED = ed_i)$ = es la probabilidad que la pérdida económica (o costo de reparación) P sea mayor a un valor dado p_i dado que se presenta el estado de daño ed_i ,

$f_{ED}(ED | PDS = pds_i)$ = es la función de distribución probabilidad del estado de daño dado un valor del parámetro de demanda sísmica pds_i

$f_{PDS}(PDS | PI = pi_i)$ = es la función de distribución de probabilidad del parámetro de demanda sísmica dado que se presenta una intensidad sísmica pi_i

El análisis se realiza para un conjunto de N_{SS} señales sísmicas preseleccionadas representativas de diferentes clases de suelo y para intensidades crecientes de cada señal.

La anterior ecuación supone que las variables intermedias (PDS y ED) se seleccionan de manera que la información condicional no debe llevarse más adelante, es decir, que dado un PDS , los ED y las pérdidas P son condicionalmente independientes de la amenaza sísmica a través del PI . De otra manera, la variable PI debería aparecer después del PDS en el primer factor, así $f_{ED}(ED | PDS, PI)$. Así por ejemplo, el PDS se debe seleccionar de manera que los ED y las P no varíen igualmente con la intensidad, una vez se especifica el PDS . Similarmente, el PI se debe seleccionar de manera que una vez este se seleccione, los parámetros de la respuesta dinámica,

PDS , no se vea influenciada por la magnitud y la distancia del evento sísmico, variables que ya están involucradas en la determinación de la amenaza sísmica. Esto último tendría incidencia en la selección de los registros para los análisis (Cornell & Krawinkler, 2000).

Para efectos de aplicar la ecuación 3-8, la probabilidad que el componente n esté en el estado de daño ed_i dado que el componente está sometido a una demanda $PDS=pds_j$ se calcula como:

$$P(ED_i = ed_i | PDS_j = pds_j) = P(ED_i > ed_i | PDS_j = pds_j) - P(ED_{i+1} > ed_{i+1} | PDS_j = pds_j) \text{ (Ec. 3-9)}$$

en donde $P(ED_i > ed_i | PDS_j = pds_j)$ corresponde a la probabilidad que el componente k esté en un estado de daño superior a ed_i dado que el parámetro de demanda sísmica toma un valor de pds_j y $P(ED_{i+1} > ed_{i+1} | PDS_j = pds_j)$ es la probabilidad que el componente k esté en un estado de daño superior a ed_{i+1} . Las funciones $P(ED_i > ed_i | PDS_j = pds_j)$ corresponden a las funciones de fragilidad para el estado de daño ed_i para el componente k como una función de PDS .

La Tabla 3-1 resume de manera esquemática los parámetros que se tienen en cuenta en la metodología propuesta.

Tabla 3-1 Parámetros para la formulación de la metodología para determinar las funciones de vulnerabilidad

Parámetro de análisis	Variable	Descripción	Distribución de probabilidad	Tipo de función
Amenaza sísmica a través de un parámetro de intensidad	PI	- Aceleración espectral para el periodo fundamental de vibración del edificio, $Sa(T_i)$	Determinista, depende de la señal de análisis seleccionada	Parámetro de entrada a la función
Parámetro de demanda sísmica	PDS	- Derivas máximas de entrepiso. - Aceleración absoluta máxima en pisos. - Rotaciones inelásticas en rótulas plásticas. - Fuerzas cortantes máximas en elementos	Log-normal	Continua y creciente con la intensidad sísmica
Estados de daño	ED	Una función para cada estado de daño	Log-normal	Discreta ente estados de daño
Pérdida económica o costo de reparación	P		Log-normal o Beta	Continua y creciente con el estado de daño

3.2.3 Pérdidas económicas totales en edificaciones

La estimación de las pérdidas totales en una edificación al verse sometida a un evento sísmico determinado se calcula como la suma de los costos directos de reparación o reposición y de los costos indirectos debidos a la interrupción del funcionamiento. Los costos directos se estiman a su vez como la suma de los costos de reparación o reposición los componentes estructurales, los no estructurales y los contenidos que se vean afectados para cada intensidad de análisis. De acuerdo con esto las pérdidas totales en una edificación dada sometida a un evento sísmico se puede calcular como la suma de las pérdidas directas, P_D , y las pérdidas indirectas o debidas a la interrupción del funcionamiento, P_I , modificada a partir de Krawinkler y Miranda (2004) y de una propuesta previa de Porter y Kiremidjian (2001):

$$P_T = P_D + P_I \quad (\text{Ec. 3-10})$$

donde:

P_D = corresponde a las pérdidas directas que se calculan con base en los costos estimados de reparación-reposición de los diferentes componentes afectados, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$P_D = \sum_{n=1}^{N_c} P_n \quad (\text{Ec. 3-11})$$

P_n = es una variable aleatoria que representan el costo directo de reparación o reposición en el componente n

N_c = es el número total de componentes con posible afectación en la edificación (estructurales, no estructurales y contenidos).

Por otro lado, P_I corresponde al costo asociado a la interrupción del funcionamiento o lucro cesante que se estima con base en el tiempo estimado que toma la reparación o reposición de la edificación desde el momento de ocurrencia del evento en la cual debe desalojarse la edificación y el costo por unidad de tiempo de reposición de la edificación (costo de arrendamiento de un bien equivalente durante el tiempo que debe mantenerse desalojada).

3.2.4 Solución de la ecuación de pérdidas económicas

La solución de las ecuaciones 3-8 y 3-10 se plantea por métodos numéricos recurriendo a una simulación de Monte Carlo con un gran número de realizaciones. De acuerdo con esto, el procedimiento de solución propuesto es el siguiente:

- a) Seleccionar el conjunto de señales de análisis que representen la amenaza en el sitio de interés. El análisis se realiza para intensidades crecientes de cada una de las N_{SS} señales sísmicas representativas. La intensidad de la señal se caracteriza mediante algún parámetro

de intensidad, PI , como la aceleración máxima o la aceleración espectral para el periodo de vibración natural de la edificación, o cualquier otro.

- b) Llevar a cabo la solución de la respuesta dinámica no lineal de la edificación para cada señal y cada intensidad sísmica de análisis con métodos aproximados o detallados y determinar vectores de parámetros de demanda sísmica de la edificación.
- c) Generar mediante números aleatorios, N_{PDS} valores del conjunto de parámetros de demanda sísmica que representen la distribución de probabilidades de PDS .
- d) Para cada uno de los componentes de la edificación, N_C susceptibles de daño, seleccionar el parámetro de demanda sísmica que mejor correlación presente con los daños, PDS , y según esto:
 - o Generar mediante números aleatorios, N_{ED} posibles estados de daño que representen la distribución de probabilidad de ED .
 - o Establecer el número de componentes afectados para efectos de estimar los costos de reparación teniendo en cuenta el número esperado de reparaciones a realizar.
 - o Generar mediante números aleatorios, N_P posibles valores de costos de reparación que representen la distribución de probabilidad de P .
 - o Para cada realización, estimar los costos y los tiempos de reparación de cada componente.
 - o Totalizar los costos de reparación para cada realización.
 - o Estimar el tiempo de reparación para cada realización con algún supuesto de organización y cronograma en los trabajos de reparación.
- e) Obtener la distribución de probabilidad de las pérdidas económicas directas para cada nivel de intensidad sísmica, PI , y determinar los parámetros que definen dicha función.
- f) Obtener la distribución de probabilidad de los tiempos de interrupción del funcionamiento o de reparación, para cada nivel de intensidad sísmica, PI , y determinar los parámetros que definen dicha función.
- g) Obtener la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas totales como la distribución de probabilidad de los costos totales directos y por interrupción del funcionamiento para cada nivel de intensidad sísmica, PI . Los costos de interrupción de funcionamiento se obtienen para cada realización de análisis como el tiempo de reparación por el costo por unidad de tiempo de reposición de la edificación.

El vínculo final entre el modelo de amenaza y las funciones de vulnerabilidad es el parámetro de intensidad sísmica, PI , que se seleccione como parámetro de entrada a la función de vulnerabilidad. En el análisis de amenaza debe entonces determinarse dicho parámetro a partir de

la función de distribución definida para el mismo de acuerdo con lo explicado en el numeral 3.2.1.

3.2.5 Pérdidas por derivas residuales excesivas

Las derivas residuales excesivas en una edificación es un parámetro fundamental para definir si la edificación es o no reparable luego de la ocurrencia de un evento sísmico intenso. Este parámetro puede determinarse analíticamente para cualquiera de los pisos de la edificación o para la placa de cubierta con respecto a la altura total de la edificación, evaluando directamente los desplazamientos residuales de los análisis de respuesta dinámica contra el tiempo. La Figura 3-2 tomada de Ramirez & Miranda (2012), representa la probabilidad de demolición de un edificio que no ha colapsado como función de la deriva de entrepiso residual máxima en el edificio.

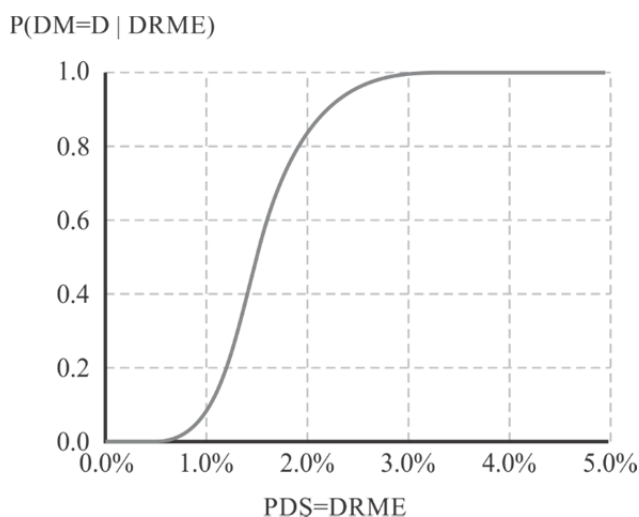


Figura 3-2 Probabilidad de tener que demoler un edificio que no ha colapsado como función de la máxima deriva residual de entrepiso en el edificio. PDS, parámetro de demanda sísmica; DRME, deriva residual máxima de entrepiso (adaptada de Ramirez & Miranda (2012))

La anterior figura indica que para una deriva residual máxima de entrepiso, $DRME$, del 1.5%, la probabilidad de demoler el edificio será del 50%, mientras que para una deriva residual máxima de más del 2.5% en la mayoría de los casos se decidiría por una demolición. Para estos altos niveles de deriva residual, el costo de reparación de la edificación resulta excesivamente alto y desde el punto de vista técnico la reparación de la estructura sería en general inviable.

La metodología de análisis propuesta involucra esta variable en el análisis de manera determinista, manteniendo la posibilidad de evaluar la sensibilidad de los resultados finales ante variaciones de esta. Mediante la especificación de un valor de deriva residual de referencia, se supone que el costo de reparación de la edificación será del 100% del valor de reposición asignado una vez dicho valor sea sobrepasado en un piso cualquiera de la edificación para el

nivel de intensidad de cada paso del análisis. El rango de valores de deriva residuales por piso a partir de los cuales se optaría por una demolición estaría en general entre el 1% y 3%.

3.2.6 Funciones de distribución de probabilidad para las pérdidas

Las funciones de distribución de probabilidad más utilizadas para representar la distribución de las pérdidas económicas, p , dado un parámetro de intensidad específico son la log-normal y la Beta.

3.2.6.1 Función log-normal

Para la función log-normal, las pérdidas toman la siguiente forma:

$$F_P(p|PI_i) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PI}} \ln \left(\frac{p}{\bar{p}_{PI}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 3-12})$$

en donde \bar{p}_{PI} es la mediana de la pérdida para cada nivel del parámetro de intensidad sísmica, β_{PI} es la dispersión de la función y Φ es la distribución normal estándar acumulada.

La función de vulnerabilidad queda representada entonces, en el caso de la función log-normal, por el conjunto de valores medios y de dispersión para la función de distribución de pérdidas para las diferentes intensidades sísmicas.

3.2.6.2 Función Beta

Para la función Beta, las pérdidas toman la siguiente forma (ERN-AL, 2011):

$$f_{P|PI_i}(p) = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a)\Gamma(b)} p^{a-1}(1-p)^{b-1} \quad (\text{Ec. 3-13})$$

donde a y b son parámetros que pueden calcularse a partir de la media y el coeficiente de variación del daño, $C(p)$, de la siguiente manera:

$$a = \frac{1-E(p|PI_i)-E(p|PI_i)C^2(p)}{C^2(p)} \quad (\text{Ec. 3-14})$$

$$b = a \left[\frac{1-E(p|PI_i)}{E(p|PI_i)} \right] \quad (\text{Ec. 3-15})$$

donde $C^2(p)$ se calcula como:

$$C^2(p) = \frac{\sigma_p^2(p|PI_i)}{E^2(p|PI_i)} \quad (\text{Ec. 3-16})$$

donde $\sigma_p^2(p|PI_i)$ es la varianza de la pérdida.

La función de vulnerabilidad queda representada en este caso por el conjunto de valores medios y de varianza de las funciones de distribución de pérdidas para las diferentes intensidades sísmicas.

3.2.7 Consideraciones con respecto a la incertidumbre en los análisis y validación de resultados

Se plantean las siguientes consideraciones con respecto a la incertidumbre en los análisis:

- a) La incertidumbre en las señales que representan la amenaza sísmica para efectos de la respuesta dinámica de los tipos constructivos representativos se considera mediante un número limitado de señales reales registradas en diferentes condiciones de subsuelo.
- b) La incertidumbre en la estimación de parámetros de demanda depende del modelo que se utiliza para su evaluación y de la capacidad que se tenga para predecir la respuesta dinámica de una edificación mediante modelación analítica.
- c) La incertidumbre en la estimación de los estados de daño depende del nivel de conocimiento que se tenga respecto a la respuesta sísmica de los diferentes componentes de la edificación.
- d) La incertidumbre en la estimación de costos depende de la experiencia que se tenga en la realización de estos estimativos y en variables externas como ubicación específica, condiciones del mercado, condiciones macroeconómicas y otros.
- e) La validación de la metodología y los productos se lleva a cabo mediante las siguientes medidas de control de calidad:
 - a. Revisión de resultados de evaluación del riesgo en diferentes proyectos de aplicación.
 - b. Revisión de casos de referencia de evaluación de daños en edificaciones y su respectiva valoración de costos de reparación.
 - c. Calibración de los modelos de comportamiento estructural ante condiciones dinámicas inelásticas con múltiples registros de ensayos de laboratorio publicados.
 - d. Validación y comparación de resultados con publicaciones similares recientes, como son: los proyectos HAZUS (FEMA, 2003) y CAPRA (ERN-AL, 2011).

- e. Validación con metodologías que representan el estado del arte en Ingeniería Basada en Desempeño (H Krawinkler & Miranda, 2004).

3.2.8 Representación del riesgo de pérdidas económicas

El riesgo de pérdidas económicas para una edificación individual o un conjunto de edificaciones puede expresarse en términos de la curva de excedencia de pérdidas, de la pérdida anual esperada, de la curva de pérdida máxima probable (*PML*) para diferentes periodos de retorno, de la probabilidad específica de excedencia de una pérdida económica determinada en un lapso de tiempo definido o de las pérdidas esperadas para escenarios sísmicos específicos. A continuación se presenta la formulación general de las diferentes posibles representaciones del riesgo con base en lo presentado en (ERN-AL, 2011).

3.2.8.1 Curva de excedencia de pérdidas

El riesgo sísmico se representa de manera adecuada mediante la curva de pérdidas (loss curve) que especifica las frecuencias anuales con que se exceden valores especificados de pérdidas económicas (también puede representar otras medidas del riesgo como son los tiempos de reparación, las pérdidas humanas o cualquier otra variable de impacto). La frecuencia anual de excedencia se conoce también como tasa anual de excedencia, y puede calcularse mediante la siguiente ecuación (modificada con base en lo presentado en (Cardona et al., 2014; CIMNE et al., 2013):

$$v(p) = \sum_{i=1}^{Eventos} \Pr(P > p | Evento_i) F_A(Evento_i) \quad (Ec. 3-17)$$

en donde $v(p)$ es la tasa anual de excedencia de la pérdida p y $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i , mientras que $\Pr(P > p | Evento_i)$ es la probabilidad de que la pérdida sea superior a p , dado que ocurrió el i -ésimo evento y se determina usando la función de probabilidad de la pérdida para la intensidad del evento i . La suma en la ecuación anterior se hace para todos los eventos potencialmente dañinos. El inverso de $v(p)$ es el periodo de retorno de la pérdida p .

La curva de pérdidas contiene toda la información necesaria para describir en términos de probabilidad el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas.

Como se indicó anteriormente, la curva calculada aplicando la ecuación 3-17 tiene toda la información necesaria para caracterizar el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas. Sin embargo, en ocasiones es impráctico utilizar una curva completa, por lo que conviene utilizar estimadores puntuales del riesgo que permitan expresarlo con un solo número.

3.2.8.2 Pérdida anual esperada (PAE)

Se trata del valor esperado de la pérdida anual. Es una cantidad importante puesto que indica, por ejemplo, que si el proceso de ocurrencia de eventos dañinos fuera estacionario de aquí a la eternidad, su costo equivaldría a haber pagado la *PAE* anualmente. Por tanto, en un sistema simple de seguro, la pérdida anual esperada sería la prima pura anual justa. La *PAE* puede obtenerse por integración de $v(p)$ o mediante la siguiente expresión:

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{Eventos} E(P|Evento_i) F_A(Evento_i) \quad (Ec. 3-18)$$

en donde $E(P|Evento_i)$ es el valor esperado de la pérdida en el evento y corresponde a la suma de valores esperados de pérdida de todas las edificaciones del portafolio.

3.2.8.3 Pérdida máxima probable (PML por las iniciales en inglés de Probable Maximum Loss)

Se trata de una pérdida que ocurre poco frecuentemente, es decir, que está asociada a un periodo de retorno muy largo (o, alternativamente, a una tasa de excedencia muy baja) y se obtiene directamente de la curva de excedencia de pérdida. No existen estándares universalmente aceptados para definir qué quiere decir “poco frecuentemente”. De hecho, la elección de un periodo de retorno u otro para tomar cierta decisión depende de la aversión al riesgo de quien la está tomando. En la industria aseguradora, por ejemplo, los periodos de retorno utilizados para definir la *PML* varían usualmente entre 100 y 1500 años.

3.2.8.4 Probabilidad de excedencia de valores de pérdida

La curva de pérdidas, $v(p)$, calculada con la ecuación 3-17 indica con qué frecuencia ocurrirán eventos que producirán pérdidas iguales o superiores a una pérdida dada, p . Si se supone que el proceso de ocurrencia de eventos en el tiempo obedece a un proceso de Poisson, entonces es posible calcular la probabilidad de que la pérdida p sea excedida en un lapso de tiempo t , es decir, en los próximos t años de exposición, con la siguiente expresión:

$$Pe(p, t) = 1 - e^{-v(p)t} \quad (Ec. 3-19)$$

donde:

$Pe(p, T)$ es la probabilidad de que la pérdida p sea excedida en los próximos t años.

3.2.8.5 Evaluación para escenarios específicos

La evaluación probabilista de riesgo se realiza normalmente para el conjunto completo de escenarios especificados en la evaluación de la amenaza. Sin embargo, si así se desea, la evaluación puede realizarse para un solo escenario (uno solo de los sumandos en la ecuación 3-17). Si se hace que la frecuencia anual de ocurrencia de este escenario sea 1, la aplicación de la ecuación 3-17 conduciría a las probabilidades de excedencia (ya no frecuencias anuales de excedencia) de valores de pérdida p , dado que el escenario en cuestión ocurrió.

Para la selección del escenario de análisis es usual considerar uno de los siguientes:

- El escenario más crítico o sea el que produce las máximas pérdidas esperadas.
- El escenario que mayor participación tiene en el riesgo, medido como la pérdida anual esperada: corresponde al escenario con mayor valor en $E[P|Evento_i] * F_A(evento_i)$ expresión en la cual $E[P|Evento_i]$ es el valor esperado de la pérdida para el evento i , y $F_A(evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia de dicho evento.
- Un escenario con una probabilidad anual de ocurrencia determinado asociada a una fuente sísmica específica (por ejemplo, el escenario con un período de retorno de 200 años en la fuente sísmica A).
- Un escenario que produce una pérdida económica correspondiente a la pérdida con un periodo de retorno dado (por ejemplo, el que produce una pérdida económica para un período de retorno de 500 años, la cual se obtiene de la curva de PML).

3.3 IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

La implementación de la metodología propuesta para la evaluación de las funciones de vulnerabilidad en términos de pérdidas económicas para el análisis del riesgo sísmico incluye los módulos básicos que se ilustran en la Figura 3-3.

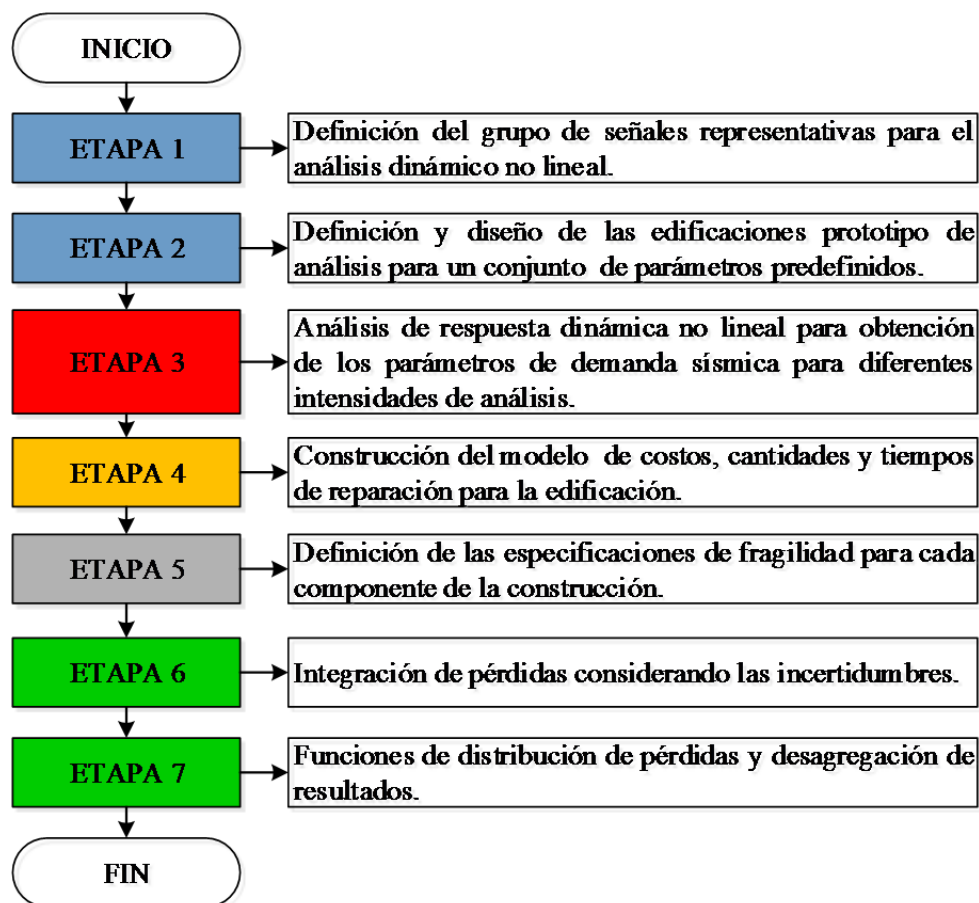


Figura 3-3 Metodología propuesta para evaluación de funciones de vulnerabilidad sísmica

La Figura 3-4 indica los módulos principales que comprenden la metodología.

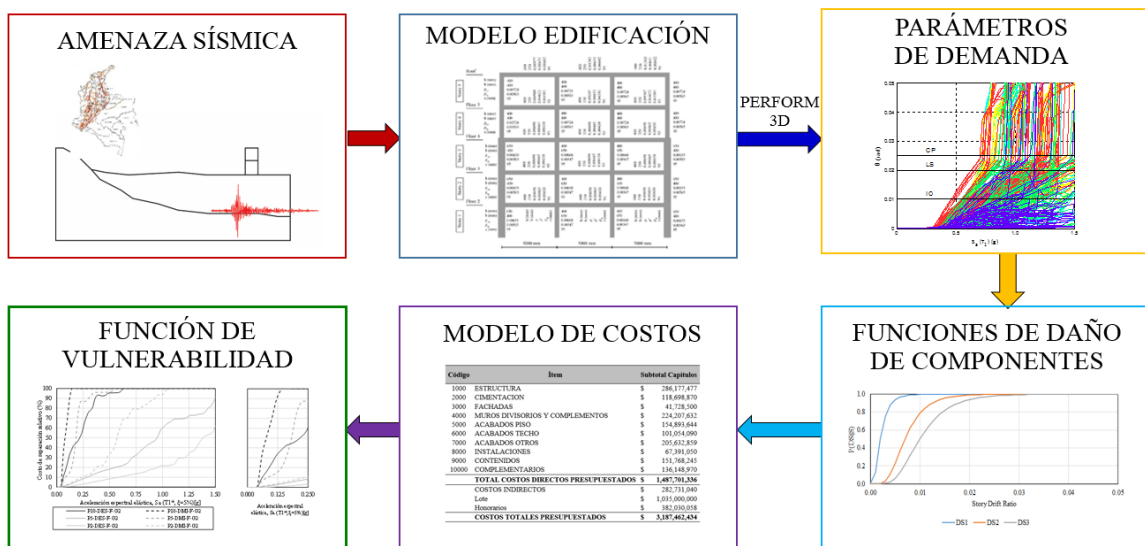


Figura 3-4 Esquema descriptivo de la metodología para la construcción de funciones de vulnerabilidad sísmica

A continuación se presenta la descripción de cada una de las etapas propuestas para la evaluación de funciones de vulnerabilidad, las cuales se desarrollan en los siguientes numerales de este capítulo.

- a. Etapa 1- Definición del grupo de señales representativas para el análisis dinámico no lineal: se definen las señales sísmicas para el análisis dinámico no-lineal de las edificaciones prototipo. Las señales sísmicas corresponden a registros acelerográficos que permitan tipificar la respuesta sísmica con tipos de suelo pre-establecidos. El conjunto de señales seleccionadas debe representar el nivel de incertidumbre en la amenazas sísmica. Una vez definidas las señales sísmicas, el parámetro para el escalamiento de cada una de las señales es la aceleración espectral elástica para el periodo fundamental en la dirección de análisis, $S_a(T_1)$. La metodología de selección de señales se presenta en el numeral 3.4.
- b. Etapa 2 - Definición y diseño de las edificaciones prototipo de análisis para un conjunto de parámetros predefinidos: se diseñan una serie de edificaciones prototipo utilizando una normativa de referencia y se calculan las propiedades de los parámetros inelásticos de los componentes estructurales principales. La metodología empleada para el diseño y especificación de las edificaciones prototipo de análisis se discute en el numeral 3.5.
- c. Etapa 3 - Análisis de respuesta dinámica no lineal para obtención de los parámetros de demanda sísmica para diferentes intensidades de análisis: se realiza el análisis de respuesta dinámica no-lineal en software libre o comercial de cada tipología de edificación con el fin de obtener los parámetros de demanda sísmica, PDS , como son las derivas máximas de entrepisos, las aceleraciones absolutas máximas en cada piso, las rotaciones inelásticas máximas en los puntos probables de plastificación, las derivas residuales máximas de entrepiso, las fuerzas cortantes máximas en elementos estructurales representativos y cualquier otra. Para el manejo de información se genera una base de datos de PDS asociados a la respuesta dinámica no-lineal de la edificación. El procedimiento para determinar los parámetros de demanda se presenta en el numeral 3.5.
- d. Etapa 4 - Construcción del modelo de costos, cantidades y tiempos de reparación para la edificación: se construye un modelo que incluye los componentes susceptibles a sufrir daño en cada uno de los pisos de la edificación. Se incluyen componentes estructurales, no estructurales y contenidos. Se realiza una estimación de los costos de la edificación que incluye tanto una valoración económica a nuevo del edificio (análisis tipo “top-down”) como la valoración económica de las reparaciones para los diferentes niveles de daño posibles (análisis tipo “bottom-up”) para cada uno de los componentes que conforman la edificación. El análisis se realiza para cada uno de los pisos de la edificación. También se estiman los tiempos de reparación para los diferentes niveles de daño planteados. La descripción completa del modelo de cantidades, costos y tiempos de reparación se presenta en el numeral 3.6.

- e. Etapa 5 - Definición de las especificaciones de fragilidad para cada componente de la construcción: se integran las especificaciones de fragilidad para cada uno de los componentes que conforman la edificación incluyendo elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Las especificaciones de fragilidad incluyen una descripción del componente, la descripción de los posibles estados de daño, la interrelación lógica entre estados de daño, el parámetro de demanda utilizado para establecer la ocurrencia de un determinado estado de daño, las funciones de fragilidad de costos y tiempos de reparación/reposición para cada estado de daño y una calificación de la calidad de la información contenida. Las especificaciones de fragilidad de los tipos de componentes para las edificaciones de análisis se presenta en el numeral 3.7.
- f. Etapa 6 - Integración de pérdidas considerando las incertidumbres: se realiza la integración de las pérdidas de cada uno de los componentes para los diferentes niveles de intensidad en cada una de las señales. El análisis utiliza una simulación tipo Monte Carlo que permite obtener la distribución de las pérdidas para cada nivel de intensidad considerando las incertidumbres en todas las fases del análisis. La metodología para la integración de las pérdidas se presenta en el numeral 3.8.
- g. Etapa 7 – Funciones de distribución de pérdidas y desagregación de resultados: con base en los resultados de los análisis para un gran número de realizaciones se evalúan los parámetros que mejor representan las funciones de distribución de pérdidas para el rango completo de intensidades sísmicas de análisis. Las funciones de vulnerabilidad se expresan mediante dichos parámetros (valores medios y la dispersión) en términos de las pérdidas económicas directas, de los tiempos de interrupción del funcionamiento de la edificación y de las pérdidas económicas totales (las directas más las debidas a la interrupción del funcionamiento). La metodología propuesta para el pos-procesamiento de información se presenta en el numeral 3.8.

3.4 SELECCIÓN DE SEÑALES SÍSMICA PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA

3.4.1 Generalidades

Para efectos de estimar los parámetros de demanda sísmica y su incertidumbre mediante métodos de análisis dinámicos, se identifican un conjunto de señales sísmicas de aceleración que representen la amenaza sísmica en un sitio determinado. El conjunto de señales debe representar de manera adecuada las posibles variaciones en intensidad, contenido frecuencial y duración, con el fin de establecer dichos parámetros con un cierto nivel de confianza y eficiencia. El análisis de vulnerabilidad se realiza para el conjunto de señales y la representación de la misma se asocia a un parámetro seleccionado de amenaza sísmica. En general, uno de los aspectos claves para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de componentes de infraestructura, consiste en

seleccionar los parámetros de intensidad de la amenaza sísmica que lleven a la predicción de parámetros de demanda sísmica con menos dispersión.

Diferentes referencias (Shome et al., 1998), plantean que la aceleración espectral para el periodo de vibración estructural en el modo fundamental de la estructura, $Sa(T_1)$, es un parámetro eficiente y que presenta buena correlación con el daño, aunque es un tema en el que se mantiene un debate continuo (Ay & Akkar, 2012; Baker & Cornell, 2005; Luco & Cornell, 2007).

Para la estimación de una función de vulnerabilidad se hace necesario plantear diferentes grupos de señales con el fin de evaluar los valores medios y las dispersiones en las medidas de daño que se obtienen con cada uno de estos grupos, por ejemplo señales de campo cercano o lejano, en suelo firme o suelo blando, o más general para todo un grupo de señales que cubran las diferentes posibles condiciones de exposición de la estructura real que se analiza. De esta manera, las funciones de vulnerabilidad a asignar a una edificación específica, dependerá no solo de las características constructivas y estructurales de la edificación, sino también de su entorno sísmico y condiciones de suelo locales. En la medida que sea posible especificar con mayor grado de detalle las condiciones sismo-geotécnicas en que se encuentra una construcción determinada, se podrá entonces especificar una función de vulnerabilidad con un menor grado de incertidumbre. Cuando no exista información al respecto, la función de vulnerabilidad a asignar tendrá que ser aquella que considere todas las posibles fuentes sísmicas y condiciones locales de suelo, lo cual se traducirá claramente en una mayor incertidumbre en la vulnerabilidad.

3.4.2 Grupos de señales para el análisis y parámetros principales

Considerando que el objetivo del presente análisis se centra en la estimación de daños en las edificaciones desde la aparición desde las primeras fisuras hasta llegar al colapso, se hace necesario seleccionar señales de relativa alta intensidad y que sean generadas por sismos de magnitudes relativamente altas. Para la selección de señales se utiliza la base de datos PEER (2006).

Los criterios generales utilizados para la selección de las señales deben incluir los siguientes parámetros:

- Magnitud mínima.
- Aceleración pico efectiva y velocidad pico efectiva mínimas.
- Selección de un máximo número de registros de un mismo evento, seleccionando principalmente aquellos de mayor *PGV* (Peak Ground Velocity).
- Frecuencia máxima útil < 0.25 Hz para garantizar la inclusión del contenido bajo en frecuencias.
- Sismos generados en fallas compatibles con el ambiente sismotectónico en que se ubican las edificaciones a analizar.

- Señales de campo libre.

Una vez preseleccionadas las señales con los anteriores criterios y con el fin de seleccionar diferentes grupos para diferentes consideraciones sismo-geotécnicas, se sub-clasifican las señales anteriores de acuerdo con la clasificación de los tipos de suelos se utilizan los criterios establecidos por FEMA (2009b). Adicionalmente se puede observar en la Tabla C-4 (FEMA, 2005) la cual representa el grupo de señales en suelo blando.

Para efectos de la presente investigación se seleccionan tres grupos principales de señales con el fin de evaluar la sensibilidad de los resultados ante variaciones por este concepto:

- a. Grupo *G1*: suelos Tipo C - señales registradas en suelos muy densos o roca blanda con velocidades de onda de corte superficiales en el orden de 360 m/seg y 760 m/seg.
- b. Grupo *G2*: suelos Tipo D - señales registradas en suelos rígidos con velocidades de onda de corte superficiales entre 180 m/seg y 360 m/seg.
- c. Grupo *G3*: suelos blandos específicos - señales registradas en roca y procesadas analíticamente en un modelo de respuesta dinámica no lineal de un depósito de suelo específico.

3.4.3 Señales en condiciones de suelo específicas

Cuando se presentan condiciones particulares de suelo que deseen estudiarse, es posible utilizar métodos analíticos de respuesta dinámica no lineal de los suelos para efecto de encontrar señales compatibles en superficie. Para ilustrar este procedimiento, en el presente caso se selecciona una ubicación particular en la ciudad de Bogotá que corresponde a la ubicación de las oficinas del Servicio Geológico Colombiano – SGC y se caracteriza por un depósito de suelo de origen lacustre con espesores del orden de 200 m y con velocidad de onda de corte superficial en el orden de los 120 m/s. Este perfil de suelo se puede clasificar como Tipo F según las norma NSR-10 (Ministerio de Vivienda et al., 2010) o como Tipo F según la norma ASCE 7-10 (ASCE, 2010). La Figura 3-5a resume las condiciones geotécnicas del sitio para los primeros metros a manera ilustrativa. En la Figura 3-5b se presenta un ejemplo de la modificación ocurrida en el registro del sismo de Tauramena de 2005 al pasar de la roca base a la superficie del terreno por cuenta de la respuesta dinámica del suelo.

Para el análisis se utiliza el programa de computador SHAKE-91 (Idriss & Sun, 1992), basado en el programa original SHAKE (Schnabel et al., 1972), el cual se utiliza para transitar señales en roca preseleccionadas y determinar un conjunto de señales compatibles a nivel de la superficie del terreno.

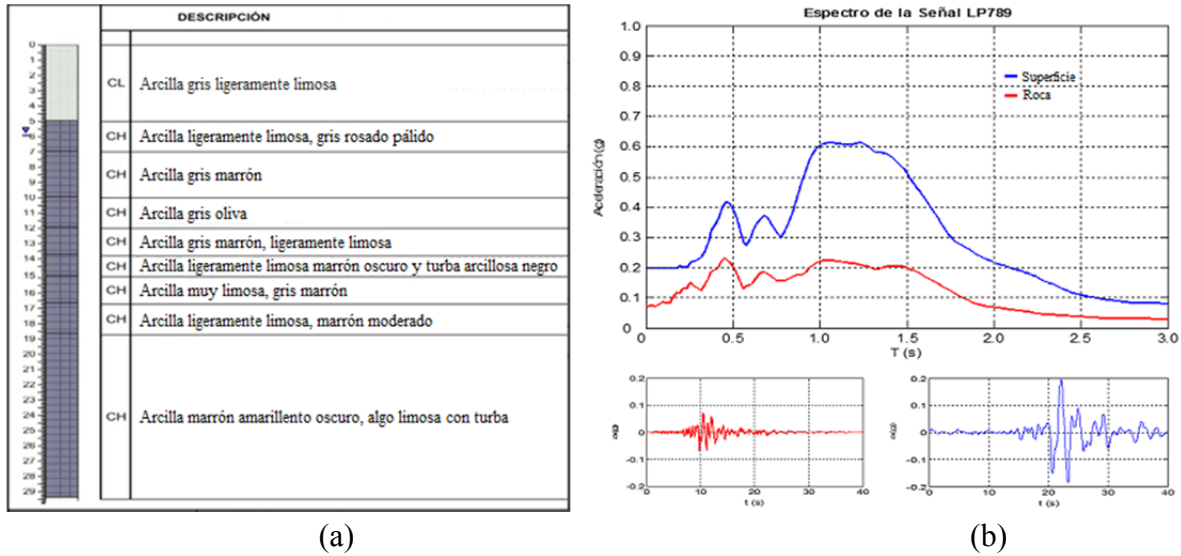


Figura 3-5 Modificación de la respuesta sísmica que sufre la señal LP789 en la ubicación del Servicio Geológico Colombiano en Bogotá (a) Perfil estratigráfico superficial (ilustrativo) (b) Registros sísmicos y espectros de respuesta en roca y en superficie

3.4.4 Espectros de respuesta y dispersión

Para cada una de las señales seleccionadas en los grupos de suelos característicos se debe obtener el correspondiente espectro de respuesta elástico para un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico del 5%.

La Figura 3-6 presenta resultados ilustrativos de un grupo determinado de señales. Se presentan los espectros de respuesta de aceleración en valor absoluto y en valores normalizados a la aceleración máxima del terreno de cada señal. En cada caso se ilustra el valor medio espectral y la dispersión correspondiente para una desviación estándar positiva y negativa.

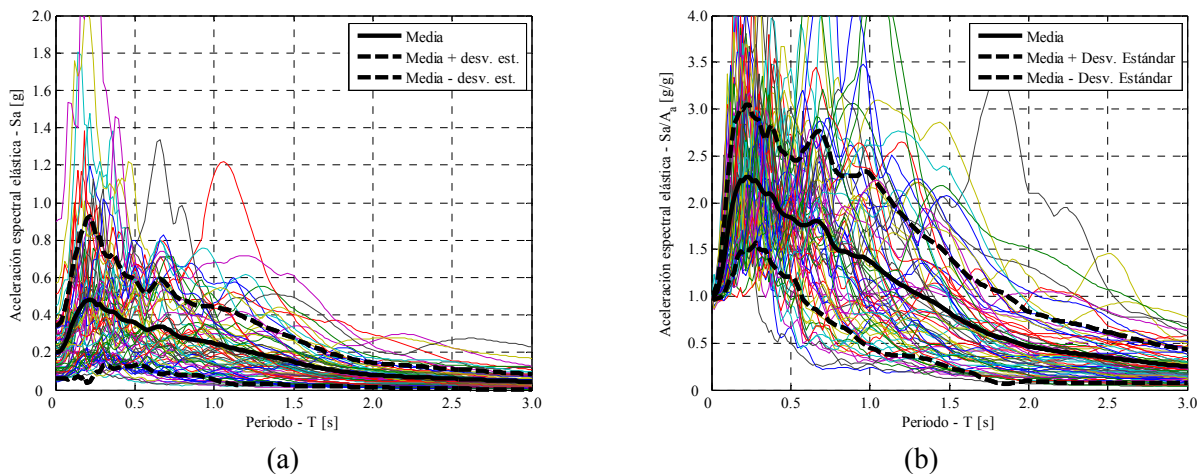


Figura 3-6 Espectros de respuesta representativos de señales de análisis (a) en aceleración espectral y (b) en aceleración espectral elástica normalizada.

3.5 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICACIONES PROTOTIPO

3.5.1 Introducción

La rama de la ingeniería sísmica que se orienta al estudio del comportamiento estructural de edificaciones hace uso de modelos de análisis dinámico no lineal que representen de manera adecuada el comportamiento estructural más allá del rango elástico hasta llegar al colapso, con el fin de predecir el comportamiento esperado de la edificación ante movimientos sísmicos fuertes. Esto se ha vuelto de especial relevancia desde el surgimiento de la ingeniería basada en comportamiento, *IBC* (“Performance Based Engineering”, *PBE*) como una técnica para la evaluación y el diseño sísmico (ATC, 1996; FEMA, 2009b). La *IBC* pretende predecir el comportamiento estructural para la toma de decisiones relacionados con la seguridad y el riesgo.

Para una adecuada y confiable implementación de la metodología propuesta, se propone el desarrollo de modelos estructurales prototipos para el análisis de respuesta dinámica no lineal utilizando diferentes tipos de señales sísmicas.

El análisis se realiza no solo para el rango elástico de comportamiento estructural, sino para el rango inelástico hasta llegar al punto de colapso, por lo cual es imperativo utilizar técnicas de modelación no lineal, que incluyan tanto la no linealidad geométrica (efectos P-delta) como la no linealidad de los materiales, es decir las deformaciones y distorsiones inelásticas. El proceso genérico de análisis no lineal consiste en desarrollar un modelo estructural de análisis el cual se somete a una serie de cargas pre-existentes (usualmente las gravitacionales) para luego aplicar las cargas asociadas con los movimientos sísmicos del terreno. Con base en el modelo de análisis se estiman una serie de parámetros de demanda los cuales comprenden usualmente los desplazamientos globales (en la cubierta o en cualquiera de los pisos), las derivas de piso, las aceleraciones máximas de entrepiso, las fuerzas cortantes máximas a nivel de los pisos, las deformaciones máximas en los elementos (rotaciones plásticas máximas), las fuerzas individuales máximas en los componentes y las derivas residuales para cada uno de los pisos.

Con base en estos resultados y utilizando funciones de daño individuales para cada uno de los tipos de elementos que componen la edificación, es posible entonces estimar el nivel de daño que alcanza cada uno de los elementos importantes en la estructura, tanto elementos estructurales como como elementos no estructurales (acabados y contenidos), con base en lo cual se puede estimar el daño global en la construcción (estructura, acabados y contenidos) para diferentes niveles de intensidad sísmica. Simultáneamente se pueden estimar los eventuales tiempos que podría implicar la reparación de la misma, lo cual es el principal parámetro para estimar los costos indirectos debidos a la interrupción del funcionamiento, conocido en el ramo de seguros como el “lucro cesante”.

La metodología de análisis también puede enfocarse hacia la evaluación de requisitos establecidos por la normativa de diseño sismo resistente con miras a analizar las eventuales implicaciones en el nivel de riesgo (nivel de daños, pérdidas económicas o tiempo de interrupción del funcionamiento) de aspectos específicos planteados en las normas tales como: límites en la deriva, fuerzas cortantes mínimas de diseño, factores de reducción de respuesta, requisitos de reforzamiento mínimos especiales y otros.

La Figura 3-7 presenta una descripción esquemática del proceso de análisis no lineal. La Figura 3-8 presenta el diagrama de flujo simplificado del proceso de análisis dinámico inelástico y la conformación de la base de datos de parámetros de demanda sísmica, *PDS*, que se utiliza en etapas posteriores del análisis.

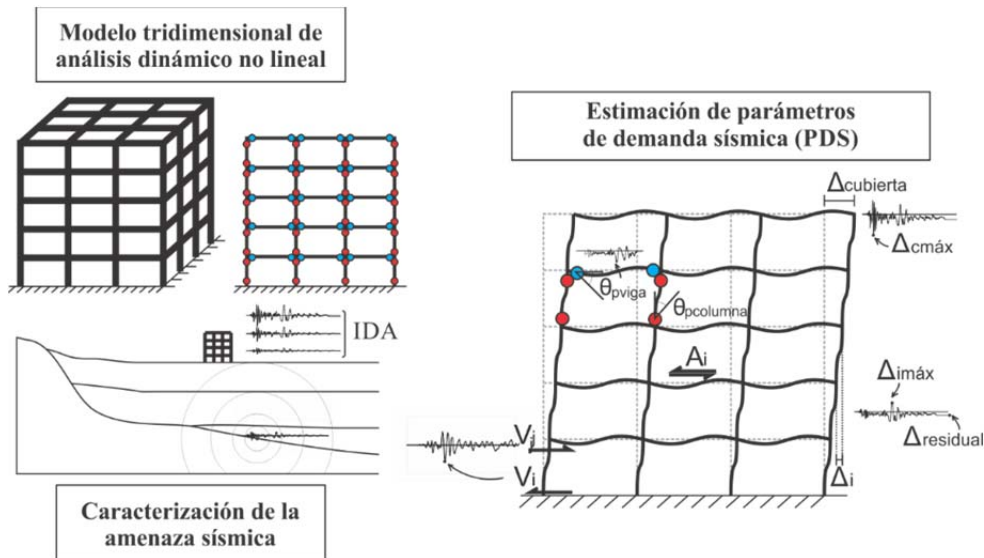


Figura 3-7 Diagrama esquemático del proceso de análisis no lineal de una edificación típica

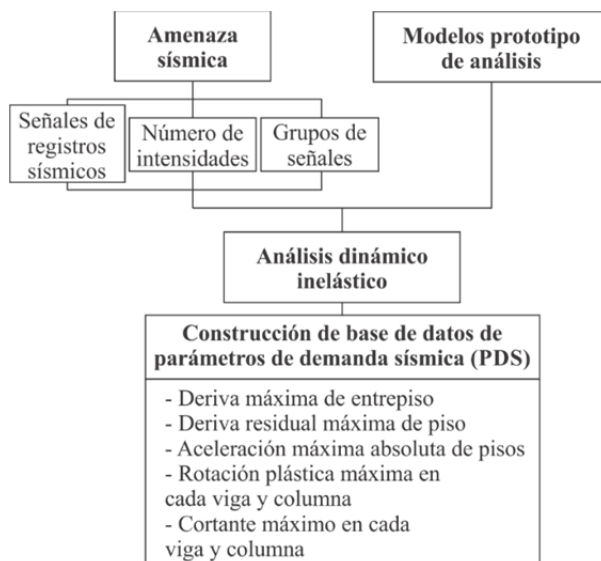


Figura 3-8 Diagrama de flujo simplificado del proceso de análisis dinámico inelástico y la conformación de la base de datos de parámetros de demanda sísmica, *PDS*

El presente estudio se enfoca principalmente a edificaciones cuyo sistema estructural principal está conformado por pórticos tridimensionales resistentes a momentos. Con el fin de estudiar el comportamiento dinámico no lineal de este tipo de edificaciones se utilizan principalmente modelos de análisis basados en la definición de rótulas plásticas concentradas, usualmente en los extremos de los elementos, vigas o columnas, que corresponden a los puntos de la estructura donde se acumulan las deformaciones inelásticas. Existen diversos modelos de comportamiento que usualmente incluyen la descripción de la curva envolvente de comportamiento inelástico y las reglas asociadas de comportamiento histerético, incluyendo tanto la degradación de la resistencia como la degradación de la rigidez con el número de ciclos.

En el análisis se considera de manera particular las condiciones para las cuales se puede llegar a presentar el colapso de la edificación. El colapso como tal implica, el punto dentro del comportamiento cíclico en el cual, el sistema estructural no es capaz de mantener su capacidad para soportar las cargas gravitacionales ante la acción de fuerzas sísmicas. En efecto el colapso parcial o local puede ocurrir cuando un elemento de resistencia ante cargas verticales, como una columna, falla en compresión o a cortante o cuando se presenta una falla a cortante por punzonamiento entre la columna y los elementos de entrepiso que transmiten dichas cargas. El colapso global se puede generar cuando se presenta un caso de colapso progresivo de fallas locales o cuando un piso determinado se desplaza horizontalmente lo suficiente como para que los efectos P-delta de segundo orden sobrepasen la capacidad a cortante del piso.

Por otro lado se incluye en el análisis la valoración de la deriva residual máxima de entrepiso para cada nivel de intensidad de análisis. Diversos estudios (García & Miranda, 2005; C Marcelo

Ramirez & Miranda, 2012) demuestran que cuando las derivas residuales de una edificación sobrepasan un cierto nivel, la dificultad y el costo de la reparación resulta excesivo por lo cual se hace inminente la demolición completa de la edificación. Esto tiene implicaciones importantes en la valoración económica de impactos para intensidades medianas y altas especialmente en edificaciones de varios pisos y alta ductilidad (FEMA, 2012).

3.5.2 Características básicas de los edificios prototipo de análisis

El presente estudio se orienta a la evaluación del comportamiento de sistemas de pórticos de concreto reforzado resistentes a momento con geometría regular. A pesar que el comportamiento de estos sistemas es claramente tridimensional, para efectos del presente análisis se desarrollan modelos tridimensionales que luego se restringen en una dirección para estudiar únicamente el comportamiento en una de las dos direcciones principales de la edificación. Para edificaciones regulares de este tipo se han desarrollado métodos simplificados para estimar parámetros de respuesta local tales como derivas a nivel de cubierta, aceleraciones máximas de entrepiso y rotaciones en vigas o columnas (Seneviratna & Krawinkler, 1997). También se han desarrollado trabajos para estimar parámetros de demanda sísmica en edificaciones mediante el estudio analítico de respuesta de una gran cantidad de configuraciones de modelos estructurales simplificados, como el de Medina & Krawinkler (2003).

Los *PDS* a seleccionar corresponden a aquellos que mejor correlacionan con el nivel de daño esperado en elementos estructurales, acabados y contenidos para efectos de estimar pérdidas económicas directas y tiempos de interrupción del funcionamiento.

Naturalmente no existen dos edificaciones idénticas por lo cual podría argumentarse que una función de vulnerabilidad determinada solo sería aplicable a una edificación particular. Sin embargo se pretende con el análisis capturar el comportamiento principal de edificaciones típicas características para diferenciarlo de edificaciones de otro tipo que presenten un comportamiento claramente diferente. Por esta razón, cada edificación analizada debe estar debidamente caracterizada, para poder estudiar posteriormente la sensibilidad en la respuesta ante cualquier cambio en las características de la edificación o en los parámetros de entrada.

Para caracterizar de manera rigurosa una edificación y asociarle una función de vulnerabilidad específica se hace necesario la definición de diversos parámetros, los cuales se presentan de manera organizada en la Tabla 3-2. En la columna de la derecha se indican los supuestos realizados en los análisis que se presentan en el resto del Capítulo.

Tabla 3-2 Parámetros para caracterizar el comportamiento de una edificación

Aspectos generales	Variables de diseño	Valores asignados para los edificios arquetipos bajo estudio
Configuraciones generales para el diseño	Condiciones de los apoyos	Empotrado
	SSI – Interacción-suelo-estructura	No se considera
	Uso y ocupación	Residencial
	Normativa de diseño	Norma sismo resistente colombiana NSR-10
	Calidad constructiva	Buena
	Mantenimiento	Bueno
	Propiedades y calidad de los materiales	Basada en las suposiciones del diseño
	Amortiguamiento inicial	5%
Propiedades geométricas	Irregularidades	Edificio regular y simétrico
	Sótano	No se considera
	Número de pisos	2, 5 y 10
	Altura de entrepiso	3 m
	Distribución de las bahías	Uniforme
	Número de bahías	3 bahías en cada dirección en planta
	Luz típica de bahías	5 m en las dos direcciones
	Relación de la altura de viga y placa	1
	Variabilidad en la sección transversal de columnas	Cada 2 o 3 pisos
	Max. Relación de la dimensión para vigas y columnas	2.5:1
Relación de rigidez de columnas/vigas	> 1.2	
Configuración de cargas	Cargas muertas adicionales (cielo rasos, muros en particiones livianas, etc.)	240 kg/m ²
	Carga viva	180 kg/m ²
Parámetros sísmicos de diseño	Nivel de diseño sísmico	Capacidad especial de disipación de energía (DES)
	Coefficiente de reducción de capacidad, factor R	R = 7.0
	Aceleración máxima del sismo de diseño	A _s = 0.25g
	Perfil de suelo	D
	Max. deriva de cubierta permitida (sec. no fis.)	1%
Elementos no estructurales	Particiones, fachadas, otros	Elementos aislados de la estructura
Consideraciones básicas para el análisis No-Lineal	Configuración del modelo	Modelo 3D
	Dirección del análisis sísmico	X - Dir. (sin componente vertical)
	Categorías de los pórticos bajo análisis	Pórtico principal
	Consideraciones del diafragma	Diafragma rígido
	Modelo de comportamiento para análisis no lineal	Tri-lineal
	Valores límites de las rótulas plásticas	Basado en recomendaciones del ASCE 41-06
	Localización de las rótulas plásticas	A 5% de la luz del elemento para cada nodo
	P - Δ, Efectos globales	Considerados
	P - Δ, Efectos locales	No considerados
	Software	Perform 3D v.5.0.1

3.5.3 Dimensionamiento y diseño de edificaciones para el análisis

Cada uno de los edificios relacionados anteriormente se somete a un proceso de dimensionamiento y diseño estructural siguiendo el mismo procedimiento que se sigue en la práctica para el diseño de edificaciones similares y atendiendo los requisitos de la norma colombiana NSR-10 (Ministerio de Vivienda, Ciudad & Territorio de Colombia, 2010). Los diseños se llevaron a cabo de manera que representen la práctica actual de construcción de este tipo de edificaciones.

El procedimiento para el dimensionamiento y diseño de cada uno de los edificios para el análisis se resume en la Figura 3-9. En el Apéndice B se presenta el detalle del procedimiento de dimensionamiento y diseño de un edificio representativo.

Dentro de los criterios básicos establecidos en la norma de diseño y construcción sismo resistente de Colombia (Ministerio de Vivienda, Ciudad & Territorio de Colombia, 2010) se consideran requisitos específicos para el diseño sismo resistente de edificaciones que se basan esencialmente en los siguientes documentos de referencia principales:

- a. IBC-2009 (ICC, 2009)
- b. Eurocódigo 8 (CEN, 2004).
- c. ACI 318-08 (ACI, 2008).
- d. ASCE 7-05 (ASCE, 2006).

Los criterios básicos de diseño se centran en las siguientes dos conceptos básicos:

- a. Definición de la rigidez mínima de la edificación mediante la limitación de la deriva inelástica de entrepiso para las cargas sísmicas de diseño.
- b. Diseño de los elementos estructurales básicos por resistencia a cortante y a flexo-compresión por el método *LRFD*.

De acuerdo con esto, las edificaciones quedarán controladas en su diseño por alguno de los dos criterios básicos, lo cual definirá en parte el comportamiento esperado de cada edificio prototipo. Los elementos son diseñados para las mayores sollicitaciones obtenidas del análisis con elementos fisurados para las combinaciones definidas por la normativa. Se controlan los índices de estabilidad mediante la reducción de derivas. Se verifica que todos los nodos de la estructura cumplan la condición columna fuerte-viga débil para evitar mecanismos de colapso no deseados.

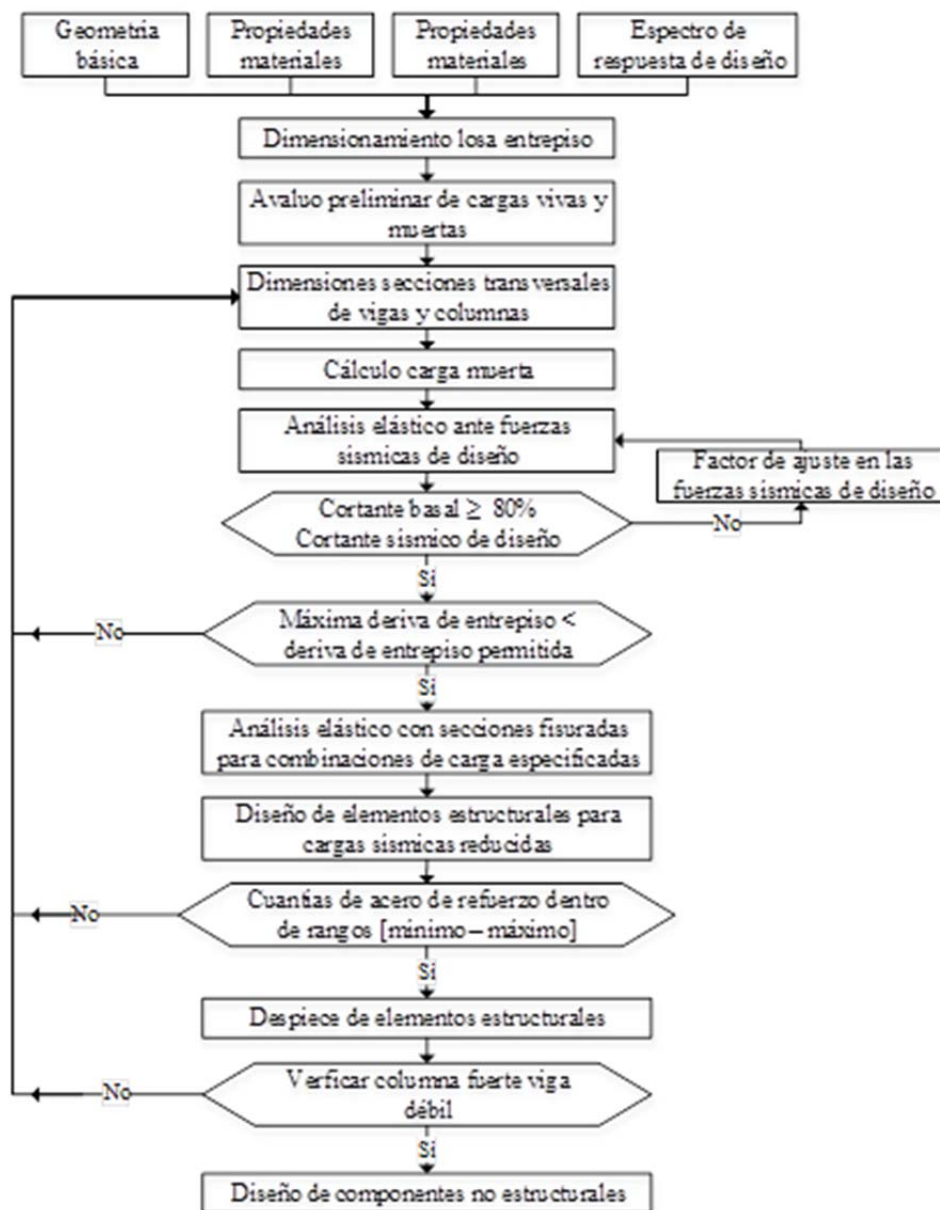


Figura 3-9 Procedimiento general para el dimensionamiento y diseño de edificios prototipo

3.5.4 Modelos para el análisis dinámico no lineal

Los métodos de análisis dinámico no lineal pueden usarse para estimar el comportamiento de cualquier tipo estructural al verse sometida a un movimiento sísmico del terreno. El análisis permite obtener un conjunto de parámetros de demanda tales como derivas de entrepiso, aceleraciones absolutas en placas de piso, rotaciones inelásticas, cortantes máximos en elementos estructurales principales y derivas residuales entre otros, que son los parámetros predictivos del comportamiento. Estos parámetros se utilizan para estimar el nivel de afectación de los diferentes componentes de la estructura. Información detallada sobre los métodos de análisis dinámico no lineal puede encontrarse en las siguientes referencias:

- a. NIST GCR 10-917-5 Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers (NIST, 2010).
- b. Modeling and Acceptance criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings (ATC, 2010).
- c. FEMA P-440 A, Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response (FEMA, 2009a).

El comportamiento inelástico de edificaciones cuyo sistema estructural está conformado principalmente por pórticos tridimensionales resistentes a momentos puede modelarse mediante la definición de rótulas plásticas que se concentran en los extremos de los elementos principales de la estructura, tanto vigas como columnas. Bajo carga cíclica, la mayoría de los componentes estructurales sufren una degradación tanto de la resistencia como de la rigidez con respecto a valores de referencia obtenidos con base en un ensayo de carga monótonica en el cual no se presenta este tipo de degradación. Los parámetros del comportamiento de componentes deben verificarse con resultados de ensayos de laboratorio o con información de referencia como la dada en:

- a. Modeling and Acceptance criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings (ATC, 2010).
- b. ASCE/SEI 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE, 2007).
- c. ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE, 2014).

Para efectos del presente análisis se propone utilizar algunos de los modelos de comportamiento inelástico disponible en paquetes de software libre o comercial considerando que la implementación de la metodología que se propone debe ser aplicable en general a cualquier sistema estructural similar a los estudiados, en particular edificios específicos que se diseñen en la práctica profesional.

3.5.5 Consideraciones especiales y limitaciones del análisis

Los análisis de respuesta dinámica de las edificaciones, de acuerdo con la metodología propuesta en la presente investigación, se lleva a cabo con las siguientes consideraciones y limitaciones:

- a. La aplicabilidad de los resultados se limita a los tipos constructivos característicos predeterminados y por lo tanto sólo son válidos para dicha configuración específica.
- b. En el análisis se asume que la totalidad de las cargas gravitacionales actuantes previamente a la incidencia de las fuerzas dinámicas. Para el modelo descrito se incluyeron las cargas muertas de diseño sin factores de sobrecarga y un 25% de la carga viva (ASCE, 2014).

- c. Las edificaciones son regulares y uniformes. Los diafragmas de piso se modelan como rígidos. Análisis de efectos geométricos no lineales. Se incluyen en el análisis los efectos P-delta globales. Los diafragmas de piso se modelan como rígidos. No se considera la eventual interacción con los elementos no estructurales.
- d. El modelo de análisis incluye un amortiguamiento básico estructural y el amortiguamiento debido al comportamiento histerético de los componentes estructurales. El amortiguamiento estructural básico corresponde a la energía disipada por componentes no incluidos en el modelo estructural, elementos arquitectónicos, acabados y particiones y los efectos de la interacción con el suelo cuando los efectos de interacción dinámica suelo-estructura no se incluyen en el análisis. El amortiguamiento viscoso equivalente usualmente asignado a la estructura varía entre el 3% y el 5% con respecto al crítico en los modos de vibración fundamentales de la estructura.
- e. Señales sísmicas: se seleccionan señales correspondientes a registros de sismos reales. No se incluyen condiciones especiales, tales como: ambientes tectónicos especiales, efectos de campo cercano, direccionalidad, sismos de fuente de subducción de manera específica o cualquier otro efecto especial. Tampoco se consideran directamente los efectos de bi-direccionalidad, ni efectos torsionales, ni la componente vertical de la acción sísmica.
- f. Los resultados tienen las limitaciones y la incertidumbre complementaria que impliquen la metodología de análisis seleccionada (respuesta dinámica no lineal o no lineal estática, métodos simplificados o cualquier otra).
- g. No se consideran los efectos de interacción dinámica suelo-estructura. Usualmente estos efectos son importantes únicamente en edificaciones relativamente rígidas en cimentación superficial sobre suelos relativamente blandos. Tampoco se consideran los efectos de interacción cinemática con los cuales las señales de campo libre podrían verse modificadas sensiblemente por la presencia de la edificación.
- h. Modos de falla o deterioro: se consideran únicamente modos de deterioro por rotación inelástica en los elementos estructurales principales. Los análisis se realizan verificando que los elementos estructurales (vigas y columnas) cuenten con la capacidad a cortante en el momento en que se alcanza la plastificación por momentos flectores. Tampoco se incluye en la modelación la participación directa de los elementos estructurales principales de la cimentación.

3.5.6 Modelo histerético del programa PERFORM 3D

Para el presente estudio se utiliza el programa de computador PERFORM 3D (CSI, 2006), el cual considera la degradación de resistencia y rigidez en la curva envolvente de capacidad y un factor complementario de disipación de energía en cada ciclo de carga y descarga que pretende ajustar las formas de la curva de histéresis utilizada con respecto a la forma realmente esperada.

El programa PERFORM 3D utiliza una relación única carga-deformación que tiene en cuenta implícitamente los efectos de degradación de la rigidez y de la resistencia debido a la carga cíclica, asumiendo para esto un determinado nivel de ciclaje, ver Figura 3-10. Esta curva se diferencia entonces de una curva envolvente monotónica la cual no tendrá en cuenta en general el deterioro que genera el proceso de ciclaje tanto en la resistencia como en la rigidez. Se conoce usualmente como curva esqueleto o envolvente (“backbone curve”). Esta sería la curva equivalente propuesta por ASCE (2007) y FEMA (2000), documentos que establecen algunos valores de referencia para componentes de diferente tipo y que además presentan las recomendaciones para obtener dichos parámetros a partir de ensayos experimentales de componentes específicos. La curva esqueleto considerada no incluye sin embargo los efectos de la degradación en la energía histerética en cada ciclo de carga.

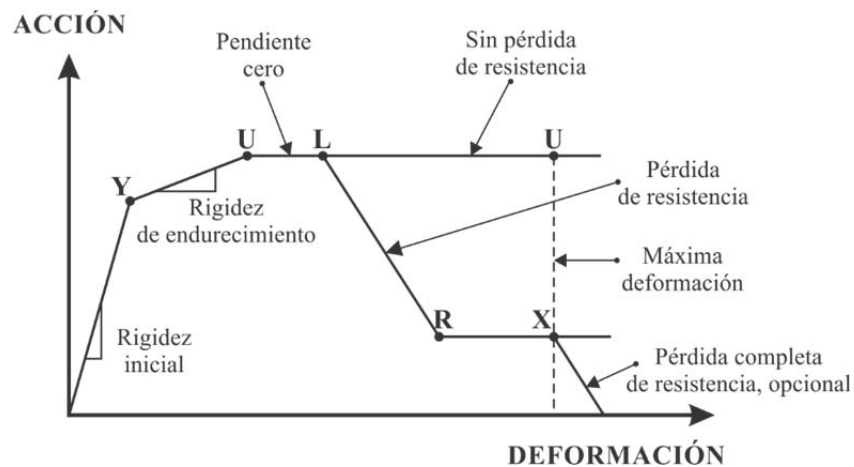


Figura 3-10 Modelos Perform 3D (tomado del manual de CSI (2006))

Para considerar la degradación de la energía y de la rigidez de un elemento, el programa permite la definición de factores de degradación de energía, que corresponde a la relación entre el área de ciclo histerético degradado y el área del ciclo no degradado. Esta relación es de 1.0 para los ciclos de pequeñas deformaciones (no degradación o comportamiento elástico), pero se va reduciendo progresivamente a medida que la deformación máxima aumenta (mayor degradación). Durante un análisis, para cada componente inelástico y en cada intervalo de tiempo en que haya un evento de descarga (es decir, cada vez que inicie un nuevo ciclo histerético), el programa determina la deformación máxima, considerando todos los ciclos hasta ese momento, no solo el presente ciclo. Luego calcula el factor de degradación de energía para ese nivel de deformación y ajusta la rigidez del componente para obtener la misma relación de áreas histeréticas para el nuevo ciclo.

En la Figura 3-11 se presenta un ejemplo de un ciclo histerético típico de un elemento sin considerar la degradación de la energía (a) y considerando los factores de degradación típicos para este tipo de elementos (b) determinado como se explica más adelante en el Capítulo.

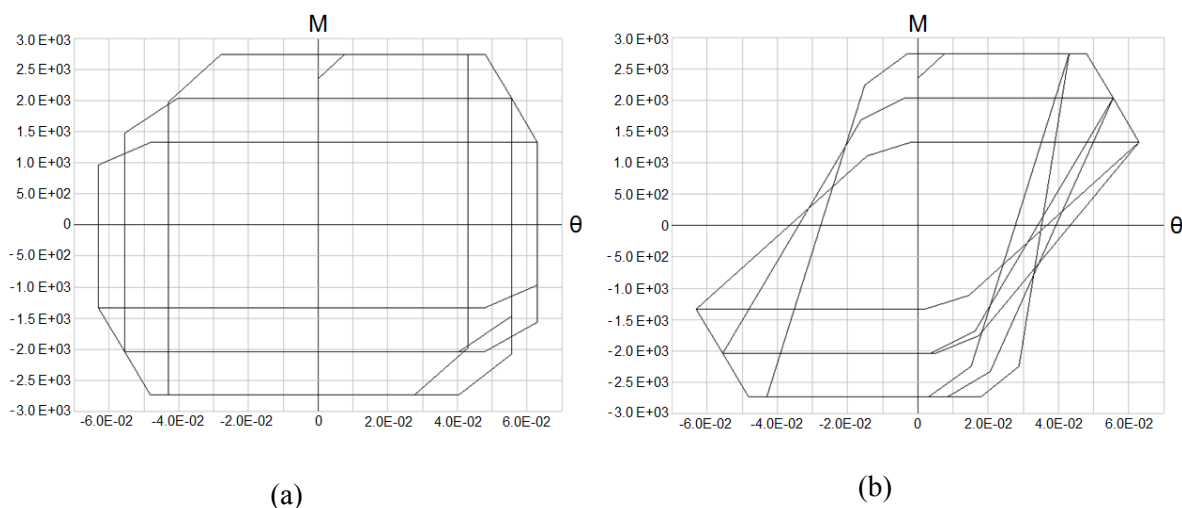


Figura 3-11 Comparativo ciclo histérico típico para un elemento “Moment hinge, rotation type” de Perform 3D, (a) sin degradación de energía y (b) considerando degradación de energía

El ajuste de energía se realiza mediante la degradación de la rigidez como se indica en la Figura 3-12. La degradación se puede conseguir mediante modelos que conserven la capacidad y disminuyen la energía disipada mediante la degradación de la rigidez.

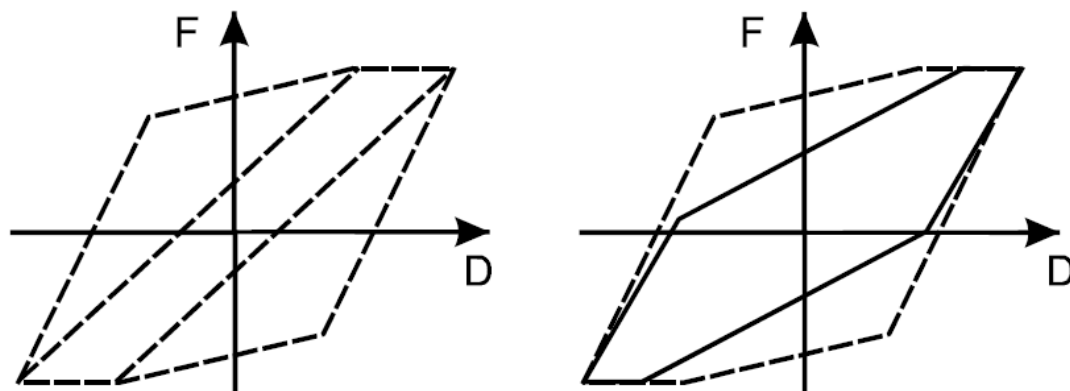


Figura 3-12 Modelo de degradación de resistencia (tomada de CSI (2006))

Para el comportamiento inelástico de columnas, inicialmente se especifica la curva de capacidad (momento curvatura) para el nivel de carga axial definido en el punto balanceado del diagrama de interacción. El programa considera el aumento o disminución de resistencia en función de la carga axial instantánea en la columna. El comportamiento plástico se establece de acuerdo con la forma del diagrama de interacción bidimensional especificado. El modelo no considera la variación de la ductilidad con el nivel de carga axial, solo la variación de la resistencia.

3.5.7 Modelo de comportamiento inelástico propuesto

Para el cálculo de los parámetros a utilizar en el modelo de comportamiento inelástico tri-lineal propuesto para los elementos estructurales principales (PERFORM 3D V.5.0.1) se sigue el siguiente procedimiento:

- Para cada sección de análisis en que ocurre una rótula plástica potencial, se desarrolla un modelo de fibras que permite calcular los diferentes niveles de capacidad de la sección (fisuración, fluencia, capacidad última).
- La rigidez inicial momento curvatura se establece de acuerdo con el modelo de fibras.
- Los niveles de rotación plástica se seleccionan con base en las recomendaciones establecidas en las Tablas 6-7 y 6-8 de la norma ASCE 41-06 (ASCE, 2007) para vigas y columnas.
- La degradación de la energía disipada por ciclo histerético se define de acuerdo con la metodología explicada en el numeral 3.5.8.

En la Figura 3-13 se presenta el modelo de la capacidad inelástica que se utiliza en el análisis con los parámetros correspondientes en compatibilidad con la curva genérica de la Figura 3-10. La Tabla 3-3 resume los parámetros requeridos y la manera propuesta para calcularlos.

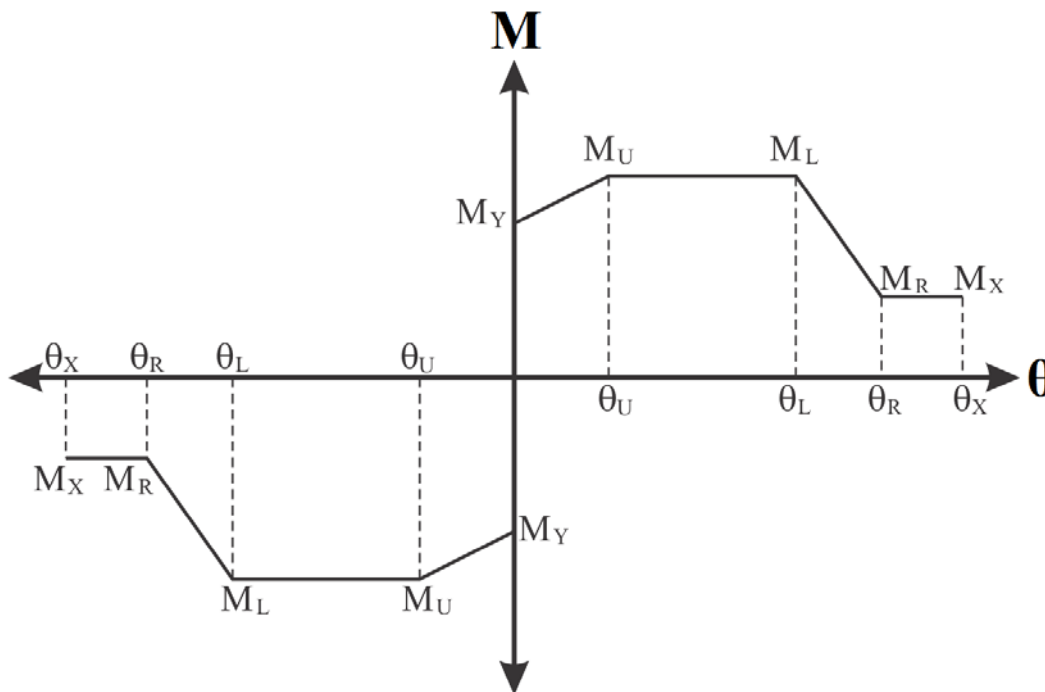


Figura 3-13 Modelo tri-lineal de la capacidad inelástica de las rótulas plásticas

Tabla 3-3 Parámetros del modelo tri-lineal

Parámetro	Descripción	Método de cálculo
M_Y	Momento de fluencia	Modelo de fibras para la capacidad
M_U	Momento de capacidad máxima	Modelo de fibras para la capacidad
θ_U	Rotación plástica para M_c	Modelo de fibras para la capacidad
θ_L	Rotación plástica cuando se inicia la pérdida de resistencia	Tabla 10-7 y Tabla 10-8 ASCE 41-13
θ_R	Rotación plástica cuando se alcanza el M_R	Modelo de fibras para la capacidad
θ_X	Rotación plástica última del modelo	0.5 rad (para no tener inestabilidades prematuras en el modelo)
M_R/M_U	Relación del momento de capacidad residual sobre el momento de capacidad máxima	Tabla 10-7 y Tabla 10-8 ASCE 41-13

Para modelar el comportamiento inelástico de las vigas se utiliza un elemento de cuerda libre, concentrando dos rótulas plásticas a una distancia del 5% de la luz de la viga en cada extremo. La definición de la rótula plástica se hizo mediante el elemento “Moment Hinge, Rotation Type” disponible en PERFORM 3D V.5.0.1. Para las columnas se utiliza elementos con rótulas plásticas en los extremos del tipo “P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type” disponibles en PERFORM 3D V.5.0.1. Este tipo de componente permite modelar las variaciones en la capacidad a momento flector de la sección para diferentes niveles de carga axial instantánea en la columna. Sin embargo este elemento no permite considerar la variación en la capacidad de ductilidad del elemento con los niveles de carga axial.

3.5.8 Calibración de modelos de comportamiento inelásticos

La calibración de los modelos de comportamiento inelástico se lleva a cabo mediante el ajuste de los factores de disipación de energía con resultados de ensayos experimentales representativos. Los factores de disipación de energía, w , como se definen en CSI (2006), se obtuvieron a partir de los resultados experimentales de columnas de concreto sometidas a cargas cíclicas en los extremos con diferentes configuraciones de cuantías, dimensiones, espaciado de flejes. Estos ensayos se tomaron de la base de datos “Pacific Earthquake Engineering Research Center’s Structural Performance Database”, la cual fue desarrollada por Berry & Eberhard (2003). El procedimiento de calibración y cálculo de los factores de energía para los puntos que definen el modelo tri-lineal de capacidad de los elementos estructurales se presenta en mayor detalle en el Apéndice C.

En el proceso de calibración, se utilizan elementos de rótula plásticas tipo momento rotación (según modelos del programa PERFORM 3D). La rótula plástica tiene una rigidez infinita en la fase previa a la fluencia y la rigidez en la porción elástica del elemento se ajusta para que la rigidez global del elemento coincida con la rigidez elástica resultante de los valores experimentales.

El modelo desarrollado requiere la especificación de una curva envolvente y de unas reglas de degradación cíclica con base en la energía disipada en cada ciclo. De esta manera existe una cierta interrelación en la curva envolvente y las reglas de degradación cíclicas. Idealmente la curva envolvente debería obtenerse con base en ensayos monotónicos equivalentes, los cuales muchas veces no están disponibles, por lo cual usualmente se utiliza la curva envolvente obtenida con base en los resultados del ensayo cíclico, con las precauciones mencionadas anteriormente.

La Figura 3-14 resume la metodología propuesta mediante la cual se calcula la energía disipada en cada uno de los ciclos histeréticos tanto para el ensayo experimental como en el modelo analítico con diferentes niveles de factores de degradación de energía, w , para los diferentes niveles de desplazamiento máximo horizontal alcanzado.

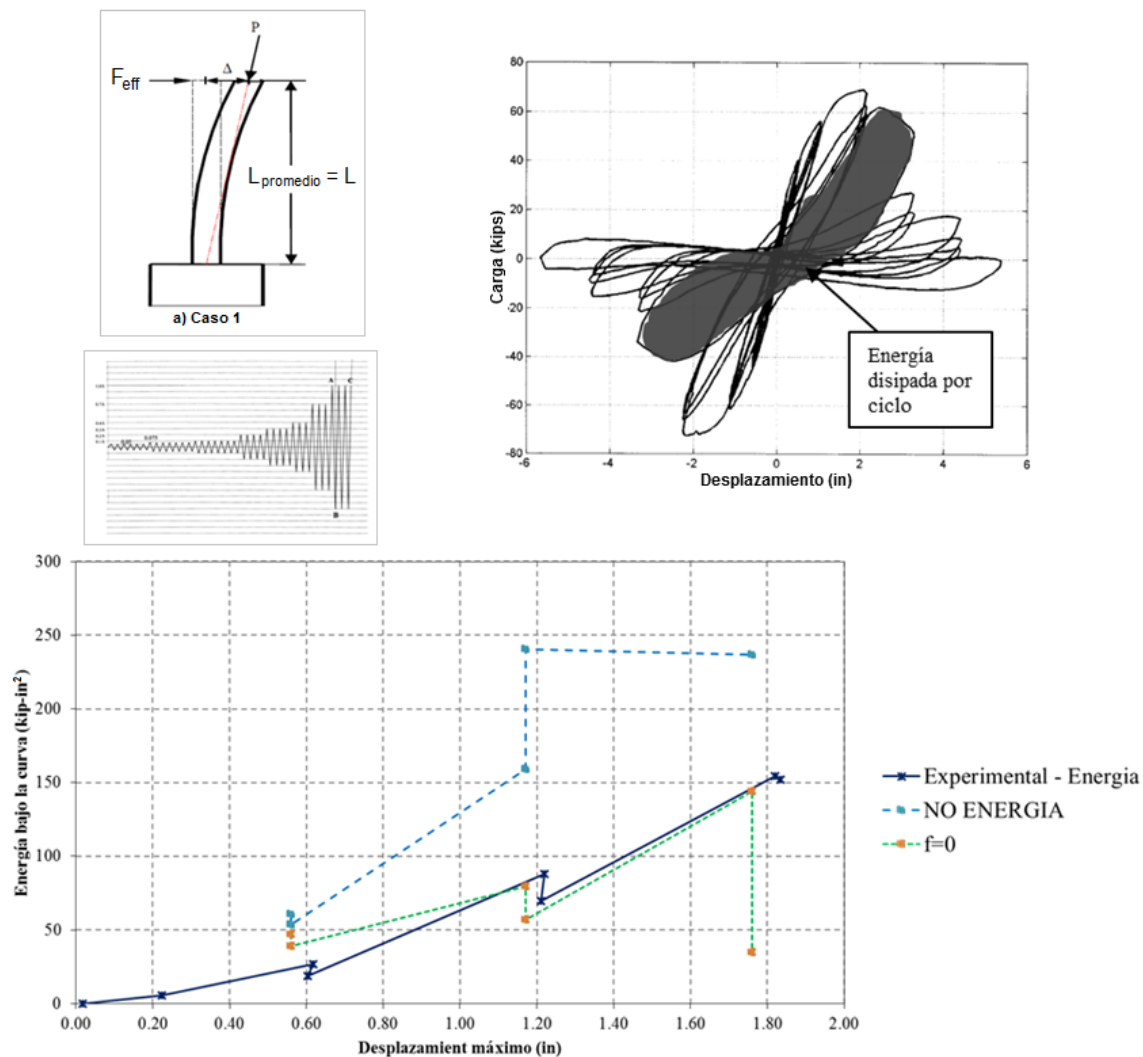


Figura 3-14 Resumen de metodología de calibración de la energía disipada en cada uno de los ciclos histeréticos, comparación del ensayo experimental y el modelo analítico

La Tabla 3-4 resume los resultados finales obtenidos luego de realizar la calibración para un total de 32 ensayos experimentales. La gráfica muestra los mejores ajustes obtenidos para los cinco niveles de desplazamiento horizontal alcanzado (Y, U, L, R, X) para los dos tipos de elementos DMI y DES . Los niveles de desplazamiento horizontal ($YULRX$) se explican en detalle en la Tabla 3-4. Estos factores se utilizan en los análisis que se realizan en los numerales siguientes.

Tabla 3-4 Factores de degradación de energía calibrados

Capacidad de disipación de energía	Factores de disipación de energía				
	<i>Y</i>	<i>U</i>	<i>L</i>	<i>R</i>	<i>X</i>
Mínima (<i>DMI</i>)	1.00	1.00	0.30	0.01	0.01
Especial (<i>DES</i>)	1.00	0.70	0.60	0.40	0.01

3.5.9 Parámetros de demanda sísmica

Los parámetros de demanda sísmica, *PDS* (*EDP* por sus siglas en inglés “Engineering demand parameters”), permiten correlacionar la demanda impuesta en una edificación con el nivel de desempeño de cada uno de los componentes individuales o para la edificación en general. Por ejemplo, la deriva máxima de entrepiso puede utilizarse para estimar el desempeño de los muros divisorios adosados a la estructura y determinar el nivel de daño esperado en los mismos o la aceleración absoluta de entrepiso para estimar el daño en cielo rasos o contenidos en cada uno de los pisos de la edificación.

Varios estudios y ensayos de laboratorio (J. W. Baker et al., 2014; Kehoe, 2014; Porter, 2005; Porter & Kiremidjian, 2001; Ugurhan et al., 2014; Wang et al., 2014) han permitido identificar los parámetros que mejor correlación presentan entre la intensidad de la demanda sísmica y el daño esperado en el componente. La Tabla 3-5 resume los principales *PDS* utilizados en presente estudio y los elementos y componentes a los que aplican.

En el presente estudio se utilizan diferentes parámetros de demanda sísmica para estimar el daño de los diferentes componentes de la edificación. Adicionalmente la metodología admite la consideración de diferentes *PDS* según se requiera para el análisis.

Tabla 3-5 Parámetros de demanda, *PDS* típicos para componentes estructurales y no estructurales

Parámetros de demanda <i>PDS</i>	Unidades	Componente
Deriva máxima de entrepiso en cada piso	[%]	Fachadas, muros divisorios
Aceleración absoluta máxima en cada piso	[g]	Cielorrasos, acabados, tuberías, instalaciones
Desplazamiento máximo en cubierta	[cm]	Caracterización analítica
Cortante máximo en la base	[Ton]	Caracterización analítica
Rotación plástica máxima en nudos de vigas y columnas	[rad]	Rótulas plásticas en columnas, vigas, muros estructurales
Fuerzas cortantes máximas en elementos estructurales principales.	[Ton]	Verificación de falla a corte previa a la plastificación
Deriva residual por piso	[%]	Eventual demolición de la edificación no colapsada

3.6 MODELO DE COSTOS, CANTIDADES Y TIEMPOS DE REPARACIÓN

3.6.1 Generalidades

Para la determinación de las funciones de vulnerabilidad es necesario contar con estimaciones de las pérdidas económicas esperadas y su incertidumbre. Las pérdidas económicas incluyen las pérdidas directas en elementos estructurales, no estructurales y contenidos y las pérdidas indirectas debidas a la interrupción del funcionamiento. Las pérdidas directas se estiman a través de los costos esperados de reparación/reposición para diferentes estados de daño de los componentes susceptibles a sufrir daño ante eventos sísmicos determinados, incluyendo los contenidos de la edificación. Dichos valores se expresan en términos porcentuales con respecto al valor de reposición a nuevo de la edificación en su conjunto. Por otro lado, se debe contar con una estimación confiable de los tiempos esperados de reparación de cada escenario de daños analizado y su incertidumbre asociada, que es el indicador principal para estimar los costos asociados a la interrupción del funcionamiento o lucro cesante. No se incluyen en el presente análisis la evaluación de pérdidas económicas indirectas diferentes a las debidas a la interrupción del funcionamiento, tales como pérdidas consecuenciales de largo plazo, desvalorización de activos, impacto en la actividad económica, efectos sobre terceros y otros efectos consecuenciales indirectos.

El presupuesto indicativo de reposición a nuevo de la edificación se lleva a cabo mediante un análisis tipo “Top-Down” en el cual se establecen los costos a nueva de una edificación equivalente a la que se analiza. Para este análisis se elaboran presupuestos con base en

cotizaciones y costos comerciales a la fecha en que pretende realizar el análisis de riesgo. El presupuesto usualmente no considera el valor del terreno aunque en aplicaciones especiales este deberá incluirse, cuando por ejemplo la edificación que se analiza se ubica en una zona de alto riesgo (por ejemplo, por inestabilidad geotécnica, alto potencial de licuefacción, inundación o cualquier otra) que obliga a la reconstrucción de la edificación en un terreno diferente al original. Por otro lado el costo de reposición de la edificación debe incluir en general el costo de demolición y de retiro de escombros ya que este es el valor que se utilizaría en los casos de colapso o pérdida total de la edificación (por ejemplo, cuando presente una deriva residual excesiva o cuando el costo de reparación sea demasiado alto y el propietario decide el reemplazo total de la edificación en lugar de la reparación).

Dependiendo del tipo de aplicación de riesgo que se realice el valor asignado a la edificación puede ser alguno de los siguientes:

- Valor de reposición de la edificación a nueva que incluye aspectos comerciales y de precios de mercado.
- Valores depreciados, de acuerdo con información de libros contables, cuando el análisis de riesgo se enfoca más a aspectos contables y legales.
- Valores catastrales cuando los análisis de riesgo tienen relación con valores oficiales y responsabilidades estatales o similares.

Por otro lado, para estimar los costos de reparación de los diferentes niveles de daño de cada uno de los componentes individuales de la edificación susceptibles de daño se utiliza un análisis del tipo “Bottom-Up”, en el cual se hace necesario estimar el costo de reparación y de reposición total de cada componente de manera individual. El costo agregado de reposición total de los componentes estructurales y no estructurales de la edificación podrá resultar en un valor superior al presupuesto total correspondiente de reposición a nuevo de la edificación. En el análisis se debe considerar que algunos de los componentes de la edificación no son susceptibles a daños, excepto para una situación de colapso o cuando se decide la demolición parcial o total de la edificación.

Se debe construir entonces un modelo de cantidades de componentes en cada piso de la edificación que será la base para la estimación de costos de reparación por piso. El modelo de cantidades, costos y tiempos de reparación se complementa con la asignación de funciones de fragilidad de cada uno de los componentes del edificio.

Para la presente investigación se utilizan valores comerciales para estimar los valores de reposición total de la edificación y los valores individuales de reparación/reposición de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos. En la valoración se incluyen los costos de demolición, retiro de escombros y adecuación en los casos en que aplique. Se tienen en cuenta

las variaciones en los costos unitarios en función del número de reparaciones a realizar en cada tipo de componente para tener en cuenta la economía de escala. Para la evaluación probabilista se tienen en cuenta las funciones de probabilidad de los costos mediante los valores esperados y su respectiva medida de incertidumbre. Las pérdidas económicas totales esperadas se expresan en porcentaje con respecto al valor de reposición a nueva de la edificación para su aplicación posterior a edificaciones del mismo tipo estructural y diferente valor de reposición. De acuerdo con esto cada modelo de análisis debe ajustarse a las condiciones y costos locales del sitio en que se desea realizar esta valoración.

3.6.2 Costos de reposición de la edificación (“Top-down”)

El presupuesto indicativo de reposición de la edificación se realiza mediante un análisis tipo “Top-Down” en el cual se establecen los costos de reposición de una edificación equivalente a la que se analiza. Este valor se puede obtener a través de una valoración presupuestal en cada uno de los capítulos de obra como si esta fuera a ser construida desde cero, considerando o no el valor del terreno según sea el caso de aplicación. También se puede usar el valor comercial de la edificación (incluyendo o no el terreno), el valor depreciado en libros contables o un valor de referencia de reposición por una edificación nueva según sea el caso de aplicación.

Para el caso de estimar el valor de reposición a nuevo se utiliza la desagregación en componentes que se presenta en la Tabla 3-6 que incluye un ejercicio presupuestal.

Tabla 3-6 Clasificación en componentes para presupuesto de reposición a nuevo

CÓDIGO	ÍTEM
1000	ESTRUCTURA
2000	CIMENTACION
3000	FACHADAS
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS
5000	ACABADOS PISO
6000	ACABADOS TECHO
7000	ACABADOS OTROS
8000	INSTALACIONES
9000	CONTENIDOS
10000	COMPLEMENTARIOS
11000	DEMOLICION Y RETIRO DE ESCOMBROS

En las Tabla 3-7 y Tabla 3-8 se presenta el resumen del presupuesto detallado de construcciones elaborado para un edificio característico de cinco (5) pisos con nivel de diseño sísmico alto (cumpliendo la totalidad de los requerimientos de diseño sísmico de la normativa sísmica moderna), acabados dúctiles y contenidos correspondientes a una edificación de estrato socio-económico medio-alto para una ciudad latinoamericana típica. Para garantizar una consistencia

con los precios de la realidad comercial en el sitio de ubicación de la edificación, dicho presupuesto fue revisado y ajustado por especialistas constructores de amplia trayectoria de este tipo de edificaciones (Escovar, 2015).

Tabla 3-7 Especificaciones generales del proyecto para la elaboración del presupuesto

DATOS GENERALES DEL PROYECTO	
NOMBRE	EDIFICIO_5_DES
NUMERO DE PISOS	SOTANO, 5 PISOS Y CUBIERTA
USO EDIFICACION	VIVIENDA
ESTRATO	MEDIO-ALTO
UBICACIÓN	N/A
SISTEMA ESTRUCTURAL	PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO
SISTEMA DE ENTREPISO	PLACA ALIGERADA EN CONCRETO REFORZADO (UNA DIRECCIÓN)
TIPO DE CIMENTACION	PLACA DE CONCRETO ALIGERADA
APTOS POR PISO	2
NO. PISOS TIPO	4
NO. SOTANOS	2
NO. PISOS	6
TOTAL APTOS	8
ALTURA ENTREPISO EN (M)	3

Tabla 3-8 Presupuesto aproximado global de estructura y acabados para valor de reposición total a nuevo (valores en pesos colombianos COP)

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$286,177,477
2000	CIMENTACION	\$118,698,870
3000	FACHADAS	\$41,728,500
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$224,207,632
5000	ACABADOS PISO	\$154,893,644
6000	ACABADOS TECHO	\$101,054,090
7000	ACABADOS OTROS	\$205,632,859
8000	INSTALACIONES	\$67,391,050
9000	CONTENIDOS	\$151,768,245
10000	COMPLEMENTARIOS	\$136,148,970
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$1,487,701,336
COSTOS INDIRECTOS		\$282,731,040
Lote de terreno		\$1,035,000,000
Honorarios		\$382,030,058
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$3,187,462,434

Alternativamente a lo anterior, se puede utilizar el valor comercial de cada edificación como valor de reposición en el análisis. Esto generará la tendencia a disminuir las pérdidas

porcentuales que se registran en las funciones de vulnerabilidad, aunque posteriormente, al realizar el análisis de riesgo su utilizará el mismo valor económico absoluto para volver a pasar de pérdidas porcentuales a absolutas, manteniendo con esto la consistencia del análisis.

Por otro lado, para garantizar la consistencia en la evaluación de costos para diferentes prototipos de análisis se definen modelos de cantidades indicativas de referencia de los diferentes ítems incluidos en el presupuesto. La valoración por capítulos se realiza teniendo en cuenta cantidades indicativas de edificios de referencia o valores generalmente aceptados y los precios unitarios correspondientes. La metodología permite escoger el valor de cantidades (Cantidad Seleccionada) entre los valores de entrada del usuario y valores estándar según estudios realizados a edificaciones existentes (Factor de Referencia Recomendado). Las cantidades se asignan a las áreas y a los materiales estructurales utilizados (volumen de concreto y kilogramos de acero). La Tabla 3-9 presenta el modelo de cantidades de componentes utilizado para el edificio prototipo P2-DES-D. Los modelos de componentes para los otros edificios prototipo se incluyen en el Apéndice F.

Tabla 3-9 Modelo de cantidades de componentes para el edificio P2-DES-D (ilustrativo)

Edificio		Factor de Referencia Recomendado			Cantidad Seleccionada	
Ítem	Factor	Edificio de Referencia	Factor m2/m2		Factor a Escoger	Área m2
Área Lote		-	-	-	-	414
Área Placa Piso Tipo		-	-	-	-	225
Área Placa Sótano	APS/ APPT	2 DES	0	-	Dato Entrada	0
Área Placa Cimentación	APC/ APPT	2 DES	1.28	-	Dato Entrada	342
Área Placa Total		-	-	-	-	225
Área Total Construida		-	-	-	-	567

Edificio		Factor de Referencia Recomendado			Cantidad Seleccionada	
Materiales Estructurales		Edificio de Referencia	Factor		Factor a Escoger	Vol. m3
Vol. Concreto	Factor		m3/m2			
Vol. Concreto Placa Piso Tipo	VCPPT/APPT	2 DES	0.15	-	Dato Entrada	35
Vol. Concreto Placa Sótano	VCPS/APS	2 DES	0.15	-	Dato Entrada	0
Vol. Concreto Placa Cimentación	VCPC/APC	2 DES	0.35	-	Factor Ref.	119.7
Vol. Concreto Columnas	VCC/ATC	2 DES	0.01	-	Dato Entrada	10
Vol. Concreto Placa Total	VCPPT/APPT	-	-	-	-	35
Vol. Concreto Total	VCT/ATC	-	-	-	-	164.7
Kg. Acero		Edificio de Referencia	Factor		Factor a Escoger	Peso Kg
	Factor		Kg/m3	Kg/m2		
Peso Acero Placa Piso Tipo	PAPPT/VCPPT	2 DES	98.12	14.39	Factor Ref. 1	3238
Peso Acero Placa Sótano	PAPS/VCPS	2 DES	98.12	14.39	Factor Ref. 1	0
Peso Acero Placa Cimentación	PAPC/VCPC	2 DES	65	22.75	Factor Ref. 1	7781
Peso Acero Columnas	PAC/VCC	2 DES	375	5.08	Factor Ref. 2	2881
Peso Acero Placa Total	PAPPT/VCPPT	-	-	-	-	3238
Peso Acero Total	PAT/VCT	-	-	-	-	13900

La definición del valor económico de reposición de la edificación es importante por cuanto la función de vulnerabilidad que resulte dependerá de esta cantidad. Al expresar la curva de vulnerabilidad en términos porcentuales es necesario especificar igualmente el valor utilizado para la normalización, de manera que a la hora de realizar las evaluaciones de riesgo se utilice el valor equivalente y así las pérdidas resultarán en el mismo orden de magnitud que las calculadas con el procedimiento detallado propuesto.

3.6.3 Modelos de cantidades de componentes para el análisis

Los modelos de cantidades de componentes para el análisis incluyen la definición de la ubicación y cantidades de componentes susceptibles a sufrir daño en términos de elementos estructurales, no estructurales y contenidos. El componente individual se define como el tramo o sector de elemento estructural, no estructural o contenido mínimo que puede ser intervenido para efectos de reparación. Para cada componente individual se define una descripción, la categoría de componente (estructural, no estructural o contenido) su ubicación específica (piso), la unidad de análisis y la cantidad de unidades en el piso. También se debe asignar el parámetro de demanda para la estimación del daño, una caracterización de fragilidad tal como se explica en el numeral 3.7 y la definición de si los daños de los diferentes componentes en cada grupo están o no correlacionados.

La Tabla 3-10 presenta de manera indicativa los grupos principales de componentes que conforman el presupuesto global de una edificación.

Tabla 3-10 Grupos principales de componentes (Indicativo)

GRUPO	CÓDIGO	ÍTEM
Componentes Estructurales	1000	ESTRUCTURA
	2000	CIMENTACION
	3000	FACHADAS
Componentes No Estructurales	4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS
	5000	ACABADOS PISO
	6000	ACABADOS TECHO
	7000	INSTALACIONES
Contenidos	8000	CONTENIDOS, MUEBLES, EQUIPOS
	9000	ACABADOS OTROS
Otros	10000	COMPLEMENTARIOS

En forma complementaria, la Tabla 3-11 presenta un listado detallado de componentes individuales considerados en cada uno de los grupos. Para cada uno de ellos se indica si dicho es componte es susceptible a daño en condiciones normales. Dentro de este último grupo, los componentes estructurales considerados corresponden principalmente a tramos de vigas y columnas en edificaciones de varios pisos cuyo sistema estructural principal son pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado. También pueden incluirse los elementos

individuales de cimentación tales como vigas de amarre, zapatas, muros o elementos de la cimentación profunda. Los componentes no estructurales susceptibles a daño incluyen las fachadas, los muros divisorios y complementos, los acabados de piso, los acabados de techo, otros acabados y las instalaciones dentro de las cuales se incluyen las tuberías de agua (agua potable, aguas negras, aguas lluvias), gas, electricidad e iluminación y comunicaciones entre otras. Los contenidos de la edificación susceptibles a daño incluyen en el presente caso muebles fijos, ascensores, instalaciones de cocinas, equipos, dispositivos y otros. En general, el modelo permite la clasificación de cualquiera de los componentes del presupuesto global en el grupo de componentes susceptibles.

Tabla 3-11 Listado detallado de componentes para el análisis y clasificación en condiciones normales (listado indicativo)

CÓDIGO	ÍTEM	CATEGORÍA SEGÚN SUSCEPTIBILIDAD A DAÑO
1000		ESTRUCTURA
1001	Columnas en concreto	Estructurales
1002	Placas entrepiso 0.4m	Estructurales (Daño parcial)
1003	Placa maciza 0.12m	Estructurales (Daño parcial)
1004	Escalera en concreto	No Daño
1005	Rampas vehiculares	No Daño
1006	Vigas cubierta	Estructurales
1007	Hierro corrugado	Estructurales (Daño parcial)
1008	Malla electrosoldada	Estructurales (Daño parcial)
2000		CIMENTACION
2001	Excavación a mano	No Daño
2002	Excavación a maquina	No Daño
2002a	Rellenos y compactación	No Daño
2003	Concreto pobre	No Daño
2004	Placa Cimentación	Estructurales (Daño parcial)
2005	Placa de contrapiso	No Daño
2006	Hierro corrugado	Estructurales (Daño parcial)
3000		FACHADAS
3001	Muros Tolete	No Estructurales
3002	Fachada flotante/ventaría	No Estructurales
4000		MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS
4001	Muros Drywall	No Estructurales
4002	Pañetes muros	No Estructurales
4003	Enchapes Muros	No Estructurales
4004	Vinilo y estuco	No Estructurales
4005	Filos y Dilataciones	No Estructurales
4006	Muros bloque estructural	No Estructurales
5000		ACABADOS PISO
5001	Afinado pisos	No Estructurales
5002	Impermeabilizante Pisos	No Estructurales
5003	Pisos en madera	No Estructurales
5004	Enchapes pisos	No Estructurales
5005	Enchapes Zonas Comunes	No Estructurales
6000		ACABADOS TECHO
6001	Cielorraso en Drywall	No Estructurales
6002	Pañetes Cielorraso	No Estructurales
6003	Cubierta plana marquesina	No Estructurales

Tabla 3-11 Listado detallado de componentes para el análisis y clasificación en condiciones normales (listado indicativo)

CÓDIGO	ÍTEM	CATEGORÍA SEGÚN SUSCEPTIBILIDAD A DAÑO
6005	Impermeabilización cubierta	No Estructurales
7000	INSTALACIONES	
7001	Puntos de aguas lluvias	No Estructurales
7002	Bajante de aguas lluvias	No Estructurales
7003	Puntos Sanitarios	No Estructurales
7004	Bajantes Sanitarias	No Estructurales
7005	Acometida de gas Natural	No Estructurales
7006	Tomas Eléctricas	No Estructurales
7007	Acometidas Varias	No Estructurales
7008	Salidas Eléctricas	No Estructurales
7009	Red general T.V.	No Estructurales
8000	CONTENIDOS	
8001	Cocina	Contenidos
8002	Mesones Granito Cocinas	Contenidos
8003	Mueble Cocina Bajo Y Alto	Contenidos
8004	Estufa y Horno	Contenidos
8005	EQ. Hidroneumático	Contenidos
8006	Ascensor seis pasajeros	Contenidos
8007	Contadores de Gas	Contenidos
8008	Contadores Eléctricos	Contenidos
9000	ACABADOS OTROS	
9001	Sanitarios	Contenidos
9002	Lavamanos	Contenidos
9003	Duchas	Contenidos
9004	Calentadores	Contenidos
9005	Inst. Lavadora/Lavaplatos	Contenidos
9006	Lavadero	Contenidos
9007	Puertas	Contenidos
9008	Muebles Portería	Contenidos
9009	Closets	Contenidos
9010	Barandas Metálicas	Contenidos
9011	Ventanas Aluminio	Contenidos
9012	Divisiones V-templado	Contenidos
9013	Cerraduras	Contenidos
9014	Espejos	Contenidos
10000	COMPLEMENTARIOS	

Los componentes individuales descritos deben agruparse para efectos de simplicidad en tipo de componentes. Estos deben asignarse piso a piso considerando que los parámetros de demanda sísmica (*PDS*) varían consecuentemente. A cada tipo de componente se asigna los siguientes parámetros:

- Categoría del componente: Componente Estructural, Componente No Estructural o Contenido, lo cual se utiliza para agrupación posterior de pérdidas y para interpretación de resultados.

- Especificación de fragilidad: ver numeral 3.7.
- Descripción del módulo susceptible a daño y de la unidad a considerar: la definición de la unidad del componente está relacionada con la unidad mínima susceptible a ser reparada o reemplazada. Para componentes estructurales estos deben incluir no solamente el tramo específico de viga o columna a reparar, sino todos los elementos adosados al mismo que conforman el componente como son el tramo de losa incluyendo pisos y cielo rasos adyacentes para el caso de vigas y los elementos de acabados adosados a columnas como enchapes, parte de muros divisorios y otros elementos que deben intervenir en caso de afectación del componente. Para componentes no estructurales debe definirse un módulo de análisis integral que representa la unidad mínima que puede someterse a reparación. Por ejemplo, cuando se presenta daño en un tramo de cielo raso colgante, no es posible reemplazar un panel y sus soportes individuales sino que usualmente se hace necesario reemplazar un tramo completo de cielo raso entre vigas principales. Para el presente caso como ejemplo representativo se consideran tramos de cielo raso con un área representativa del orden de 5 m x 5 m.
- Cantidad de unidades: corresponde a la cantidad de unidades en cada piso susceptibles a daño.
- Parámetro de demanda: corresponde al *PDS* que se utiliza para la estimación del daño. Los parámetros de demanda sísmica deben estar almacenados en la base de datos respectiva.
- Correlación entre daños en los componentes del grupo: indica si los daños en el grupo de componentes indicados están correlacionados, en cuyo caso todos tendrán el mismo estado de daño en cada una de las realizaciones de análisis. En caso de no correlación se realizará para cada uno, la estimación aleatoria del estado de daño respectivo. Un ejemplo de daño correlacionado son las diagonales de un pórtico arriostrado en un mismo plano de resistencia sísmica ya que el pandeo por sobrecarga sísmica de uno de ellos obliga necesariamente al pandeo simultáneo de todas los arriostramientos en el mismo plano. Cuando se desee especificar que un grupo de componentes tiene correlación en los daños, será necesario definir un grupo específicos para estos.

La Tabla 3-12 presenta una caracterización típica realizada para una edificación de dos pisos de vivienda, elementos que se utilizan en el caso de análisis que se presenta más adelante.

Tabla 3-12 Caracterización típica en componentes por piso para una vivienda de dos pisos

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
1	Estructural	ACI 318 SMF, Col & Viga	Nodo	16	B1041.001a	Deriva	No
	Acabados	Cielo raso suspendido	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	Acabados	Fachada Flotante + Vidrio	1.8mx1.5m	32	B2022.001	Deriva	Si
	Acabados	Muros Divisorios Tipo Mampostería C.	5mx3m	8	C1011.004b	Deriva	Si
	Acabados	Muros Divisorios Tipo Mampostería C. + Enchape	5mx3m	4	C1011.005b	Deriva	Si
	Contenidos	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	Contenidos	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Acel.)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Deriva)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No
2	Estructural	ACI 318 SMF, Col & Viga	Nodo	16	B1041.001a	Deriva	No
	Acabados	Cielo raso suspendido	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	Acabados	Fachada Flotante + Vidrio	1.8mx1.5m	32	B2022.001	Deriva	Si
	Acabados	Muros Divisorios Tipo Mampostería C.	5mx3m	8	C1011.004b	Deriva	Si
	Acabados	Muros Divisorios Tipo Mampostería C. + Enchape	5mx3m	4	C1011.005b	Deriva	Si
	Contenidos	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	Contenidos	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Acel.)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Deriva)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

3.6.4 Costos unitarios de reparación/reposición de componentes

La estimación de pérdidas económicas en edificaciones luego de la ocurrencia de eventos sísmicos se lleva a cabo con base en los costos de reparación de los componentes individuales de la edificación susceptibles a sufrir daño, en un análisis del tipo “Bottom-up”, para llevar al componente a un estado similar al que tenía previamente a la ocurrencia del evento.

Los costos unitarios de reparación por componente deben tener en cuenta la descripción, dimensiones representativas y unidades de análisis del componente. Deben considerarse el costo de materiales, mano de obra, equipos y herramientas al igual que el rendimiento esperado en las actividades de acuerdo con una cuadrilla típica de trabajo en correspondencia con el tamaño y características de la unidad del componente (por ejemplo, tramo completo de cielo raso en paneles de 5 m x 5 m). El análisis de precios unitarios se realizará para cada uno de los estados

de daño definidos por cuanto cada uno de ellos puede involucrar actividades diferentes. Por ejemplo, para muros divisorios en mampostería es usual establecer tres estados de daño que corresponden a bajo, moderado y total. El daño bajo incluirá típicamente reparación de grietas y fisuras, pañete, pintura y arreglos menores en los acabados. El estado de daño medio puede involucrar eliminación y reemplazo de piezas de mampostería afectadas, reparación de juntas, aplicación de pañete en tramos completos, sustitución de acabados y pintura, mientras que el daño total implicará la demolición de tramos de muro, reconstrucción completa, pañetado, pintura y reposición completa de acabados.

En términos generales para la evaluación de los costos unitarios de reposición por componente se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Materiales.
- Equipos.
- Herramientas.
- Calificación de la mano de obra.
- Rendimiento de una cuadrilla típica de trabajo.
- Dificultad de acceso según la ubicación de la edificación.
- Dificultad de acceso dentro de la edificación.
- Condiciones de trabajo.
- Posibilidad de sobrecostos por escasez o condiciones comerciales pos-terremoto.
- Disponibilidad de materiales y mano de obra.
- Tiempo requerido para reposición de equipos y elementos especiales.

Por otro lado, para la planificación del procedimiento constructivo se deben tener en cuenta las siguientes actividades:

- Remoción o protección de contenidos en cercanías al área a intervenir.
- Apuntalamiento, demarcación y protección en los alrededores del sitio a intervenir.
- Cerramientos temporales de protección y señalización.
- Remoción de componentes arquitectónicos (ventanería o fachadas), no estructurales, mecánicos, eléctricos, sistemas de tuberías y demás elementos para acceder el sitio de reparación.
- Demolición de elementos adyacentes como placas, muros, divisiones a la zona a intervenir.
- Realización de la intervención misma, reparación o reposición.
- Reinstalación y reconstrucción de elementos complementarios y acabados.
- Reinstalación de componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, sistemas de tuberías y otros.
- Elaboración de acabados y terminados en componentes afectados.
- Pruebas de funcionamiento y calidad.

- Limpieza y reemplazo de contenidos.

Por ejemplo, un elemento de columna que esté pañetada y pintada en contraposición a un elemento de columna con un acabado en enchape o mármol, requerirá una evaluación presupuesta diferente. También será muy diferente la reparación de una viga que está aislada de elementos no estructurales a una viga embebida en una placa de piso con elementos de recubrimiento adheridos a ella como terminados de piso, cielo raso o elementos de fachada.

La estimación final de costos de reparación puede variar igualmente por el número de intervenciones a realizar en una misma edificación y por economías de escala. Según esto el FEMA P-58 (FEMA, 2012) propone la distribución de costos de la Figura 3-15 en la cual se plantean los siguientes parámetros:

- Cantidad mínima: número de reparaciones del mismo tipo por debajo del cual no se esperan descuentos que reflejen economías de escala o eficiencia en la operación.
- Costo Máximo: el costo unitario para realizar un trabajo de reparación, excluyendo economías de escala y eficiencias en la operación.
- Cantidad superior: número de reparaciones del mismo tipo por encima del cual no se esperan descuentos adicionales asociados a economías de escala o eficiencia en la operación.
- Costo Mínimo: el costo unitario para realizar un trabajo de reparación, incluyendo todas las posibles economías de escala y eficiencias en la operación.
- Dispersión: incertidumbre asociada a la estimación de costos.

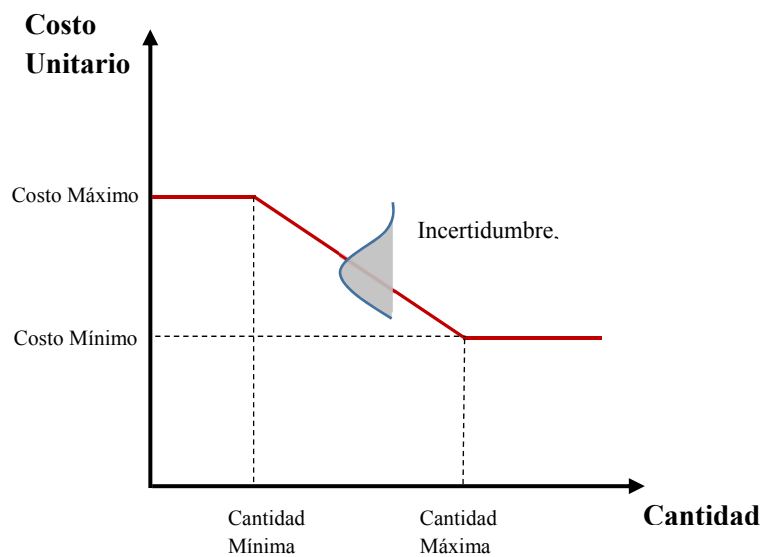


Figura 3-15 Función de variación de costos de reparación. Tomada del FEMA-P-58-1 (FEMA, 2012)

Una vez definidos los costos mínimo y máximo de reparación de cada uno de los componentes para cada uno de los estados de daño o afectación (ver numeral 3.7) es posible estimar los eventuales costos máximos de reposición en caso de daño severo en la totalidad de los componentes de la edificación susceptibles a daño y comparar dicho valor con el resultante del análisis tipo “top-down”. Este tipo de análisis sirve de base para la toma de decisiones de inversión e intervención con base en el desempeño esperado de la edificación respecto a la amenaza, permitiendo encontrar de forma ordenada y consistente el punto de quiebre donde un esquema de reparación deja de ser viable y resulta más costo-eficiente la demolición y reconstrucción completa.

Las incertidumbres en los costos de reparación en el marco de los análisis probabilistas de riesgo se consideran a través de funciones de distribución de probabilidad de los costos de reparación/reposición estimados para cada estado de daño. Para esto se asumen funciones de distribuciones normales o log-normales con sus respectivos valores de dispersión según lo que indique la fuente primaria de información en cada caso (ver numeral 3.7).

En la Tabla 3-13 se presenta el resumen del presupuesto de costos de reparación esperados para componentes de vigas típicas en edificaciones de pórticos para estados de daño severo. En la Tabla 3-14 se presenta el caso de reposición total de muros divisorios en mampostería con pañete simple por ambos lados para una unidad definida como un tramo de 5 m de longitud y 3 m de altura representativa, aunque la valoración se presenta por m².

Tabla 3-13 Presupuesto estimado de costos de reparación para componentes estructurales en daño severo

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Material	Mano de Obra	Sub Total	Valor Total
1	DEMOLICIONES Y DESMONTES	M ²	15	\$ -	\$ 386,660	\$ 386,660	\$ 386,660
2	REPARACION COLUMNA	GL	1	\$ 1,287,176	\$ 281,763	\$ 1,667,139	\$ 1,667,139
3	REPARACION VIGAS	GL	4	\$ 3,453,516	\$ 513,263	\$ 4,309,979	\$ 4,309,979
4	ACABADOS Y REMATES	M ²	15	\$ 301,857	\$ 198,300	\$ 1,133,227	\$ 1,133,227
TOTAL REPARACIONES DAÑOS SEVEROS NUDO ESTRUCTURAL							\$ 7,497,005

Tabla 3-14 Presupuesto de reposición total de muros divisorios en mampostería con pañete simple por ambos lados (unidad de análisis por metro cuadrado)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Material	Mano de Obra	Sub Total	Valor Total
1	DEMOLICION MURO EN BLOQUE	M ²	1	\$ -	\$ 4,990	\$ 4,990	\$ 4,990
2	RETIRO ESCOMBROS	GL	1	\$ -	\$ 2,321	\$ 2,321	\$ 2,321
3	MURO EN BLOQUE	M ²	1	\$ 23,455	\$ 9,960	\$ 33,415	\$ 33,415
4	PAÑETE SOBRE MURO	M ²	2	\$ 6,635	\$ 9,960	\$ 16,595	\$ 33,190
5	PINTURA - 3 MANOS -	M ²	2	\$ 7,431	\$ 12,060	\$ 19,491	\$ 38,982
COSTO TOTAL POR M²							\$ 112,898
COSTO REPARACION/COSTO NUEVO							1.07

A estos costos de reparación/reposición unitarios se les asigna una función de distribución de probabilidad normal con un coeficiente de variación de 0.45 (FEMA, 2012).

Resulta ilustrativo totalizar los costos de reparación/reposición de todos los componentes susceptibles a daño y compararlo con el valor total de reposición del edificio, como medida de control de los niveles máximos de pérdidas por componente susceptibles a daño.

3.6.5 Tiempos de reparación y pérdidas económicas por interrupción del funcionamiento

El análisis del impacto económico de los daños producidos por terremotos en edificaciones debe incluir las pérdidas económicas por interrupción del funcionamiento de la edificación afectada para lo cual se hace necesario estimar el tiempo requerido para adelantar las reparaciones y el costo por unidad de tiempo asociado a dicha afectación.

Para estimar el tiempo requerido para adelantar las reparaciones deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Responsable de las reparaciones (dueño, ocupantes o compañía de seguros)
- Disponibilidad de recursos financieros.
- Disponibilidad de especialistas para diagnóstico de daños y recomendaciones de reparación.
- Disponibilidad de contratistas, materiales y mano de obra calificada para realizar las intervenciones.
- El tiempo requerido para la consecución de equipos o materiales especiales.
- Definición de si las reparaciones se van a realizar con el edificio ocupado o si se requiere evacuar el edificio.
- Posibilidad de acceder al edificio luego de la ocurrencia de los daños.

La interrupción del funcionamiento de una edificación específica se estima con base en lo siguiente:

- Tiempo requerido de reparación.
- Tiempo requerido para suministro de servicios especializados, materiales y equipos.
- Tiempo requerido para la obtención de licencia de intervención.

Para cada estado de daño en cada uno de los tipos de componentes se realiza un estimativo de la mano de obra requerida y la duración de los trabajos de reparación en número de horas o días de trabajo para una cuadrilla de trabajo representativa. La cuadrilla representativa estaría conformada por el número de trabajadores que pueden ocupar la zona de trabajo a intervenir en un mismo tiempo. Como opción para el análisis se puede establecer el número de cuadrillas en paralelo que pueden disponerse con el fin de reducir al máximo el tiempo esperado de intervención. El número de cuadrillas simultáneas para emprender trabajos de intervención en cada uno de los tipos de componentes dependerá del número de daños esperados por componente, del tipo de construcción (si es posible contar con varias cuadrillas en el mismo piso o en pisos simultáneos), de la disponibilidad de mano de obra calificada simultánea en los días siguientes a la ocurrencia de los daños, y de si se espera que la edificación esté o no ocupada por residentes durante los trabajos.

La estimación final de los tiempos de reparación puede variar según el número de intervenciones a realizar en una misma edificación y por economías de escala. Según esto, el FEMA P-58 (FEMA, 2012) propone una distribución del tiempo requerido de reparación similar a la propuesta para los costos de los daños (ver Figura 3-15) con los siguientes parámetros:

- Cantidad mínima: número de reparaciones del mismo tipo por debajo del cual no se esperan reducciones posibles de tiempo que reflejen economías de escala o eficiencia en la operación.
- Tiempo Máximo: el máximo número de días de trabajo necesarias para realizar un trabajo de reparación, excluyendo economías de escala y eficiencias en la operación.
- Cantidad superior: número de reparaciones del mismo tipo por encima del cual no se esperan reducciones adicionales en los tiempos de reparación asociados a economías de escala o eficiencia en la operación.
- Tiempo Mínimo: el mínimo número de horas o días de trabajo requeridas para realizar un trabajo de reparación, incluyendo todas las posibles economías de escala y eficiencias en la operación.
- Dispersión: incertidumbre asociada a la estimación de tiempos de reparación.

El tiempo básico estimado de reparación se debe ajustar con el tiempo requerido para entrega de suministros (servicios y bienes) y el tiempo necesario para la obtención de la licencia para realizar las intervenciones en fecha posterior a la ocurrencia de los daños. Ajustes adicionales pueden realizarse por trabajos en serie o en paralelo, como por ejemplo en varios pisos del mismo edificio en forma simultánea.

Para la estimación del tiempo total de duración de los trabajos de reparación se han propuesto modelos característicos de programación de obra (FEMA, 2012). Para efectos de la presente

investigación se propone una versión simplificada de dichos algoritmos que tiene en cuenta las variables generales planteadas y que se aplicaría para cada realización de análisis en las simulaciones:

$$T = T_{inicial} + T_E + T_{NE} + T_{final} \quad (\text{Ec. 3-20})$$

$$T_E = (\sum_i \sum_j T_{i,j} \cdot 1.2 \cdot N_{i,j}) / N_{cuadrillas,e} \quad (\text{Ec. 3-21})$$

$$T_{NE} = (\sum_k \sum_m T_{k,m} \cdot 1.2 \cdot N_{k,m}) / N_{cuadrillas,ne} \quad (\text{Ec. 3-22})$$

donde:

T = variable aleatoria que representa el tiempo total estimado de interrupción del funcionamiento.

$T_{inicial}$ = el tiempo inicial en días estimado para el inicio de los trabajos y que debe considerar entre otros factores, el tiempo para obtener la licencia de construcción, el tiempo requerido para la evaluación de daños y diseños de intervenciones, la disponibilidad de mano de obra calificada y contratistas en el momento del evento.

T_{final} = tiempo final que se requiere para la terminación y puesta a punto de los trabajos realizados, limpieza, pruebas, acabados finales, reconexión de servicios, ocupación y otros.

T_E = tiempo asociado a la reparación de elementos estructurales.

T_{NE} = tiempo asociado a la reparación de elementos no estructurales.

$\sum i$ = sumatoria sobre todos los tipos de componentes estructurales con afectación.

$\sum j$ = sumatoria sobre todos los estados de daño de componentes estructurales.

$\sum k$ = sumatoria sobre todos los tipos de componentes no estructurales con afectación.

$\sum m$ = sumatoria sobre todos los estados de daño de componentes no estructurales.

$T_{i,j}$ = tiempo estimado para la reparación del componente estructural i en el estado de daño j .

$N_{i,j}$ = número de componentes del tipo i en el estado de daño j .

$T_{k,m}$ = tiempo estimado para la reparación del componente no estructural k en el estado de daño m .

$N_{k,m}$ = número de componentes no estructurales del tipo k en el estado de daño m .

$N_{cuadrillas,e}$ = número de cuadrillas para trabajos en elementos estructurales.

$N_{cuadrillas,ne}$ = número de cuadrillas para trabajos en elementos no estructurales.

A la variable T se le asigna una función de distribución normal o log-normal, en función del tipo de componente, con coeficiente de variación o dispersión en el orden de 0.2 a 0.5 (FEMA, 2012).

El costo asociado con la interrupción del funcionamiento dependerá del tiempo total estimado de duración de los trabajos de reparación y del costo unitario por unidad de tiempo de funcionamiento del bien. Este costo depende a su vez de varios factores como son el uso de la construcción, la ubicación y aspectos comerciales tales como la demanda y oferta en la zona de bienes similares al afectado. Para el caso de edificaciones residenciales el costo por unidad de tiempo en que la edificación estará por fuera de servicio se puede estimar de manera simplificada como el costo equivalente de arriendo de un bien similar. Este valor usualmente se estima comercialmente como un porcentaje del avalúo del bien y puede oscilar entre un 5% y un 10% de dicho valor para un periodo de (1) año, aunque este factor puede tener grandes variaciones de región en región y según las condiciones macroeconómicas en el momento de la evaluación.

3.7 ESPECIFICACIÓN DE FRAGILIDAD PARA COMPONENTES

3.7.1 Limitaciones

Para efectos del análisis de eventuales impactos en componentes se establecen las siguientes limitaciones:

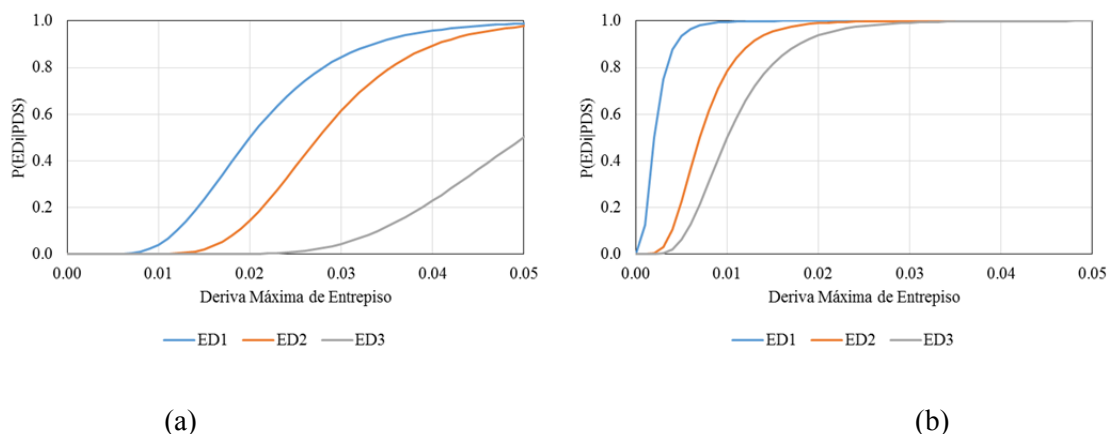
- a) Solo se considera la afectación física en componentes del edificio. No se analiza el impacto en los ocupantes o el análisis de afectados o víctimas probables. Tampoco se consideran impactos ambientales o de cualquier otro tipo.
- b) Sólo se consideran los impactos directos en la edificación en elementos estructurales, no estructurales y en los contenidos. El análisis no considera eventuales impactos indirectos como interrupción de la energía, afectación de tuberías en las afueras del edificio y en las acometidas, afectaciones por fuera de la construcción, generación de incendios, problemas con los materiales o elementos almacenados o efectos similares.
- c) Sólo se considera un parámetro de demanda para la evaluación de los estados de daño en cada componente. En algunos casos, el estado de daño podría llegar a depender de la combinación de dos o más parámetros.

3.7.2 Aspectos conceptuales

Cada uno de los tipos de componentes susceptibles a sufrir daño que conforman la edificación debe caracterizarse mediante una especificación completa de fragilidad que incluye: una descripción completa del componente; la caracterización de los posibles estados de daño y los métodos de reparación; la interrelación lógica entre estados de daño; el parámetro de demanda resultante del análisis de respuesta sísmica que mejor puede definir el estado de daño alcanzado; la función de fragilidad de cada estado de daño; las funciones de probabilidad de los costos y tiempos de reparación/reposición en cada estado y una calificación de la calidad de la información contenida.

Para cada componente se definen una serie de estados de daño discretos ya que en la práctica resulta imposible definir funciones continuas para la descripción de los daños en elementos característicos. Usualmente se plantean tres estados de daño, “ligero”, “moderado” o “severo”, aunque pueden plantearse más o puede recurrirse en algunos casos a la definición de estados discretos como “daño” o “no daño”. Cada estado de daño tendrá una descripción detallada al igual que el método sugerido de reparación y la interrelación lógica de ocurrencia entre ellos. Usualmente se asume que estos son mutuamente excluyentes y van en orden incremental (sólo un estado de daño probable para cada realización de análisis) aunque puede también asumirse que algunos de ellos ocurren de manera alternativa (un daño o el otro con igual probabilidad para cada realización de análisis). Ante la incertidumbre en la evaluación del estado de daño, se plantean funciones de distribución de probabilidad condicional de ocurrencia de daño para un determinado valor de demanda (usualmente funciones de distribución de probabilidad log-normales). Estas permiten estimar la probabilidad de alcanzar cada estado de daño en función de un parámetro de entrada que corresponde al *PDI* que mejor correlación presente con el daño y que se obtiene a partir de un análisis dinámico de la edificación tal como se explicó en el numeral 3.5 y que estaría contenido en la base de datos de parámetros de demanda para cada edificación en particular.

La Figura 3-16 (a) ilustra una función de fragilidad típica en la cual se identifican tres diferentes estados de daño para un nodo viga-columna de concreto reforzado con disipación de energía especial (*DES*). La Figura 3-16 (b) ilustra la función de fragilidad típica para muros divisorios internos en mampostería en una edificación aporricada de concreto reforzado en el cual se considera que están vinculados o adosados a la estructura (no se deja aislamiento para las derivas horizontales de la edificación). Estas funciones de fragilidad se han definido con base en la información contenida en el FEMA P-58 (FEMA, 2012) y en información complementaria de Quiroga (2013).



(a) (b)
 Figura 3-16 Función de fragilidad para (a) un nodo viga-columna de concreto reforzado (*DES*), (b) un muro divisorio de mampostería

Los estados de daño definidos en el caso del nodo de viga-columna de concreto reforzado (*DES*) son los siguientes:

- Estado de daño *ED1*: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales menores a 1.5mm. No hay desprendimiento significativo. No se presenta fractura o pandeo del refuerzo. Ver Figura 3-17 (a).
- Estado de daño *ED2*: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. Desprendimiento de recubrimiento expone viga y refuerzo transversal pero no refuerzo longitudinal. No se presenta fractura o pandeo del refuerzo. Ver Figura 3-17 (b).
- Estado de daño *ED3*: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. Desprendimiento de recubrimiento expone refuerzo longitudinal. Trituración de núcleo de concreto. Fractura o pandeo de refuerzo; requiere sustitución. Ver Figura 3-17 (c).

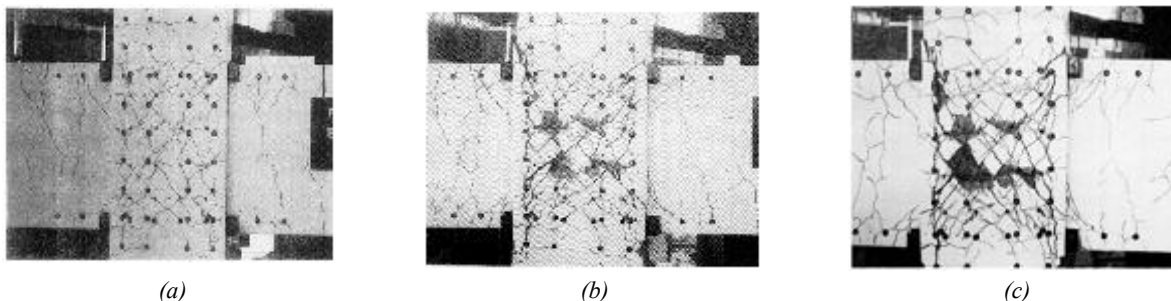


Figura 3-17 Estados de daño ilustrativos para nodo de concreto estructural (*DES*), (a) Daño leve *ED1*, (b) Daño moderado *ED2*, (c) Daño severo *ED3*. Tomado del PACT elaborado a partir del FEMA P-58 (FEMA, 2012).

Los estados de daño definidos para los muros divisorios en mampostería vinculados a la estructura son los siguientes:

- Estado de daño *ED1*: daño leve que corresponde a la presencia de fisuras y grietas aisladas con espesores menores de 1 mm o en los contactos con otros elementos y caídas de pañete localizadas. Ver Figura 3-18(a).
- Estado de daño *ED2*: rotura de piezas de mampostería, agrietamientos en diagonal o en la unión con otros elementos claramente definidos con espesores mayores a 1 mm, daño parcial de muro. Ver Figura 3-18(b).
- Estado de daño *ED3*: grietas claramente definidas en diagonal o en las uniones con otros elementos con espesores en el orden de los cm, colapso parcial del muro, inestabilidad del muro. Ver Figura 3-18(c).



Figura 3-18 Estados de daño ilustrativos para un muro mampostería, (a) Daño leve *ED1*, (b) Daño moderado *ED2*, (c) Daño severo *ED3* (Quiroga, 2013).

La función de fragilidad para cada estado de daño se define mediante el valor de la mediana del daño, θ , para el cual hay un 50% de chance de que el estado de daño inicie, y una dispersión, β , que indica el nivel de incertidumbre asociado. Para un amplio número de componentes sometidos a un nivel de demanda θ , si el comportamiento de estos componentes no está correlacionado, la mitad de los componentes experimentarán este estado de daño y la otra mitad no. La dispersión está asociada únicamente al nivel de daño del componente y no incluye la incertidumbre en la estimación de la demanda. Está asociada por lo tanto a la variabilidad en la calidad de los materiales y de la construcción, al nivel de conocimiento sobre el daño que puede llegar a sufrir dicho componente al estar sometido a la demanda especificada y a la factibilidad que el nivel de daño del componente pueda predecirse con un solo parámetro. A medida que el valor de β aumenta, la forma de la curva se aplana indicando un mayor rango en la demanda para el cual hay una probabilidad significativa de que el estado de daño se inicie.

Para la función de fragilidad que se presenta en la Figura 3-16, los valores de la mediana del daño y la dispersión son los siguientes: (1) para *ED1*, $\theta = 0.02$ y $\beta = 0.4$; (2) para *ED2*, $\theta = 0.0275$ y $\beta = 0.1$ y (3) para *ED3*, $\theta = 0.05$ y $\beta = 0.25$.

Según esto, para una deriva de entrepiso dada del 3% se tiene lo siguiente:

- a. La probabilidad de que algún daño se presente es igual a la probabilidad de que se inicie el estado de daño *ED1* que es del orden del 84% ya que el nivel de daño es secuencial.
- b. La probabilidad de que no ocurra ningún daño es igual a la probabilidad de que ninguno de los estados de daño *ED1*, *ED2* y *ED3* se inicien que es $1 - 0.84 = 16\%$.
- c. La probabilidad de que se alcance uno de los estados de daño, es igual a la diferencia entre las probabilidades asociadas a un determinado estado de daño y el siguiente nivel de daño superior. Para *ED1* esto sería $0.84 - 0.58 = 26\%$, para *ED2* sería $0.58 - 0.10 = 48\%$ y para *ED3* sería $0.10 - 0.0 = 10\%$.

Para cada intensidad de análisis, se utilizan las funciones de fragilidad conjuntamente con el nivel de demanda calculado para determinar el estado de daño de cada componente. El conjunto

de los estados de daño de todos los componentes definen el estado de daño de la edificación en su conjunto.

La selección del estado de daño en un caso de análisis específico se realiza mediante la generación de números aleatorios. Cada estado de daño secuencial se asigna un rango de números. Por ejemplo, para *ED1* que varía entre $(P_1 \times 100)$ y $(P_2 \times 100)$, y *DS2* que varía entre $(P_2 \times 100)$ y $(P_3 \times 100)$, donde P_i es la probabilidad inversa de incurrir en el estado de daño i , en el nivel de demanda específica. Un número aleatorio por debajo de $(P_1 \times 100)$ indicaría que no ha ocurrido daño, un número aleatorio entre $(P_i \times 100)$ y $(P_{i+1} \times 100)$ indica que el estado de daño es P_i . Para el ejemplo anterior, los rangos de números aleatorios para los tres estados de daño serían, para no daño entre 1 y 26, para *ED1* entre 26 y 48, para *ED2* entre 48 y 84 y para *ED3* entre 84 y 100.

Cuando dos funciones de fragilidad para un mismo componente tienen valores diferentes de dispersión, las funciones de fragilidad pueden cruzarse. En este caso es necesario ajustar las probabilidades para evitar valores negativos de probabilidad de ocurrencia. Por ejemplo, se asignará una probabilidad de 0 al menor estado de daño por debajo de la intensidad del *PDS* que genere dicho conflicto.

3.7.3 Base de datos de componentes y funciones de daño

Recientemente, el FEMA P-58 (FEMA, 2012) realizó una compilación de información disponible en relación a funciones de fragilidad de componentes estructurales y no estructurales. Esta incluye para cada componente la función de costos y la distribución de probabilidad de incertidumbre que mejor se ajusta los valores disponibles. Dichos costos se plantean para una región del norte de California para el año 2011. También se incluye en la información básica consideraciones de sobrecostos según accesibilidad, inflación, ubicación y fecha y valores estimados para las funciones del tiempo de reparación propuestas. Naturalmente esta información debe ajustarse y modificarse de acuerdo con las condiciones particulares del sitio en que se desee realizara una evaluación específica.

La Tabla 3-15 presenta un resumen de los diferentes parámetros que incluye la base de datos mencionada para el caso ilustrativo de reparaciones de muros divisorios de mampostería en edificaciones de varios pisos. Información equivalente se incluye para otros tipos de componentes.

Tabla 3-15 Parámetros incluidos en la especificación de fragilidad de cada componente.

Código	Tipo	Descripción	Unidad	Calidad Constructiva	Parámetro de Demanda	Estados de Daño
C1011.004a	Muros Divisorios	Muro divisorio en mampostería confinada	5mx3m	Normal	Deriva	3
B1041.001a	Concreto	DES, Col & Vig, 24"x24"	Nodo	No especificado	Deriva	3

Código	Tipo de Estados de Daño	Jerarquía de Estados de Daño	ED 1, Descripción	ED 2, Descripción	ED 3, Descripción
C1011.004a	Secuencial	Sec(ED1,ED2,E D3)	Fisuras menores, separación de la estructura	Fisuración moderada, grietas completas, pérdida de pañete	Agrietamiento significativo, colapso parcial del muro
B1041.001a	Secuencial	Sec(ED1,ED2,E D3)	Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales menores a 1.5mm. No hay desprendimiento significativo. No se presenta pandeo del refuerzo	Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. Desprendimiento expone refuerzo. No se presenta pandeo del refuerzo	Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. Desprendimiento expone refuerzo. Se presenta pandeo del refuerzo

Código	ED 1, Media	ED 2, Media	ED 3, Media	ED 1, Dispersión (Beta)	ED 2, Dispersión (Beta)	ED 3, Dispersión (Beta)	Correlación	Direccional
C1011.004a	0.002	0.007	0.01	0.6	0.45	0.45	NO	SI
B1041.001a	0.02	0.0275	0.05	0.4	0.3	0.3	NO	SI

Código	ED 1, Reparación	ED 2, Reparación	ED 3, Reparación
C1011.004a	Reparación grietas menores. Pañete, pintura	Retiro de piezas falladas, reemplazo parcial mampostería, pañete completo, pintura	Demolición completa del muro, reconstrucción, pañete, pintura
B1041.001a	Demolición y desmonte. Reparar grietas con inyección epóxica y concreto con grout. Reemplazo de acabados.	Demolición y desmonte. Remover 1" de concreto y reemplazarlo. Reemplazo de acabados y tuberías.	Demolición y desmonte. Reemplazo completo de elemento estructural. Reemplazo de acabados y tuberías.

3.7.4 Funciones de fragilidad para el estudio

Para efectos del presente estudio se utilizan una serie de funciones de fragilidad de los componentes principales de las edificaciones prototipo que permiten conformar un modelo integral de costos y componentes susceptibles a daño. Las funciones de fragilidad están basadas en las propuestas por el FEMA P-58 (FEMA, 2012) con ajustes en los costos unitarios, tiempos de reparación esperados e incertidumbres asociados al medio en el cual se realizan los análisis. En el presente caso el análisis corresponde a costos típicos para una ciudad como Bogotá con precios al año 2015.

En la Tabla 3-16 se resumen las funciones de fragilidad consideradas tanto para elementos estructurales como para elementos no estructurales.

Tabla 3-16 Funciones de fragilidad utilizadas en el presente estudio (modificadas a partir del FEMA P-58 (FEMA, 2012))

Código	Tipo	Descripción
C3032.002a	Cielorraso	Cielorraso suspendido, apoyo vertical
C3032.003a	Cielorraso	Cielorraso suspendido, apoyo vertical y lateral
C3032.005a	Cielorraso	Cielorraso con pañete
B1041.001a	Concreto	DES, Col & Vig = 24" x 24", Una viga
B1041.001b	Concreto	DES, Col & Vig = 24" x 24", Dos vigas
B1041.003a	Concreto	DES, Col & Vig = 36" x 36", Una viga
B1041.003b	Concreto	DES, Col & Vig = 36" x 36", Dos vigas
B1041.091a	Concreto	DMI, Col & Vig = 24" x 24", Una viga
B1041.091b	Concreto	DMI, Col & Vig = 24" x 24", Dos vigas
B1041.093a	Concreto	DMI, Col & Vig = 36" x 36", Una viga
B1041.093b	Concreto	DMI, Col & Vig = 36" x 36", Dos vigas
C1011.001a	Divisorios	Muro Drywall
B2022.001	Fachada	Fachada Flotante tipo Muro Cortina
C3011.002b	Acabados	Muro Drywall + Enchape
C1011.004a	Divisorios	Muro mampostería no confinada
C1011.004b	Divisorios	Muro mampostería confinada
C1011.005a	Divisorios	Muro mampostería no confinada + Enchape
C1011.005b	Divisorios	Muro mampostería confinada + Enchape
C1011.006a	Fachada	Fachada mampostería no confinada + Vidrio
C1011.006b	Fachada	Fachada mampostería confinada + Vidrio
D2022.025a	Tubería	Tubería de Gas
D2021.011a	Tubería	Tubería Eléctrica
D2022.011a	Tubería	Tubería Aguas
E2022.010	Contenidos	Contenidos susceptibles a daño por aceleración
E2022.010a	Contenidos	Contenidos susceptibles a daño por deriva

La Figura 3-19 presenta un formato que resume la información principal contenida en la especificación de fragilidad de un componente ilustrativo tomado de Dorado (2015). En el Apéndice G se incluyen las demás fichas correspondientes a los componentes utilizados en los casos de análisis que se presentan más adelante.

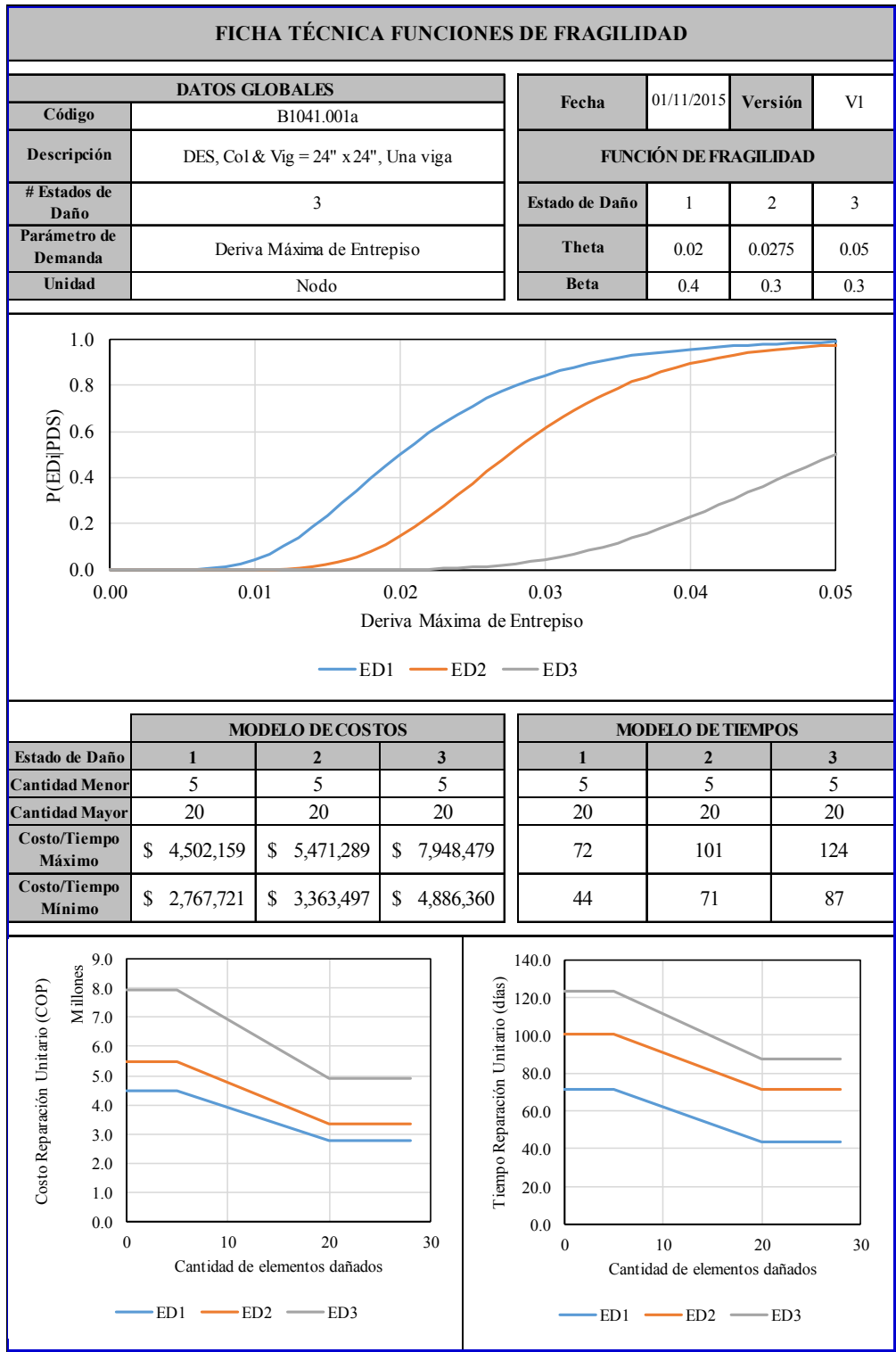


Figura 3-19 Ficha técnica para las funciones de fragilidad (ilustrativa).

3.8 INTEGRACIÓN DE PÉRDIDAS CONSIDERANDO INCERTIDUMBRES

3.8.1 Generalidades

La metodología para la evaluación e integración de las pérdidas económicas requiere varias actividades como son las siguientes: selección del grupo de señales para el análisis dinámico no lineal; la definición y diseño de las edificaciones prototipo de análisis para una serie de parámetros predefinidos; el análisis de respuesta dinámica no lineal para obtención de los parámetros de demanda sísmica para diferentes intensidades de análisis; la construcción del modelo de cantidades, costos y tiempos de reparación de la edificación; la definición de las especificaciones de fragilidad para cada componente de la construcción; y la integración de pérdidas considerando las incertidumbres y el pos-procesamiento de resultados para definir las funciones de vulnerabilidad.

Para evaluar la función de probabilidad de pérdidas económicas y las incertidumbres asociadas se recurre a una simulación de Monte Carlo mediante la cual se realiza un muestreo aleatorio de los parámetros requeridos para el análisis (variables aleatorias definidas) de acuerdo con las funciones de distribución de probabilidad asignadas. Se analiza un gran número de realizaciones, cada una de las cuales representa un estado de daño único para la edificación en su conjunto y el correspondiente valor de pérdida económica. El análisis de los resultados permite evaluar las distribuciones de probabilidad de las pérdidas económicas para cada nivel de intensidad sísmica.

Para efectos de la presente investigación, los análisis se plantean en una dirección de la edificación a la vez. De esta manera se podrían obtener funciones de vulnerabilidad independientes para cada una de las direcciones principales de la edificación. Para efectos del análisis de riesgo, los resultados para cada una de las direcciones principales de la edificación se pueden combinar mediante la selección de la mayor de las dos funciones en la zona crítica de interés, la envolvente de las dos o una combinación basada por ejemplo en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los daños esperados en cada una de las direcciones principales. En el caso que solo se realice el análisis en una sola dirección se podrá aplicar un factor de incremento para el caso tridimensional para lo cual se sugiere usar un factor entre 1.0 y $\sqrt{2}$ cuando la edificación es más o menos simétrica. De lo contrario debe realizarse el análisis en las dos direcciones independientemente.

Para la integración de las pérdidas se requiere contar con lo siguiente:

- Una base de datos de parámetros de demanda sísmica para las diferentes señales seleccionadas, para los niveles de intensidad crecientes considerados en el análisis y para cada uno de los pisos de la edificación (ver numeral 3.5).
- Un modelo de cantidad de componentes estructurales y no estructurales susceptibles de sufrir daño ante la ocurrencia de un evento sísmico con la ubicación en altura en la

edificación y el parámetro de demanda sísmica que mejor estime el nivel de daño que dicho componente puede alcanzar.

- Un modelo de costos que permita estimar el valor de reposición a nuevo de la edificación y los costos de reparación estimados para los diferentes estados de daño probables de cada uno de los tipos de componentes susceptibles a daño.
- Una especificación completa de fragilidad de cada uno de los tipos de componentes que conforman la edificación y que incluya la descripción de cada componente, la unidad de medida, los posibles estados de daño, y las funciones de fragilidad, los costos y tiempos estimados de reparación de cada uno de los estados de daño.
- Un modelo que permita estimar el tiempo requerido para realizar las eventuales reparaciones o reposición de la edificación ante diferentes escenarios de daño con base en lo cual se puedan estimar las pérdidas económicas por interrupción del funcionamiento.

En este capítulo se presenta la propuesta metodológica detallada para conformar cada uno de estos modelos y para calcular las funciones de vulnerabilidad a partir de esta información. En el análisis probabilista de las funciones de vulnerabilidad se consideran las diferentes fuentes de incertidumbre.

3.8.2 Análisis de las fuentes de incertidumbre

La incertidumbre en los análisis de respuesta sísmica se puede caracterizar mediante las incertidumbres asociadas a la aleatoriedad inherente, la cual es irreducible porque está asociada al fenómeno físico mismo, y a la aleatoriedad epistémica, la cual está asociada al desconocimiento general que se tiene del problema y a los errores e imprecisiones en la modelación. Esta naturalmente puede reducirse a medida que se mejora el nivel de conocimiento y comprensión del problema físico que se trata de modelar. En el presente enfoque se consideran las incertidumbres (aleatoriedad inherente y epistémica) para cada una de las fases del análisis incluyendo la evaluación de la amenaza, el análisis de la respuesta dinámica, la determinación de los estados de daño y la estimación de las pérdidas económicas y tiempos de reparación/reposición para diferentes tipologías de edificaciones.

3.8.2.1 Incertidumbre en la amenaza sísmica

En el presente estudio la incertidumbre en la amenaza sísmica se tiene en cuenta mediante el análisis de un gran número de registros que corresponden a diferentes condiciones de estratigrafías de suelos dominantes. De acuerdo con lo presentado en el numeral 3.4, se consideran cuatro (4) diferentes grupos de señales correspondientes a diferentes tipos de suelos. Se presentan las incertidumbres asociadas a cada uno de los cuatro grupos de señales y la correspondiente a todo el grupo de señales analizadas conjuntamente, lo cual corresponde al caso en que no se conoce el tipo de suelo en que se ubica una edificación determinada de análisis.

Estas incertidumbres varían en función del periodo estructural y del tipo de estratigrafía dominante (ver numeral 3.4).

3.8.2.2 *Incertidumbre en la modelación de la respuesta dinámica*

La incertidumbre en la modelación de la respuesta dinámica, β_m , está relacionada con todos los parámetros usados en el desarrollo del modelo que incluyen dimensiones geométricas, propiedades de materiales, evaluación de cargas, suposiciones del análisis (grado de empotramiento en la base, zonas rígidas, nivel de fisuración y otros), precisión numérica del modelo, imprecisiones en la modelación de los componentes, en las suposiciones de amortiguamiento y distribución de masas y en la calidad general de la construcción. Ante la gran dificultad numérica y computacional de considerar estas variables en el análisis de incertidumbre, se utiliza la mejor estimación posible del modelo analítico y se asigna una dispersión aumentada mediante juicio técnico.

Para la estimación de la incertidumbre en la modelación, se utilizan las recomendaciones dadas por FEMA (2012), suponiendo que los parámetros de demanda sísmica, PDS , que resultan del análisis tienen una distribución de probabilidad log-normal con dispersión, β_m :

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2} \quad (\text{Ec. 3-23})$$

Donde β_c corresponde a la dispersión esperada en la calidad de la construcción y β_q a la dispersión en la calidad y completitud del modelo analítico de acuerdo con lo siguiente:

- Incertidumbres asociadas a la calidad de la construcción, β_c : tiene en cuenta la posibilidad de que los parámetros usados en el modelo tales como propiedades de los materiales, dimensionamiento general, detalles del refuerzo y otros correspondan con los parámetros reales de la estructura. Para esta incertidumbre se asignan valores entre 0.1 y 0.4, siendo el valor de 0.1 para la mayor calidad y 0.4 para los casos de calidad limitada para los cuales no se tiene información de detalle de la construcción.
- Incertidumbres asociadas a la calidad y completitud del modelo analítico, β_q : incluye aspectos como la representatividad y completitud de los modelos histeréticos para representar el comportamiento real de la estructura en términos de la rigidez inicial y la degradada, deterioro en la rigidez y en la resistencia por cada ciclo y en ciclos sucesivos y la capacidad para representar los mecanismos de falla. La dispersión se selecciona con base en el entendimiento de qué tan sensitivos son las predicciones en la respuesta a los parámetros de entrada como la rigidez, la resistencia, la capacidad de deformación, la degradación ciclo a ciclo o en el mismo ciclo y el grado de respuesta inelástico. Se recomienda usar valores de dispersión entre 0.1 y 0.4 siendo 0.1 para calidad superior y 0.4 para calidad limitada. Por ejemplo, para componentes del modelo para los cuales se espere una respuesta elástica y para los cuales no se espera daño significativo, ni

deterioro, ni respuesta inelástica, se puede esperar un valor cercano a 0.1. Por otro lado para la simulación de mecanismos de colapso y en la modelación de daños estructurales significativos, casos que difícilmente han sido validados mediante ensayos experimentales a escala natural, un valor de β_q entre 0.3 y 0.5 puede considerarse más apropiado.

En general, no se recomienda utilizar valores de β_m inferiores a 0.2 ni superiores a 0.5.

En el presente caso, considerando que se trata de modelos de análisis bastante completos y rigurosos que representan edificios prototipo con unas dimensiones y características definidas, y que por lo tanto no están representando el comportamiento de un edificio en particular sino el de una tipología de edificaciones muy específica y definida, se considera adecuado utilizar un valor de dispersión de 0.2 para bajos niveles de intensidad sísmica de análisis (para los cuales se esperen daños menores) y 0.3 para niveles superiores de intensidad sísmica. Con la metodología propuesta es posible estudiar el impacto de la dispersión asignada a la modelación sobre la dispersión global de la vulnerabilidad final de la edificación.

3.8.2.3 Incertidumbre en los niveles de daño

La incertidumbre en el nivel de daño que se presenta en cada componente, dado un nivel de intensidad determinado, está involucrado directamente en las funciones de fragilidad que se especifican para cada componente y que proviene principalmente de la variabilidad que se ha observado en los resultados de la información utilizada para estimar dichas funciones. De esta manera, para el ejemplo que se ilustra en el numeral 3.7.4 y para el nivel de intensidad en la deriva de entrepiso supuesta del 3%, existe una probabilidad del 4% de que no se presente daño en el elemento, de 56% que el daño sea leve, del 24% que el daño sea intermedio y de 16% que el daño sea severo.

3.8.2.4 Incertidumbre en los costos de reparación o reconstrucción

Para el análisis de los costos de reparación se propone una función de variación de los mismos para incluir los efectos de economías de escala y eficiencia en los valores unitarios para daños múltiples. El número total de reparaciones para cada tipo de componente permitirá definir un valor unitario de los costos esperados de reparación y su distribución de probabilidad, para cada uno de los estados de daño correspondientes. La información correspondiente está incluida en la especificación de fragilidad asignada a cada componente tal como se explicó en el numeral 3.7.

3.8.3 Simulación de Monte Carlo para determinar funciones de distribución de pérdidas

La metodología propuesta para la evaluación de las funciones de vulnerabilidad sísmica se ilustra en forma resumida en la Figura 3-20 y se explica en detalle a continuación. Para el cálculo de las

funciones de vulnerabilidad se ha desarrollado el software *IT-FUNVUL-V2*, del cual se presenta un resumen en el Apéndice H.

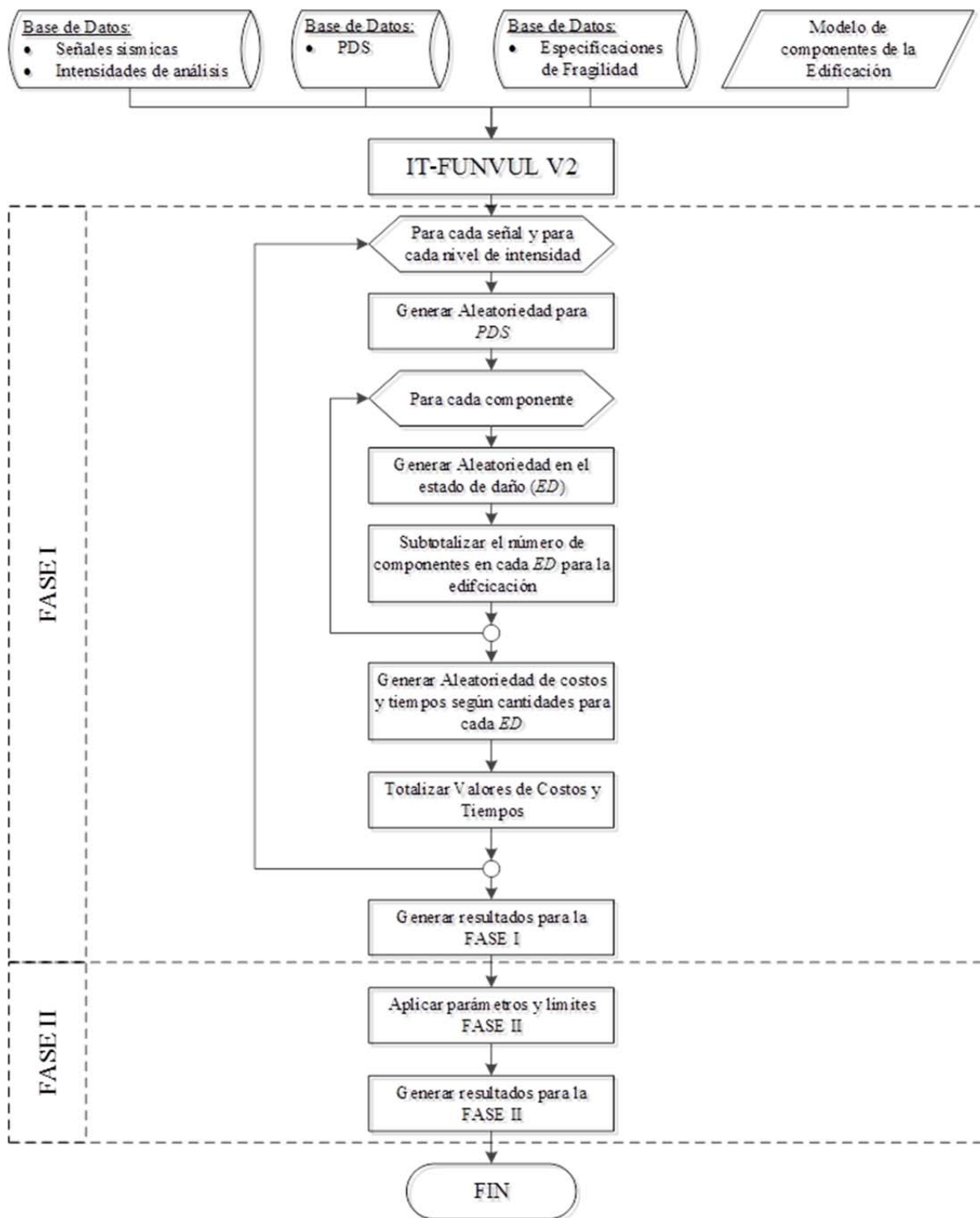


Figura 3-20 Metodología para la evaluación de pérdidas

La metodología requiere la siguiente información específica de entrada la cual debe obtenerse mediante una serie de pre-procesamientos de información tal y como se explica a continuación:

- a. Parámetros generales de análisis – Fase 1: información general que incluye los siguiente:
 1. Directorio donde se encuentra la base de datos de los parámetros de demanda sísmica (*PDS*), obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal de los modelos estructurales de las edificaciones prototipo o alternativamente mediante cualquier tipo de análisis simplificado que permita estimar los parámetros de demanda sísmica requeridos. Incluyen normalmente la deriva máxima de entrepiso, la aceleración máxima de entrepiso, las deformaciones residuales máximas y/o las rotaciones inelásticas máximas en cada nudo probable de plastificación de la edificación, para cada una de las intensidades sísmicas y señales de análisis.
 2. Directorio donde se encuentran las especificaciones de fragilidad de los componentes definidos en el modelo.
 3. Número de pisos de la edificación
 4. El nivel de incertidumbre asociada a la modelación de la respuesta dinámica (dar un valor de 0 para análisis determinista; se recomienda en general valores entre 0.2 y 0.5).
 5. Número de realizaciones para considerar la incertidumbre en:
 - i. El modelo (parámetros *PDS*): N_{PDS}
 - ii. Los estados de daño en cada componente dado el parámetro de intensidad sísmica correspondiente: N_{ED}
 - iii. El costo unitario de reparación dado el número total de reparaciones esperadas para cada componente: N_C
 - iv. El tiempo unitario de reparación de cada estado de daño en cada tipo de componente: N_T
- b. Parámetros de análisis – Fase 2: información específica de procesamiento. Puede llevarse a cabo sin repetir el análisis de la Fase 1 el cual es que toma mayor tiempo siempre y cuando no se cambien ningún parámetro de los definidos.
 1. Grupos de señales de análisis.
 2. Valor económico de reposición del edificio. Dependiendo del tipo de análisis a realizar se puede dar el valor comercial, el catastral o el valor en libros contables. En casos dados se podrá utilizar también el valor de una edificación equivalente a nueva incluyendo el valor del terreno.

3. Valor económico en \$ por unidad de tiempo (días) por interrupción del funcionamiento como porcentaje del costo de la edificación. Se dará cero si no se desea incluir estos costos en el análisis.
4. El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se esperan daños significativos (usualmente corresponde a aceleraciones máximas del terreno por debajo del 0.10 g o similares).
5. Valor de la deriva residual por piso por encima de la cual se considera irreparable la edificación.
6. Costo de reparación total expresado como porcentaje del valor total de reposición del edificio, por encima del cual se considera un reemplazo completo de la construcción (usualmente se toman valores entre el 40% y el 50% del valor total de reposición estimada).
7. Factor para considerar efectos bidireccionales (se recomienda usar un valor comprendido entre 1.0 y $\sqrt{2}$).
8. El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio para realizar las reparaciones y por lo tanto no habría costos por interrupción del funcionamiento (usualmente estará asociada a la misma intensidad sísmica para la cual los daños totales se mantienen por debajo de un porcentaje determinado).
9. Análisis con costos máximos o con costos optimizados según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).
10. Análisis con tiempos de interrupción de funcionamiento máximos o con tiempos optimizados según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).
11. Tiempo límite de reparación (días). Se recomienda usar un valor del orden de 365 días. Este es el tiempo máximo que se utiliza en el cálculo de costos por interrupción del funcionamiento.
12. Tiempo inicial requerido para el inicio de las obras de reparación cuando se requiere desalojar la edificación (días).
13. Tiempo final requerido para la re-ocupación de la edificación luego de haber sido sometida a reparaciones importantes (días).
14. Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos estructurales.
15. Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos no estructurales

- c. Modelo de componentes de la edificación: incluye la definición piso a piso en la edificación de los tipos de componentes, sus unidades, las cantidades y las especificaciones de fragilidad correspondientes. La explicación detallada del modelo de componentes se presenta en el numeral 3.6.
- d. Base de datos de especificaciones de fragilidad: para cada uno de los tipos de componentes definidos en el modelo de componentes de la edificación se debe definir una especificación de fragilidad de acuerdo con lo explicado en el numeral 3.7.

Con base en la información anterior, el procedimiento de evaluación de las pérdidas económicas esperadas es el siguiente:

- a. Para cada señal de análisis y para cada nivel de intensidad sísmica por encima del nivel de umbral de daño especificado:
 1. *Generar* aleatoriamente, N_{PDS} realizaciones de los parámetros de demanda sísmica, PDS .
 2. En cada realización de análisis verificar el valor de deriva residual y establecer si esta supera el valor de deriva residual admisible especificada en los Parámetros Generales de Análisis. Si la estructura no es reparable asignar el valor total de reposición a nueva y el tiempo máximo de reposición de la edificación y seguir con el siguiente grupo de valores de demanda.
 3. Recorrer la lista de componentes que conforman la edificación piso a piso.
 4. Para cada componente seleccionar el PDS correspondiente según lo indique la especificación de fragilidad asignada.
 5. *Generar* aleatoriamente N_{ED} realizaciones del estado de daño en que se encuentra cada componente o grupo de componentes. Para grupos de componentes con estados de daño correlacionado, cada componente en el grupo se supone con el mismo nivel de daño, y el análisis se realiza únicamente una vez para todo el grupo. Para componentes con estado de daño no correlacionado, cada componente en el grupo puede tener un estado de daño diferente.
 6. Para cada realización sub-totalizar el número de componentes con algún grado de afectación (desde leve hasta completa) para cada tipo de componente. Con base en el número de componente a intervenir en la edificación se definirá el valor unitario de reparación para cada estado de daño en cada tipo de componente (economía de escala y eficiencia en las reparaciones).
 7. *Generar* aleatoriamente N_C realizaciones del costo de reparación utilizando para el efecto la función de distribución de costos de reparación para cada estado de daño, según el número de intervenciones a realizar para cada tipo de componente en cada realización.

8. *Generar* aleatoriamente N_T realizaciones de tiempos probables de reparación utilizando para el efecto la función de distribución de tiempos de reparación para cada estado de daño, según el número de intervenciones a realizar para cada tipo de componente en cada realización.
 9. Totalizar el valor de las reparaciones/reposiciones.
 10. Si el costo de reparación/reposición total expresado como porcentaje del valor total de reposición del edificio es superior al porcentaje indicado para reconstrucción completa en los Parámetros Generales de Análisis se asigna el valor económico de reposición del edificio.
 11. Totalizar el tiempo estimado de reparación en cada realización.
 12. Si el tiempo es superior al tiempo límite establecido en los Parámetros Generales de Análisis, a partir de dicha intensidad se considera este valor para efectos de estimar los costos totales máximos por interrupción del funcionamiento.
- b. Para cada nivel de intensidad sísmica, representar los resultados de todas las realizaciones (del orden de $N_{PDS} * N_{ED} * N_C$) para todo el conjunto de señales sísmicas y todas las variaciones en los niveles de demanda. Con base en esto, obtener los momentos de primero y segundo orden para la distribución de probabilidad seleccionada en cada nivel de intensidad.
 - c. Generar la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas directas mediante la representación de los valores medios y las varianzas de los costos totales para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.
 - d. Generar la función de vulnerabilidad de tiempos de reparación mediante la representación de los valores medios y las varianzas en los tiempos para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.
 - e. Generar la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas totales como la suma de las pérdidas económicas directas y las pérdidas económicas debidas a la interrupción del funcionamiento para cada realización. Los costos debidos a la interrupción del funcionamiento se estiman como el tiempo probable de interrupción de funcionamiento para cada realización multiplicado por el costo por unidad de tiempo especificado en los Parámetros Generales de Análisis. Representar de nuevo los valores medios y las varianzas de los costos totales para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.
 - f. Los valores de pérdidas totales para cada intensidad de análisis (tanto las pérdidas directas como las debidas a interrupción del funcionamiento o las totales sumadas) se expresan en valores absolutos o porcentuales con respecto al valor económico de reposición de la edificación.

CAPÍTULO 4. CASOS DE ESTUDIO

4.1 INTRODUCCIÓN

Con el fin de ilustrar la potencialidad y tipos de resultados dados por la metodología propuesta, se evalúan las funciones de vulnerabilidad para una serie de edificaciones prototipo. Se estudian estructuras en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, para tres alturas diferentes (2, 5 y 10 pisos), dos niveles de diseño sísmico (alto y bajo) y diferentes tipos de acabados (dúctiles y frágiles). Los casos de análisis específicos se aplican a las condiciones constructivas y de costos de la ciudad de Bogotá, Colombia, las cuales se consideran representativas de las grandes ciudades latinoamericanas.

4.2 SEÑALES SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS

4.2.1 Grupos de señales para el análisis y parámetros principales

Para la selección de señales se utiliza la base de datos PEER (2006) sobre la cual se aplican los siguientes criterios de filtrado:

- Magnitud > 6.5 .
- Aceleración pico efectiva $> 0.2g$ y velocidad pico efectiva > 15 cm/seg.
- Selección de máximo seis diferentes registros de un mismo evento, seleccionando aquellos de mayor *PGV* (Peak Ground Velocity).
- Frecuencia máxima útil < 0.25 Hz para garantizar la inclusión del contenido bajo en frecuencias.
- Sismos generados en falla de rumbo, normales o inversas (consistente con la sismicidad en zonas donde controlen las fallas intraplaca).
- Señales de campo libre.

Una vez preseleccionadas las señales con los anteriores criterios y con el fin de seleccionar diferentes grupos para diferentes consideraciones sismo-geotécnicas, se sub-clasifican las señales anteriores de acuerdo con la Tabla 4-1, en la cual se ha utilizado la clasificación de suelos según los criterios establecidos por FEMA (2009b).

Tabla 4-1 Grupos de señales utilizadas en los análisis

Grupo	Nombre	Distancia	Suelo	Número de señales	Observaciones
G1	Suelos intermedios	> 10 km	Tipo C	18	
G2	Suelos intermedios	> 10 km	Tipo D	18	
G3	Suelos blandos específicos	> 10 km	Lacustre con $V_s=120$ m/s en los 100 m superiores	35	Se determinan analíticamente con base en las señales de los Grupos G1 y G2
G4	Todos los grupos	> 10 km	Todos los tipos de suelos grupo G1, G2 y G3	71	

La selección de estas señales coincide aproximadamente con la selección de señales utilizadas en el proyecto del Applied Technology Council - Project 63, el cual se enfoca hacia el desarrollo de procedimientos para validar las disposiciones para el diseño estructural sísmo resistente (FEMA, 2005).

En el Apéndice A se presenta el listado de señales y sus parámetros principales para cada uno de los grupos de análisis definidos. Para cada señal se incluye la identificación, el año de ocurrencia, la magnitud de momento, la distancia más cercana a la zona de ruptura (R_{rup}), el tipo de suelo, los valores pico registrados (PGA , PGV y PGD), la frecuencia de filtrado (f), el mecanismo de ruptura que generó la falla, el nombre de la estación y la componente horizontal de la señal.

4.2.2 Señales en condiciones de suelo específicas

Para ilustrar el caso de condiciones particulares de suelo se selecciona una ubicación particular en la ciudad de Bogotá que se caracteriza por un depósito de suelo de origen lacustre con espesores del orden de 200 m y con velocidad de onda de corte superficial en el orden de los 120 m/s para la cual se realizan análisis de respuesta dinámica no lineal para efecto de encontrar señales compatibles en superficie. Este perfil de suelo se puede clasificar como Tipo F según las norma NSR-10 (Ministerio de Vivienda et al., 2010) o como Tipo F según la norma ASCE 7-10 (ASCE, 2010).

Para el análisis se utiliza el programa de computador SHAKE-91 (Idriss & Sun, 1992), basado en el programa original SHAKE (Schnabel et al., 1972), el cual se utiliza para transitar las señales del Grupo $G1$ y $G2$, y determinar un conjunto de señales compatibles a nivel de la superficie del terreno. Las propiedades estáticas y dinámicas del suelo se toman de INGEOMINAS & Universidad de los Andes (1997).

4.2.3 Espectros de respuesta y dispersión

Para cada una de las señales seleccionadas en los grupos anteriores se obtiene su correspondiente espectro de respuesta elástico para un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico del 5%.

La Figura 4-1 presenta los resultados de este análisis en cada uno de los grupos de señales considerados de acuerdo con la Tabla 4-1. En la Figura 4-2 se presentan los resultados equivalentes pero normalizando las amplitudes espectrales por la aceleración máxima de cada registro. En cada caso se ilustra el valor medio espectral y la dispersión correspondiente para una desviación estándar positiva y negativa.

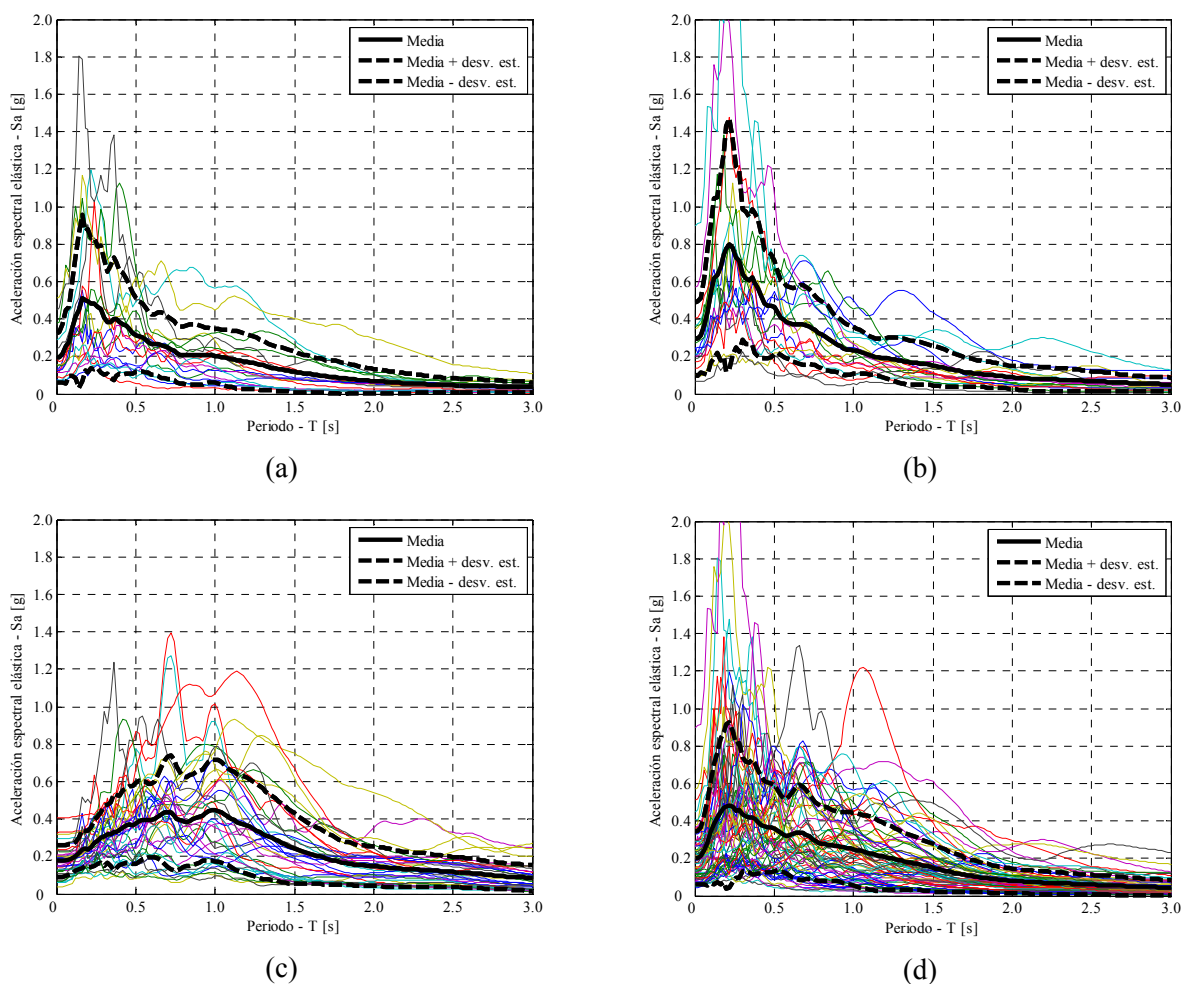


Figura 4-1 Espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$, para cada una de las señales de análisis del (a) Grupo $G1$, (b) Grupo $G2$, (c) Grupo $G3$, (d) Grupo $G4$

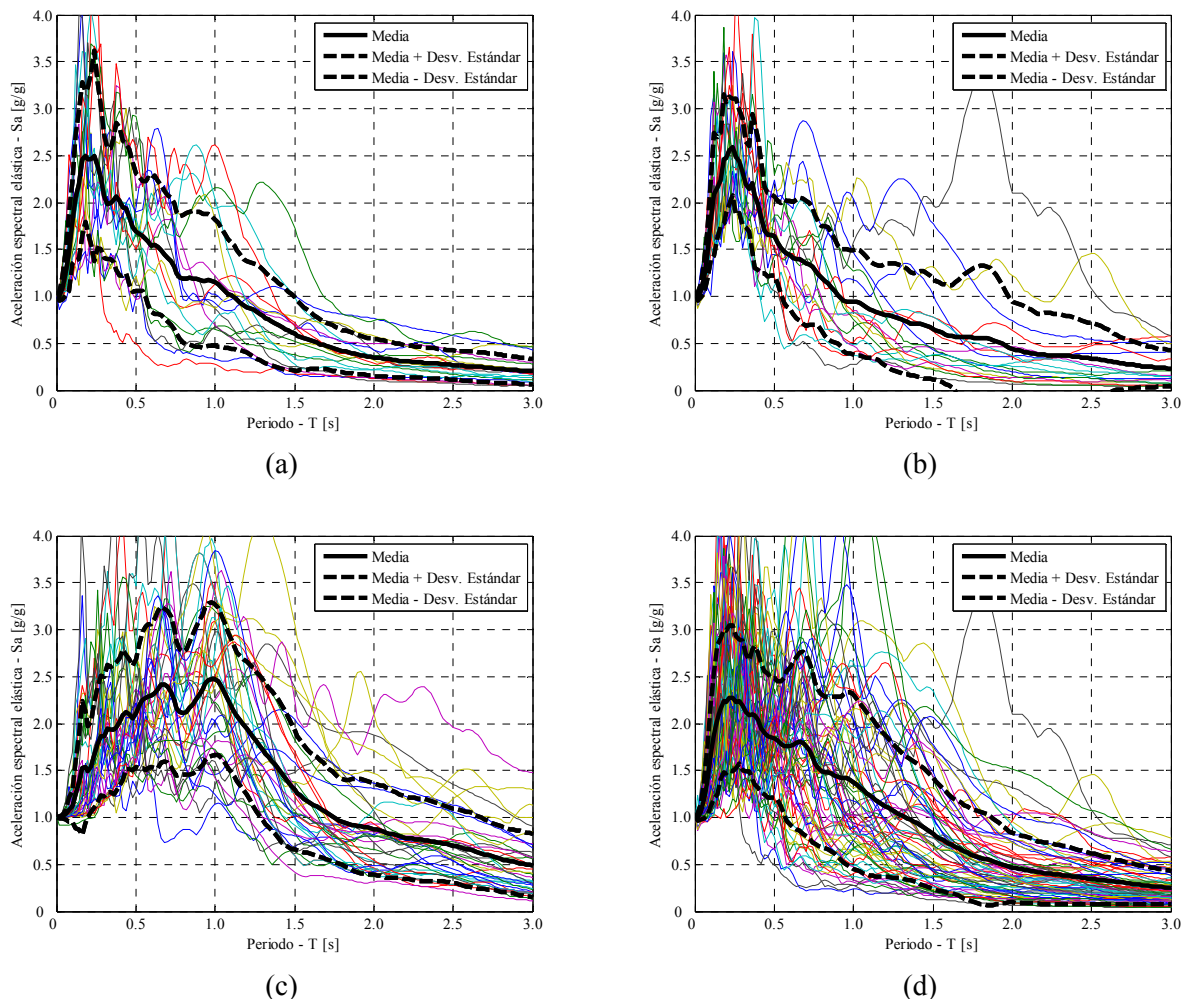


Figura 4-2 Espectro de respuesta elástico para $\zeta=5\%$, normalizados con la aceleración máxima de cada registro, para cada una de las señales de análisis del (a) Grupo *G1*, (b) Grupo *G2*, (c) Grupo *G3*, (d) Grupo *G4*

La Figura 4-3 presenta la información consolidada de los valores medios espectrales para cada uno de los grupos de análisis definidos. La figura también presenta la comparación de los espectros normalizados, con base a lo cual se puede observar la diferencia de los contenidos frecuenciales de los grupos de señales.

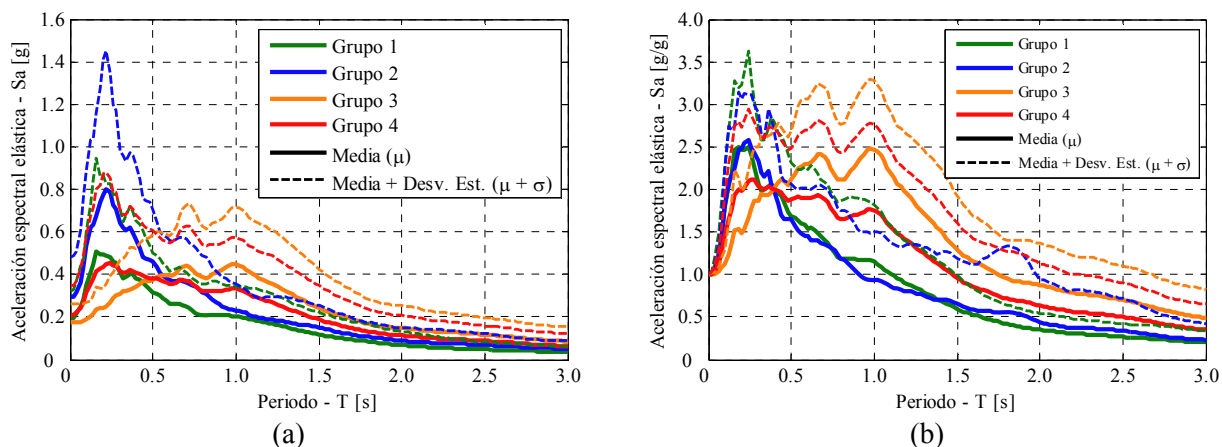


Figura 4-3 Comparación de los espectros de respuesta para los diferentes grupos de señales definidas (a) espectros de respuesta en g , (b) espectros de respuesta normalizados en g/g

4.2.4 Incertidumbre en la amenaza sísmica

En el presente estudio, la incertidumbre en la amenaza sísmica se tiene en cuenta mediante el análisis de un gran número de registros que corresponden a diferentes condiciones de estratigrafías de suelos dominantes. De acuerdo con lo definido en la Tabla 4-1, se considera en el análisis cuatro (4) diferentes grupos de señales correspondientes a diferentes tipos de suelos.

En la Figura 4-4 se presenta la desviación estándar y el coeficiente de variación de cada una de las ordenadas espectrales para cada uno de los grupos de señales de estudio.

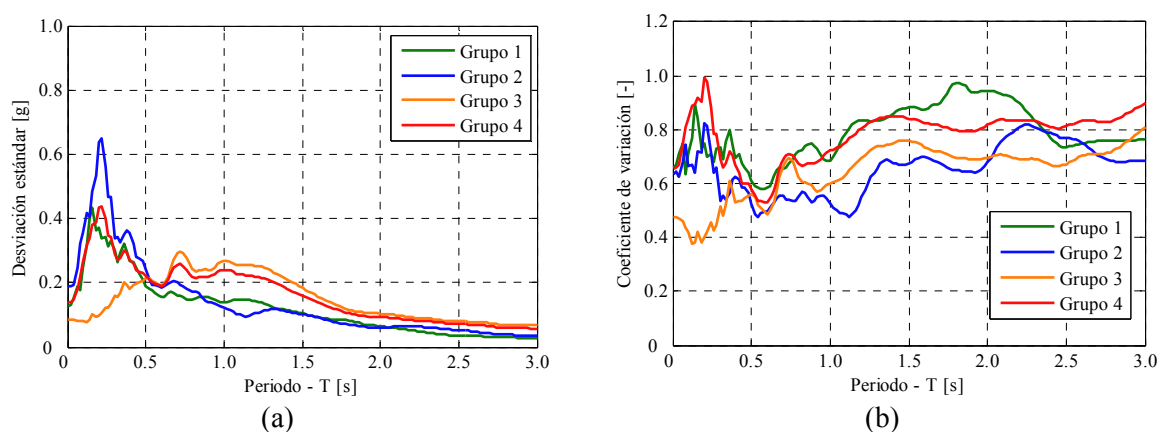


Figura 4-4 Comparación de la desviación estándar y el coeficiente de variación de los espectros de respuesta para los diferentes grupos de señales definidas

La incertidumbre en la amenaza sísmica es máxima para el grupo $G2$ de señales en el rango de periodos de 0 a 0.5 seg con desviaciones estándar máximas de 0.63 g y coeficientes de variación entre 0.6 y 0.8, y para el grupo $G3$ de señales en el rango de periodos estructurales entre 0.5 seg

y 3.0 seg con desviaciones estándar máximas alrededor de 0.25g y coeficientes de variación en el orden de 0.6 a 1.0.

4.2.5 Señales seleccionadas para el análisis

Las señales seleccionadas para el análisis se agrupan de acuerdo con el tipo de suelo en el que se registran, de manera que se cuenta con 18 señales para Suelo Tipo C, 18 señales para suelo Tipo D, 35 señales para suelos Tipo E (suelos blandos correspondientes a depósitos lacustres con $v_s=120$ m/s en los 100 m superiores del perfil) y 71 señales que corresponden a un grupo que considera todas las anteriores.

Los espectros promedios de cada uno de los grupos indican que las mayores respuestas espectrales se encuentran para los suelos Tipo D en un rango de periodos bajos (0.2 a 0.4 seg) y para las señales en suelo Tipo E para un rango de periodos entre 0.6 y 1.5 segundos. El grupo *G4* que incluye todas las señales y que representaría un caso en que no se haga selección de acuerdo con el tipo de suelo en el que se registra el evento presenta un espectro relativamente bajo ya se consideran un número significativo de señales de suelos blandos para la obtención del espectro promedio.

Con respecto a las incertidumbres que presentan cada uno de los grupos en función del periodo estructural se puede concluir que las mayores desviaciones estándar se presentan para las señales del suelo Tipo D en el rango de periodos estructurales entre 0.2 y 0.5 seg con valores de hasta 0.6 g, y para las señales correspondientes al suelo Tipo E en el rango de periodos estructurales entre 0.6 y 1.5 segundos con valores máximos del orden de 0.3 g. Los coeficientes de variación en todos los casos varían entre 0.5 y 1.0 en todo el rango de periodos estructurales.

4.3 EDIFICIOS PROTOTIPO DE ANÁLISIS

4.3.1 Diseño de edificios prototipo

Dentro del marco de la presente investigación y como casos ilustrativos de análisis se diseñaron un total de seis edificios prototipo cuyo sistema estructural principal son pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos. Los casos de análisis que se utilizan para la aplicación de la metodología propuesta corresponden a las edificaciones prototipo de 2, 5 y 10 pisos en pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado, cada una de ellas con dos niveles de diseño sísmico, una para amenaza alta ($A_a=0.25g$ y capacidad especial de disipación de energía, DES) y otro para amenaza baja ($A_a=0.1$ g y capacidad mínima de disipación de energía, DMI) y con diferentes tipos de acabados, refiriéndose principalmente a los muros divisorios y fachadas. Los demás componentes se mantienen similares en las diferentes tipologías definidas. Para los

acabados se consideran dos grupos principalmente, unos con comportamiento dúctil (muros divisorios en DryWall o similar y fachadas flotantes en perfilera metálica por ejemplo) y otros con comportamiento frágil (muros divisorios y fachadas en mampostería). En este último caso para edificio con capacidad especial de disipación de energía tipo DES, los componentes en mampostería se consideran aislados de la estructura, de acuerdo con los requerimientos de diseño sismoresistente de las normativas modernas. Para el caso DMI dichos acabados se consideran parcialmente vinculados a la estructura para efectos de la valoración de los costos de reparación.

Las características de los edificios prototipo de análisis se resumen en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2 Características de los edificios prototipos de análisis

Referencia	No. Pisos	Aceleración pico del terreno de diseño, A_a	Capacidad de disipación de energía o nivel de diseño sísmico
P2-DMI	2	0.10 g	DMI
P2-DES	2	0.25 g	DES
P5-DMI	5	0.10 g	DMI
P5-DES	5	0.25 g	DES
P10-DMI	10	0.10 g	DMI
P10-DES	10	0.25 g	DES

Las edificaciones con capacidad especial de disipación de energía se han diseñado para un espectro correspondiente a suelo Tipo D (ASCE, 2014), con coeficientes de aceleración $A_d=0.25$ y $A_v=0.25$ (que corresponden a las condiciones de diseño sísmico especificados para una zona de amenaza sísmica alta según la NSR-10). Las edificaciones con un nivel bajo de desempeño sísmico (DMI) corresponden a edificaciones que no han sido diseñadas con criterios especiales de sismo resistencia o que han sido diseñadas para aceleraciones sísmicas muy bajas.

La Figura 4-5 y la Figura 4-6 presentan las características geométricas principales de los modelos de análisis propuestos incluyendo las consideraciones de diseño de acuerdo con la norma NSR-10.

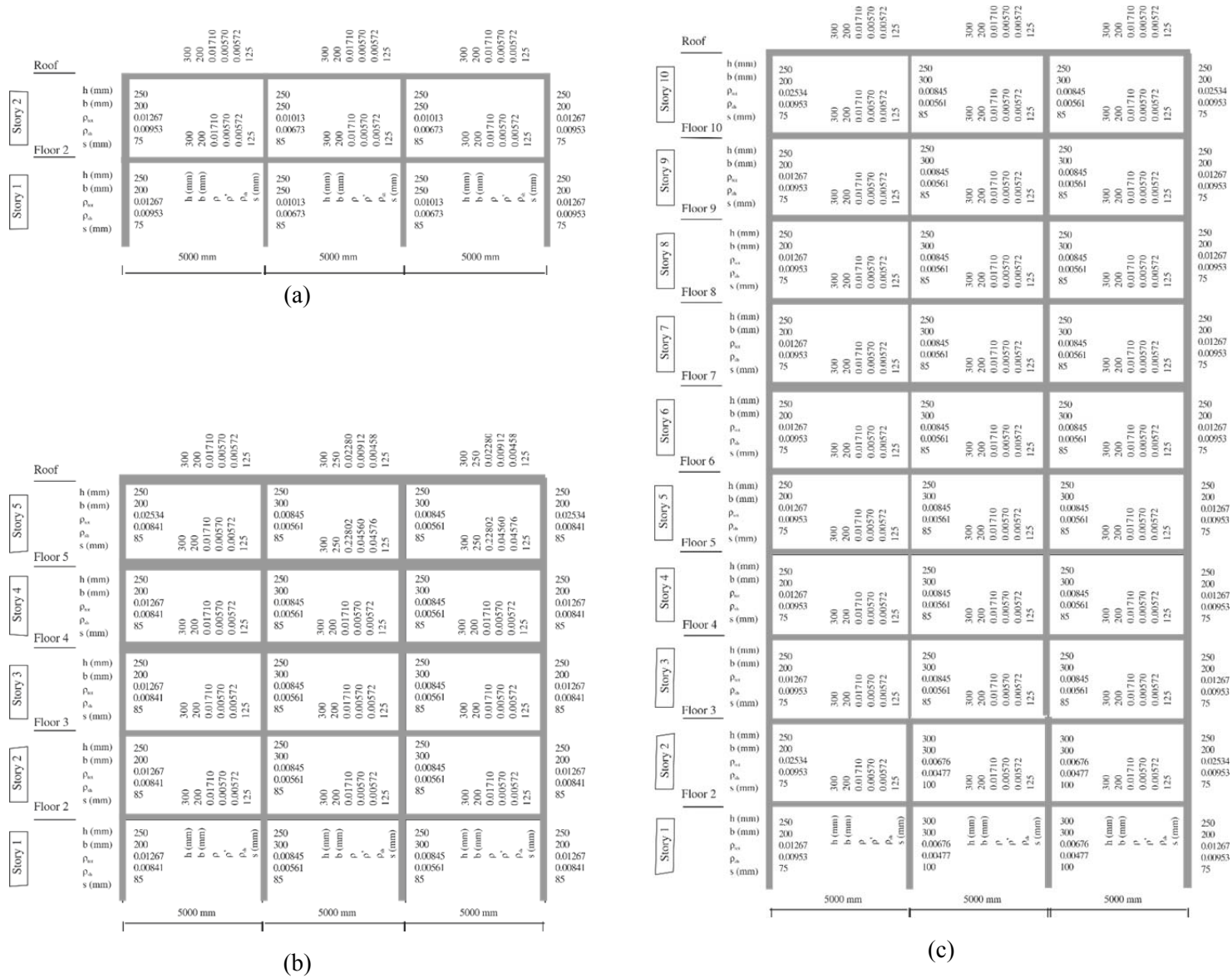
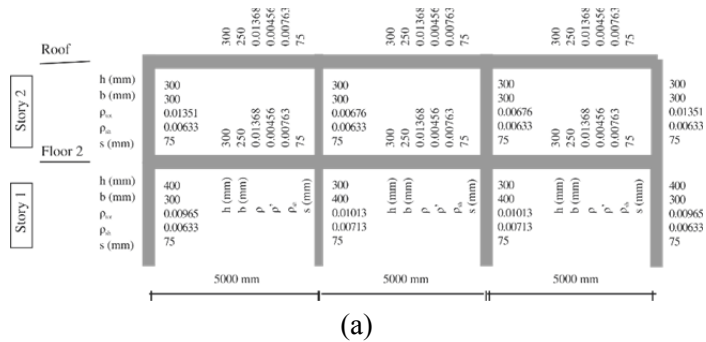
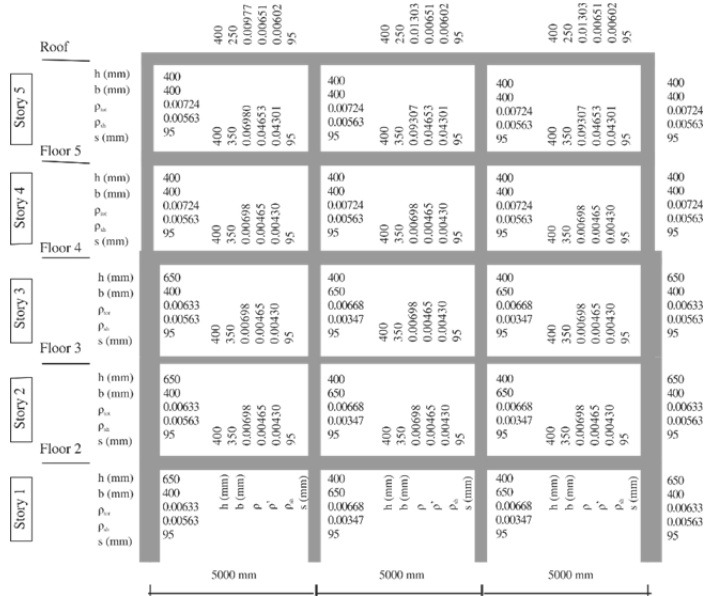


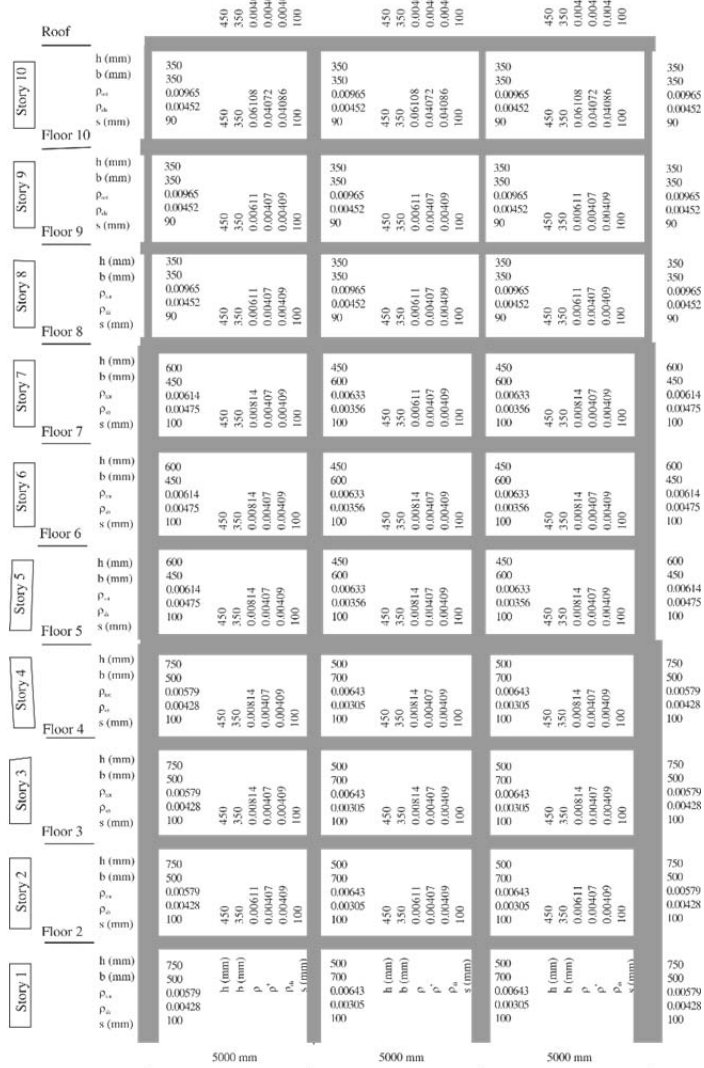
Figura 4-5 Edificios prototipo de análisis (a) P2-DMI, (b) P5-DMI y (c) P10-DMI



(a)



(b)



(c)

Figura 4-6 Edificios prototipo de análisis (a) P2-DES (b) P5-DES y c) P10-DES

4.3.2 Comportamiento esperado de los edificios prototipos

Cada uno de los edificios prototipo se somete a una serie de análisis básicos con el fin de comprender su comportamiento básico esperado y poder establecer comparaciones relativas entre los diferentes tipos considerados.

La Figura 4-7 presenta las curvas de empuje horizontal (“pushover”) calculadas mediante un modelo de rótulas plásticas simplificado para cada una de las edificaciones prototipo. Adicionalmente se realizan análisis no lineales simplificados (ATC, 1996) con el fin de evaluar el punto de desempeño de cada una de las edificaciones. La evaluación se realiza para 5 niveles diferentes de aceleración máxima del terreno ($A_a=0.1\text{ g}$; 0.2 g ; 0.25 g ; 0.35 g y 0.5 g) conservando la misma forma espectral utilizada en el diseño. Se presenta tanto las curvas de empuje horizontal en valores totales como en valores normalizados.

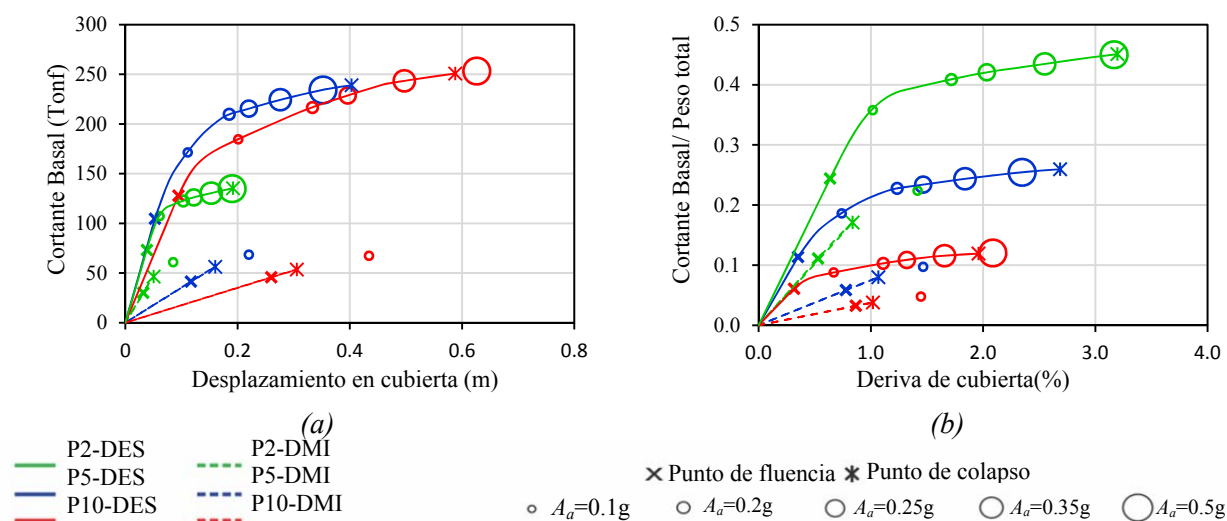


Figura 4-7 Curvas de análisis “pushover” y puntos de comportamiento no lineales, (a) curva “pushover” análisis, (b) curva “pushover” normalizada

A partir de las figuras se pueden comparar diferentes parámetros para las diferentes edificaciones como son la rigidez ante cargas horizontales, la resistencia al cortante en la base y la capacidad de ductilidad al desplazamiento.

Las anteriores curvas demuestran que los edificios tipo *DES* cuyo diseño estructural está controlado ya sea por dimensiones mínimas de las secciones transversales (para edificaciones de baja altura) o por límites en las derivas horizontales (para edificios de mayor altura) tienen rigideces horizontales más altas. Las edificaciones de altura tienden a tener rigideces relativas menores considerando que los altos periodos asociados a los modos fundamentales generan fuerzas sísmicas en la base menores y por lo tanto menores requerimientos de rigidez horizontal para cumplir con las especificaciones de rigidez de las normas.

Por otro lado, el coeficiente de resistencia sísmica a cortante (capacidad de fuerza cortante horizontal dividida por el peso del edificio) depende principalmente del periodo asociado al primer modo de vibración y por lo tanto a la altura de la edificación. La resistencia al cortante sísmico para edificaciones de baja altura está controlada generalmente por los requerimientos mínimos establecidos por la normativa (dimensiones mínimas para las secciones transversales de elementos estructurales) y tiende a ser mucho mayor relativamente a su peso que para las edificaciones de altura.

Finalmente, las capacidades de ductilidad al desplazamiento horizontal para edificaciones diseñadas con *DES* son mayores que aquellas para edificaciones tipo *DMI*. Para edificaciones tipo *DES*, las ductilidades al desplazamiento horizontal son respectivamente 5.0, 7.6 y 6.2, mientras que para edificaciones tipo *DMI* los valores equivalentes son 1.6, 1.4 and 1.2, para edificaciones de 2, 5, y 10 pisos, respectivamente.

Los estados límites de daño se comparan para vigas y columnas con el fin de estimar el nivel global de daño para cada uno de los seis (6) edificios prototipo y para los cinco niveles de amenaza considerados ($A_a = 0.1\text{ g}$; 0.2 g ; 0.25 g ; 0.35 g y 0.5 g). Los estados de daño se clasifican de acuerdo con tres (3) niveles diferentes de rotación plástica en las rótulas los cuales se relacionan con las siguientes descripciones de estados de daño: Ocupación Inmediata, *OI*, Seguridad a la vida, *SV* y prevención del colapso, *PC*, de acuerdo con los criterios establecidos por la norma ASCE 41-13. La Figura 4-8 ilustra los resultados para el nivel de amenaza correspondiente a ($A_a = 0.25\text{ g}$) que corresponde al nivel de amenaza usada en el diseño de las edificaciones tipo *DES*. Para efectos comparativos se incluye en la Figura 4-8 los resultados correspondientes para las edificaciones tipo *DMI* con 2, 5 y 10 pisos, las cuales fueron diseñadas para amenaza correspondiente a $A_a = 0.10\text{ g}$ para representar edificaciones de alta vulnerabilidad en zonas sísmicas.

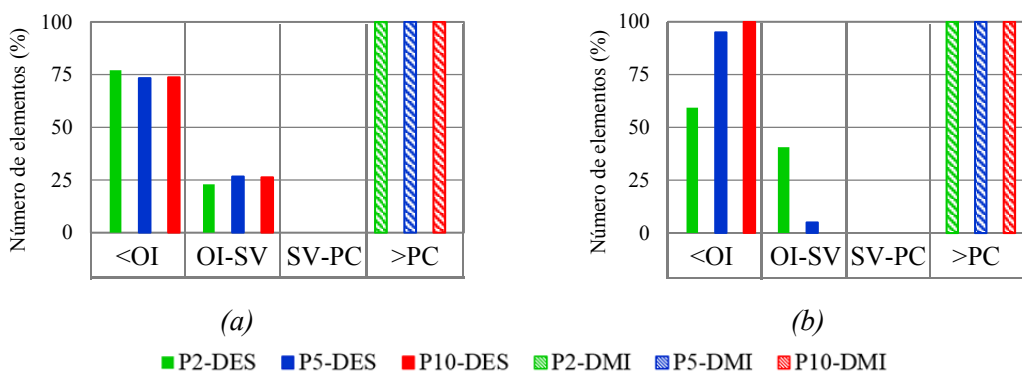


Figura 4-8 Distribución de estados límites en vigas y columnas de los edificios prototipo en el punto de comportamiento evaluado en $A_a = 0.25\text{ g}$ (a) vigas y (b) columnas

Finalmente, la Figura 4-9 resume los estados límite de daño máximos que alcanzan los elementos estructurales para los seis (6) edificaciones prototipo para cada uno de los nivel de amenaza considerados. La Figura 4-10 resume los requerimientos establecidos por la norma para el diseño de cada una de las edificaciones y el comportamiento esperado estimado mediante procedimientos de análisis no lineal simplificado (ASCE, 2007) para edificaciones tipo *DES* de 2, 5, and 10 pisos de altura.

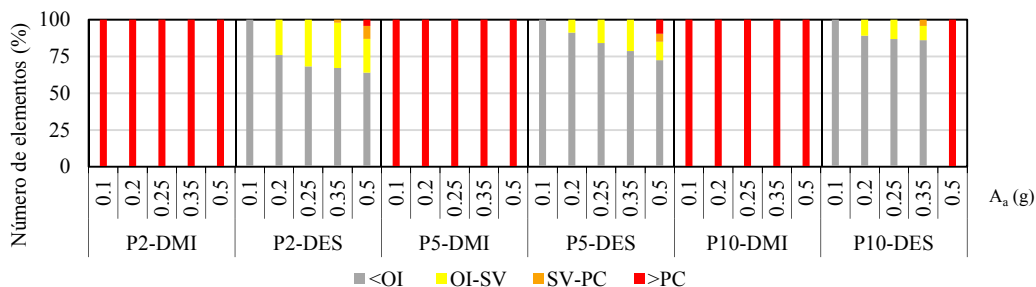


Figura 4-9 Máximo estado de daño alcanzado en los análisis para cada edificación

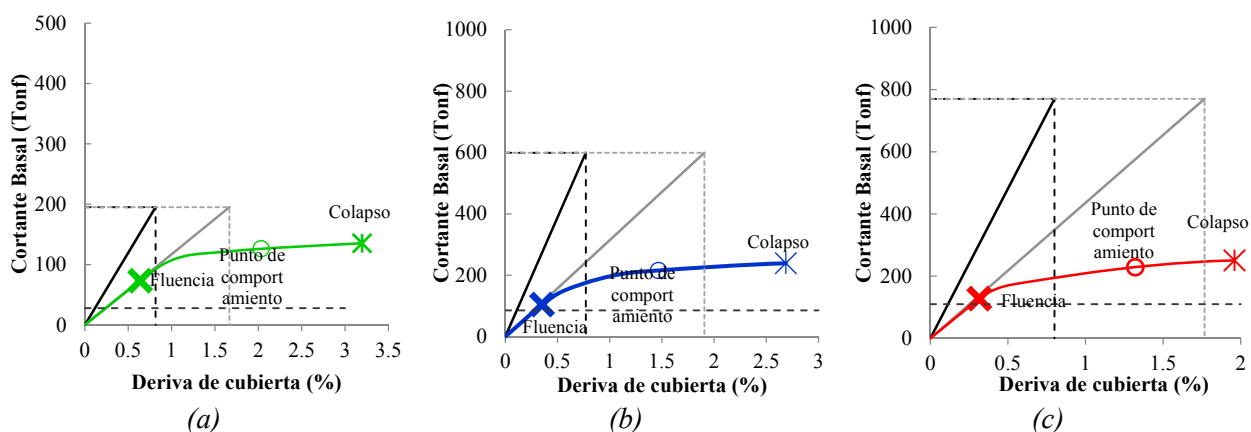


Figura 4-10 Comportamiento esperado para edificaciones prototipo (a) P2-DES, (b) P5-DES, (c) P10-DES

La línea *O-A* ilustra el análisis lineal no fisurado utilizando el cortante horizontal mínimo especificado por la norma que resulta en una deriva en la cubierta inferior al 1% según los requerimientos de rigidez de la norma. La línea *O-B* indica el análisis elástico con secciones fisuradas lo cual resulta en una deriva de entrepiso calculada de aproximadamente el doble de las anteriores. Para la mayoría de las edificaciones analizadas, los puntos de comportamiento obtenidos mediante análisis no lineal simplificado para el nivel de amenaza de diseño resulta en derivas máximas entre los valores correspondientes a secciones no fisuradas y secciones fisuradas, con excepción de los edificios de dos pisos, para los cuales las derivas resultan mayores que las estimadas con secciones fisuradas.

En todos los casos, la resistencia a cortante en la base estimada con los métodos no lineal simplificado resulta en valores superiores que las fuerzas cortante en la base de diseño inelásticas (fuerzas elásticas divididas por el factor de reducción R) en factores de 4.9, 2.8 y 2.3 para P2-DES, P5-DES y P10-DES, respectivamente. Todos los análisis indican que los rangos de comportamiento máximos alcanzados por las tres edificaciones prototipo están entre OI y SV . El límite de SV no fue alcanzado por ninguna de las edificaciones tipo DES analizadas.

4.3.3 Costos de reparación/reposición

Para los modelos prototipos de análisis se evalúan presupuestos detallados de construcción siguiendo la metodología explicada en el numeral 3.6. En el Apéndice E se presentan los detalles de estas valoraciones presupuestales para los modelos de análisis. También se hace un estimativo del valor comercial de cada uno de ellos tomando como referencia precios típicos por metro cuadrado para estrato socio-económico 5 y 6 (www.fincaraiz.com.co) para la ciudad de Bogotá para el año 2014, lo cual resulta en un precio promedio por metro cuadrado del orden de COL\$5.000.000 (aproximadamente US\$ 2,300 / m², año 2014). Para la estimación de áreas y para las condiciones típicas de Bogotá se considera que las edificaciones de dos pisos no cuentan con sótanos, que las de cinco pisos cuentan con un nivel de sótano en toda el área y las de diez pisos cuentan con dos niveles de sótanos en toda el área. Esto permite considerar que, al menos para sismos menores e intermedios, las áreas de los sótanos no son en general susceptibles a daños por eventos sísmicos. La Tabla 4-3 Características de los edificios prototipos de análisis resume los valores encontrados para las diferentes edificaciones.

Tabla 4-3 Características de los edificios prototipos de análisis

Referencia	No. Pisos	Nivel de diseño sísmico	Tipo Fachadas y muros divisorios	Descripción Contenidos	Valor Costos Directos de reposición a nuevo sin terreno	Valor Costos Totales presupuestados incluyendo terreno	Valor Comercial estimado
					COL\$	COL\$	COL\$
P2-DMI-F	2	Bajo	Frágil	Estrato SE Medio-Alto	\$652,308,233	\$2,369,605,568	\$3,375,000,000
P2-DMI-D	2	Bajo	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$652,308,233	\$2,369,605,568	\$3,375,000,000
P2-DES-F	2	Alto	Frágil	Estrato SE Medio-Alto	\$675,781,507	\$2,399,181,894	\$3,375,000,000
P2-DES-D	2	Alto	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$675,781,507	\$2,399,181,894	\$3,375,000,000
P5-DMI-F	5	Bajo	Frágil	Estrato SE Medio-Alto	\$1,384,009,891	\$3,263,811,213	\$6,750,000,000
P5-DMI-D	5	Bajo	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$1,384,009,891	\$3,263,811,213	\$6,750,000,000
P5-DES-F	5	Alto	Frágil	Estrato SE Medio-Alto	\$1,487,701,336	\$3,394,462,434	\$6,750,000,000
P5-DES-D	5	Alto	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$1,487,701,336	\$3,394,462,434	\$6,750,000,000
P10-DMI-F	10	Bajo	Frágil	Estrato SE Medio-Alto	\$2,722,841,373	\$4,901,191,086	\$13,500,000,000
P10-DMI-D	10	Bajo	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$2,722,841,373	\$4,901,191,086	\$13,500,000,000
P10-DES-F	10	Alto	Frágil	Estrato SE medio-Alto	\$2,990,691,059	\$5,238,681,691	\$13,500,000,000
P10-DES-D	10	Alto	Dúctil	Estrato SE Medio-Alto	\$2,990,691,059	\$5,238,681,691	\$13,500,000,000

Por otro lado, con base en el modelo de componentes susceptibles a daño para la edificación y en los costos estimados de reparación/reposición para los casos de daño completo o severo se pueden estimar los costos máximos de reparación/reposición que pueden resultar del análisis en los casos críticos. Dicho costo puede compararse con el presupuesto global de la estructura y acabados para reposición a nuevo. Con base esto se puede establecer el valor de daños para el cual puede resultar costo-económico la reposición completa de la estructura.

En la Tabla 4-4 se presenta un resumen de dicha valoración para el edificio prototipo 5-DES descrito anteriormente. Para efectos comparativos se presenta el valor total de reparación/reposición de elementos estructurales, no estructurales y contenidos para los casos de daño crítico. Estos valores se utilizan posteriormente para la verificación de la consistencia del modelo de estimación de costos de reparación en los casos de altas intensidades sísmicas de análisis. El valor a nuevo expuesto del edificio P5-DES contiene únicamente los elementos susceptibles a daño, con la intención de poder comparar los valores reales de los elementos que se consideran en la reparación. Adicionalmente, el presupuesto a nuevo se realiza para un solo tipo de acabados, razón por la cual no se separa entre acabados dúctiles y frágiles.

Tabla 4-4 Valoración de costos totales de reparación/reposición en condiciones críticas para edificación prototipo (COL\$) (componentes susceptibles a daño)

Pisos	Nivel de código	Modelo	Estructurales COL\$	No estructurales COL\$	Contenidos COL\$	Total COL\$
2	DMI	Nuevo	\$21,744,239	\$217,768,748	\$146,172,455	\$385,685,441
		Dúctil -Reparación	\$117,140,530	\$197,338,641	\$80,100,565	\$394,579,736
		Frágil -Reparación	\$117,140,530	\$96,405,501	\$80,100,565	\$293,646,597
	DES	Nuevo	\$28,434,617	\$217,768,748	\$146,172,455	\$392,375,820
		Dúctil -Reparación	\$169,789,930	\$197,338,641	\$80,100,565	\$447,229,137
		Frágil -Reparación	\$169,789,930	\$118,827,785	\$80,100,565	\$368,718,281
5	DMI	Nuevo	\$69,806,864	\$422,577,472	\$316,147,971	\$808,532,308
		Dúctil -Reparación	\$292,851,325	\$493,346,602	\$200,251,414	\$986,449,340
		Frágil -Reparación	\$292,851,325	\$241,013,753	\$200,251,414	\$734,116,492
	DES	Nuevo	\$139,482,837	\$422,577,472	\$316,147,971	\$878,208,280
		Dúctil -Reparación	\$424,474,826	\$493,346,602	\$200,251,414	\$1,118,072,842
		Frágil -Reparación	\$424,474,826	\$297,069,463	\$200,251,414	\$921,795,703
10	DMI	Nuevo	\$228,089,529	\$849,761,237	\$583,202,183	\$1,661,052,949
		Dúctil -Reparación	\$585,702,649	\$986,693,204	\$400,502,827	\$1,972,898,680
		Frágil -Reparación	\$585,702,649	\$482,027,507	\$400,502,827	\$1,468,232,983
	DES	Nuevo	\$352,166,404	\$849,761,237	\$583,202,183	\$1,785,129,824
		Dúctil -Reparación	\$848,949,652	\$986,693,204	\$400,502,827	\$2,236,145,683
		Frágil -Reparación	\$848,949,652	\$594,138,927	\$400,502,827	\$1,843,591,406

4.4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DE LOS EDIFICIOS PROTOTIPO

4.4.1 Análisis realizados y resultados

Cada uno de los edificios prototipo se somete a un análisis dinámico no-lineal para los diferentes grupos de señales sísmicas seleccionadas en el numeral 4.2 (grupos $G1$, $G2$, $G3$ y $G4$). Adicionalmente, para cada señal de análisis se utilizan un total de 75 incrementos de carga para considerar todo el rango posible de respuesta, desde el rango elástico hasta el colapso. La Tabla 4-5 resume los análisis realizados y las estadísticas correspondientes.

Tabla 4-5 Análisis realizados y estadísticas correspondientes

Referencia	No. de grupos de señales sísmicas	No. Total de señales de análisis	No. Total de incrementos de carga en cada señal	No. Total de análisis individuales
P2-DMI G2,3,4,7	4	71	75	5325
P2-DES G2,3,4,7	4	71	75	5325
P5-DMI G2,3,4,7	4	71	75	5325
P5-DES G2,3,4,7	4	71	75	5325
P10-DMI G2,3,4,7	4	71	75	5325
P10-DES G2,3,4,7	4	71	75	5325
No. TOTAL DE ANÁLISIS	4	71	75	31950

* Los análisis se realizaron en un equipo con procesador Intel(R) Xeon (R) CPU E5504 @ 2.00 GHz, memoria RAM de 30 GB y disco duro de 1TB 10200 rpm.

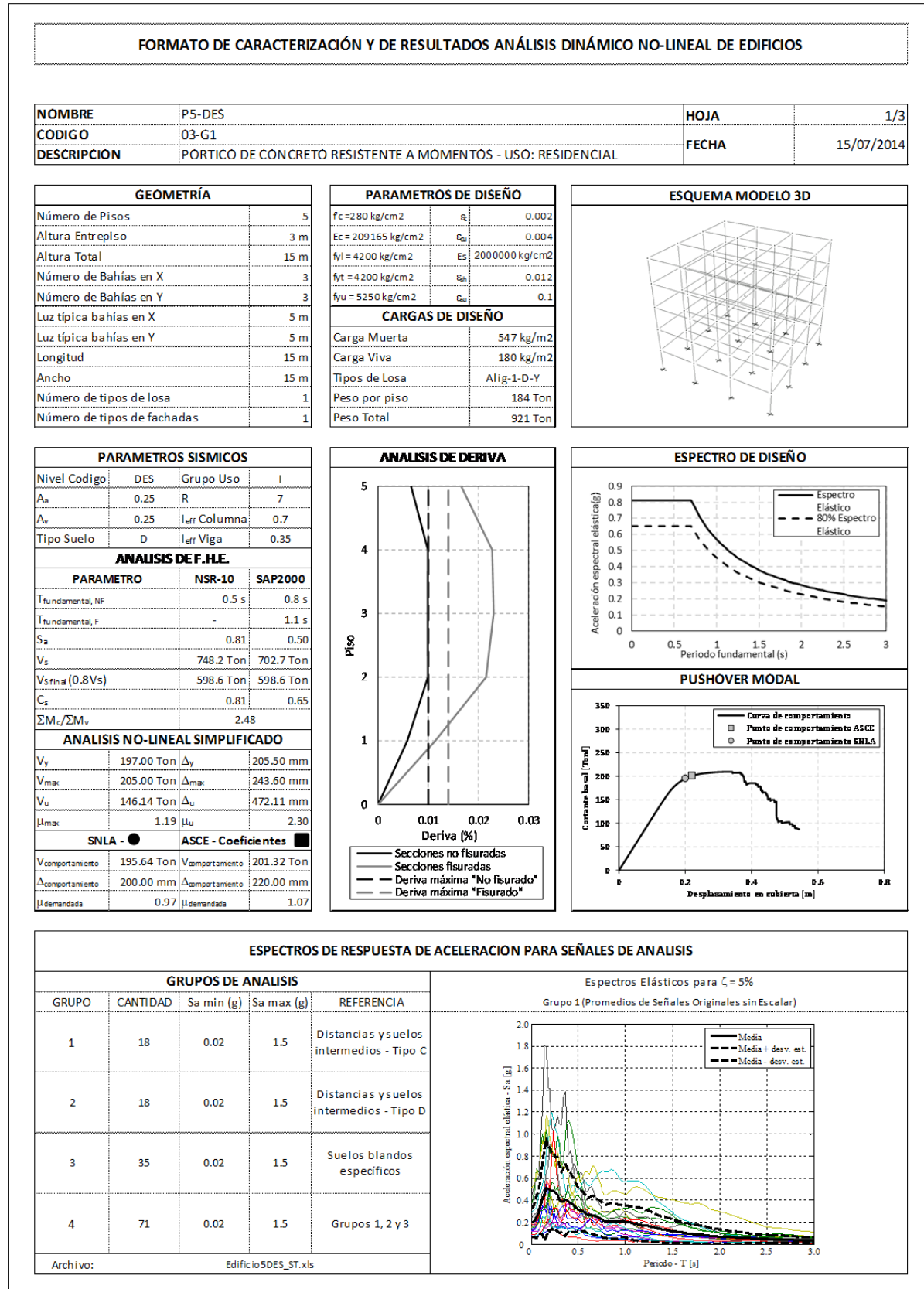
Para cada señal y para cada intensidad de análisis se realiza la interpretación en cada uno de los registros contra el tiempo de los diferentes PDS . El parámetro de intensidad sísmica seleccionado para los análisis es la aceleración espectral para el período fundamental de la edificación, $Sa(T_1)$. De esta manera en cada caso se analiza la variación de cada uno de los parámetros seleccionados con la intensidad sísmica incremental.

Para la interpretación de resultados de los análisis se presentan las siguientes figuras:

- Curva de empuje horizontal (“pushover”): cortante máximo en la base, $V(Ton)$, vs. desplazamiento máximo de cubierta, $\Delta_{cubierta} (m)$.
- Curva de empuje horizontal normalizada (“pushover”): cortante máximo en la base normalizado con el peso del edificio, V/W , vs. deriva máxima de cubierta, $\Delta_{cubierta} (\%)$.
- Curva de análisis dinámico incremental, ADI (IDA de las siglas en inglés de “dynamic incremental análisis”): deriva máxima de cubierta en %, $\Delta_{cubierta} (\%)$ vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1) (g)$.

- d. Deriva de entrepiso, $\Delta_p(\%)$ vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).
- e. Aceleración absoluta de entrepiso, $A_p(\%)$ vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).
- f. Rotaciones plásticas en columnas y vigas en nudos i y j , θ_p (rad), vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g). En estas figuras se han agregado los valores de rotaciones plásticas correspondientes a los estados *OI*, *SV* y *PC* de acuerdo con las recomendaciones de la norma ASCE 41-13.
- g. Índices de sobreesfuerzo a cortante en columnas y vigas en nudos i y j , I_{sc} vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g). El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula como el esfuerzo cortante máximo actuante en cada elemento y en cada análisis dividido por la capacidad a cortante de la sección (para estructuras tipo *DES* se considera únicamente la participación del acero de refuerzo y se desprecia en su totalidad la participación del concreto) y tiene como propósito verificar si ocurre o no falla de corte en los elementos previamente a que la sección alcance la capacidad máxima por rotación.
- h. Deriva residual máxima, $\Delta_r(\%)$ vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g). La deriva residual máxima corresponde a la mayor de las derivas residuales de los diferentes entrepisos una vez se completa la duración de la señal de análisis y solo se registra cuando la edificación sale del rango elástico para cada los diferentes incrementos en la intensidad sísmica considerados.

Desde la Figura 4-11 hasta la Figura 4-19 se presentan resultados ilustrativos de las anteriores figuras para los edificios 5-DES y 5-DMI para los tres grupos de señales utilizados en los análisis *G1*, *G2* y *G3*. Los resultados completos para los seis edificios prototipo analizados se presentan en el Apéndice D. Toda la información se consolida en formatos para su posterior uso en el análisis de vulnerabilidad de cada uno de los edificios prototipo.



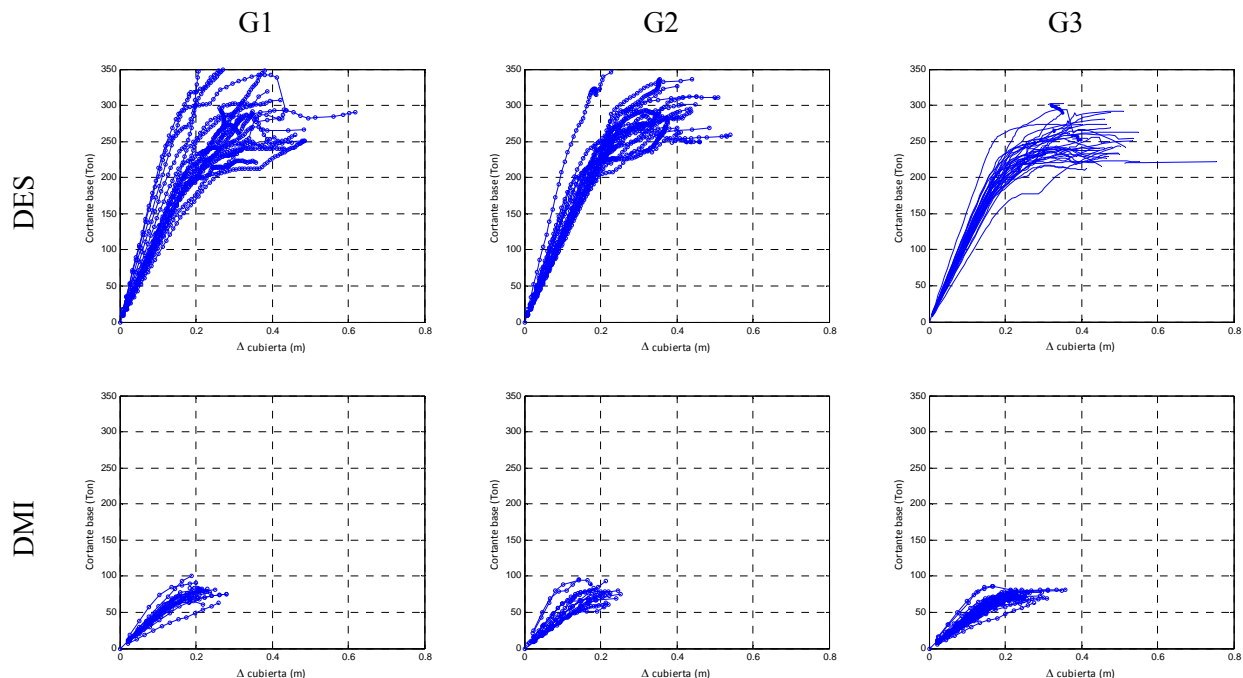


Figura 4-12 Curvas representativas de empuje horizontal, cortante máxima en la base, *Cortante Basal* (Ton), vs. desplazamiento máximo de cubierta, Δ cubierta (m)

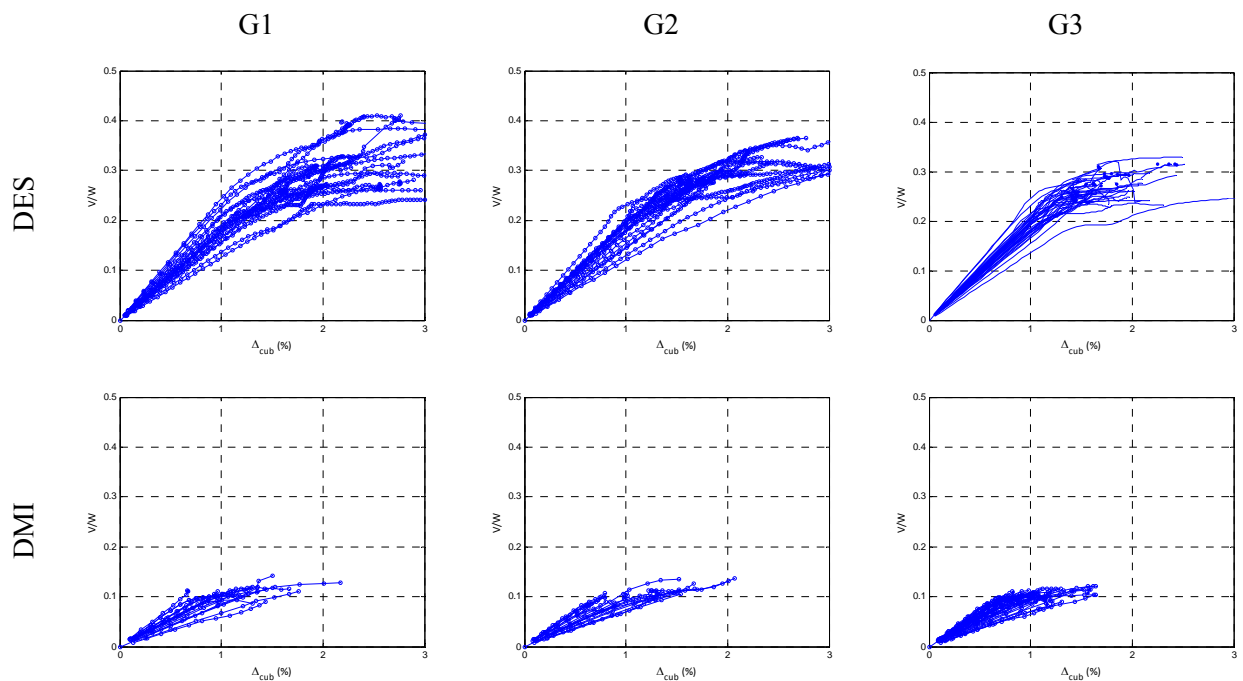


Figura 4-13 Curvas representativas de empuje horizontal normalizadas, cortante máxima en la base normalizado con el peso del edificio, V/W , vs. deriva máxima de cubierta, Δ cubierta (%)

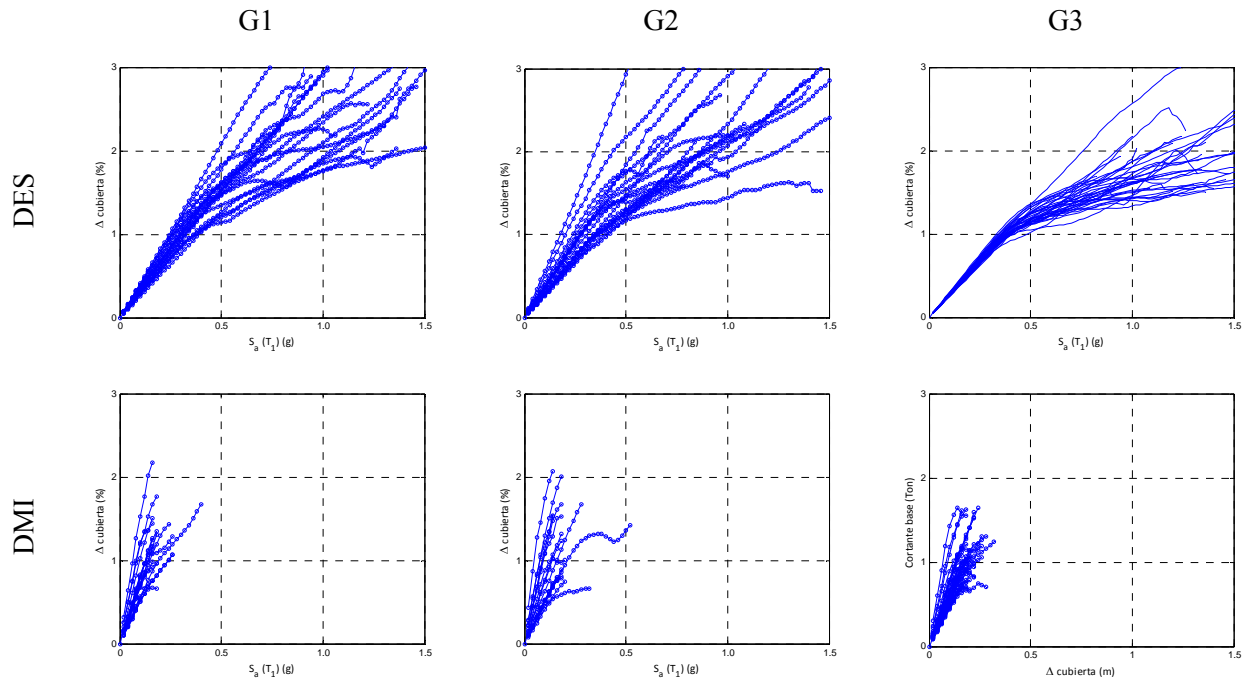


Figura 4-14 Curvas representativas del análisis dinámico incremental, ADI, deriva máxima de cubierta en %, $\Delta_{cubierta} (\%)$ vs. intensidad sísmica, $S_a(T_1)$ (g)

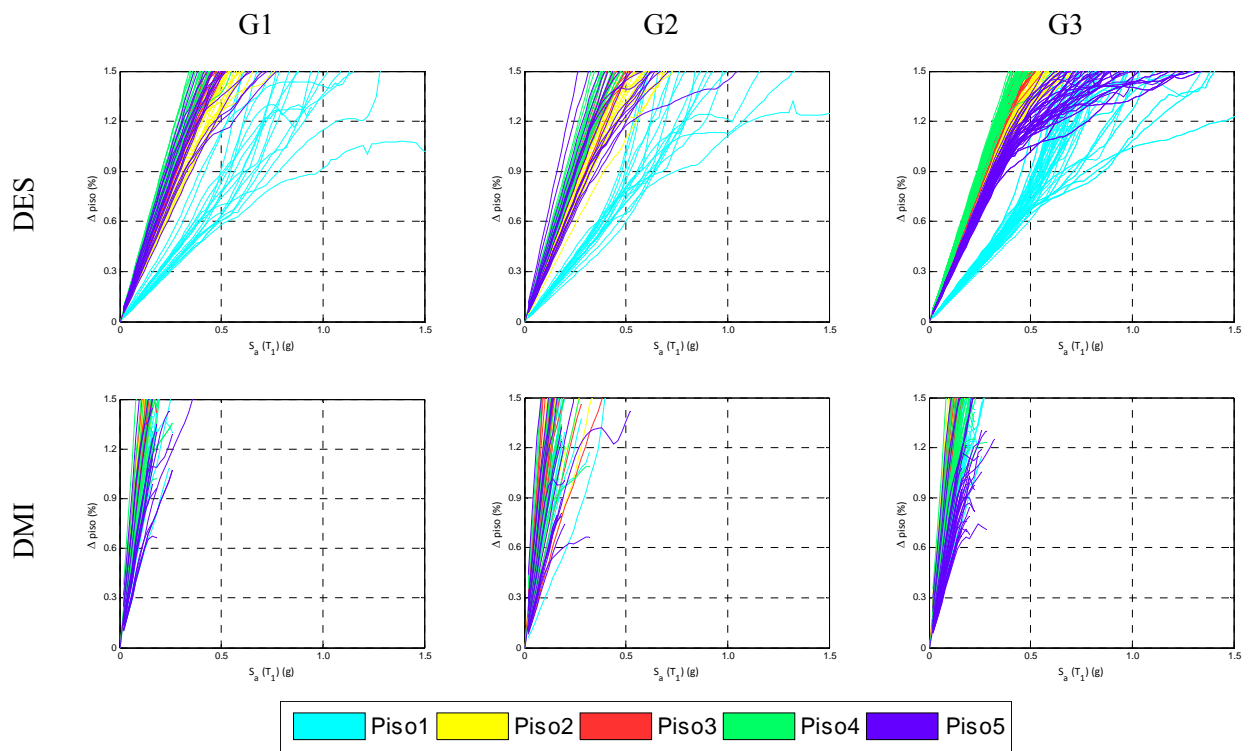


Figura 4-15 Curva representativa de deriva de entrepiso, $A_p (\%)$ vs. intensidad sísmica, $S_a(T_1)$ (g)

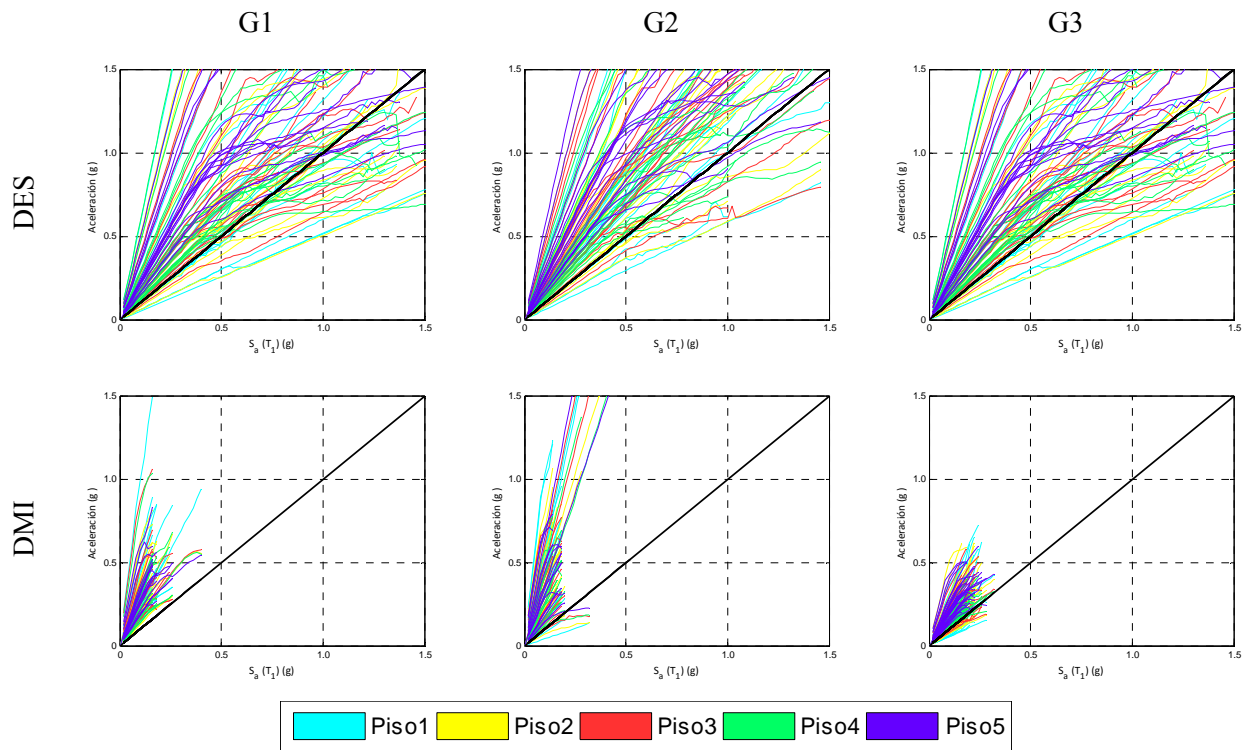


Figura 4-16 Curvas representativas de aceleración absoluta de entepiso, A_p (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g)

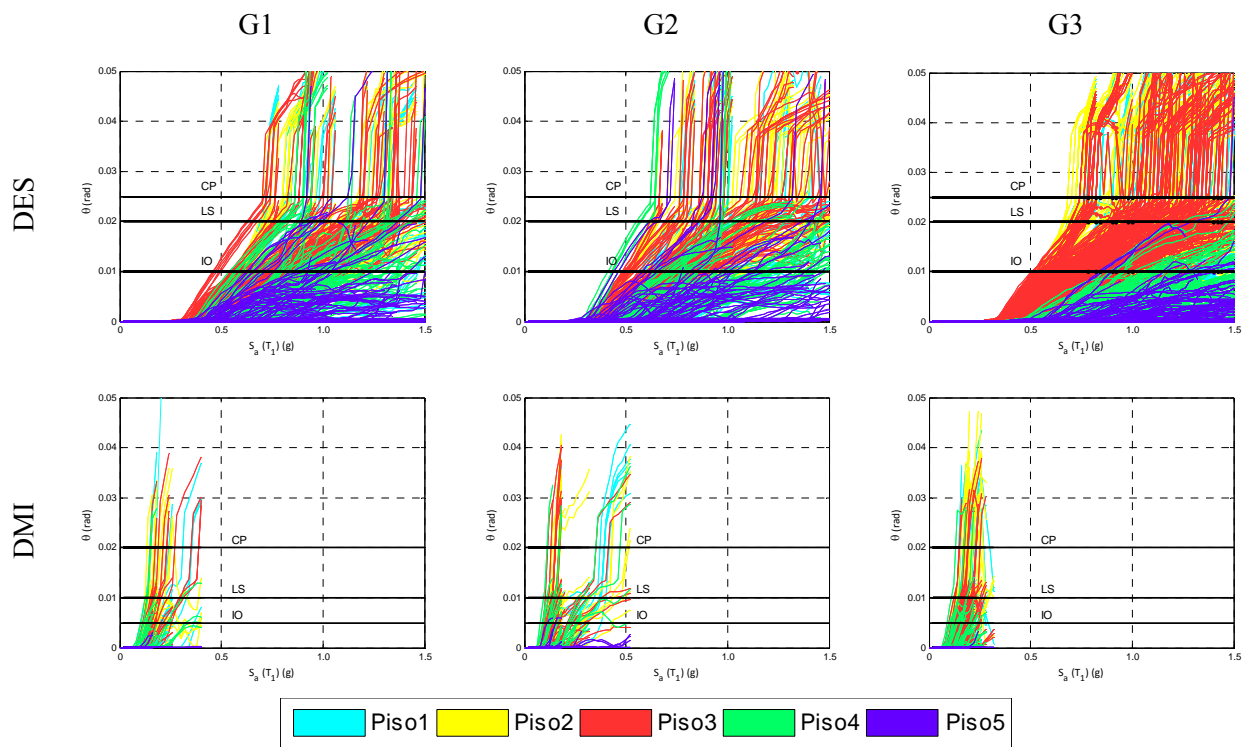


Figura 4-17 Curva representativa de rotaciones plásticas, θ_p (rad) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g) en vigas

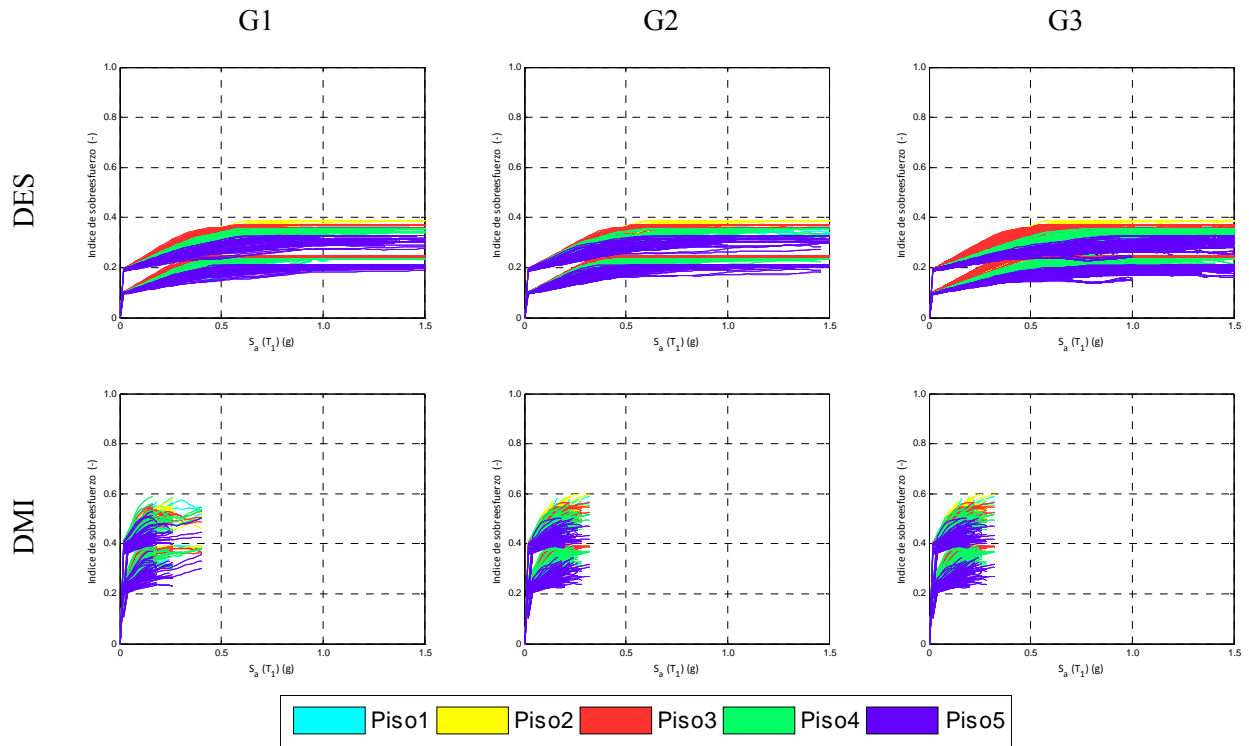


Figura 4-18 Curvas representativas de índices de sobreesfuerzo a cortante en vigas, I_{sc} vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g)

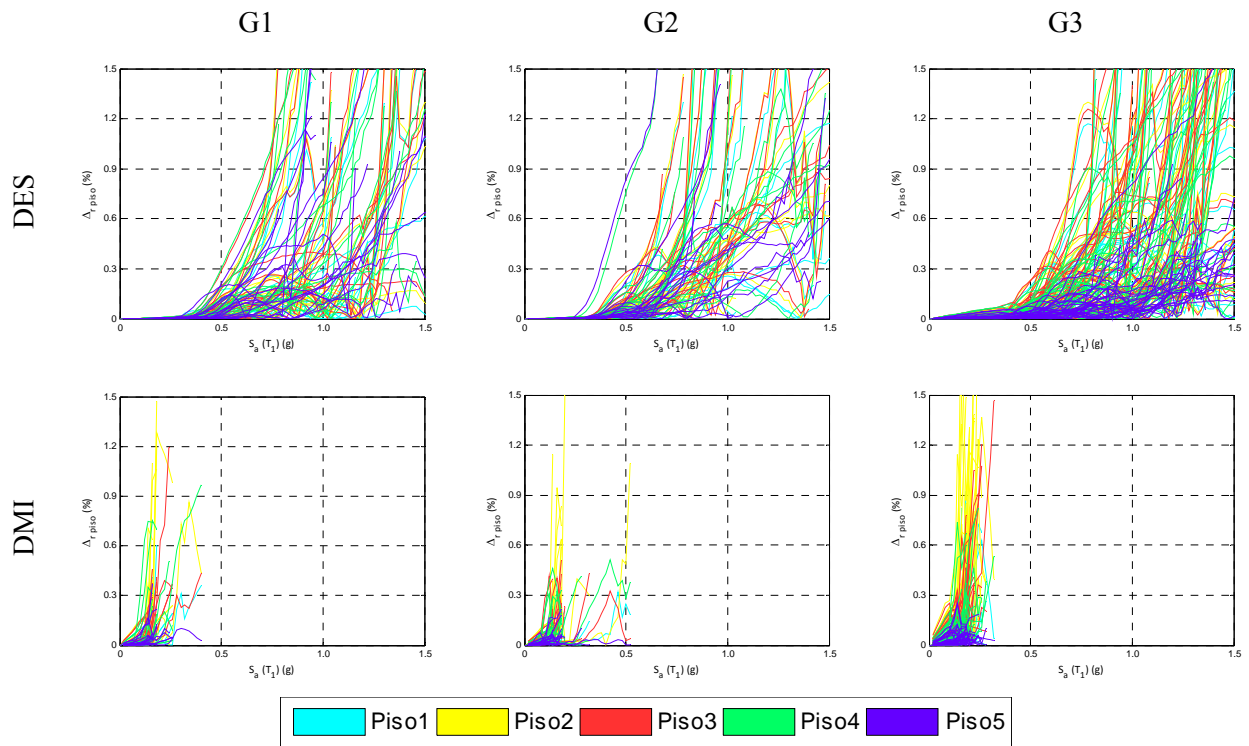


Figura 4-19 Curvas representativas de deriva residual máxima, $\Delta_r(\%)$ vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g)

4.4.2 Análisis de resultados

Mediante los análisis dinámicos incrementales es posible comparar las intensidades sísmicas máximas resistentes para cada uno de los edificios prototipo y el nivel de deriva máxima en cubierta correspondiente. Los edificios tipo *DES* comienzan a presentar inestabilidad ante cargas horizontales en valores de intensidad sísmica y en niveles de deriva de cubierta muy superiores que los correspondientes edificios tipo *DMI*. Las incertidumbres en los resultados que se obtienen resultan en general menores para las edificaciones tipo *DMI* que para las tipo *DES*. Igualmente las señales tipo *G4* que corresponden a las de un suelo blando específico presentan igualmente menores incertidumbres que las de los grupos de señales tipo *G1* y *G2* que corresponden en general a suelos de mayor rigidez.

Por otro lado también es posible estimar los puntos esperados de colapso de edificaciones ante intensidades sísmicas incrementales. Referencias como ASCE (2007), Chopra & Goel (2002), Haselton (2006) y Vamvatsikos & Cornell (2002) proponen metodologías específicas para estimar los puntos de colapso de edificaciones. Para el presente caso se supone que el colapso se presenta cuando en los análisis dinámicos no lineales, la curva *ADI* llega a una inestabilidad y se presenta una deformación horizontal significativa. A partir del punto de colapso se supone que se presenta una pérdida total de la edificación. La eventual subestimación analítica del punto de colapso puede generar variaciones importantes en las funciones de vulnerabilidad.

Con respecto a las derivas de entrepiso, se encuentra que para edificaciones tipo *DMI* éstas se mantienen relativamente similares para los diferentes pisos independientemente del número de pisos de la edificación. Sin embargo para edificaciones tipo *DES* las derivas máximas de entrepiso se presentan de manera consistente en los pisos intermedios para niveles determinados de intensidad sísmica.

En cuanto a las aceleraciones absolutas en los pisos de las edificaciones se presentan tendencias similares a los de las derivas de entrepiso aunque con una mayor dispersión y variabilidad en los resultados.

La rotaciones plásticas y los límites recomendados por la norma para los diferentes niveles de comportamiento indican, como era de esperarse, que las edificaciones tipo *DES* admiten niveles de intensidad sísmica mucho mayores que los correspondientes a las tipo *DMI*. Para las edificaciones tipo *DMI*, se presenta muy poca diferencia entre la intensidad sísmica que genera daños asociados a la *OI* con respecto a la de *PC*. Para las edificaciones tipo *DES*, la variación de intensidades entre los diferentes niveles de comportamiento es mucho más alta, especialmente para edificaciones de 2 o 5 pisos.

Los índices de sobreesfuerzo a cortante para vigas y columnas demuestran que para la totalidad de las edificaciones diseñadas de acuerdo con los requisitos de la normativa y con los criterios

indicados en el numeral 3.5, en ninguno de los casos considerados se presenta falla a cortante en los elementos estructurales principales previamente a que la edificación alcance el estado de inestabilidad mediante mecanismos de plastificación por flexión.

4.4.3 Mecanismos de colapso representativos

Los análisis dinámicos no lineales permitieron establecer los mecanismos de colapso típicos de las edificaciones para cada uno de los grupos. La determinación del mecanismo de colapso se realizó con base en las recomendaciones de Haselton (2006) definiendo los estados límites para las rótulas plásticas de los elementos estructurales según lo establecido en ASCE (2007).

De manera ilustrativa la Figura 4-20 presenta la comparación del mecanismo de colapso para el sismo 13 del *G1* para el edificio P5-DES.

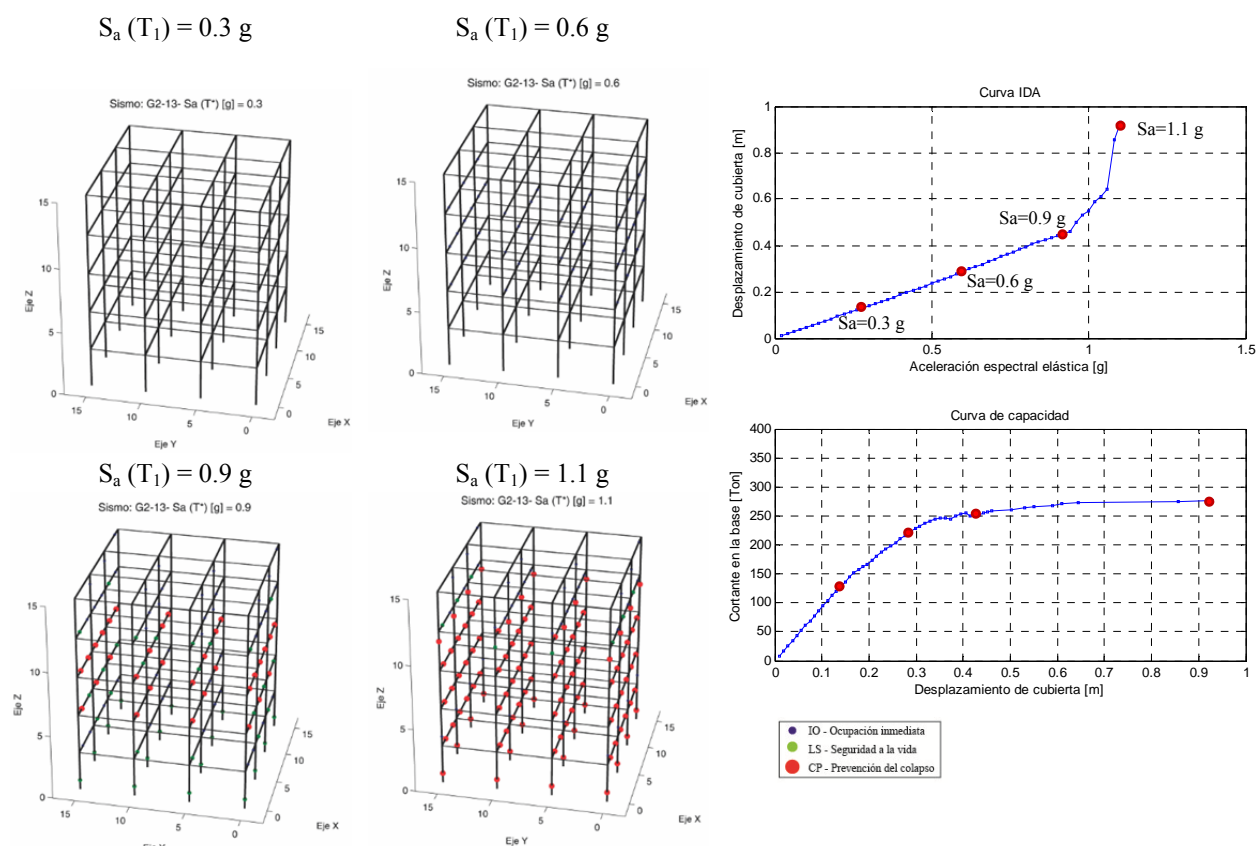


Figura 4-20 Mecanismo de colapso para edificio P5-DES

De la anterior figura y del análisis de los datos y resultados para los demás grupos de tipo de suelo y prototipos, se observa que el mecanismo de colapso típico para los P5-DES está controlado por el sistema de falla de piso, en el cual fallan primero las vigas de los niveles 2 y 3, punto en el cual podría decirse que se presentó un colapso parcial de la estructura. Si se continúa el análisis incremental dinámico, seguidamente las columnas empiezan a plastificarse en las zonas de las rótulas para los niveles inferiores; pisos 1, 2 y 3, hasta alcanzar el colapso completo de la estructura. Por otro lado, para los edificios P5-DMI, el mecanismo de colapso observado está controlado por la falla de las columnas de los primeros pisos, con unas pocas vigas que logran plastificarse. Este mecanismo de falla permite corroborar el supuesto de la baja ductilidad implícita durante el diseño para estructuras con un nivel de código *DMI*. Adicionalmente, la falla de estos edificios está controlada por falla de cortante según se describe en Pulido de la Peña et al. (2014).

4.5 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD REPRESENTATIVAS

4.5.1 Resultados ilustrativos de funciones de vulnerabilidad

El análisis de vulnerabilidad se lleva a cabo utilizando el software *IT-FUNVUL-V2* para el grupo de edificaciones prototipo de la Tabla 4-2. A continuación se presentan los resultados obtenidos para la edificación *P5-DES-F* que corresponde a una edificación de cinco (5) pisos con alto nivel de diseño sísmico (DES) y acabados frágiles (muros divisorios y fachadas en ladrillos de mampostería) y aislamiento parcial a la estructura de concreto, sistema que resulta típico de ciudades latinoamericanas. En todas las figuras el eje horizontal corresponde a la intensidad sísmica (*IS*) seleccionada para el análisis que en el presente caso es la aceleración espectral para el periodo de vibración del modo fundamental, $Sa(T_1, \xi=5\%)[g]$. La Tabla 4-6 presenta los datos requeridos para realizar el análisis de vulnerabilidad para cada una de las edificaciones prototipo. En esta etapa se ingresa la base de datos de *PDS* obtenidos en el Capítulo anterior y se seleccionan las funciones de fragilidad para cada tipo de componentes por piso, número de componentes por piso y se define si hay correlación o no en el daño de los componentes similares. La Tabla 4-7 y la Tabla 4-8 resumen los parámetros de referencia utilizados en estos análisis para las Fases 1 y 2 respectivamente los cuales se aplican a los resultados que se ilustran enseguida.

Tabla 4-6 Datos de entrada para el análisis de vulnerabilidad

Nombre del proyecto	Funciones de vulnerabilidad de pérdidas económicas para la evaluación del riesgo sísmico en portafolios de edificaciones	Código	P5-DES-F
Autor/es	LEY	Fecha	2015
Descripción	Pórticos resistentes a momento, 5 Pisos, alto nivel de diseño sísmico, acabados frágiles (muros divisorios y fachadas en ladrillos de mampostería)	Directorio PDS	...\P5-DES-F
Directorio resultados	...\P5-DES-F	Directorio fragilidad	...\P5-DES-F

Tabla 4-7 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 1

No.	Parámetro	Valor de referencia
1	Número de pisos	2, 5 y 10
2	El nivel de incertidumbre asociada a la modelación de la respuesta dinámica (dar un valor de 0 para análisis determinista; se recomiendan valores entre 0.2 y 0.5).	0.30
	Número de realizaciones para considerar la incertidumbre en:	
	Los parámetros <i>PDS</i> resultantes del modelo de análisis: N_{PDS}	30
3	El estado de daño en cada componente dado el parámetro de intensidad sísmica correspondiente: N_{ED}	30
	El costo unitario de reparación dado el número total de reparaciones esperadas para cada componente: N_C	30
	El tiempo unitario de reparación de cada estado de daño en cada tipo de componente: N_T	30
4	Análisis con costos medios (0) o con costos optimizados (1) según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).	1
5	Análisis con tiempos de interrupción de funcionamiento máximos o con tiempos optimizados según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).	1

Tabla 4-8 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2

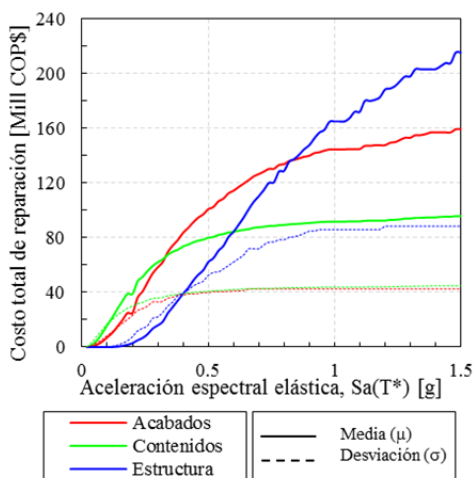
No.	Parámetro	Valor de referencia
1	Listado de señales sísmicas de análisis con sus respectivas intensidades de análisis.	G2
2	Valor económico de reposición de la edificación.	Valor comercial estimado a 2015 en Bogotá
3	Valor económico en \$ por unidad de tiempo (30 días) por interrupción del funcionamiento como porcentaje del costo de la edificación. Se dará cero si no se desea incluir estos costos en el análisis (se puede estimar como el costo de arriendo de una edificación similar considerando las condiciones hipotéticas particulares en el momento en que se requiere dicho bien). Se recomienda usar un valor entre 0.5% y 1% del valor total de reposición total para 30 días.	0.5% del valor comercial
4	El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se esperan daños significativos (usualmente corresponde a aceleraciones máximas del terreno alrededor de 0.05 g a 0.1 g).	0.05 g
5	Valor de la deriva residual por piso por encima de la cual se considera irreparable la edificación.	2%
6	Costo de reparación total expresado como porcentaje del valor total de reposición del edificio, por encima del cual se considera un reemplazo completo de la construcción (usualmente se toman valores entre el 40% y el 80% del valor total de reposición estimada).	50%
7	Factor para considerar efectos bidireccionales (se recomienda usar un valor comprendido entre 1.0 y $\sqrt{2}$).	1.0
8	El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio para realizar las reparaciones y por lo tanto no habría costos por interrupción del funcionamiento (usualmente estará asociada a la misma intensidad sísmica para la cual los daños totales se mantienen por debajo de un porcentaje determinado).	0.05 g
9	Tiempo límite de reparación (días). Se recomienda usar un valor del orden de 365 días. Este es el tiempo máximo que se utiliza en el cálculo de costos por interrupción del funcionamiento.	365
10	Tiempo inicial requerido para el inicio de las obras de reparación cuando se requiere desalojar la edificación (días):	30
11	Tiempo final requerido para la re-ocupación de la edificación luego de haber sido sometida a reparaciones importantes (días):	30
12	Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos estructurales.	5 (1 por piso)
13	Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos no estructurales	5 (1 por piso)

Los resultados para el análisis de la Fase 1 son los siguientes (no incluyen los valores límites y parámetros indicados para la Fase 2 de análisis de la Tabla 4.8):

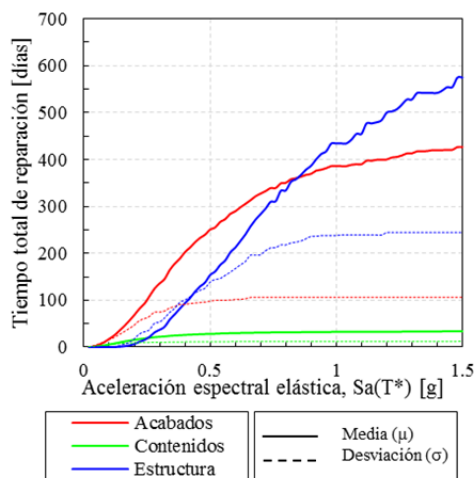
- a. Costos totales de reparación/reposición en función de la intensidad sísmica para cada uno de los grupos de componentes: estructurales, acabados y contenidos. La Figura 4-21 (a) presenta los valores medios y las desviaciones estándar de los cerca de 144 millones de realizaciones de análisis en términos de los costos totales de reparación (en COL\$) para los componentes estructurales, los acabados y los contenidos.
- b. Tiempos totales de reparación/reposición en función de la intensidad sísmica para cada uno de los grupos de componentes: estructurales, acabados y contenidos. La Figura 4-21 (b) presenta los valores medios y las desviaciones estándar de los resultados de cerca de 144 millones de realizaciones de análisis en términos de los tiempos totales de reparación (en días) para los componentes estructurales, los acabados y los contenidos.

Para la Fase 2 (los cuales incluyen los parámetros de la Tabla 4-8 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2) se obtienen los siguientes resultados:

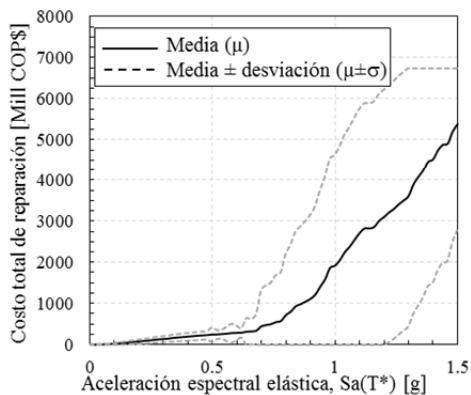
- a. Costos directos de reparación/reposición: la Figura 4-21 (c) presenta los valores medios más o menos una desviación estándar de los costos directos de reparación/reposición (estructura, acabados y contenidos, sin incluir interrupción del funcionamiento).
- b. Tiempos totales de reparación/reposición: la Figura 4-21 (d) presenta los valores medios de tiempos totales de reparación (en días) y su correspondiente desviación estándar.
- c. Costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción: la Figura 4-21(e) presenta los valores medios y la desviación estándar (σ) para los costos directos (estructura, acabados y contenidos) y para los costos directos y de interrupción (estructura, acabados y contenidos y costos de interrupción del funcionamiento).
- d. Costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción normalizado por el valor de reposición a nuevo de la edificación: la Figura 4-21 (f) presenta los valores medios y las varianzas (σ^2) para los costos directos (estructura, acabados y contenidos) y para los costos directos y de interrupción (estructura, acabados y contenidos y costos de interrupción del funcionamiento).

FASE 1

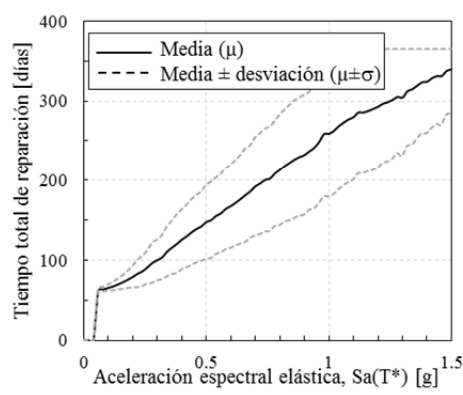
(a)



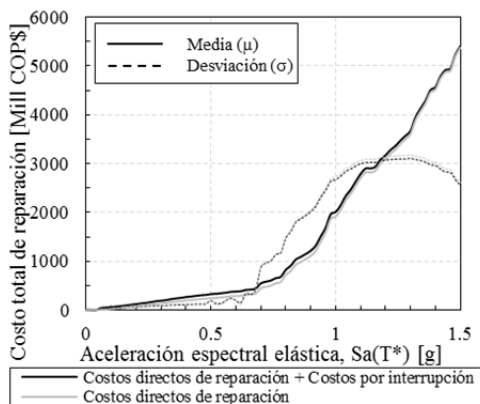
(b)

FASE 2

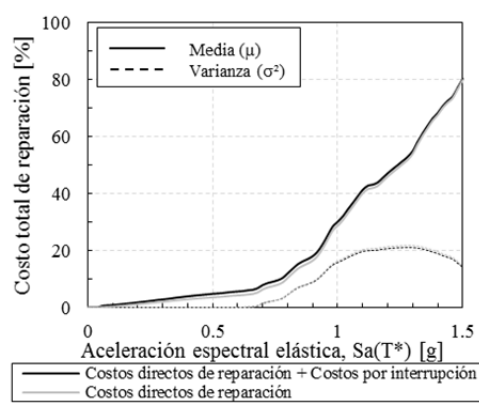
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4-21 Resultados del análisis para la Fase 1 y 2, (a) costos totales de reparación/reposición, (b) tiempos totales de reparación/reposición, (c) costos directos de reparación/reposición, (d) tiempos totales de reparación, (e) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción y (f) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción normalizados

Las incertidumbres de cada una de las funciones de vulnerabilidad varían con el nivel de intensidad sísmica y se representan mediante la varianza o la desviación estándar para cada nivel de intensidad. La varianza o la desviación estándar según sea el caso, es nula cuando la intensidad es menor que el umbral de daño definido y tiende a cero para altas intensidades. Una alta probabilidad de colapso se asocia al umbral de daño para el cual es recomendable la demolición, al umbral de derivas residuales que obligarían a un reemplazo de la edificación o simplemente cuando para un nivel de intensidad dado se llega a la inestabilidad de la estructura en el análisis de respuesta dinámica.

4.5.2 Resultados para los diferentes modelos prototipo de análisis

El análisis de vulnerabilidad se lleva a cabo utilizando el software *IT-FUNVUL-V2* para el grupo de edificaciones prototipo de la Tabla 4-2. Los resultados se presentan únicamente en términos de los valores medios y las varianzas de los costos directos (estructura, acabados y contenidos) de reparación/reposición relativos al valor de reposición total, con los parámetros de referencia indicados en la Tabla 4-7 y la Tabla 4-8. En el Apéndice I se presentan los detalles de las diferentes funciones de vulnerabilidad recomendadas para los casos analizados. Solo se presentan resultados para el grupo de señales G2 que se consideran representativos.

El código utilizado para cada tipología tiene la siguiente forma: P#-DDD-A-G#

Dónde:

- P#: Se refiere al número de pisos, P5 = 5 Pisos
- DDD: Nivel diseño sísmico; *DES* = Nivel alto, *DMI* = Nivel bajo
- A: Tipo de acabados; puede ser F= Frágiles o D=Dúctiles
- G#: Se refiere al grupo de señales sísmicas a tener en cuenta en el análisis

La Figura 4-22 presenta la función de vulnerabilidad representativa para el modelo P5-DES-F-G2 incluyendo la media y varianza respectiva suavizadas. Para efectos comparativos se presenta la figura con y sin consideración del daño en los acabados.

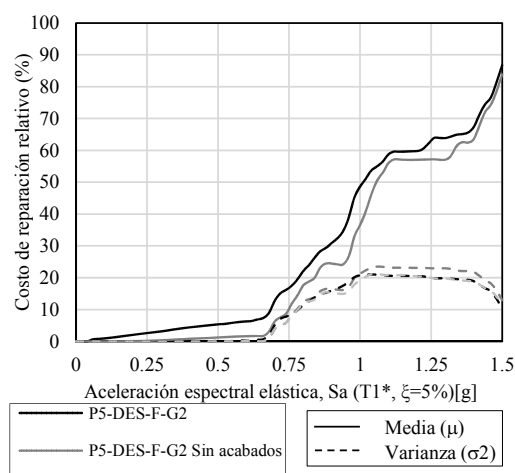


Figura 4-22 Función de vulnerabilidad representativa para la edificación P5-DES-F-G2 con y sin acabados

La variación en las pérdidas relativas con la altura de la edificación y el nivel de diseño se presenta en la Figura 4-23. Como detalle a la figura se presenta la gráfica para el rango de valores de $S_a(T_1^*)$ entre 0 y 0.25 g, valores que probablemente estén en los rangos probables de sismos futuros.

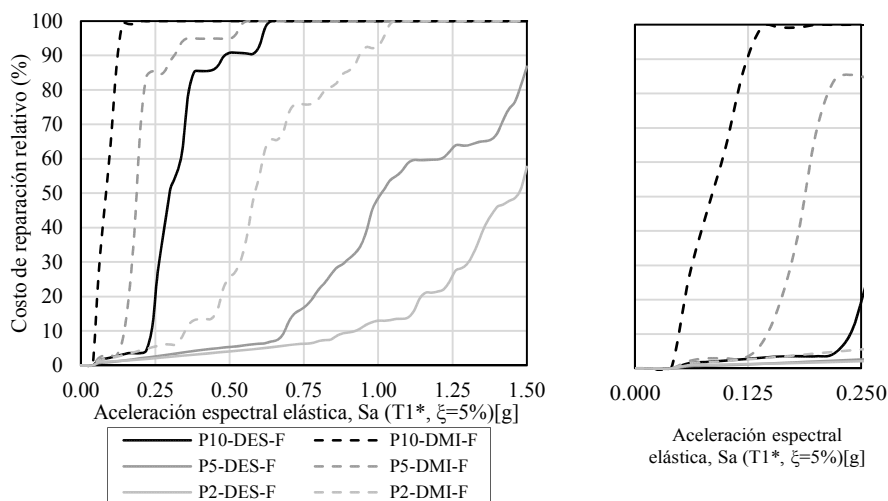


Figura 4-23 Variación en las pérdidas relativas con la altura de la edificación y el nivel de diseño

La variación en las pérdidas relativas con el tipo de acabado y con el nivel de diseño se presenta en la Figura 4-24 Variación en las pérdidas relativas con el tipo de acabado y nivel de diseño, edificaciones de 2, 5 y 10 pisos

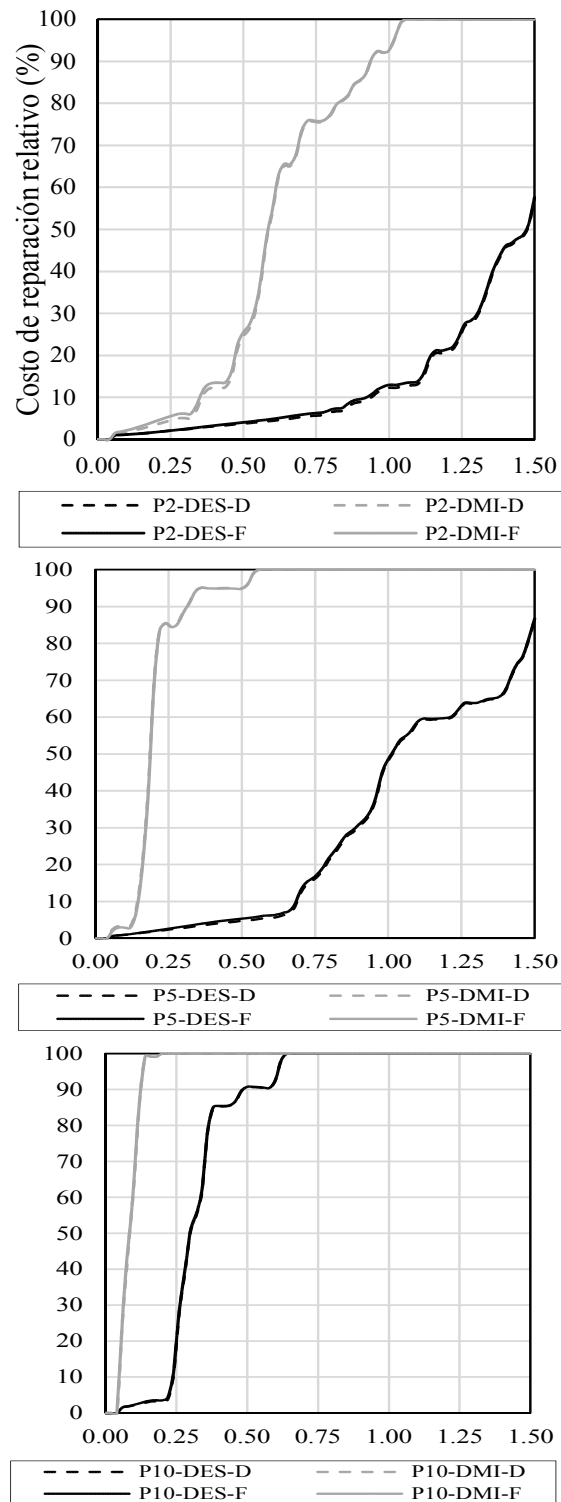


Figura 4-24 Variación en las pérdidas relativas con el tipo de acabado y nivel de diseño, edificaciones de 2, 5 y 10 pisos

La variación en las pérdidas relativas con el tipo de suelo y el número de pisos se presenta en la Figura 4-25.

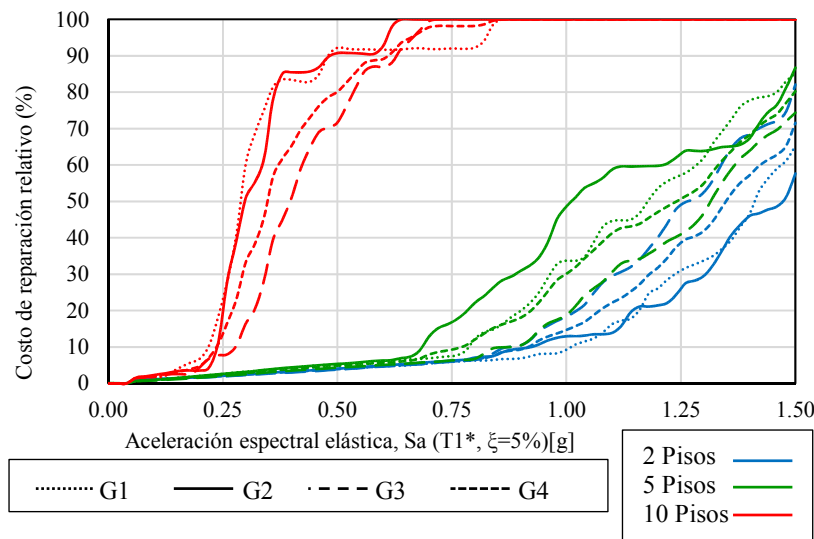


Figura 4-25 Variación en las pérdidas relativas con el tipo de suelo y el número de pisos

Finalmente, para visualizar las variaciones en la varianza con la intensidad sísmica se presenta la Figura 4-26.

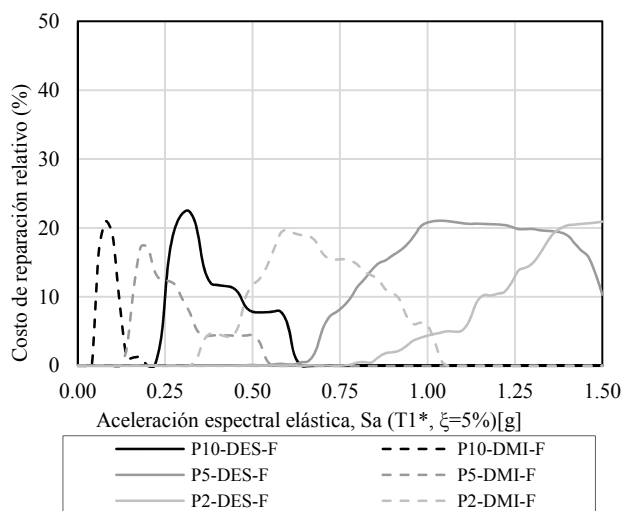


Figura 4-26 Variaciones en la varianza con la altura de la edificación y el nivel de diseño

De los resultados se observa que los máximos de las varianzas se presentan para el 50% del costo de reparación relativo en cada función y que los valores de varianza máximos están en su mayoría alrededor de 0.20 independientemente de las combinaciones de parámetros utilizadas.

4.5.3 Forma de las funciones de vulnerabilidad recomendadas para el análisis de riesgo

Con el fin de utilizar las funciones de vulnerabilidad en la práctica del cálculo de riesgo deben tenerse en cuenta los parámetros para los cuales se calcularon las curvas específicas que se utilizan (parámetros de las Fases 1 y 2) y se deben ajustar las curvas para tener en cuenta las limitaciones de los análisis realizados.

Los ajustes en la función final deben considerar:

- El nivel de intensidad sísmica mínima por debajo de la cual no se justifica un reporte sensible de pérdidas, parámetro que tiene un efecto importante sobre el valor de las pérdidas anuales esperadas.
- Que el número de análisis realizados (utilizando la técnica de Monte Carlo) probablemente presenta limitaciones para poblar adecuadamente todo el rango de intensidades y posibilidad de respuestas, lo cual explica en parte los cambios abruptos por sectores de las curvas.
- Que los análisis realizados probablemente subestimen las intensidades mínimas a las cuales las edificaciones presentarían situaciones de colapso lo cual afecta de manera significativa la forma de la parte final de la curva de vulnerabilidad proyectándola hacia arriba, sin que esto sea del todo confiable.

De acuerdo con esto y utilizando el criterio del autor para la zona de estudio, se proponen las funciones de vulnerabilidad indicativas que se incluyen en la Figura 4-27 con sus correspondientes varianzas.

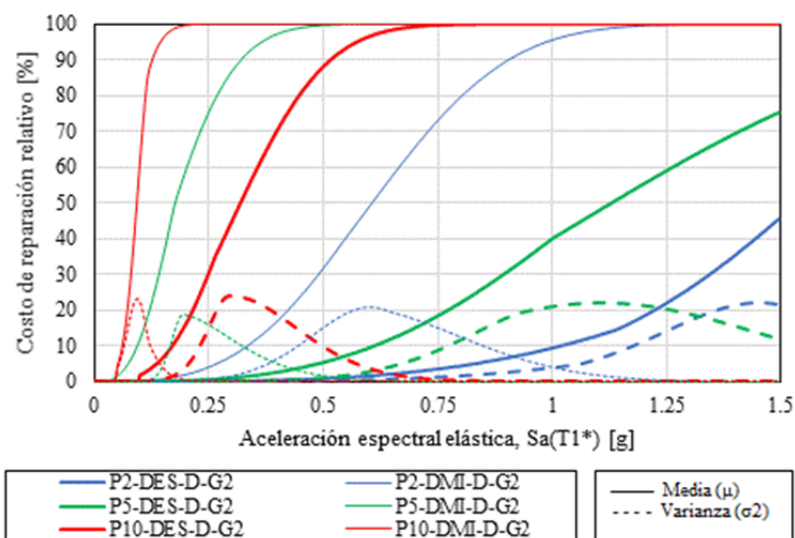


Figura 4-27 Funciones de vulnerabilidad finales propuestas para adelantar análisis de riesgo en el entorno y condiciones de Bogotá

4.5.4 Comparación con otros modelos de referencia

Una manera de validar los resultados encontrados es mediante la comparación con resultados de otros modelos y metodologías similares publicadas.

Por un lado (Bonett, 2003) propone una serie de funciones de fragilidad para edificaciones de pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado para dos niveles de diseño sísmico, bajo y alto, de acuerdo con la normativa específica para el caso de aplicación que corresponde a la ciudad de Manizales Colombia. Para efectos comparativos se ha seleccionado el edificio de 5 pisos con alto nivel de diseño sísmico, para el cual se han transformado las funciones de fragilidad a vulnerabilidad, de acuerdo con el método propuesto en el numeral 2.4.5 y usando porcentajes de daño de 1%, 15%, 65% y 100% (los cuales están en los rangos de valores recomendados por Hazus) para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso respectivamente. Por otro lado se ha modificado el parámetro de intensidad sísmica PGA al utilizado en la presente investigación $Sa(T_1)$ mediante la aplicación directa de un factor de amplificación de 2.5. La Figura 4-28 presenta las funciones de fragilidad propuestas originalmente y la función de vulnerabilidad resultante de la metodología simplificada explicada y la correspondiente a la presente investigación para el edificio 5-DES.

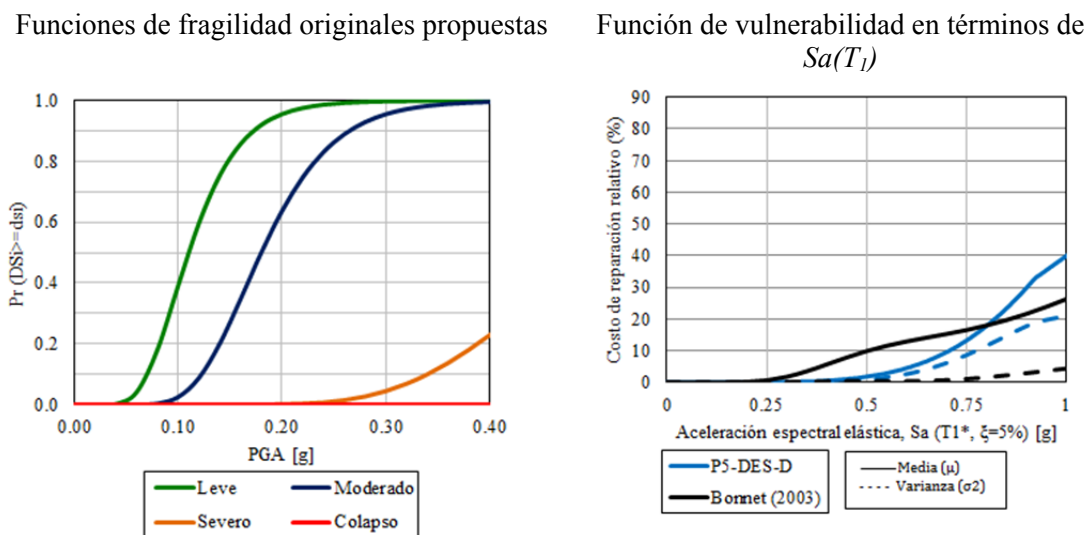


Figura 4-28 Funciones de fragilidad propuestas por (Bonett, 2003) para edificios tipo 5-DES y comparación con las funciones de vulnerabilidad equivalentes

Por otro lado Vargas (2013) propone funciones de fragilidad a partir de un índice esperado de daño normalizado el cual se obtienen como una ponderación las curvas de fragilidad para los diferentes estados de daño usados comúnmente. Aunque esta metodología permite llegar a representaciones del estado final del daño de una edificación en función de un parámetro de intensidad como es PGA, esta metodología no permite comparación con las funciones propuestas

en el presente estudio. Las dos metodologías llegan a representaciones del daño radicalmente diferentes que no son comparables.

Finalmente se revisan los resultados de los análisis de vulnerabilidad del proyecto GAR2013 para edificaciones tipo DES y tipo DMI, los cuales se han obtenido con base en el desarrollo metodológico del proyecto Hazus (FEMA, 1999). La Figura 4-29 y la Figura 4-30 presentan la comparación de los resultados obtenidos con la metodología propuesta en Yamin et al. (2014) para dicho proyecto, ajustando los parámetros a las características propias de los tipos de edificaciones que se pretende comparar.

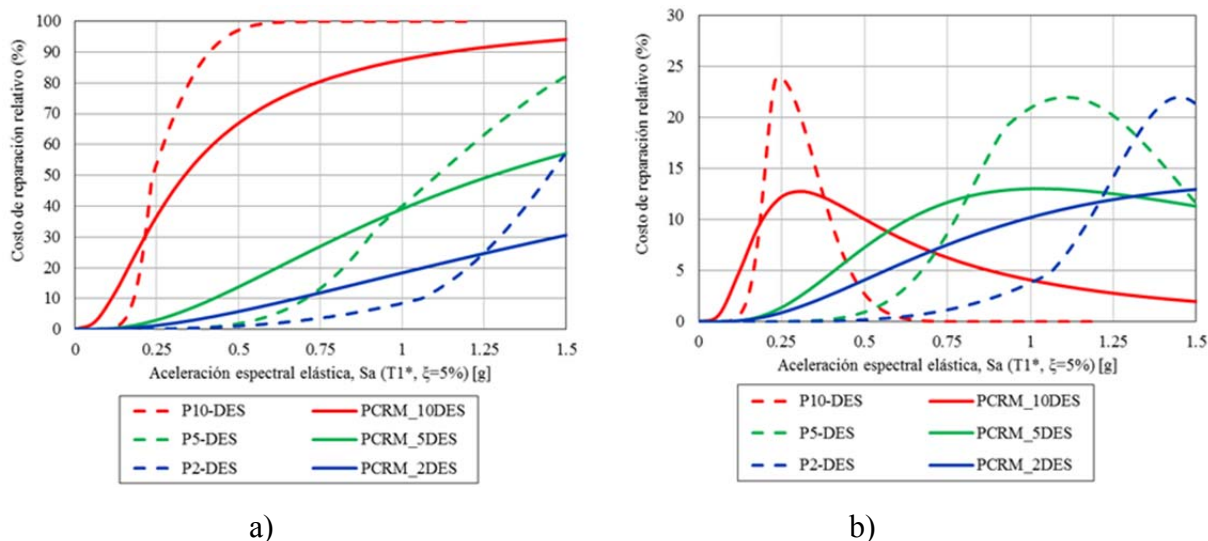


Figura 4-29 Comparación de curvas finales de vulnerabilidad con curvas equivalentes utilizadas en el proyecto GAR 2013 (Yamin et al., 2014) para edificaciones tipo *DES*, a) Funciones de vulnerabilidad, b) Varianza. En línea continua la metodología de referencia.

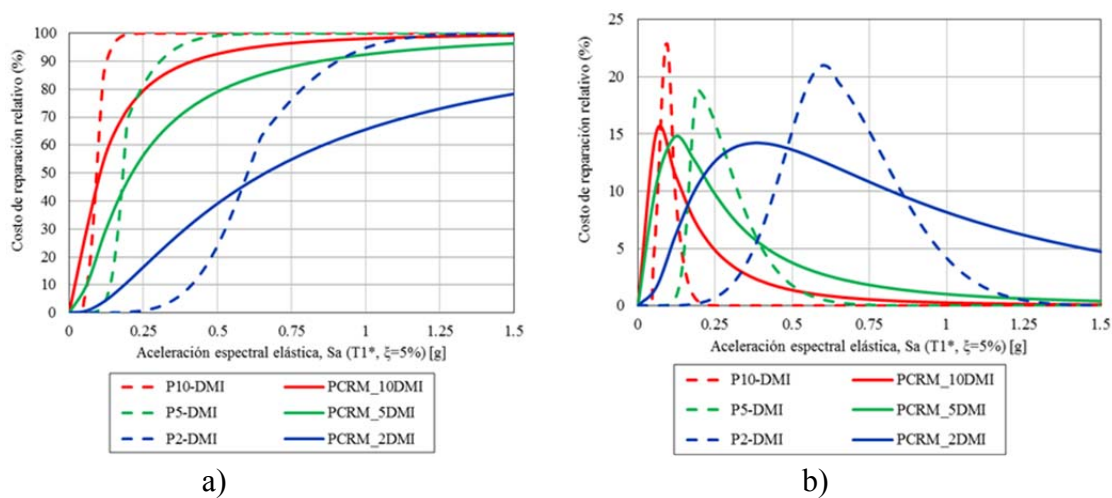


Figura 4-30 Comparación de curvas finales de vulnerabilidad con curvas equivalentes utilizadas en el proyecto GAR 2013 (Yamin, Hurtado, Barbat, et al., 2014) para edificaciones tipo *DMI*, a) Funciones de vulnerabilidad, b) Varianza

Los resultados anteriores indican una consistencia general en las intensidades para las cuales se presentan pérdidas entre el 30% y el 50% o en las zonas intermedias de los rangos de pérdidas prácticos de análisis. Sin embargo en ninguno de los casos se encuentra una buena concordancia en las curvaturas en las partes iniciales y finales de las curvas, lo cual se explica por los diferentes parámetros que se tienen en cuenta de manera explícita en la presente valoración (ver parámetros de las Tabla 4.7 y 4.8) en comparación con las metodologías de referencia. En particular, parámetros como el nivel de intensidad mínimo por debajo del cual no se presentan daños, o los niveles de intensidad para los cuales se asume un valor de reposición igual al 100% son algunos de los parámetros que explican dichas diferencias. Con respecto a las varianzas, las tendencias generales de las formas se mantienen aunque se obtienen mayores varianzas en la metodología propuesta en comparación con las de referencia. Al respecto se debe indicar que las varianzas en esta metodología se han calculado de la manera más rigurosa posible y teniendo en cuenta las incertidumbres en todos los parámetros de análisis.

4.5.5 Función de probabilidad para representar las pérdidas

Con base en los resultados de los análisis para un gran número de realizaciones se evalúan los parámetros que mejor representan una determinada función de distribución de pérdidas para el rango completo de intensidades sísmicas de análisis. Las funciones de vulnerabilidad se expresan mediante dichos parámetros (valores medios e incertidumbres) en términos de las pérdidas económicas directas, de los tiempos de interrupción del funcionamiento de la edificación y de las pérdidas económicas totales (las directas más las debidas a la interrupción del funcionamiento).

En el presente caso se propone la realización de pruebas de ajuste con las funciones de densidad de probabilidad Beta, Lognormal y Weibull y la estadística de la dispersión de los datos se analiza con base en el estimador de Kolmogorov-Smirnov (Sematech, 2010) para diferentes niveles de la intensidad sísmica. Los análisis solo se realizan para la edificación prototipo tipo P5-DES-F.

En la Figura 4-31 se presentan los resultados ilustrativos para tres puntos de análisis y se resumen los valores del estimador Kolmogorov-Smirnov para cada una de las funciones evaluadas junto con los parámetros estimados para cada una. El software utilizado para el análisis de los datos es 2R data.

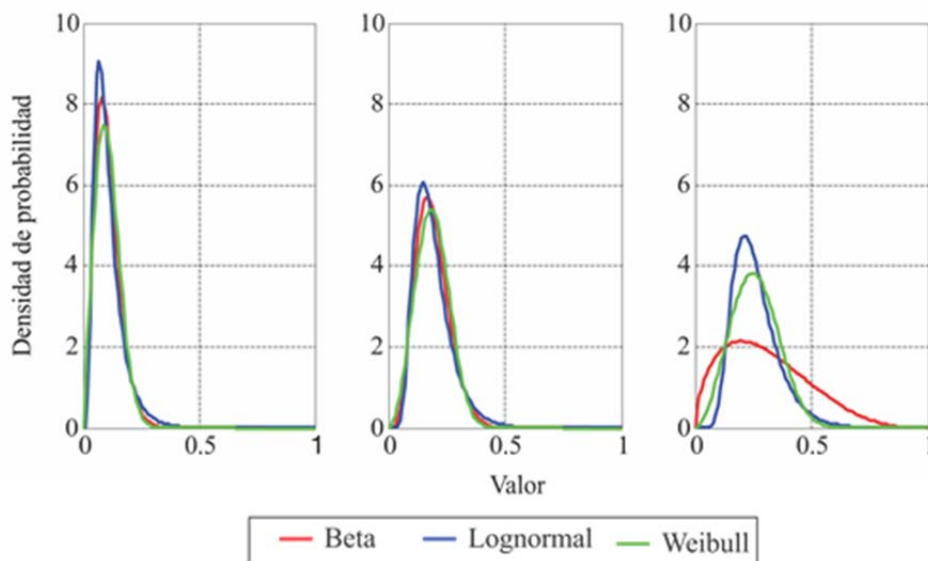


Figura 4-31 Ajuste de bondad para tres funciones de distribución de probabilidad comunes (a) $Sa(T_1) = 0.3$ g, (b) $Sa(T_1) = 0.5$ g, (c) $Sa(T_1) = 0.8$ g

Tabla 4-9 Resumen de estimadores Kolmogorv-Smirnov para cada una de las funciones de distribución de probabilidad

FDP	Estimador Kolmogorv-Smirnov		
	$Sa(T_1) = 0.3$ g	$Sa(T_1) = 0.5$ g	$Sa(T_1) = 0.8$ g
Beta	0.00598	0.01438	0.02719
Lognormal	0.04775	0.04355	0.05515
Weibull	0.01862	0.02177	0.05350

Los resultados indican que con la función Beta se obtiene el mejor ajuste para los diferentes niveles de intensidad analizados. Según esto, se selecciona esta función para el cálculo las probabilidades de excedencia de pérdidas que se presentan en el numeral 4.6.

4.5.6 Sensibilidad de las funciones de vulnerabilidad

Al tener control sobre la mayoría de los parámetros que definen la función de vulnerabilidad, se evalúa la sensibilidad de los resultados de riesgo ante variaciones esperadas en los mismos. En las Tablas 4-10 y 4-11 se presentan los parámetros que pueden variarse para analizar la sensibilidad de los resultados. Para evaluar el impacto de cada una de ellas, se varía uno a la vez dejando las demás variables con los valores indicados en las tablas que corresponden a los valores que menos incidencia tendrían en las curvas básicas. El análisis de sensibilidad se realiza únicamente para el edificio P5-DES-D-G2 que se considera representativo.

Tabla 4-10 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 1

No.	Parámetro	Valor de referencia
1	Número de pisos	5
2	El nivel de incertidumbre asociada a la modelación de la respuesta dinámica (dar un valor de 0 para análisis determinista; se recomienda en general valores entre 0.2 y 0.5).	0.30
	Número de realizaciones para considerar la incertidumbre en:	
	Los parámetros PDS resultantes del modelo de análisis: N_{PDS}	30
3	El estado de daño en cada componente dado el parámetro de intensidad sísmica correspondiente: N_{ED}	30
	El costo unitario de reparación dado el número total de reparaciones esperadas para cada componente: N_C	30
	El tiempo unitario de reparación de cada estado de daño en cada tipo de componente: N_T	30
4	Análisis con costos medios (0) o con costos optimizados (1) según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).	0
5	Análisis con tiempos de interrupción de funcionamiento máximos o con tiempos optimizados según economías de escala y eficiencia (especificar dispersión 0 en la función de fragilidad para un análisis de tipo determinista).	0

Enseguida se presenta la Tabla 4-11 con los parámetros de referencia que pueden variarse en el análisis de sensibilidad en la Fase 2 de las evaluaciones.

Tabla 4-11 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2

No.	Parámetro	Valor de referencia
1	Listado de señales sísmicas de análisis con sus respectivas intensidades de análisis.	G2
2	Valor económico de reposición de la edificación.	Valor comercial estimado a 2015 en Bogotá
3	Valor económico en \$ por unidad de tiempo (para 30 días) por interrupción del funcionamiento como porcentaje del costo de la edificación. Se dará cero si no se desea incluir estos costos en el análisis (se puede estimar como el costo de arriendo de una edificación similar considerando las condiciones hipotéticas particulares en el momento en que se requiere dicho bien). Se recomienda usar un valor entre 0.5% y 1% del valor total de reposición total para 30 días.	0.5% del valor comercial
4	El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se esperan daños significativos (usualmente corresponde a aceleraciones máximas del terreno por debajo del 0.05 g o similares).	0.0 g
5	Valor de la deriva residual por piso por encima de la cual se considera irreparable la edificación.	Infinita, no se considera límite
6	Costo de reparación total expresado como porcentaje del valor total de reposición del edificio, por encima del cual se considera un reemplazo completo de la construcción (usualmente se toman valores entre el 40% y el 50% del valor total de reposición estimada).	100%
7	Factor para considerar efectos bidireccionales (se recomienda usar un valor comprendido entre 1.0 y $\sqrt{2}$).	1.0
8	El nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio para realizar las reparaciones y por lo tanto no habría costos por interrupción del funcionamiento (usualmente estará asociada a la misma intensidad sísmica para la cual los daños totales se mantienen por debajo de un porcentaje determinado).	0.0 g
9	Tiempo límite de reparación (días). Se recomienda usar un valor del orden de 365 días. Este es el tiempo máximo que se utiliza en el cálculo de costos por interrupción del funcionamiento.	6000 días, equivalente al costo total alcanzado por tiempo de reparación
10	Tiempo inicial requerido para el inicio de las obras de reparación cuando se requiere desalojar la edificación (días):	0
11	Tiempo final requerido para la re-ocupación de la edificación luego de haber sido sometida a reparaciones importantes (días):	0
12	Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos estructurales.	1
13	Número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones de elementos no estructurales	1

En la Figura 4-32 se presentan los resultados del análisis de sensibilidad para los costos de reparación. La Figura 4-33 presenta los resultados del análisis de sensibilidad correspondientes a los tiempos de reparación.

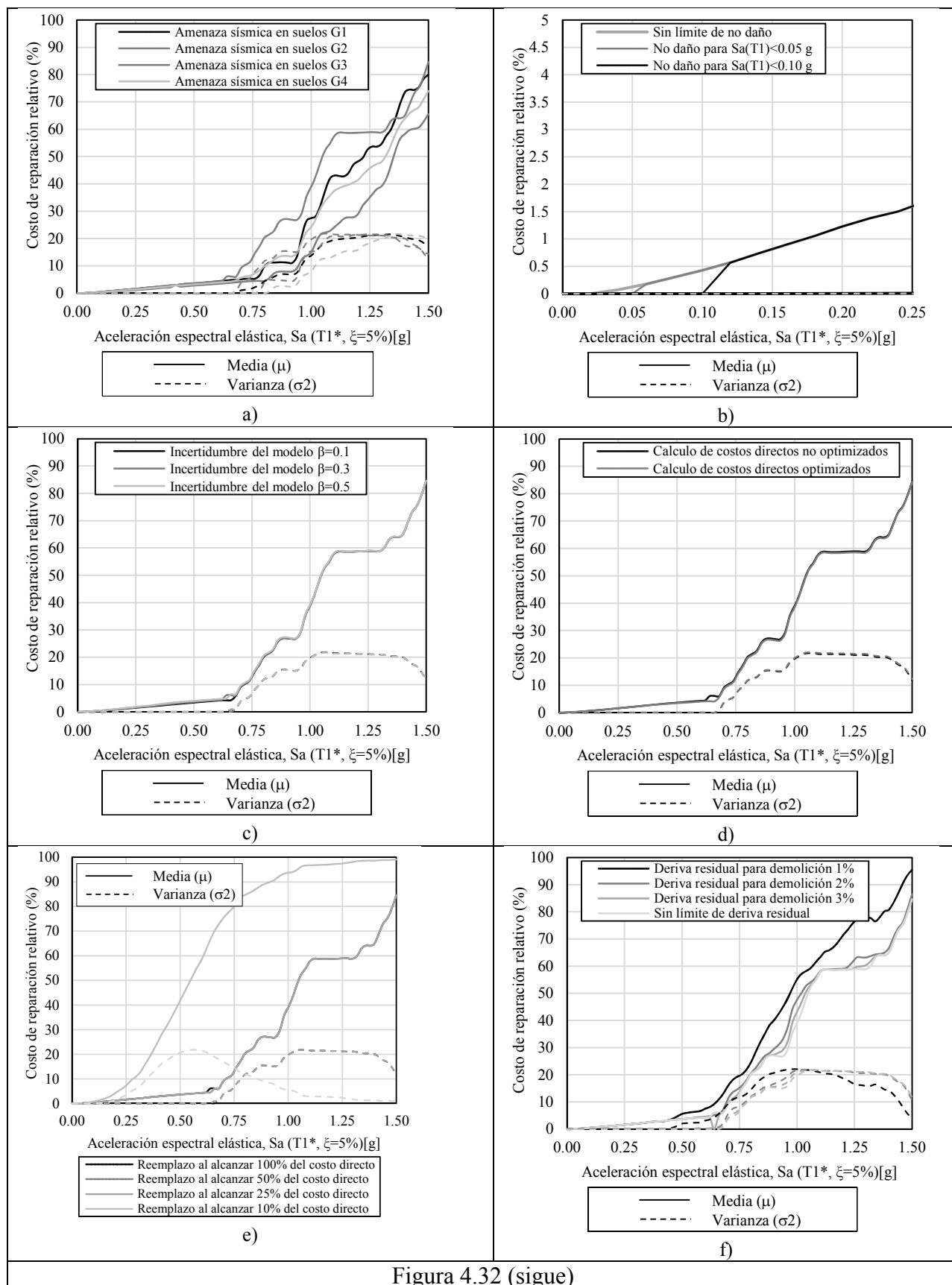


Figura 4.32 (sigue)

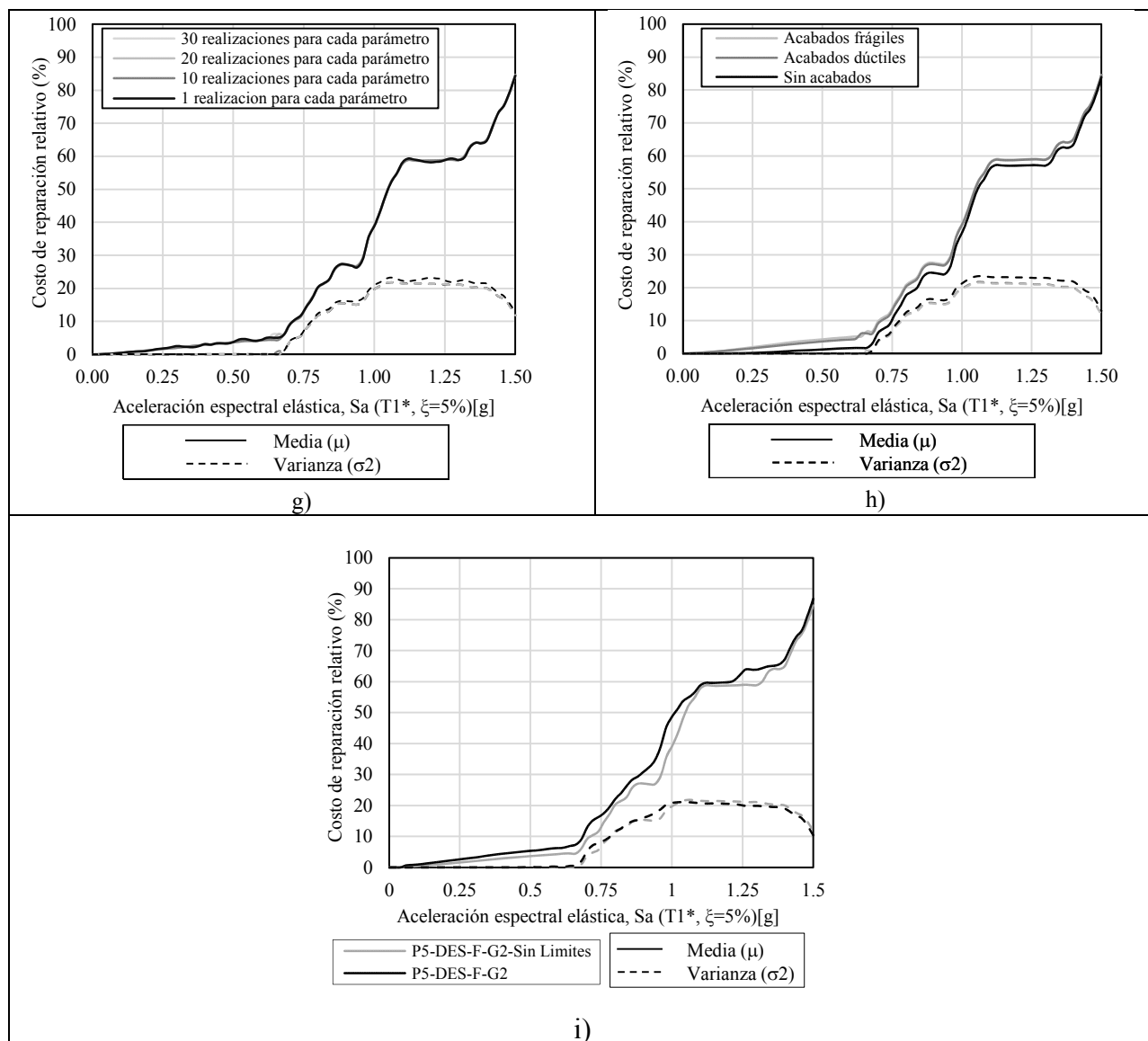


Figura 4-32 Resultados del análisis de sensibilidad en los costos de reparación (a) a las señales para diferentes tipos de suelo, (b) al nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se esperan daños, (c) al nivel de incertidumbre asignada a la modelación de la respuesta dinámica, (d) al análisis con costos máximos sin considerar economías de escala y eficiencia, (e) al costo de reparación total por encima del cual se considera reposición total, (f) al valor de la deriva residual por piso por encima de la cual se considera irreparable la edificación, (g) al número de realizaciones para considerar la incertidumbre en las variables PDS, ED y C, (h) a los tipos de acabados, (i) a la consideración de los límites de la Tabla 4-8 Parámetros de referencia para el análisis, Fase 2

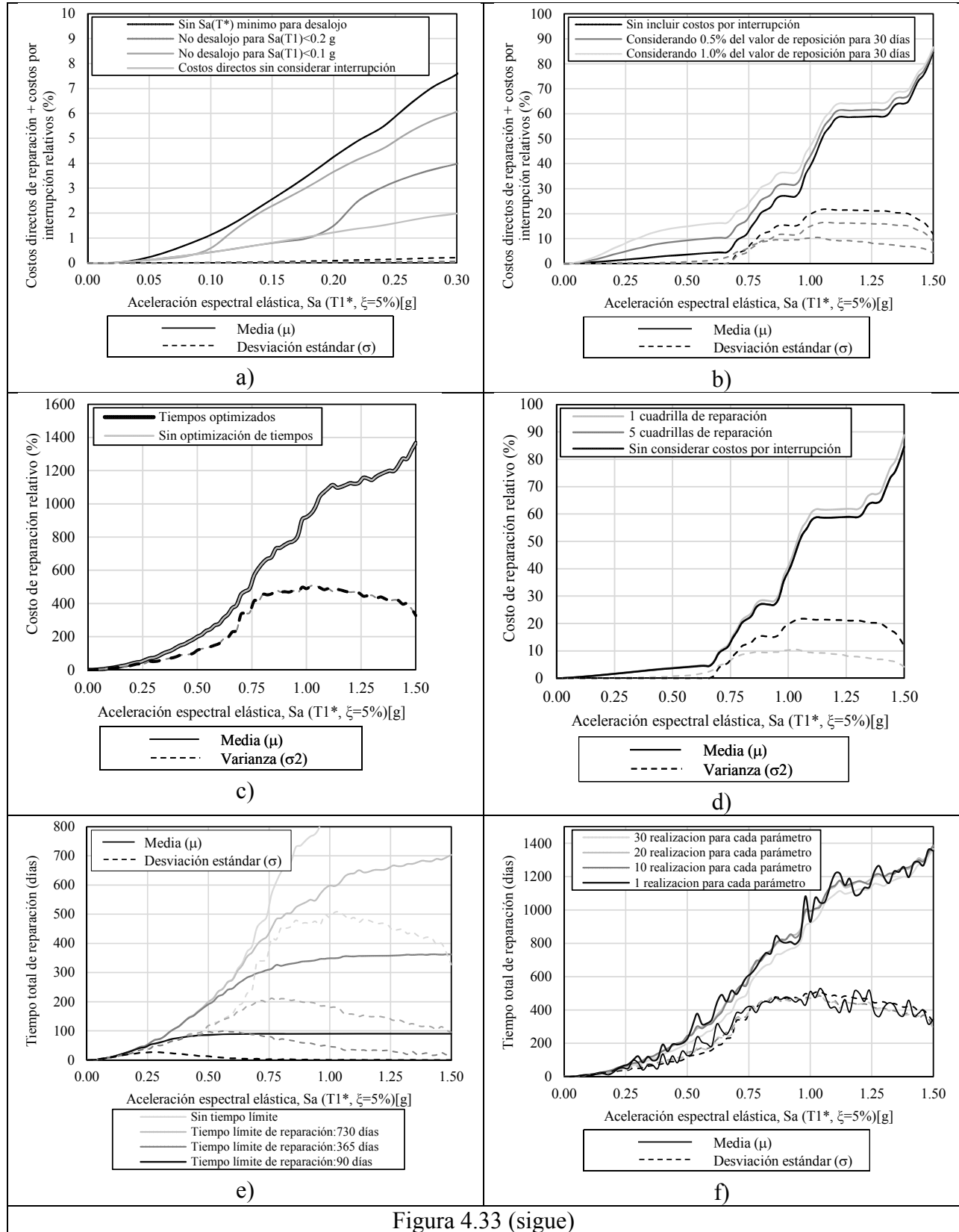


Figura 4.33 (sigue)

Figura 4-33 Resultados del análisis de sensibilidad en los tiempos de reparación (a) nivel de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio, (b) valor económico en \$ por unidad de tiempo (días) por interrupción del funcionamiento, (c) análisis con tiempos de interrupción de funcionamiento medios o con tiempos optimizados según economías de escala y eficiencia, (d) número de cuadrillas de trabajo simultáneas para reparaciones/reposiciones, (e) tiempo límite de reparación (días), (f) número de realizaciones para el tiempo unitario de reparación de cada estado de daño en cada tipo de componente.

4.5.7 Análisis de resultados

De los análisis de sensibilidad realizados se puede concluir lo siguiente:

- a) Las funciones de vulnerabilidad son muy sensibles a variaciones en los siguientes parámetros:
 - i. La altura de la edificación y en consecuencia su periodo estructural.
 - ii. El nivel de diseño (normativa usada para el diseño y capacidad sísmica de la edificación).
 - iii. La consideración o no de los acabados y contenidos para edificaciones residenciales típicas.
 - iv. La consideración de los tiempos de interrupción de funcionamiento y sus variables asociadas como número de cuadrillas, tiempo límite, tiempo inicial y tiempo final.
- b) Las funciones presentan una sensibilidad media ante la variación de los siguientes parámetros:
 - i. El grupo de señales sísmicas de análisis de acuerdo con el tipo de suelo.
 - ii. El tipo de acabados considerados (dúctiles vs. frágiles) y su valoración relativa.
 - iii. Nivel de deriva por encima del cual se puede llegar a considerar la demolición del edificio en lugar de una reparación.
 - iv. Nivel de intensidad por debajo del cual no son significativos los costos de reparación.
- c) Las funciones presentan una sensibilidad menor ante la variación de los siguientes parámetros:
 - i. Número de realizaciones de análisis. A menor número de realización se presentan altas variaciones en los valores individuales. Para más de 10 realizaciones para las variables aleatorias consideradas las curvas presentan una estabilización aparente.

- ii. El porcentaje de daño por encima del cual se considera pérdida total siempre y cuando este valor esté por encima del 50%.
- iii. El utilizar o no el nivel de optimización de costos y tiempos por economías de escala por cantidad de reparaciones simultáneas. Esto se explica por cuanto al no utilizar dicha optimización se está tomando un valor medio. Al utilizar la optimización, si hay pocas reparaciones los costos son altos, pero si hay muchos reparaciones los costos son bajos por lo cual todo termina compensándose de cierta manera.
- iv. Nivel de incertidumbre en el análisis de respuesta dinámica dentro de los rangos usuales esperados.

4.6 EVALUACIÓN DEL RIESGO CON BASE EN FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE PÉRDIDAS ECONÓMICA

4.6.1 Evaluación del riesgo para diferentes tipologías y condiciones de análisis

Utilizando las funciones de vulnerabilidad presentadas anteriormente, se realizan evaluaciones indicativas del riesgo en portafolios hipotéticos de edificaciones con base en lo cual se establece la incidencia final de cada uno de los parámetros de análisis y su importancia relativa en los resultados de riesgo. Para los análisis del riesgo se utiliza la plataforma CAPRA (ERN-AL, 2011).

Los análisis se realizan para la amenaza sísmica de la ciudad de Bogotá incluyendo los efectos de amplificación por respuesta dinámica del suelo para dos sitios con características geotécnicas diferentes: la ubicación de la Universidad de los Andes que corresponde a un suelo firme y la del Servicio Geológico Colombiano – SGC que corresponde a un suelo con estratigrafía muy blanda (ver numeral 3.4.3). Para estas dos ubicaciones con características de suelo muy diferentes se utilizan las funciones de amplificación espectral de suelos que se presentan en la Figura 4-34 que se han obtenido para diferentes niveles de aceleración máxima del terreno y promediando los valores para varias señales sísmicas compatibles con el entorno local (INGEOMINAS & Universidad de los Andes, 1997).

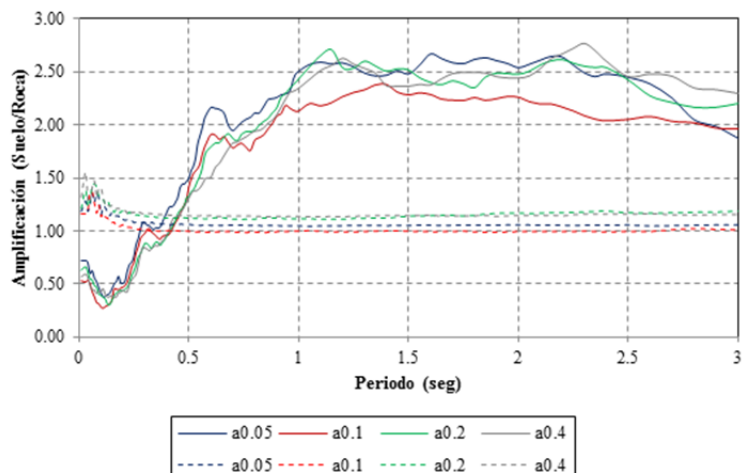


Figura 4-34 Espectros de amplificación de aceleración para los dos sitios de estudio. Línea punteada para suelo firme (ubicación Uniandes), línea continua para suelo blando (ubicación SGC) en Bogotá. Se indican varios niveles de aceleración PGA en g de señales de entrada.

Las evaluaciones de riesgo se realizan únicamente para dos parámetros principales usados en aplicaciones de seguros catastróficos: la pérdida anual esperada, *PAE* (en porcentaje con respecto al valor de reposición) y la pérdida máxima probable, *PML*, correspondiente a un periodo de retorno determinado. Estos parámetros se utilizan comúnmente en la definición de esquemas de protección financiera y se asocian con la prima pura de riesgo y de límite máximo de protección. A pesar de que no se realizan análisis de portafolios representativos de edificaciones, los parámetros que resultan del análisis de una edificación única típica, son indicativos de los rangos de valores que pueden esperarse en los resultados de riesgo. Para el caso de las evaluaciones de *PML*, debe tenerse en cuenta que no se considera el efecto de dispersión geográfica del riesgo y por lo tanto se está considerando que todo el riesgo se concentra en una ubicación única.

Los análisis se realizan para las funciones de vulnerabilidad definidas en el numeral 4.5. Se presentan resultados indicativos para las siguientes tipologías constructivas y parámetros:

- Número de pisos: 2, 5 y 10 pisos
- Nivel de diseño: *DMI*, *DES*
- Tipo de acabados: Dúctiles (*D*) y Frágiles (*F*)
- Grupo de señales sísmicas empleadas: *G1*, *G2*, *G3* y *G4* (1, 2, 3 y 4 en las figuras)
- Ubicación en Bogotá para suelo firme y para suelo muy blando.

Para el análisis de los resultados que se presentan enseguida debe considerarse que las edificaciones tipo *DES* han sido diseñadas para amenaza alta ($Aa=0.25$ g) mientras que las edificaciones tipo *DMI* se han diseñado para amenaza baja ($Aa=0.1$ g). Los análisis de riesgo se llevan a cabo para la amenaza de la ciudad de Bogotá que está entre media a alta (Aa entre 0.15g y 0.26 g dependiendo de la ubicación geográfica y el tipo de suelo).

4.6.2 Resultados para edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico (DMI)

Los resultados del análisis de riesgo para edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico indican que para este tipo de edificaciones se esperan valores de riesgo relativamente altos en comparación con valores usuales encontrados en análisis de riesgo de portafolios completos de edificaciones.

La Figura 4-35 ilustra los valores de pérdida anual esperada que se obtienen para las diferentes edificaciones analizadas, tipos de acabados y grupos de señales sísmicas, y con ubicación en suelo firme y en suelo blando en la ciudad de Bogotá (D=acabados dúctiles; F=acabados frágiles; 1, 2, 3 y 4 grupos de señales sísmicas empleados en el análisis).

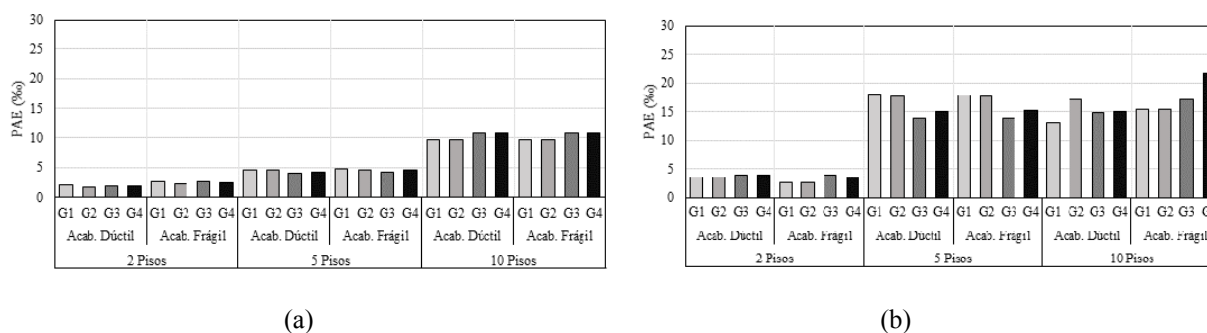


Figura 4-35 Pérdida Anual Esperada (PAE) en edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para suelo blando

Con respecto a los valores de pérdida máxima probable, PML, la Figura 4-36 presenta algunos resultados indicativos para suelo firme y para un periodo de retorno de 100 años.

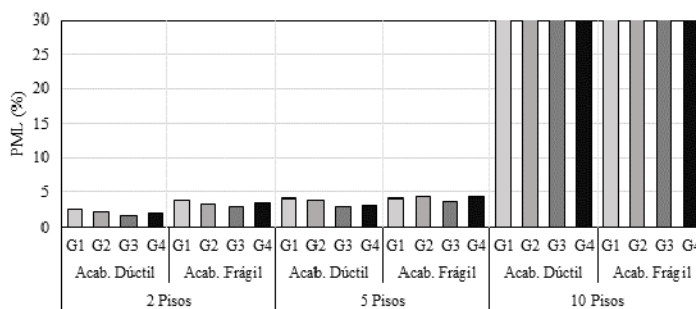


Figura 4-36 Pérdida Máxima Probable (PML) en edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico en Bogotá para suelo firme

Con respecto a los valores de *PML*, estos resultados y los correspondientes a periodos de retorno mayores y suelos blandos, indican en general valores extremadamente altos lo que se puede explicar por las siguientes razones:

- Son edificaciones que cuentan con alta flexibilidad, muy baja ductilidad, al menos con las limitaciones analíticas de la metodología adoptada.
- Por sus características probablemente su comportamiento en la realidad estará fuertemente influenciado por la interacción que se presenta con elementos no estructurales como son los muros divisorios, las fachadas, la participación de componentes no estructurales (como las placas de piso, antepechos y otros).
- La capacidad de las edificaciones es muy baja al compararla con las demandas medias en la zona seleccionada de estudio, más aun al considerar las altas amplificaciones que generan los depósitos de suelo blando.
- Las funciones de vulnerabilidad resultantes tienen una pendiente abrupta de aumento en el nivel de daño para ciertas intensidades, de manera que cuando dichas intensidades se alcanzan, los resultados de pérdidas tienden al 100%.
- Un análisis real de *PML* debe realizarse sobre un portafolio de edificaciones distribuidas geográficamente y por lo tanto los resultados de *PML* para una edificación en particular no es indicativo de los valores para portafolios completos de edificaciones.

Según esto resulta difícil establecer la confiabilidad de los modelos que se utilizan para estimar este tipo de parámetros en edificaciones con estas características. Una estimación más confiable del comportamiento de este tipo de edificaciones requeriría la realización de análisis complementarios a los presentados.

Los órdenes de magnitud de los parámetros de riesgo calculados para edificaciones con bajo nivel de diseño sísmico (*DMI*) son los siguientes:

- a. *PAE* para suelo firme en Bogotá: la pérdida anual resulta en el orden de 3, 5 y 10 al millar para edificaciones de 2, 5 y 10 pisos respectivamente, con poca sensibilidad a los tipos de acabados y a los grupos de señales sísmicas de análisis.
- b. *PAE* para suelo muy blando de Bogotá: los resultados de pérdida anual esperada se incrementan en suelo blando a valores entre el 5 y el 18 al millar con variaciones significativas en función del número de pisos. Los resultados tampoco presentan grandes variaciones en función de los tipos de acabados considerados o de los tipo de señales sísmicas usadas en la determinación de las funciones.
- c. *PML* para suelo firme en Bogotá: tomando como referencia valores para 100 años de periodo de retorno por las limitaciones explicadas anteriormente, los resultados de *PML*

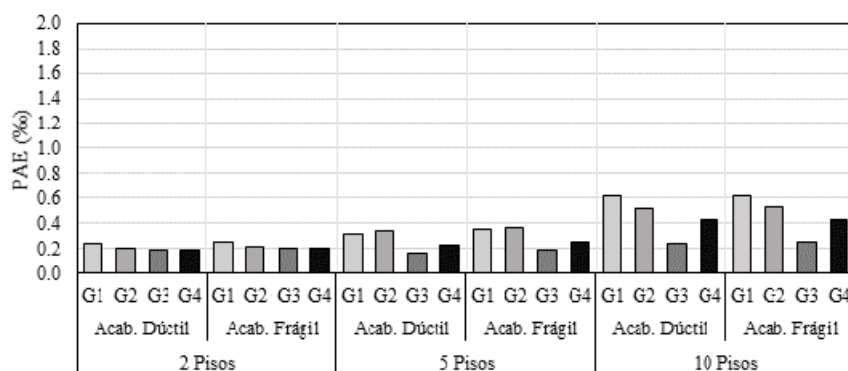
indican valores entre un 5% (para edificaciones bajas), hasta valores en el orden del 30% para edificio de 5 y 10 pisos.

- d. *PML* para suelo muy blando de Bogotá: en suelo blando los valores de *PML* para 100 años de periodo de retorno superan valores del 50% para edificaciones de varios pisos.

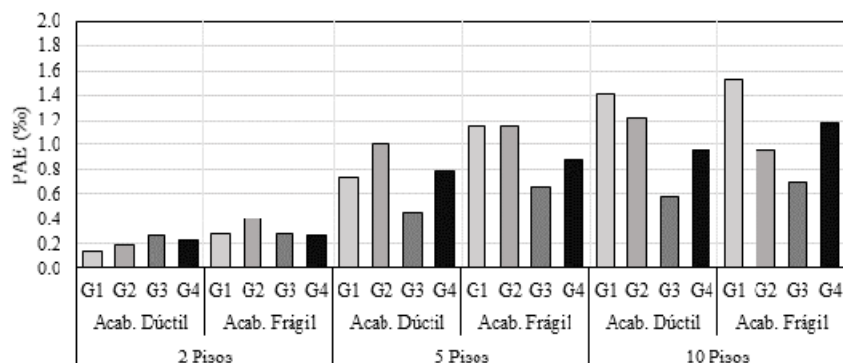
En resumen, los resultados para edificaciones *DMI* deben analizarse con precaución ante las limitaciones indicadas. De todas maneras los resultados reafirman el hecho que este tipo de edificaciones en zonas de alta sismicidad, tienen pocas probabilidades de sobrellevar sismos de intensidades intermedias o altas lo que redundo en muy altos niveles de daño y altas probabilidades de colapso en lapsos de tiempo relativamente menores.

4.6.3 Resultados para edificaciones de alto nivel de diseño sísmico (*DES*)

La Figura 4-37 presenta los resultados para las pérdidas anuales esperadas, *PAE*, para el conjunto de edificaciones analizadas con alto nivel de diseño sísmico (*DES*) ubicadas en la ciudad de Bogotá.



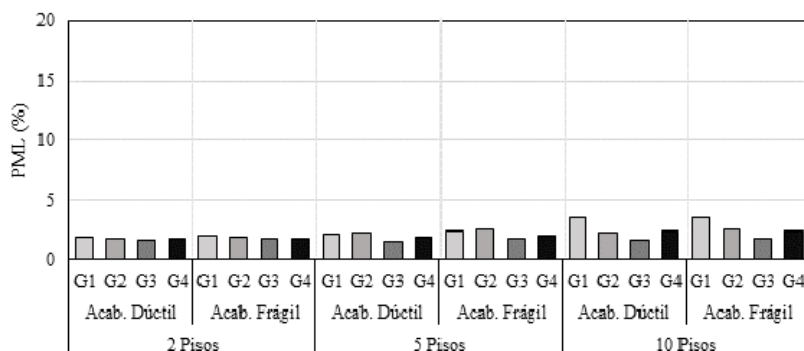
(a)



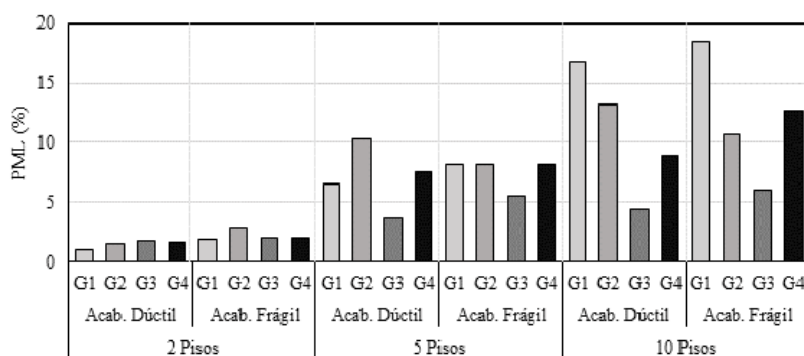
(b)

Figura 4-37 Pérdida Anual Esperada (*PAE*) en edificaciones con alto nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para perfil de suelo blando

Por otro lado la Figura 4-38 presenta los resultados para las pérdidas máximas probables, PML_{500} (periodo de retorno de 500 años) para todas las configuraciones de análisis.



(a)



(b)

Figura 4-38 Pérdida máxima probable con periodo de retorno de 500 años (PML_{500}) en edificaciones con alto nivel de diseño sísmico en Bogotá (a) para suelo firme, (b) para suelo blando

Los órdenes de magnitud de los parámetros de riesgo calculados para edificaciones con alto nivel de diseño sísmico (DES) son los siguientes:

- PAE para suelo firme en Bogotá: la pérdida anual esperada para edificaciones tipo DES están por debajo de 0.6 al millar con poca sensibilidad a los tipos de acabados y a los grupos de señales sísmicas de análisis.
- PAE para suelo muy blando de Bogotá: los resultados de pérdida anual esperada se incrementan en suelo blando a valores en el orden de 1.2 al millar con variaciones en función del número de pisos y sensibilidad intermedia a los tipos de acabados y a los grupos de señales sísmicas.

- c. *PML* para suelo firme en Bogotá: los resultados de *PML* en suelo firme están por debajo del 4% y no presentan mucha variación con el número de pisos ni con el tipo de acabados o el grupo de señales de análisis.

- d. *PML* para suelo muy blando de Bogotá: en suelo blando los valores de *PML* aumentan con respecto a las de suelo firme a valores alrededor del 3%, del 10% y del 18% para 2, 5 y 10 pisos respectivamente con altas variaciones como función de los tipos de acabados y de los grupos de señales sísmicas.

Como conclusión general se puede establecer que para edificaciones con alto nivel de diseño sísmico ubicadas en Bogotá, las *PAE* del tipo de edificaciones estudiadas en esta investigación varían entre 0.2 y 1.5 al millar, mientras que los valores de *PML* para 500 años de periodo de retorno varían entre el 4% y el 18%. Las variables que generan mayor sensibilidad en los resultados son en su orden, el número de pisos (o periodo de vibración fundamental), el tipo de suelo en que se encuentren y el tipo de acabados (frágiles o dúctiles).

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 Generales

La tesis presenta una metodología consistente y rigurosa para la estimación de las pérdidas económicas en edificaciones en el marco de las evaluaciones probabilistas del riesgo sísmico. Mediante modelación analítica de respuesta dinámica contra el tiempo, se estiman de manera cuantitativa y continua el daño físico y los correspondientes costos de reparación en tipos constructivos característicos para diferentes niveles de intensidad sísmica. La evaluación se lleva a cabo mediante la integración de los costos de reparación de los componentes afectados de manera que se pueden discriminar las pérdidas económicas asociadas a los elementos estructurales principales, a los elementos no estructurales y a los contenidos. Adicionalmente se estiman los tiempos probables de interrupción del funcionamiento mediante la cuantificación de los trabajos de reparación requeridos con lo cual se evalúan las pérdidas económicas por lucro cesante directas. Las incertidumbres en los resultados de pérdidas económicas y tiempos y costos de reparación para cada nivel de intensidad sísmica se evalúan mediante la realización de simulaciones de Monte Carlo. Los resultados de las evaluaciones se resumen en funciones de vulnerabilidad que relacionan las pérdidas económicas esperadas y las incertidumbres correspondientes con la intensidad sísmica para cada tipología constructiva. La metodología considera una serie de aspectos prácticos complementarios como son el umbral de intensidades mínima por debajo del cual no se reportan daños, el nivel de deriva residual que obligaría a la demolición de la edificación, la decisión de reemplazo o sustitución de la edificación cuando el daño global sobrepase cierto umbral, la disminución de costos y tiempos de reparación por economías de escala y otras consideraciones prácticas.

Conociendo la amenaza sísmica en una zona de estudio cualquiera, las funciones de vulnerabilidad que se obtienen con la metodología descrita permiten estimar diferentes parámetros de riesgo como son la pérdida económica anual esperada y la pérdida máxima probable de una edificación particular o de un conjunto de edificaciones. Simultáneamente el método evalúa la sensibilidad de los resultados de parámetros de riesgo ante la variación en cualquiera de los parámetros de entrada que dependen de la amenaza o de la vulnerabilidad misma de la edificación.

La metodología incluye las siguientes etapas de análisis:

- a. Etapa 1- Definición del grupo de señales representativas para el análisis dinámico no lineal, las cuales deben ser compatibles con el ambiente sismotectónico y los perfiles geotécnicos en el que se van a realizar las evaluaciones del riesgo. Se deben considerar

un número significativo de señales que permitan evaluar debidamente la incertidumbre de la amenaza.

- b. Etapa 2 - Definición y diseño de las edificaciones prototipo de análisis de manera que se tenga control sobre todas las variables y parámetros bajo los cuales una construcción determinada, representada por un prototipo dado, pudo haber sido diseñada.
- c. Etapa 3 - Análisis de respuesta dinámica no lineal incremental (para diferentes intensidades de análisis) para obtención de los parámetros de demanda sísmica, usualmente, derivas, aceleraciones y rotaciones inelásticas máximas en diferentes entresijos y elementos.
- d. Etapa 4 - Construcción del modelo de componentes susceptibles a daño que incluye cantidades, costos y tiempos de reparación para diferentes niveles de afectación en función de los parámetros de demanda sísmica. Los componentes se discriminan en estructurales, no estructurales y contenidos.
- e. Etapa 5 - Definición de las especificaciones de fragilidad para cada tipo de componente de la construcción, las cuales incluyen: descripción completa del componente; la caracterización de los posibles estados de daño y los métodos de reparación; la interrelación lógica entre estados de daño; el parámetro de demanda resultante del análisis de respuesta dinámica que mejor puede definir el estado de daño alcanzado; la función de fragilidad de cada estado de daño; las funciones de probabilidad de los costos y tiempos de reparación/reposición en cada estado y una calificación de la calidad de la información contenida.
- f. Etapa 6 - Integración de pérdidas considerando las incertidumbres mediante simulaciones de Monte Carlo. Para el caso de aplicación específico que se presenta se incluye el desarrollo del software *IT-FunVul-V2* que permite la integración de todos los resultados.
- g. Etapa 7 - Pos-procesamiento de resultados para propuesta de funciones de vulnerabilidad probabilistas en términos económicos y desagregación de resultados.

La metodología propuesta se aplica a una serie de casos prácticos de análisis que permitan su ilustración y la generación de resultados indicativos de pérdidas económicas directas y por interrupción del funcionamiento en casos específicos. En particular se proponen funciones de vulnerabilidad para edificaciones en pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado para 2, 5 y 10 pisos, con dos niveles de diseño sísmico y dos tipos diferentes de acabados (dúctiles y frágiles).

Los resultados de las evaluaciones del riesgo probabilista de portafolios de edificaciones representativos con la metodología propuesta permite la verificación del comportamiento de tipos constructivos específicos ante eventos sísmicos, el análisis de la eficacia de regulaciones específicas de la normativa de diseño sismo resistente, la cuantificación de pérdidas económicas esperadas en escenarios específicos y la estimación de variables probabilistas de riesgo como son

la pérdida anual esperada, la curva de excedencia de pérdidas y las pérdidas máximas probables para diferentes periodos de retorno. Estos parámetros proporcionan información útil para la toma de decisiones a nivel de instituciones del estado y la empresa privada incluyendo, entre otros, planes de contingencia y de atención de emergencias, la cuantificación de pérdidas anuales esperadas para efectos de categorización relativa del riesgo, la priorización de intervenciones en programas de reducción del riesgo, la cuantificación de medidas de protección financiera y transferencia del riesgo, la estimación de las pérdidas máximas probables y de las pérdidas anuales esperadas del portafolio, el análisis beneficio-costos de opciones de mitigación del riesgo y, en general, cualquier otra aplicación relacionada con la gestión del riesgo sísmico.

5.1.2 Respecto a las señales sísmicas seleccionadas para el análisis

La selección de señales de análisis debe ser compatible con el ambiente sismotectónico y con el o los tipos de perfiles estratigráficos en que se van a realizar las evaluaciones. Los diferentes tipos de suelo que se utilizan usualmente para clasificación sísmica, Tipo B, C, D y E generan una diferencia importante en la respuesta dinámica de diferentes tipologías de edificaciones ya que las respuestas espectrales máximas y los periodos en que estas ocurren varían según esta clasificación. En general las respuestas espectrales máximas en suelos duros estarán en el rango de periodos estructurales entre 0.2 y 0.5 segundos, mientras que para suelos más blandos estas estarán entre 0.6 y 1.5 segundos. De acuerdo con esto cada tipología estructural tendrá una respuesta dinámica diferente según el tipo de suelo en que se encuentre.

Las incertidumbres en las respuestas dinámicas espectrales variarán en función de la clasificación de suelos y el periodo estructural dominante. En general se encuentran mayores niveles de incertidumbre en rangos de periodos estructurales cortos (entre 0.2 y 0.5 seg) para suelos más duros en comparación a los máximos para suelos más blandos, los cuales a su vez se presentan en el rango de periodos estructurales entre 0.6 y 1.5 segundos. Coeficientes de variación máximos típicos en las aceleraciones espectrales están entre 0.5 y 1.0 para todo el rango de periodos estructurales.

5.1.3 Edificaciones prototipo diseñadas

Para ilustrar la metodología propuesta para la evaluación de pérdidas económicas se definen y diseñan una serie de modelos o prototipos de análisis que representan edificaciones en pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado, con diferentes número de pisos (2, 5 y 10), diferentes niveles de diseño sísmico y diferentes tipos de acabados representados en grupo de acabados frágiles y dúctiles. La metodología de diseño sigue los procedimientos usuales empleados en la práctica de la ingeniería para el diseño de edificaciones en Colombia y su normativa sismoresistente. Los requerimientos impuestos por esta normativa para el diseño de sistemas de pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos indican que: para las

edificaciones de baja altura el diseño está controlado en general por requerimientos mínimos dimensionales de los elementos estructurales principales (vigas y columnas) y cuantías mínimas de refuerzo; para las edificaciones de altura intermedia el diseño está controlado por aspectos de capacidad y resistencia en combinación con requisitos mínimos de rigidez; y para edificaciones de altura (10 pisos o más) el diseño está controlado principalmente por requerimientos mínimos de rigidez y en ciertos elementos por resistencia. Cada prototipo para el análisis queda caracterizado con un conjunto de más de 20 parámetros los cuales se deben considerar al seleccionar una función de vulnerabilidad determinada para un caso de análisis de riesgo específico.

El comportamiento esperado ante cargas sísmicas de cada prototipo de análisis se evalúa mediante métodos de análisis no lineal simplificado considerando la misma demanda sísmica que la utilizada en el diseño del prototipo. Los resultados del análisis indican que para las edificaciones diseñadas con capacidad especial de disipación de energía, ninguno de los elementos estructurales alcanzan niveles de Seguridad a la Vida y que la mayoría de ellos están por debajo de los límites de Ocupación Inmediata. Por otro lado al someter las edificaciones diseñadas con capacidad mínima de disipación de energía al mismo espectro de diseño anterior se obtiene que la mayoría de los elementos alcanzan y sobrepasan los niveles de Prevención del Colapso.

Para la mayoría de las edificaciones analizadas, los puntos de comportamiento obtenidos mediante el análisis no lineal simplificado para el nivel de amenaza de diseño resulta en derivas máximas inelásticas entre los valores correspondientes a derivas estimadas con fuerzas elásticas de análisis para secciones no fisuradas y secciones fisuradas, con excepción de los edificios de dos pisos, para los cuales las derivas resultan mayores que las estimadas con análisis elástico, fuerzas elásticas y secciones fisuradas.

Finalmente en todos los casos análisis de edificaciones diseñadas con capacidad especial de disipación, la resistencia a cortante en la base estimada con el método no lineal simplificado resulta en valores superiores que las fuerzas cortante en la base de diseño inelásticas (fuerzas elásticas divididas por el factor de reducción R) en factores que varían entre 2.3 y 4.9 lo que indica que el diseño está controlado bien sea por los requisitos dimensionales mínimos y las cuantías mínima de refuerzo respectivas, o por requerimientos de rigidez mínima y las cuantías mínimas de reforzamiento correspondientes.

Por otro lado los análisis dinámicos incrementales llevados a cabo para los modelos prototipo de análisis permiten concluir lo siguiente:

- Las curvas de empuje horizontal dinámicas presentan por lo general mayor rigidez aparente, mayor capacidad aparente y en algunos casos menor ductilidad que la indicada por los métodos estáticos de empuje horizontal (“static pushover analysis”).

- Las edificaciones tipo *DES* presentan, como era de esperarse, mayor rigidez, resistencia y ductilidad que las *DMI*, aunque para señales específicas, las edificaciones *DES* pueden presentar inestabilidad numérica para niveles bajos de deformación horizontal impuesta.
- Los sistemas tipo *DES* mantienen su estabilidad para altos niveles del parámetro de demanda sísmica con altos niveles de incertidumbre en función de la señal sísmica de análisis. Las derivas de cubierta máximas alcanzadas para los sistemas *DES* son significativamente mayores a la de los sistemas tipo *DMI*, los cuales presentan inestabilidad numérica (que se interpreta como eventual colapso) para valores muy bajos del parámetro de intensidad sísmica.
- Las derivas de entrepiso máximas para sistemas *DES* son mayores para pisos superiores y presentan en general un comportamiento lineal creciente hasta valores relativamente altos del parámetro de intensidad sísmica. Los sistemas *DMI* presentan un comportamiento esencialmente creciente y lineal hasta la falla mientras que para los sistemas *DES* se evidencia la no linealidad en el comportamiento para valores relativamente elevados del parámetro de intensidad.
- Las aceleraciones absolutas máximas de entrepiso presentan variaciones mucho más amplias piso a piso que las derivas relativas correspondientes. En algunos casos de análisis las aceleraciones máximas de respuesta son inferiores a las aceleraciones espectrales en un mismo análisis. Esto se hace más notorio para edificaciones de mayor altura.
- Las rotaciones plásticas en vigas para sistemas *DES* inician para intensidades sísmicas mayores a las correspondientes de sistemas *DMI*. Las rotaciones críticas están en los pisos intermedios de la edificación. El aumento requerido en intensidad sísmica para pasar de niveles de *Ocupación Inmediata* a *Seguridad a la Vida* es mayor que el que se requiere para pasar de *Seguridad a la Vida* a *Prevención del Colapso*. Para sistemas *DMI* dichos límites no pueden definirse claramente y una vez las rótulas entran en el rango inelástico prácticamente pierden su capacidad y se presentan una rotación considerable (situación de falla).
- Los índices de sobreesfuerzo a cortante indican que en todos los modelos de análisis la falla o mecanismo de colapso está controlada por mecanismo de colapso en flexión y no de cortante.
- Las derivas residuales para edificaciones tipo *DMI* se presentan para valores muy bajos del parámetro de intensidad sísmica, lo que indica la muy baja capacidad de estos sistemas para entrar en el rango inelástico sin daño residual importante. Por su parte las edificaciones tipo *DES* presentan valores altos del parámetro de intensidad para los cuales se presentan derivas residuales significativas con altas variaciones en los resultados para intensidades sísmicas altas.

5.1.4 Modelo de componentes, costos y tiempos de reparación

En una edificación característica de las analizadas, los costos de reposición a nueva de la estructura representan entre el 20 y el 30% de la valoración total de costos directos (sin indirectos y sin terreno), los elementos no estructurales representan del orden del 50%, los contenidos aproximadamente el 10% y otros costos indirectos el 10%. Estos porcentajes indican que en muchos casos los daños en elementos no estructurales pueden estar controlando las pérdidas económicas, al menos para las intensidades sísmicas bajas.

El modelo de componentes susceptibles a daño permite identificar claramente las necesidades de reparación para cada nivel de intensidad sísmica. Las necesidades de reparación en cada componente se traducen en costos y tiempos de reparación. Como límite superior se pueden estimar los costos de reparación en caso de daño máximo en todos los componentes simultáneamente (lo cual no se presentará normalmente en la práctica). Los análisis realizados indican que los costos integrados de reparación/reposición de componentes susceptibles a daño están en el orden del 60% al 70% de los costos estimados de reposición a nueva de la edificación (sin considerar el costo del terreno, ni costos indirectos, ni honorarios). Los elementos clasificados como no susceptibles solo se afectarán cuando la edificación llegue a niveles de colapso o se defina la reposición total de la misma por derivas residuales o costos de reparación excesivos.

Para el análisis de vulnerabilidad debe seleccionarse el costo de reposición que se considere más adecuado de acuerdo con el tipo de análisis a realizar. Se propone la utilización de:

- El costo de reposición a nueva de la edificación basada en un presupuesto de obra nueva sin considerar costos del terreno, ni costos indirectos, ni honorarios.
- El costo comercial de reposición a nueva incluyendo todos los costos (hasta el del terreno).

La consideración de uno u otro valor genera una variación en la forma de las funciones de vulnerabilidad para intensidades intermedias y altas, la cual es diferente para cada tipo constructivo. Dicha variación se genera cuando en el proceso, el valor de reparación se reemplaza por el valor de reposición debido por ejemplo a que se llegó al colapso de la edificación o a una deriva residual determinada.

5.1.5 Consideración de incertidumbres

En el presente enfoque se consideran las incertidumbres asociadas a la aleatoriedad inherente, la cual es irreducible porque está asociada al fenómeno físico mismo, y a la aleatoriedad epistémica, la cual está asociada al desconocimiento general que se tiene del problema y a los errores e imprecisiones en la modelación. Dichas incertidumbres se consideran en cada una de las fases del análisis incluyendo la evaluación de la amenaza, el análisis de la respuesta

dinámica, la determinación de los estados de daño y la estimación de las pérdidas económicas y tiempos de reparación/reposición para diferentes tipologías de edificaciones.

Los valores típicos de incertidumbre que resultan de las evaluaciones realizadas se presentan a continuación. Se indica en cada caso el tipo de función de probabilidad y la incertidumbre en términos de varianza (función beta), coeficiente de variación o la dispersión (función log-normal).

- Intensidad sísmica: Log-normal, $\sigma_m=0.60$
- Parámetros de demanda sísmica: Log-normal, $\beta=0.30$
- Estados de daño: Log-normal, $\beta=0.20$
- Estimación de costos de reparación/reposición: Normal, $CV=0.30$
- Estimación de tiempos de reparación: Normal, $CV=0.30$
- Función de vulnerabilidad final: Beta, $\sigma^2=0.20$

5.1.6 Funciones de vulnerabilidad propuestas para aplicación práctica

Como resultado de los casos de estudio se proponen un catálogo de funciones de vulnerabilidad para las siguientes tipologías constructivas: estructuras en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, para tres alturas diferentes (2, 5 y 10 pisos), dos niveles de diseño sísmico (*DES* y *DMI*) y diferentes tipos de acabados, dúctiles y frágiles. Todas las funciones están con referencia a los costos de reposición total a valores comerciales. Los casos de análisis específicos se aplican a las condiciones constructivas y de costos de la ciudad de Bogotá, Colombia, las cuales se consideran representativas de las grandes ciudades latinoamericanas.

La comparación entre estas funciones permiten concluir que:

- a) A mayor número de pisos se obtienen mayores pérdidas relativas para los mismos niveles de intensidad. Para edificaciones de 10 pisos o más la pendiente de la curva de vulnerabilidad es la más pronunciada lo que genera una alta variabilidad potencial en los resultados de riesgo. En la interpretación de estas curvas debe tenerse en cuenta que el parámetro de intensidad sísmica en la aceleración espectral que provendrá de un análisis de amenaza sísmica en la zona de estudio, por lo cual las curvas en este formato no son directamente comparables.
- b) Las edificaciones diseñadas con bajo nivel de capacidad sísmica (*DMI*) presentan un incremento drástico en la vulnerabilidad sísmica con respecto a las de alto nivel de diseño sísmico. Para un mismo nivel de intensidad sísmica se pueden tener pérdidas significativamente mayores con posibilidad de colapsos prematuros en este tipo de edificaciones.

- c) La consideración de las pérdidas por interrupción del funcionamiento genera un incremento sensible en las pérdidas económicas esperadas, especialmente para los niveles de intensidad sísmica intermedio y altos.

5.1.7 Variaciones sensibles en las funciones de vulnerabilidad

Los resultados obtenidos en los diferentes casos analizados permiten obtener las siguientes conclusiones con respecto a variaciones sensibles en las funciones de vulnerabilidad:

- Los principales parámetros que definen las tendencias en las funciones de vulnerabilidad son el sistema estructural, el número de pisos (y el correspondiente periodo de vibración fundamental), el nivel de diseño sísmico y el tipo de acabados y contenidos susceptibles a sufrir daño con su valoración económica respectiva.
- Las variaciones que se obtiene en las funciones de vulnerabilidad para los diferentes grupos de señales de sismos que se utilizan en los análisis son relativamente menores y pueden ser hasta del 30% al 40% para intensidades sísmicas altas en edificaciones de poca altura. Para edificios de altura las variaciones pueden ser significativas porcentualmente dadas las formas de las curvas obtenidas para estas edificaciones.
- Para las edificaciones de 10 pisos las funciones de vulnerabilidad presentan altas pendientes en valores relativamente bajos de intensidades sísmicas lo cual merece las siguientes consideraciones:
 - o Se hace notoria la alta sensibilidad en las funciones de vulnerabilidad a los posibles casos de colapso que se presenten como resultado de la inestabilidad en los análisis dinámicos. Los análisis dinámicos inelásticos presentan en muchos casos inestabilidad numérica anticipada, lo cual puede interpretarse como un eventual colapso, o como una inestabilidad numérica del método empleado. Este explica en parte las altas pendientes de las curvas de vulnerabilidad respectivas.
 - o Debe tenerse en cuenta que en los rangos de periodos estructurales de las edificaciones de 10 pisos o más y considerando los rangos en que la respuesta dinámica de los acelerógrafos es lineal, las mismas señales sísmicas presentan alta incertidumbre al igual que las respuestas espectrales evaluadas, más aún si estas consideran amplificaciones dinámicas debidas a depósitos de suelos blandos.
 - o Es muy importante que los análisis de amenaza que se utilicen para la evaluación del riesgo consideren de manera confiable las intensidades sísmicas para altos periodos estructurales (mayores a 2 segundos). Como es conocido, los resultados de amenaza sísmica con métodos tradicionales en este rango de periodos presentan altas incertidumbres y variaciones.
- Las variaciones de las curvas de vulnerabilidad con el nivel de diseño de la edificación resultan significativos. En casos como los edificios de baja altura dichas variaciones

puede llegar a ser hasta del 100% y se vuelven menos sensibles en las edificaciones de mayor altura.

- Para el tipo de edificaciones analizadas, las pérdidas económicas asociadas a los elementos no estructurales y a los contenidos controlan las funciones de vulnerabilidad para las intensidades sísmica más bajas que simultáneamente corresponden a las de mayor frecuencia de ocurrencia. Las pérdidas estructurales comienzan a controlar para valores altos de intensidad sísmica, niveles para los cuales los elementos no estructurales y los contenidos ya alcanzan pérdidas comparables a sus valores de reposición respectivos.
- Los costos asociados a interrupción del funcionamiento, bajo las condiciones analizadas, pueden incrementar los costos directos de reparación entre un 10% y un 20%.
- El tipo de acabados (frágiles o dúctiles) genera variaciones sensibles en los costos de reparación en edificaciones de mayor altura y del tipo DES. En edificaciones tipo *DMI* de pocos pisos la variación es mucho menor y los resultados se vuelven insensibles a los tipos de acabados debido a que para bajas intensidades sísmicas se generan pérdidas comparables a las de reposición total de la edificación.

5.1.8 Análisis de sensibilidad en las funciones de vulnerabilidad

Las funciones de vulnerabilidad resultan muy sensibles a variaciones en los siguientes parámetros:

- a. La altura de la edificación y en consecuencia su periodo de vibración fundamental.
- b. El nivel de diseño (normativa usada para el diseño y capacidad sísmica de la edificación).
- c. La consideración o no de los acabados y contenidos para edificaciones residenciales típicas y la fragilidad misma de acabados y contenidos.
- d. La consideración de los tiempos de interrupción de funcionamiento y sus variables asociadas como número de cuadrillas, tiempo límite, tiempo inicial y tiempo final.
- e. Los niveles de intensidad sísmica por debajo del cual no se hace necesario el desalojo del edificio para realizar las reparaciones y por lo tanto no habría costos por interrupción del funcionamiento.
- f. Valor económico en \$ por unidad de tiempo (días) por interrupción del funcionamiento como porcentaje del costo de la edificación.

Por otro lado, las funciones presentan una sensibilidad media ante la variación de los siguientes parámetros:

- a. El grupo de señales sísmicas de análisis de acuerdo con el tipo de suelo.

- b. El tipo de acabados considerados (dúctiles vs. frágiles) y su valoración relativa.
- c. Nivel de deriva residual por encima del cual se puede llegar a considerar la demolición del edificio en lugar de una reparación.
- d. Nivel de intensidad por debajo del cual no son significativos los costos de reparación.

Finalmente presentan una sensibilidad menor ante la variación de los siguientes parámetros:

- a. Número de realizaciones de análisis. A menor número de realización se presentan altas variaciones en los valores individuales. Para más de 10 realizaciones para las variables aleatorias consideradas las curvas presentan una estabilización aparente.
- b. El porcentaje de daño por encima del cual se considera pérdida total siempre y cuando este valor esté por encima del 50%.
- c. Nivel de optimización de costos y tiempos por economías de escala por cantidad de reparaciones simultáneas.
- d. Nivel de incertidumbre en el análisis de respuesta dinámica, siempre y cuando no se varía simultáneamente los demás parámetros de incertidumbre.

5.1.9 Comparación con otros modelos

Al comparar los resultados con los de otras metodologías equivalentes se encuentra en general concordancia en las intensidades para las cuales se presentan pérdidas entre el 30% y el 50%. Sin embargo no hay concordancia en las curvaturas en las partes iniciales y finales de las funciones de vulnerabilidad, lo cual se explica por lo siguiente:

- Los modelos previos no consideran de manera rigurosa las variaciones o sensibilidad ante las diferentes variables fundamentales mencionadas.
- Tampoco consideran el impacto que generan los acabados y contenidos de las edificaciones en las funciones de vulnerabilidad, los cuales en ciertos casos pueden controlar las pérdidas económicas.
- No era posible conocer en los modelos previos el impacto de las diferentes variables y la sensibilidad ante variaciones probables en dichos parámetros.

De acuerdo con esto se concluye que el análisis riguroso con la metodología propuesta representa un método racional de considerar las variables sensibles en el análisis y que por lo tanto será la línea de desarrollo en el futuro en la definición de funciones de vulnerabilidad.

5.1.10 Resultados del análisis del riesgo indicativos

Los análisis de riesgo se interpretan considerando el comportamiento de edificaciones con alto nivel de diseño sísmico (DES) y con bajo nivel de diseño sísmico (DMI) ubicadas en un ambiente sísmico que corresponde al de la ciudad de Bogotá.

Para edificaciones tipo DMI, las pérdidas anuales esperadas resultan significativamente altas con respecto a valores típicos reportados en otros trabajos o valores usados en la práctica de los seguros. Por otro lado las pérdidas máximas probables también resultan especialmente altas indicando las altas probabilidades de colapsos de estas edificaciones si se ubican en suelos blandos de zonas con amenaza sísmica intermedia o alta. Sin embargo se debe indicar sobre las eventuales limitaciones de los métodos de análisis para representar de manera adecuada este tipo de comportamientos poco dúctiles.

Para edificaciones con alto nivel de diseño sísmico, las pérdidas anuales esperadas están en los valores esperados usados en la práctica y resultan en general mayores, en sus valores porcentuales, para edificaciones de altura y ubicadas en suelos blandos. Con respecto a las pérdidas máximas probables para periodos de retorno de 500 años, se encuentra que los suelos blandos pueden llegar generar pérdidas mayores que las de suelo firme hasta en factores de 2 a 10 veces dependiendo de la altura de la edificación.

Los anteriores resultados demuestran las altas variaciones que pueden esperarse en el riesgo de este tipo de edificaciones en función de su ubicación geográfica, el perfil de suelo y los efectos de sitio, la altura de la edificación, el nivel de diseño sísmico y el tipo de acabados de la edificación entre otras variables. La metodología desarrollada permite considerar el impacto de estas y otras variables en los análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificaciones, aspectos que hasta el momento no se han integrado rigurosamente en los análisis prácticos.

5.2 RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS

La metodología propuesta puede ampliarse fácilmente a otros sistemas, como son: los sistemas combinados en concreto reforzado (pórticos y muros), sistemas de muros de mampostería o muros de concreto reforzado, en edificaciones de varios pisos de altura y con varias configuraciones y niveles de diseño sísmico. Al representar los resultados de estos análisis mediante funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías constructivas, éstos pueden integrarse a los sistemas de evaluación del riesgo disponibles en la actualidad (ERN-AL, 2011; FEMA, 2003; GEM, 2015) y generar procedimientos estandarizados para la evaluación de pérdidas económicas que permitan mejorar la confiabilidad en la estimación del riesgo sísmico económico en el futuro.

Posibles proyectos de desarrollo futuro se resumen a continuación.

5.2.1 Evaluación de funciones de vulnerabilidad para otras tipologías constructivas

Mediante el desarrollo de modelos analíticos detallados se puede llevar a cabo la extensión de la metodología propuesta a otros sistemas constructivos tales como edificaciones en sistemas combinados o duales, en acero, en muros de concreto o en mampostería estructural.

5.2.2 Metodologías simplificadas para el análisis riguroso de la vulnerabilidad

Utilizando como base los resultados para la metodología rigurosa de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones, se pueden estudiar metodologías simplificadas de análisis no lineal que permitan llegar a resultados similares con un esfuerzo mucho menor. Esta metodología permitiría entre otras cosas generar funciones de vulnerabilidad para tipos constructivos específicos con un esfuerzo menor, por ejemplo para considerar tipos especiales de acabados, detalles especiales en la construcción, irregularidades o cualquier otra característica particular.

5.2.3 Nuevos parámetros de intensidad sísmica (PI) y parámetros alternos de demanda sísmica (PDS)

Debido a la alta sensibilidad en las edificaciones de altura al parámetro $Sa(T_1)$ se hace necesario evaluar la posibilidad de usar parámetros alternos de intensidad como son aceleración máxima del terreno, los desplazamientos espectrales o cualquier otro, los cuales podrán variar en función del tipo de construcción.

5.2.4 Impacto de nuevas metodologías de análisis de respuesta dinámica y otros modelos alternos

Es recomendable estudiar el impacto en los resultados mediante la utilización de metodologías alternas de análisis de respuesta dinámica y modelos alternos al utilizado en la presente investigación. En particular se recomienda la implementación del software OpenSees debido a la posibilidad de incluir modelos modernos de comportamiento inelástico.

5.2.5 Integración de la evaluación rigurosa de la vulnerabilidad en modelos de evaluación del riesgo tridimensionales de gran escala

La evaluación rigurosa de la vulnerabilidad puede integrarse fácilmente a modelos de evaluación del riesgo tri-dimensionales de gran escala que incluyen la modelación de la fuente, la trayectoria de ondas en la corteza terrestre, la respuesta dinámica de suelos locales y la respuesta dinámica misma de edificaciones características.

REFERENCIAS

- ACI. (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Report No. ACI 318-08. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, United States.
- Altoontash, A. (2004). Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints. Doctor of Philosophy dissertation. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California.
- American Society of Civil Engineers. (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, Va.: American Society of Civil Engineers.
- Ang, A. H. S., & Tang, W. H. (1984). *Probability concepts in civil engineering planning and design* (J. Wiley Ed. Vol. II). New York, N.Y.
- ASCE. (2006). ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE. (2007). ASCE/SEI 41-06: Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE. (2010). ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE. (2014). ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Askan, A., & Yucemen, M. S. (2010). Probabilistic methods for the estimation of potential seismic damage: Application to reinforced concrete buildings in Turkey. *Structural Safety*, 32(4), 262-271.
- ATC. (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Report No. ATC-13. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC. (1991). Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Lifelines in the Conterminous United States. Report No. ATC-25. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Report No. PEER/ATC 72-1. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Augusti, G., & Ciampoli, M. (2008). Performance-Based Design in risk assessment and reduction. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(4), 496-508.
- Ay, B. Ö., & Akkar, S. (2012). A procedure on ground motion selection and scaling for nonlinear response of simple structural systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(12), 1693-1707.
- Badillo-Almaraz, H., Whittaker, A. S., & Reinhorn, A. M. (2007). Seismic fragility of suspended ceiling systems. *Earthquake Spectra*, 23(1), 21-40.
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), 1193-1217.
- Baker, J. W., Luco, N., Abrahamson, N. A., Graves, R. W., Maechling, P. J., & Olsen, K. B. (2014). *Engineering uses of physics-based ground motion simulations*. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, United States.
- Barbat, A. H., Mena, U., & Yépez, F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 14(2), 247-268.

- Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lantada, N., & Moreno, R. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10), 851-865.
- Barbat, A. H., Yepez, F., & Canas, J. A. (1996). Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones. *Earthquake Spectra*, 12(3), 371-394.
- Bermudez, C. A. (2010). *Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero*. (Tesis Doctoral), Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Berry, M. P., & Eberhard, M. O. (2003). *Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns*. Report No. PEER 2003/18. Retrieved from Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, United States:
- Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(SI 1), 43-91.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. *Tesis Doctoral*.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press, California, United States.
- Cardona, O. D., Ordaz, M. G., Mora, M. G., Salgado-Gálvez, M. A., Bernal, G. A., Zuloaga, D., . . . Gonzalez, D. (2014). Global risk assessment: A fully probabilistic seismic and tropical cyclone wind risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10, 461-476.
- Cardona, O. D., & Yamin, L. E. (1997). Seismic Microzonation and Estimation of Earthquake Loss Scenarios: Integrated Risk Mitigation Project of Bogota, Colombia. *Earthquake Spectra*, 13(4), 795-814.
- Carr, A. J. (2007). *Ruaumoko Manual* (Vol. 1: Theory and user's guide to associated programs). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- CEN. (2004). Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Eurocode 8, ENV 1998-1. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN. (2005). Design of structures for earthquake resistance—Part 3: Strengthening and repair of buildings. Eurocode 8, ENV 1998-3. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Chen, W.-F., & Scawthorn, C. (2003). *Earthquake Engineering Handbook*. CRC press, California, United States.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- CIMNE, ITEC S.A.S., INGENIAR LTDA., & EAI S.A. (2013). Modelación probabilista de riesgos naturales en el nivel global: el modelo global de riesgo. Background Paper prepared for the Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2013, Geneva, Switzerland.
- Cornell, C. A., & Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3(2), 1-3.
- CSI. (2006). *PERFORM-3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. User Guide v4*. Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, United States.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvastikos, D., Porter, K. A., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2014). Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-rise Buildings – Methodology. Report produced in the context of the Vulnerability Global Component project, Global Earthquake Model (GEM).
- Deierlein, G. G., Krawinkler, H., & Cornell, C. A. (2003). *A framework for performance-based earthquake engineering*. Paper presented at the 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand.

- Dorado, J. F. (2015). *Implementación de un modelo de costos de elementos estructurales y no estructurales para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en pórticos de concreto reforzado*. Master of Science Thesis. Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- Dumova-Jovanoska, E. (2000). Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(6), 455-466.
- Elnashai, A. S. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, 12(1), 51-69.
- ERN-AL. (2011). *Metodología de Modelación Probabilista de Riesgos Naturales. Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-1*. Retrieved from Consorcio Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina:
- Escovar, D. (2015). Comunicación personal.
- Fajfar, P. (2002). *Structural analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods*. Paper presented at the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- FEMA. (1994a). Assessment of State-of-the-Art Earthquake Loss Estimation Methodologies. Report No. FEMA 249. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1994b). Typical Costs for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Volume 1: Summary, Second Edition (FEMA 156). Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1995). Typical Costs for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Volume 2: Supporting Documentation, Second Edition (FEMA 157). Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 273. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1998a). Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Procedures Manual. Report No. FEMA 306. Prepared by the Applied Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1998b). Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Technical Resources. Report No. FEMA 307. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1998c). Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (1999). Hazus Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 356. Prepared by the American Society of Civil Engineers (ASCE) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2003). *Hazus - MH 2.1 Technical Manual Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Report No. FEMA 440. Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2009a). Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response. Report No. FEMA P440A. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2009b). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. Report No. FEMA P-750. Prepared by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency.

- FEMA. (2009c). Quantification of Building Seismic Performance Factors. Report No. FEMA P-695. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2011). Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide. Report No. FEMA E-74. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2012). Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings. Report No. FEMA P-58. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Filiatrault, A., Mosqueda, G., Retamales, R., Davies, R., Tian, Y., & Fuchs, J. (2010). *Experimental seismic fragility of steel studded gypsum partition walls and fire sprinkler piping subsystems*. Paper presented at the Structures Congress 2010: pp. 2633-2644.
- Freeman, J. R. (1932). *Earthquake Damage and Earthquake Insurance: Studies of a Rational Basis for Earthquake Insurance, Also Studies of Engineering Data for Earthquake-resisting Construction*. McGraw-Hill, New York.
- Garcia, J. R., & Miranda, E. (2005). Performance-Based assessment of existing structures accounting for residual displacements. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, United States.
- GEM. (2015). Global Earthquake Model. Consultado el 30 de abril de 2015. Disponible en: <http://www.globalquakemodel.org>.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). *Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frames structures* (132). Retrieved from The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University: https://blume.stanford.edu/sites/default/files/TR132_Gupta.pdf
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoyh, E., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(SI 1), 67-89.
- Haselton, C. B. (2006). Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings. Doctor of Philosophy dissertation. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California.
- Hutchinson, T. C., & Chaudhuri, S. R. (2006). Simplified expression for seismic fragility estimation of sliding-dominated equipment and contents. *Earthquake spectra*, 22(3), 709-732.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- ICC. (2009). International Building Code (IBC) 2009. International Code Council, United States.
- Idriss, I. M., & Sun, J. I. (1992). User's manual for SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analysis of horizontally layered soil deposits. Davis: Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, USA.
- INGEOMINAS, & Universidad de los Andes. (1997). *Microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá*. Informe interno, Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química, Bogotá D.C., Colombia.
- Kalkan, E., & Chopra, A. K. (2009). *Modal Pushover-based Ground Motion Scaling Procedure for Nonlinear Response History Analysis of Structures*. Paper presented at the Structural Engineering Association of California, Annual Convention, San Diego.
- Kehoe, B. E. (2014). *Defining rigid vs. flexible nonstructural components*. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, United States.
- Kim, S., & D'Amore, E. (1999). Push-over Analysis Procedure in Earthquake Engineering. *Earthquake Spectra*, 15(3), 417-434.
- King, S. A., Kiremidjian, A. S., Basoz, N., Law, K., Vucetic, M., Doroudian, M., . . . Horner, G. (1997). Methodologies for Evaluating the Socio-Economic Consequences of Large Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 13(4), 565-584.

- Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., & Holmes, W. T. (1997). Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), 663-682.
- Kivell, B. T., Moss, P. J., & Carr, A. J. (1981). Hysteretic modelling of moment-resisting nailed timber joints. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 14(4), 233-243.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Krawinkler, H. (2002). *A general approach to seismic performance assessment*. Paper presented at the International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research, ICANCEER 2002, Hong Kong, China.
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). Performance-based earthquake engineering. In Y. Bozorgnia & V. V. Bertero (Eds.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press, California, United States.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464.
- Krawinkler, H., Zareian, F., Medina, R. A., & Ibarra, L. F. (2006). Decision support for conceptual performance-based design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(1), 115-133.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., & Lobo, R. F. (1992). *IDARC: Inelastic Damage Analysis of RC Structures - Version 3.0. Report No. NCEER-92-0022*. Retrieved from State University of New York at Buffalo, New York:
- Kustu, O., & Miller, D. D. (1984). *A rational methodology for predicting earthquake losses in urban areas*. Paper presented at the 8th World Conference on Earthquake Engineering, EERI, Vol. I, 385-392.
- Kustu, O., Miller, D. D., & Brokken, S. T. (1982). Development of damage functions for high-rise building components. Report No. JAB-10145-2. URS/John A. Blume & Associates, San Francisco, California.
- Lehman, D. E., Mosier, W. G., & Stanton, J. F. (2000). *Seismic performance of reinforced concrete beam-column joints. The Second U.S. - Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures. Report No. PEER 2000/10*. Retrieved from Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley:
- Luco, N., & Cornell, C. A. (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357-392.
- McCormack, T. C., & Rad, F. N. (1997). An Earthquake Loss Estimation Methodology for Buildings Based on ATC-13 and ATC-21. *Earthquake Spectra*, 13(4), 605-621.
- McGuire, R. K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2003). Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions. Doctor of Philosophy dissertation. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.
- Melendez, A. A. (2011). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas*. (Tesis Doctoral), Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Ministerio de Vivienda, Ciudad, & Territorio de Colombia. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10). Bogotá D.C., Colombia.
- Miranda, E. (2001). Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1005-1012.
- Naiem, F., & Lobo, R. M. (1998). *Common pitfalls in pushover analysis*. Paper presented at the SEAOC 1998 Convention, Structural Engineers of California.
- NIST. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design: a guide for practicing engineers. Report No. NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.

- Ordaz, M. (2015). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, personal communication.
- Ordaz, M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2007). CRISIS 2007. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ordaz, M. G., Cardona, O.-D., Salgado-Gálvez, M. A., Bernal-Granados, G. A., Singh, S. K., & Zuloaga-Romero, D. (2014). Probabilistic seismic hazard assessment at global level. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10, Part B(0), 419-427. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijdr.2014.05.004>
- Otani, S. (1974). *SAKE: a computer program for inelastic response of R/C frames to earthquakes*. Report No. UILU-ENG-74-2029. Retrieved from Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana:
- Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J. I., & Goodno, B. J. (2009). Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*, 31(1), 125-137.
- Park, Y., Ang, A., & Wen, Y. (1985). Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740-757.
- PEER. (2006). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. From <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Porter, K. A. (2003). Seismic Vulnerability. In W. Chen & C. Scawthorn (Eds.), *Earthquake Engineering Handbook*: CRC press, Chapter 21.
- Porter, K. A. (2005). Taxonomy of nonstructural Building Components. Report No. PEER 2005/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, United States.
- Porter, K. A. (2007). Fragility of hydraulic elevators for use in performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), 459-469.
- Porter, K. A., Johnson, G., Sheppard, R., & Bachman, R. (2010). Fragility of mechanical, electrical, and plumbing equipment. *Earthquake Spectra*, 26(2), 451-472.
- Porter, K. A., & Kiremidjian, A. S. (2001). *Assembly-Based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk management decision-making* (139). Retrieved from John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Palo Alto, California:
- Porter, K. A., Kiremidjian, A. S., & LeGrue, J. S. (2001). Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation. *Earthquake spectra*, 17(2), 291-312.
- Powell, G. H. (1993). *Drain-2DX Element Description and User Guide for Element Type01, Type02, Type04, Type06, Type09, and Type15 - Version 1.10*. Report No. UCB/SEMM-93/18. Retrieved from Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, California:
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons Inc., New York, United States.
- Pulido de la Peña, J. F., Yamin, L. E., Reyes, J. C., & Correal, J. F. J. (2014). *Comportamiento y análisis no lineal de edificios simétricos de concreto reforzado*. (Tesis de Maestría), Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- Quiroga, R. J. (2013). *Vulnerabilidad sísmica de viviendas de mampostería simple en estratos bajos de la ciudad de Bogotá*. Master of Science Thesis. Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- Ramirez, C. M., Liel, A. B., Mitrani-Reiser, J., Haselton, C. B., Spear, A. D., Steiner, J., . . . Miranda, E. (2012). Expected earthquake damage and repair costs in reinforced concrete frame buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1455-1475.
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1477-1493.
- Reyes, J. C., & Chopra, A. K. (2010). *Modal pushover-based scaling of two components of ground motion records for nonlinear RHA of buildings*. Paper presented at the SEAOC 2010 Convention Proceedings, Indian Wells.
- Riaño, A. C., Reyes, J. C., Yamin, L. E., Bielak, J., & Taborda, R. (2015). *Modelación 3D a gran escala para la simulación de movimientos de tierra en regiones sísmicas: Revisión del estado del arte*.

- Paper presented at the VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- RISK-UE (Producer). (2013). Advanced methodology for seismic risk scenarios with applications in European cities (2001-2003). Retrieved from <https://vimeo.com/61337222>
- Rossetto, T., & Elnashai, A. (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering structures*, 27(3), 397-409.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. UCB/EERC-72/12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA
- Scholl, R. E., & Evernden, J. F. (1979). Seismic damage assessment for high-rise buildings. Annual technical report. URS/John A. Blume & Associates, San Francisco, California.
- Sematech, N. (2010). Kolmogorov-Smirnov Goodness-of-fit Test. <http://www.itl.nist.gov/div898/handbook/eda/section3/eda35g.htm>.
- Seneviratna, G. D. P. K., & Krawinkler, H. (1997). Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, United States.
- Sharpe, R. D. (1974). The seismic response of inelastic structures. Research Report No. 74-13. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., & Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), 469-500.
- Singhal, A., & Kiremidjian, A. (1996). Method for Probabilistic Evaluation of Seismic Structural Damage. *Journal of Structural Engineering*, 122(12), 1459-1467.
- Taborda, R., & Bielak, J. (2011). Large-scale earthquake simulation: computational seismology and complex engineering systems. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 14-27.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- Tena-Colunga, A., Juárez-Ángeles, A., & Salinas-Vallejo, V. H. (2009). Cyclic behavior of combined and confined masonry walls. *Engineering Structures*, 31(1), 240-259.
- Tu, Y.-H., Chuang, T.-H., Liu, P.-M., & Yang, Y.-S. (2010). Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. *Engineering Structures*, 32(12), 3925-3935.
- Ugurhan, B., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2014). *Uncertainty estimation in seismic collapse assessment of modern reinforced concrete moment frame buildings*. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, United States.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vargas, Y. (2013). Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. *Tesis Doctoral*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- Velasquez, C. A., Cardona, O. D., Mora, M. G., Yamin, L. E., Carreño, M. L., & Barbat, A. H. (2014). Hybrid loss exceedance curve (HLEC) for disaster risk assessment. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 72(2), 455-479.
- Wang, X., Astroza, R., Hutchinson, T., Conte, J., & Bachman, R. (2014). *Seismic demands on acceleration-sensitive nonstructural components using recorded building response data - Case study*. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, United States.
- Xinrong, L. (1995). Reinforced Concrete Columns Under Seismic Lateral Force and Varying Axial Load. Research Report No. 95-5. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

- Yamin, L. E. (1994). Comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Boletín Técnico No. 45.
- Yamin, L. E. (2007). Modelación del riesgo desde la perspectiva de los desastres. In C. Clarke & C. Pineda (Eds.), *Riesgo y desastres: Su gestión municipal en Centroamérica*. Publicaciones especiales sobre el desarrollo 3. Banco Interamericano de Desarrollo.
- Yamin, L. E., & Garcia, L. E. (1994). Review of Masonry Construction in Columbia. *American Concrete Institute (ACI). Special Publication, 147*.
- Yamin, L. E., Ghesquiere, F., Cardona, O. D., & Ordaz, M. G. (2013). *Modelación probabilista para la gestión del riesgo de desastre: el caso de Bogotá, Colombia*. Banco Mundial, Universidad de los Andes.
- Yamin, L. E., Hurtado, A., Rincon, R., Barbat, A. H., & Reyes, J. C. (2014). *Use of Non-linear Dynamic Analysis in the Assessment of Seismic Vulnerability of Buildings*. Paper presented at the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
- Yamin, L. E., Hurtado, A. I., Barbat, A. H., & Cardona, O. D. (2014). Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction, 10*(Part B), 452-460.

PUBLICACIONES Y PROYECTOS RELACIONADOS CON LA TESIS

Libros y Capítulos de libros

- Yamin, L., Cardona, O., Ordaz, M., Ghesquiere, F., *Modelación Probabilista para la Gestión del Riesgo de Desastre - El caso de Bogotá*, Banco Mundial, Washington D.C., USA, 2013.
- Meli R, Svetlana B, Yamin L, Astroza M, Boen T, Crisafulli F, Dai J, Farsi M, Hart T, Mebarki A, Moghadam A, Quiun D, Tomazevic M, *Seismic Design Guide for Low Rise Confined Masonry Buildings* - World housing Encyclopedia, EERI & IAEE, Confined masonry Network, World Housing Enciclopedia, EERI, IAEE, RMS, Washington D.C., USA, 2011.
- Yamín L., *Modelación del Riesgo desde la Perspectiva de los Desastres - Riesgos y Desastres - Su gestión Municipal en Centroamérica*, Banco Interamericano de Desarrollo BID – Editores Caroline L. Clarke y Carlos Pineda Mannheim, Washington D.C., USA, 2007, 1-59782-051-2.

Artículos en revistas indexadas

- Cardona O., Ordaz M., Mora M., Salgado M., Bernal G., Zuloaga D., Marulanda M., Yamin L., González D., *Global risk Assessment: A fully probabilistic seismic and tropical cyclone wind risk assessment*, International Journal of Disaster Risk Reduction, DOI 10.1016/j.ijdrr.2014.05.006. May, 2014.
- Yamin L., Hurtado A., Barbat A., Cardona O., *Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk model*. International Journal of Disaster Risk Reduction 10, Part B (0):452-460. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijdrr.2014.05.007>
- Velásquez, C., Cardona, O., Mora, M., Yamin, L., Carreño, M., Barbat, A., *Hybrid loss exceedance curve (HLEC) for disaster risk assessment*, Natural Hazards: Volume 72, Issue 2 (2014), Page 455-479.
- Salgado M., Bernal G., Yamin L., Cardona O., 2010. *Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10*. Revista de Ingeniería, Universidad de los Andes, No. 32, pp28-37.

Ponencias en congresos y simposios

- Yamin L., *Nueva microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales: impacto en los costos estructurales de edificaciones características de la ciudad*. Simposio Interdisciplinario sobre adaptación y gestión local del riesgo de desastres, El estado del arte, la práctica de la gestión y la experiencia de Manizales. Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, mayo de 2015.
- Hurtado A., Yamin L., Rincón R., Pulido J., Dorado J., Reyes J., *Análisis dinámico incremental: una herramienta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones*, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS-Uniandes, Bogotá, mayo de 2015.
- Riaño A., Reyes J., Yamin L., Bielak J., Taborda R., *Modelación 3D a gran escala para la simulación de movimientos de tierra en regiones sísmicas: Revisión del estado del arte*. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS-Uniandes, Bogotá, mayo de 2015.
- Pulido J., Yamin L., Rincón R., *Evaluación y análisis del riesgo en las principales ciudades de Colombia*, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS-Uniandes, Bogotá, mayo de 2015.
- Dorado J., Yamin L., Hurtado A., Rincón R., Torres I., *Modelo de costos de elementos estructurales y no estructurales para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado*. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS-Uniandes, Bogotá, mayo de 2015.
- Yamin, L. , Hurtado A., Reyes J., Barbat A., *Repair cost based seismic vulnerability functions for archetype buildings*, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August, 2014.
- Yamin L., Hurtado A., Rincón J., Pulido J., Reyes J., and Barbat A., *Evaluation of seismic code specifications using static nonlinear analyses of archetype buildings*, 10NCEE, Tenth US National Earthquake Engineering Conference, Alaska, July, 2014.
- Salgado M., Bernal G., Cardona O., Yamin L., 2013. Influencia de la “Caldas Tear” en la amenaza sísmica de Colombia. *Comparación con el Estudio General de Amenaza Sísmica*. Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bucaramanga, Colombia.
- Bernal G., Ordaz M., Salgado M., Yamin L., Cardona O., 2012. *Calibration of a source spectrum model and construction of spectral strong motion attenuation relationships from accelerogram records*. Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

- Yamin L.E., Hurtado A.I., Barbat A., Bernal G., Cardona O., *Earthquake Vulnerability Assessment of Buildings for Catastrophic Risk Analysis in Urban Areas*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
- Salgado M., Bernal G., Yamin L., Cardona O., 2011. *Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10*. Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Medellín, Colombia.
- Bernal G., Ordaz M., Salgado M., Yamin L., Cardona O., 2011. *Metodología para la calibración de un modelo de espectro de Fuente para la construcción de leyes de atenuación espectrales a partir de registros locales*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica de España. Granada, España.
- Bernal G., Tristancho J., Yamin L., Cardona O., Ordaz M., Arámbula S., Mora M., 2010. *Sistema de información sísmica de Manizales*. Memorias del XII Congreso Nacional de Geotecnia. Manizales, Colombia.

Otras publicaciones relacionadas

- Correal J., Varela S., Yamin L., Ramirez F., *Cyclic Performance of Glued Laminated Guadua Bamboo-Sheathed Shear Walls*, Journal of Structural Engineering, Noviembre, 2013. Volumen: 139, Fascículo: 11, Pag: 2028-2037. ISSN: 0733-9445.
- Ramirez F., Correal J., Yamin L., Atoche L., Piscal M., *Dowel-Bearing Strength Behavior of Glued Laminated Guadua Bamboo*, Journal of Materials in Civil Engineering, Marzo 2012, Volumen: 24, Fascículo: 11 Serie: 11, Pag: 1378-1387. ISSN: 0899-1561.

Reportes de proyectos relacionados

- CIMNE, ITEC SAS, INGENIAR LTDA., EAI S.A., *Probabilistic Modeling of Natural Risks at the Global Level: Global Earthquake and Cyclone Models and Disaster Risk Assessment of Countries for Seismic, Cyclone and Flood Hazards*, Report for the Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction – GAR 2013.
<http://www.preventionweb.net/english/hyogo/gar/2013/en/home/index.html>
- UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MANIZALES- IDEA. *Nueva microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales: impacto en los costos estructurales de edificaciones características de la ciudad*, mayo de 2015.
- ONU-EIRD. *Global Assessment Report on Disaster Risk reduction – GAR 2013*. Proyecto ejecutado por CIMNE-Ingeniar-ITEC. 2012

- Alcaldía de Popayán. *Microzonificación sísmica de la ciudad de Popayán y estudio de riesgo de la zona histórica de la ciudad*. Proyecto ejecutado por la Universidad de los Andes. 2012.
- ONU-EIRD. *Global Assessment Report on Disaster Risk reduction – GAR 2011*. Proyecto ejecutado por CIMNE-Ingeniar-ITEC. 2010
- Alcaldía de la ciudad de Quito – Ecuador, *Microzonificación sísmica de la ciudad de Quito – Ecuador*. Proyecto ejecutado por el Consorcio ERN-America Latina, 2010.

APÉNDICE A: METODOLOGÍA DETALLADA PARA SELECCIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS

Los criterios generales utilizados para la selección de las señales deben incluir los siguientes parámetros:

- Magnitud mínima.
- Aceleración pico efectiva y velocidad pico efectiva mínimas.
- Selección de un máximo número de registros de un mismo evento, seleccionando principalmente aquellos de mayor *PGV* (Peak Ground Velocity).
- Frecuencia máxima útil < 0.25 Hz para garantizar la inclusión del contenido bajo en frecuencias.
- Sismos generados en fallas compatibles con el ambiente sismotectónico en que se ubican las edificaciones a analizar.
- Señales de campo libre.

Para la selección de señales se utiliza la base de datos PEER (2006) que contiene numerosos registros sísmicos. Una vez preseleccionadas las señales con los anteriores criterios y con el fin de seleccionar diferentes grupos para diferentes consideraciones sismo-geotécnicas, se subclasifican las señales anteriores de acuerdo con la clasificación de los tipos de suelos basados en los criterios establecidos por FEMA (2009b).

Los grupos de suelos para los cuales se subdividen las señales son los siguientes:

- d. Grupo *G1*: suelos Tipo C - señales registradas en suelos muy densos o roca blanda con velocidades de onda de corte superficiales en el orden de 360 m/seg y 760 m/seg. Está conformado por un paquete de 18 señales.
- e. Grupo *G2*: suelos Tipo D - señales registradas en suelos rígidos con velocidades de onda de corte superficiales entre 180 m/seg y 360 m/seg. Está conformado por un paquete de 18 señales.
- f. Grupo *G3*: suelos blandos específicos - señales registradas en roca y procesadas analíticamente en un modelo de respuesta dinámica no lineal de un depósito de suelo específico. Está conformado por un paquete de 35 señales.

En las Tablas A-1, A-2 y A-3 se presenta el listado de las señales utilizadas para el análisis de las edificaciones con los parámetros relevantes.

Tabla A-1 Listado de señales sísmicas del Grupo 1

NGA #	Año	Evento	Magnitud	Estación	Tipo de Falla	Rrup (Km)	Componente (grados)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	f (Hz)
81	1971	San Fernando	6.61	Pearblossom Pump	Inversa	39	270	133.2	4.6	1.6	0.25
187	1979	Imperial Valley	6.53	Parachute Test Site	Rumbo	12.7	315	199.9	16.1	10.9	0.12
454	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy - Gavilan Coll.	Rumbo	14.8	67	112.2	3.2	0.9	0.12
459	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #6	Rumbo	9.9	90	286.5	22.1	3.7	0.12
518	1986	N. Palm Springs	6.06	Fun Valley	Inversa-Oblicua	14.2	45	126.2	8.9	1.2	0.31
735	1989	Loma Prieta	6.93	APEEL 7 - Pulgas	Inversa-Oblicua	41.9	0	153.5	13.6	6.4	0.12
739	1989	Loma Prieta	6.93	Anderson Dam (Downstream)	Inversa-Oblicua	20.3	250	239.2	22.2	7.4	0.25
762	1989	Loma Prieta	6.93	Fremont - Mission San Jose	Inversa-Oblicua	39.5	0	122.0	11.4	4.6	0.25
763	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy - Gavilan Coll.	Inversa-Oblicua	10	67	371.4	28.6	5.6	0.25
769	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy Array #6	Inversa-Oblicua	18.3	90	179.0	14.1	4.0	0.25
782	1989	Loma Prieta	6.93	Monterey City Hall	Inversa-Oblicua	44.4	0	71.4	4.5	2.3	0.25
794	1989	Loma Prieta	6.93	SF - Diamond Heights	Inversa-Oblicua	71.3	90	110.7	11.8	2.8	0.25
802	1989	Loma Prieta	6.93	Saratoga - Aloha Ave	Inversa-Oblicua	8.5	0	502.7	49.0	21.5	0.12
810	1989	Loma Prieta	6.93	UCSC Lick Observatory	Inversa-Oblicua	18.4	360	441.7	18.6	4.5	0.25
813	1989	Loma Prieta	6.93	Yerba Buena Island	Inversa-Oblicua	75.2	90	77.8	9.7	3.0	0.25
900	1992	Landers	7.28	Yermo Fire Station	Rumbo	23.6	0	148.7	36.4	27.6	0.07
1019	1994	Northridge	6.69	Lake Hughes #1	Inversa	35.8	0	87.7	9.9	2.9	0.12
1033	1994	Northridge	6.69	Littlerock - Brainard Can	Inversa	46.6	90	70.7	5.2	1.3	0.2

Tabla A-2 Listado de señales sísmicas del Grupo 2

NGA #	Año	Evento	Magnitud	Estación	Tipo de Falla	Rrup (Km)	Componente (grados)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	f (Hz)
68	1971	San Fernando	6.61	LA - Hollywood Stor FF	Inversa	22.8	90	205.9	18	9.632	0.25
162	1979	Imperial Valley	6.53	Calexico Fire Station	Rumbo	10.4	225	269.6	18.47	8.7893	0.25
176	1979	Imperial Valley	6.53	El Centro Array #13	Rumbo	22	230	136.4	14.23	6.5154	0.25
456	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #2	Rumbo	13.7	90	208.4	8.174	1.5218	0.25
457	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #3	Rumbo	13	90	196.6	13.69	3.0243	0.12
458	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #4	Rumbo	11.5	360	341.1	18.06	3.6484	0.12
460	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #7	Rumbo	12.1	0	186.6	5.919	1.5062	0.12
615	1987	Whittier Narrows	5.99	Downey - Co Maint Bldg	Inversa-Oblicua	20.8	180	243.1	16.95	2.2575	0.31
626	1987	Whittier Narrows	5.99	LA - 116th St School	Inversa-Oblicua	23.3	270	288.0	18.99	1.8046	0.25
737	1989	Loma Prieta	6.93	Agnews State Hospital	Inversa-Oblicua	24.6	0	168.8	21.28	11.335	0.25
766	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy Array #2	Inversa-Oblicua	11.1	0	360.3	35.49	8.7522	0.25
767	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy Array #3	Inversa-Oblicua	12.8	0	560.9	42.75	13.578	0.12
884	1992	Landers	7.28	Palm Springs Airport	Rumbo	36.1	90	101.4	12.37	6.0994	0.07
885	1992	Landers	7.28	Pomona - 4th & Locust FF	Rumbo	117.5	0	65.6	9.637	4.7046	0.12

NGA #	Año	Evento	Magnitud	Estación	Tipo de Falla	Rrup (Km)	Componente (grados)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	f (Hz)
900	1992	Landers	7.28	Yermo Fire Station	Rumbo	23.6	270	240.1	36.4	27.624	0.07
995	1994	Northridge	6.69	LA - Hollywood Stor FF	Inversa	24	360	351.5	23.27	4.2111	0.2
998	1994	Northridge	6.69	LA - N Westmoreland	Inversa	26.7	0	396.1	23.97	2.9687	0.25
1077	1994	Northridge	6.69	Santa Monica City Hall	Inversa	26.4	90	881.3	31.07	10.46	0.14

Tabla A-3 Listado de señales sísmicas del Grupo 3

NGA #	Año	Evento	Magnitud	Estación	Tipo de Falla	Rrup (Km)	Componente (grados)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	f (Hz)
190	1979	Imperial Valley	6.53	Superstition Mtn Camera	Rumbo	24.6	135	119.6	11.4	4.4	0.12
750	1989	Loma Prieta	6.93	Berkeley LBL	Inversa-Oblicua	79.2	90	241.3	49.1	11.1	0.25
754	1989	Loma Prieta	6.93	Coyote Lake Dam (Downst)	Inversa-Oblicua	20.8	285	307.8	55.8	23.1	0.12
771	1989	Loma Prieta	6.93	Golden Gate Bridge	Inversa-Oblicua	79.8	360	265.1	43.5	22.7	0.25
788	1989	Loma Prieta	6.93	Piedmont Jr High	Inversa-Oblicua	73	45	127.5	16.3	17.3	0.25
789	1989	Loma Prieta	6.93	Point Bonita	Inversa-Oblicua	83.5	297	187.8	38.0	8.1	0.25
795	1989	Loma Prieta	6.93	SF - Pacific Heights	Inversa-Oblicua	76	270	98.4	29.2	13.2	0.25
797	1989	Loma Prieta	6.93	SF - Rincon Hill	Inversa-Oblicua	74.1	90	138.1	26.8	10.3	0.25
804	1989	Loma Prieta	6.93	So. San Francisco- Sierra Pt.	Inversa-Oblicua	63.1	205	110.6	22.5	7.9	0.07
832	1992	Landers	7.28	Amboy	Rumbo	69.2	90	169.9	36.2	15.1	0.10
891	1992	Landers	7.28	Silent Valley - Poppet Flat	Rumbo	50.9	0	39.9	7.6	3.3	0.12
897	1992	Landers	7.28	Twentynine Palms	Rumbo	41.4	0	66.3	7.8	3.3	0.12
946	1994	Northridge	6.69	Antelope Buttes	Inversa	46.9	90	59.2	10.0	2.3	0.12
1011	1994	Northridge	6.69	LA - Wonderland Ave	Inversa	20.3	185	245.3	39.0	6.4	0.16
1033	1994	Northridge	6.69	Littlerock - Brainard Can	Inversa	46.6	90	121.3	17.6	4.0	0.20
1041	1994	Northridge	6.69	Mt Wilson - CIT Seis Sta	Inversa	35.9	90	113.9	8.0	1.4	0.10
1070	1994	Northridge	6.69	San Gabriel - E Grand Ave	Inversa	39.3	180	144.2	14.6	3.7	0.16
1096	1994	Northridge	6.69	Wrightwood - Jackson Flat	Inversa	64.7	90	92.5	11.5	3.8	0.24
81	1971	San Fernando	6.61	Pearblossom Pump	Inversa	39	270	83.5	8.0	2.4	0.25
187	1979	Imperial Valley	6.53	Parachute Test Site	Rumbo	12.7	315	165.3	44.8	12.9	0.12
454	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy - Gavilan Coll.	Rumbo	14.8	67	61.1	8.7	35.0	0.12
459	1984	Morgan Hill	6.19	Gilroy Array #6	Rumbo	9.9	90	410.3	61.6	15.0	0.12
518	1986	N. Palm Springs	6.06	Fun Valley	Inversa-Oblicua	14.2	45	146.5	14.6	10.7	0.31

NGA #	Año	Evento	Magnitud	Estación	Tipo de Falla	Rrup (Km)	Componente (grados)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	f (Hz)
735	1989	Loma Prieta	6.93	APEEL 7 - Pulgas	Inversa-Oblicua	41.9	0	188.7	30.1	12.2	0.12
739	1989	Loma Prieta	6.93	Anderson Dam (Downstream)	Inversa-Oblicua	20.3	250	237.7	32.6	20.4	0.25
762	1989	Loma Prieta	6.93	Fremont - Mission San Jose	Inversa-Oblicua	39.5	0	180.0	24.9	44.5	0.25
763	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy - Gavilan Coll.	Inversa-Oblicua	10	67	293.2	50.4	14.8	0.25
769	1989	Loma Prieta	6.93	Gilroy Array #6	Inversa-Oblicua	18.3	90	227.1	29.5	10.0	0.25
782	1989	Loma Prieta	6.93	Monterey City Hall	Inversa-Oblicua	44.4	0	61.5	7.9	22.3	0.25
794	1989	Loma Prieta	6.93	SF - Diamond Heights	Inversa-Oblicua	71.3	90	221.7	33.1	11.2	0.25
802	1989	Loma Prieta	6.93	Saratoga - Aloha Ave	Inversa-Oblicua	8.5	0	279.3	68.5	25.2	0.12
810	1989	Loma Prieta	6.93	UCSC Lick Observatory	Inversa-Oblicua	18.4	360	255.8	35.5	25.9	0.25
813	1989	Loma Prieta	6.93	Yerba Buena Island	Inversa-Oblicua	75.2	90	168.3	26.1	14.4	0.25
900	1992	Landers	7.28	Yermo Fire Station	Rumbo	23.6	0	192.8	48.9	29.2	0.07
1019	1994	Northridge	6.69	Lake Hughes #1	Inversa	35.8	0	178.2	26.1	6.3	0.12

La Figura A-1 presenta los espectros de respuesta elástica para un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico del 5% para cada uno de los grupos de señales seleccionado.

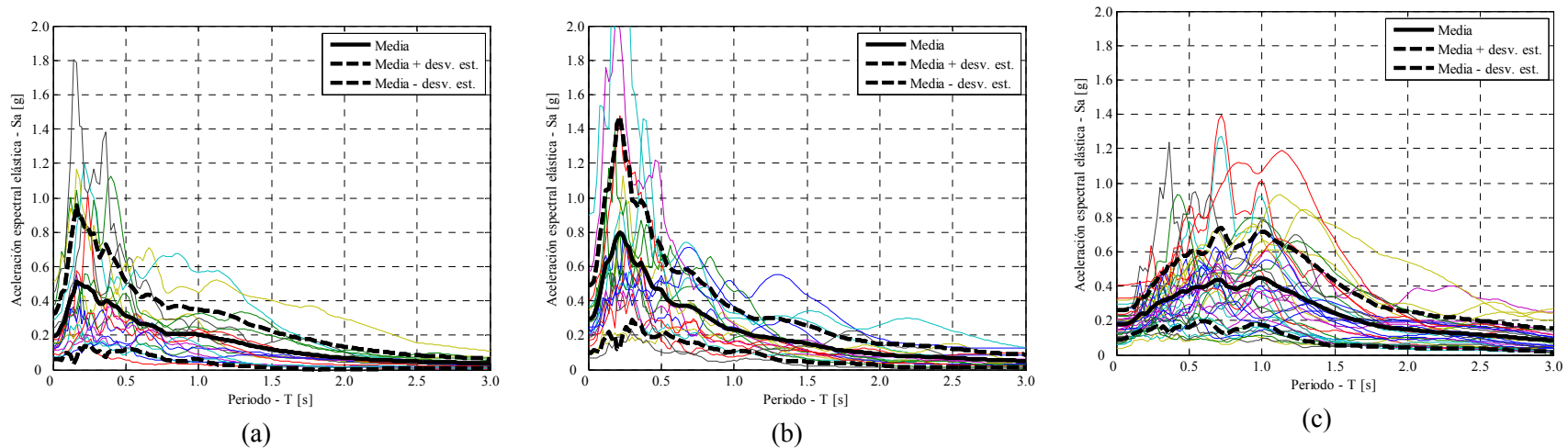


Figura A-1 Espectros elásticos de aceleraciones para $\xi=5\%$, para las señales de análisis del (a) Grupo G1, (b) Grupo G2, (c) Grupo G3

APÉNDICE B: METODOLOGÍA DETALLADA PARA EL DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES PROTOTIPO EN CONCRETO REFORZADO

Para la evaluación de funciones de vulnerabilidad en casos específicos se diseñan un total de 6 estructuras prototipo en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, para tres alturas diferentes (2, 5 y 10 pisos) y dos niveles de diseño sísmico (alto y bajo). Los diseños se llevan a cabo siguiendo los requerimientos de las norma de diseño y construcción sismoresistente de Colombia, NSR-10 (Ministerio de Vivienda et al., 2010).

Los criterios básicos de diseño se centran en las siguientes dos conceptos básicos:

- c. Definición de la rigidez mínima de la edificación mediante la limitación de la deriva inelástica de entrepiso para las cargas sísmicas de diseño.
- d. Diseño de los elementos estructurales básicos por resistencia a cortante y a flexo-compresión por el método *LRFD*.

Para llevar a cabo el proceso de dimensionamiento y diseño de edificaciones y la caracterización del comportamiento no lineal de los componentes estructurales de manera sistemática, se realizó un software denominado “PREDINONLIN” que permite realizar dichos procedimientos. El algoritmo de procesamiento se presenta en la Figura B-1.

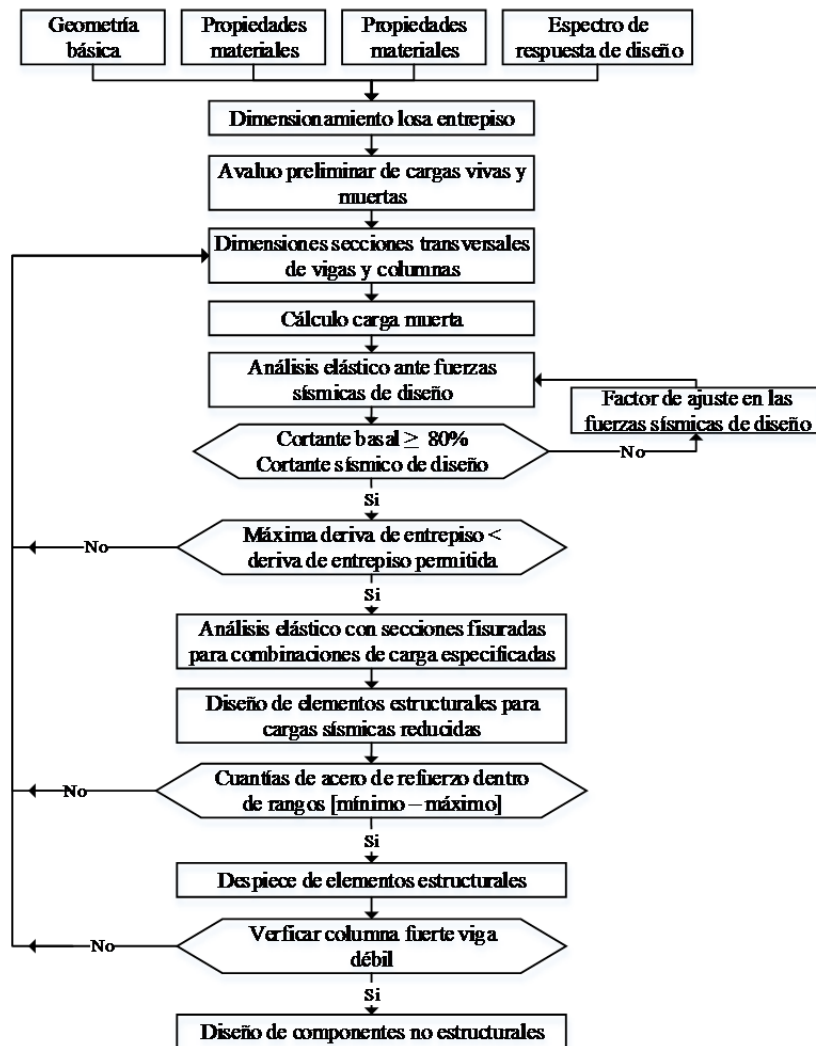


Figura B-1 Procedimiento general para el dimensionamiento y diseño de edificios prototipo

A continuación se presenta el procedimiento ilustrativo de diseño de la edificación de 5 pisos con alta capacidad de disipación de energía (P5-DES):

1- Geometría Básica:

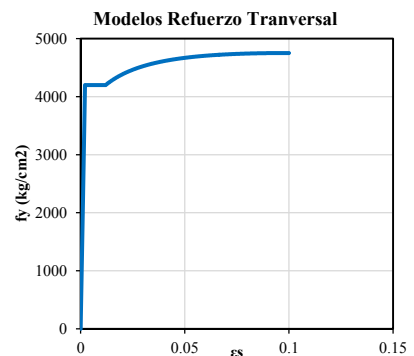
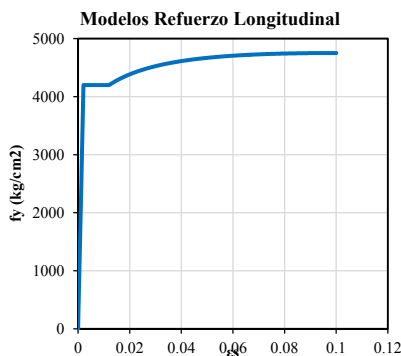
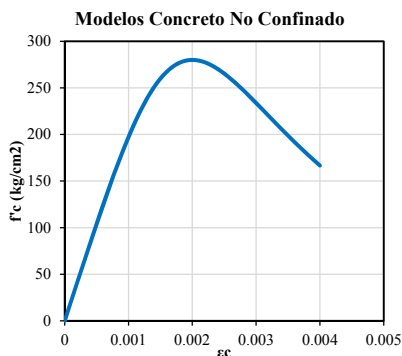
Se definen las características generales del edificio (tipo de sistema estructural, tipo de uso, cargas típicas, etc.), la geometría principal de la edificación (número de bahías, número de pisos, altura de entre piso, entre otros) y el tipo de amenaza sísmica y tipo de modelación no lineal a tener en cuenta en las rótulas (elasto-plástico perfecto, bilineal o trilineal).

PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO EDIFICIO REGULAR EN 1-D		
FECHA:	04/08/2015 10:53	
PROYECTO		
NOMBRE	EDIFICIO_5_DMI	
CODIGO EDIFICIO		
DESCRIPCIÓN	PORTICOS DE CONCRETO CON MUROS DE MAMPOSTERIA - RESIDENCIAL	
TIPO ESTRUCTURAL	PORTICOS DE CONCRETO CON MUROS DE MAMPOSTERIA	
USO EDIFICACIÓN	RESIDENCIAL	
CARGAS SEGÚN USO		
CARGAS VIVAS	Balcones	
CARGAS MUERTAS	Fachada y particiones livianas	
IDENTIFICACIÓN EDIFICIO		
Aa	0.25	Coficiente de Aceleración Horizontal Pico Efectiva
Av	0.25	Coficiente de Velocidad Horizontal Pico Efectiva
NIVEL CODIGO	DES	
TIPO SUELO	D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o
GRUPO DE USO	I	Estructuras de ocupación normal
R	7.0	Coficiente de Disipación de Energía
ESPECTRO	Codigo	Defina si va a utilizar el espectro del código o si inserta los valores
Inercia Fisurada Vigas	0.35	Inercias Fisuradas en Elementos
Inercia Fisurada Columnas	0.7	
Inercia Fisurada Muros		
Tipo Regresión Rótulas	Tri-Lineal	Tipo regresión modelo rótulas: E-P-P : Elásto-plástico perfecto Bi-Lineal : Modelo bilineal Tri-Lineal : Modelo triilineal
#MA	15	Número de Modos de Análisis
F1	0.0	Factor de carga viva para análisis de masa sísmica
f'c		kg/cm2
fy		kg/cm2
Análisis Derivas	NO	Tener en cuenta inercias fisuradas para los elementos, para el análisis de derivas?

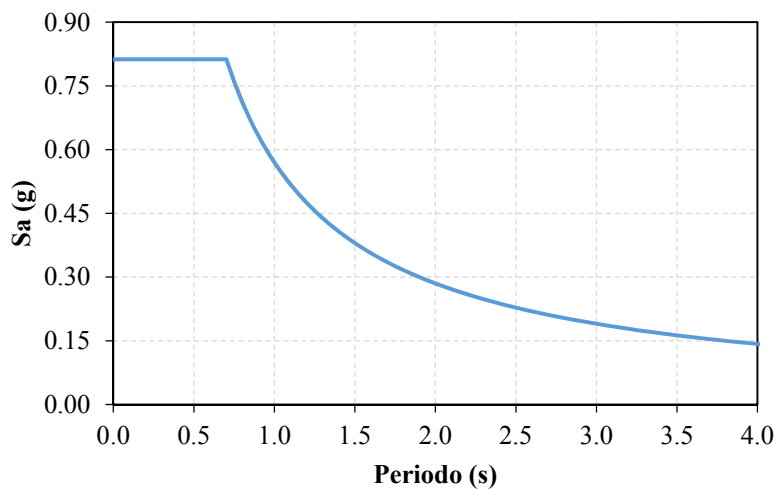
GEOMETRÍA	
Número de Pisos	5
Altura Entrepiso	3.00 m
Altura Total	15.00 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5.00 m
Luz típica bahías en Y	5.00 m
Longitud	15.00 m
Ancho	15.00 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1
Ta (seg)	0.54 m

INICIAR DISEÑO

- 2- **Condiciones de apoyo y restricciones:** Se debe considerar para el análisis que las condiciones de apoyo son equivalentes a un empotramiento, esto para el caso de sistema de pórticos resistentes a momentos.
- 3- **Propiedades materiales:** Se realizan los modelos de concreto no confinado y modelos del refuerzo longitudinal y transversal para caracterizar el comportamiento hasta la falla del material.



- 4- **Espectro de respuesta de diseño:** según los parámetros definidos en la Etapa 1, se genera el espectro elástico de respuesta de diseño.



- 5- **Dimensionamiento de losa de entrepiso y avalúo de cargas:** Se define el tipo de losa de entre piso y se asignan las cargas debidas a acabados, elementos no estructurales y fachadas. Para el caso de estudio se elige una losa aligerada en una dirección.

# Losa	Tipo	Dirección	h (cm)	ets (cm)	eti (cm)	sv (cm)	b (cm)	Peso Propio Losas (kgf/m ²)	Peso Propio Viguetas (kgf/m ²)
1	1-D	Y	40	5	3	80	12	192.00	115.20

Acabados de Piso (kgf/m ²)	Cielo raso (kgf/m ²)	Aligeramiento (kgf/m ²)	Muros Divisorios (kgf/m ²)	Carga Muerta (kgf/m ²)	Carga Viva (kgf/m ²)	# Fachada	Carga (kgf/mL)
80.00	35.00	25.00	100.00	547.20	180.00	1	0.00

- 6- **Dimensionamiento de secciones transversales de bigas y columnas:** PREDINONLIN permite definir la dirección del eje fuerte de la sección y modificar cada uno de los elementos estructurales.
- 7- **Análisis elástico ante fuerzas sísmicas de diseño:** PREDINONLIN crea un modelo tridimensional con las características dimensionales mencionadas y lo somete a las cargas gravitacionales y sísmicas consideradas en las etapas anteriores. Realiza un análisis de etapas en las que permite que el usuario revise las derivas demandadas sobre la estructura.

PROPIEDADES			1ra Corrida		Corrección Espectral		Final	
Piso	Nodo	Altura Entrepiso (m)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
1		3	0.021	0.68%	0.017	0.58%	0.034	1.14%
2		3	0.056	1.17%	0.047	0.99%	0.099	2.15%
3		3	0.090	1.16%	0.077	0.99%	0.168	2.30%
4		3	0.125	1.16%	0.107	0.99%	0.236	2.27%
5		3	0.148	0.77%	0.126	0.66%	0.286	1.66%

En la “primera corrida” se muestran los desplazamientos alcanzados por la edificación, en la columna “corrección espectral” se presentan los desplazamientos una vez se ha realizado la corrección espectral de la demanda sísmica, tal como permite el reglamento colombiano:

$$V_S = 0.8 V_{FHE}$$

Las derivas máximas son verificadas con estos nuevos desplazamientos impuestos y el valor límite es de 1% de deriva de entre piso. La “corrida final” presenta los valores de las derivas alcanzadas una vez el modelo considera la fisuración de las secciones. El valor límite para este caso es de 1.4% de deriva de entrepiso. El usuario decide con cual tipo de análisis (secciones sin fisurar/fisuradas) quiere predimensionar las secciones de la edificación.

Se realiza la siguiente verificación para conocer si es o no necesario de la inclusión de los efectos P-delta en el análisis. Se verifica que el Q_{piso} sea menor que 0.10. La ecuación utilizada es la siguiente:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

Se verifica para cada uno de los pisos.

Piso	Carga Vertical Total	Deriva	Cortante de piso	Altura de entrepiso	Q piso
	Ton	m	ton	m	-
1	4494929	0.03	2301404	3.00	0.0222
2	3559037	0.10	2138810	3.00	0.0358
3	2623144	0.17	1801323	3.00	0.0335
4	1687252	0.24	1334145	3.00	0.0287
5	843626	0.29	775118	3.00	0.0180

8- Análisis elástico con secciones fisuradas y diseño de elementos: PREDINONLIN crea un modelo tridimensional con las características dimensionales mencionadas y con el factor de fisuración especificado para cada uno de los elementos estructurales. Se calculan las demandas impuestas sobre los elementos y se diseñan para resistir las combinaciones de cargas especificadas incluyendo las cargas sísmicas reducidas.

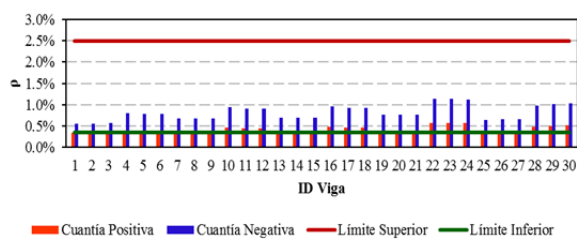
Se verifica que todas las dimensiones y cuantías de refuerzo definidas en el proceso de diseño cumplan con los requisitos de detallamiento de la normativa correspondiente.

9- Verificaciones y diseños finales: Se realizan los chequeos finales dimensionales del edificio y se verifica que las resistencias a flexión de las columnas cumplan con la ecuación:

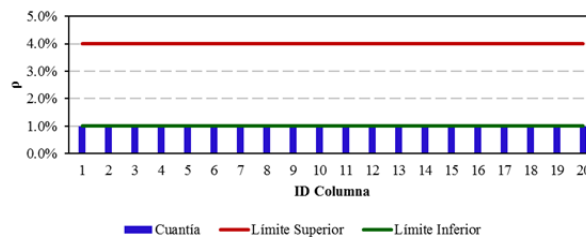
$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

Con esto se garantiza que el comportamiento del nodo sea del tipo “columna fuerte-viga débil”.

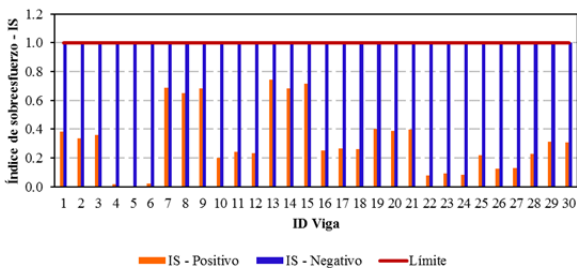
La Figura B-2 presenta las ayudas de visualización que posee PREDINONLIN para verificar de forma rápida el diseño de los elementos estructurales.



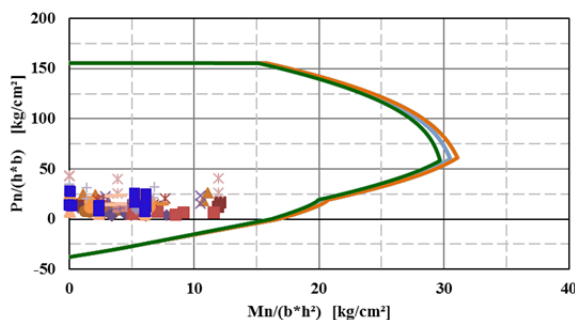
(a)



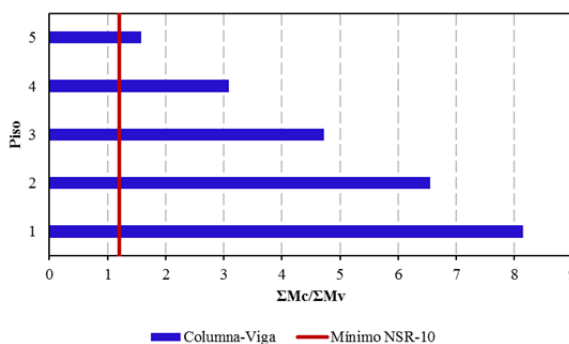
(b)



(c)



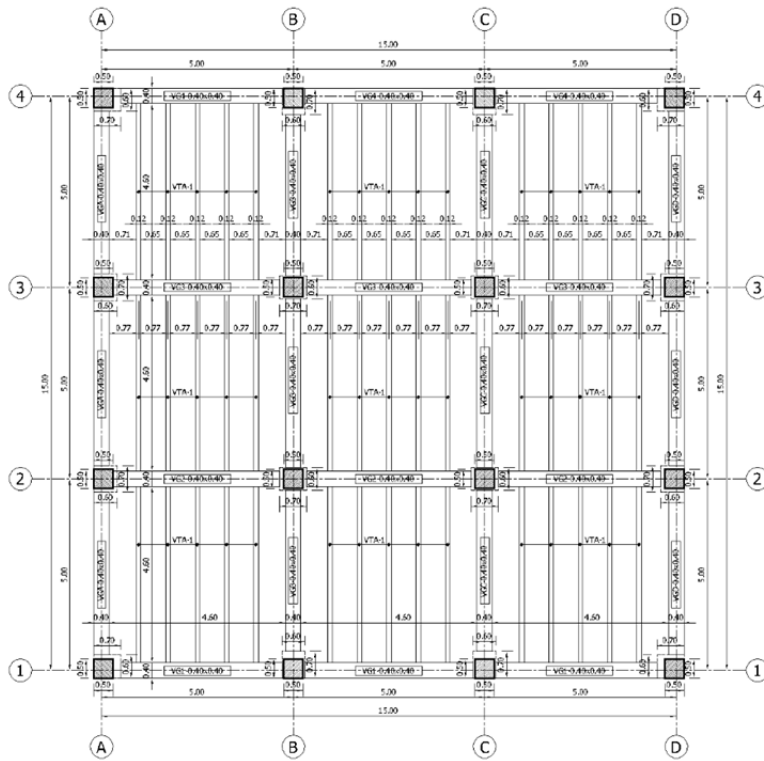
(d)



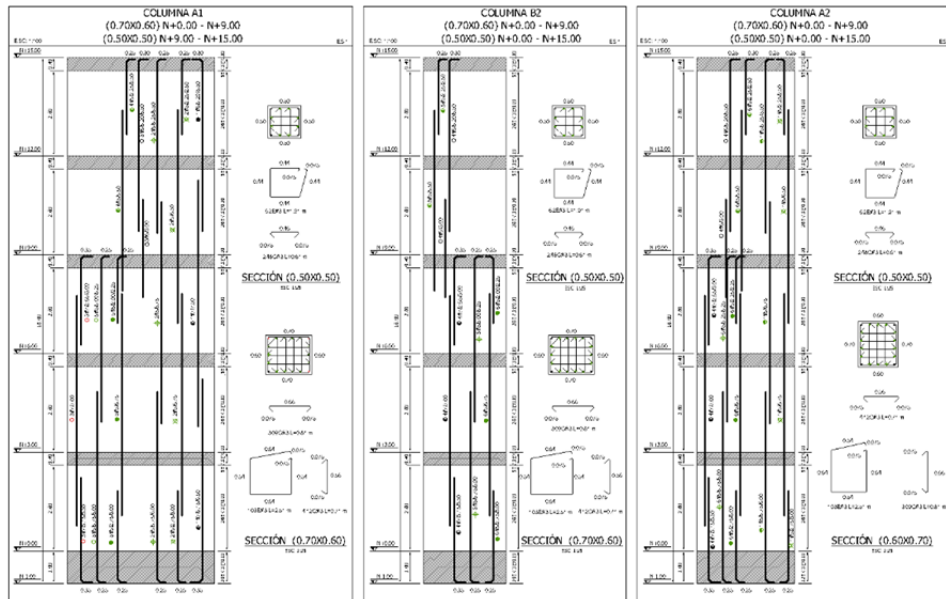
(e)

Figura B-2 Ayudas de visualización para la verificación del diseño de PREDINONLIN, (a) cuantías de vigas, (b) cuantías de columnas, (c) verificación de índices de sobreesfuerzo a momento y cortante para vigas y columnas, (d) diagrama de interacción normalizado para verificación de capacidad a flexo-compresión de columnas, (e) verificación columna fuerte viga débil

Los resultados típicos de la configuración del edificio se caracterizan en la Figura B-3.



(a)



(b)

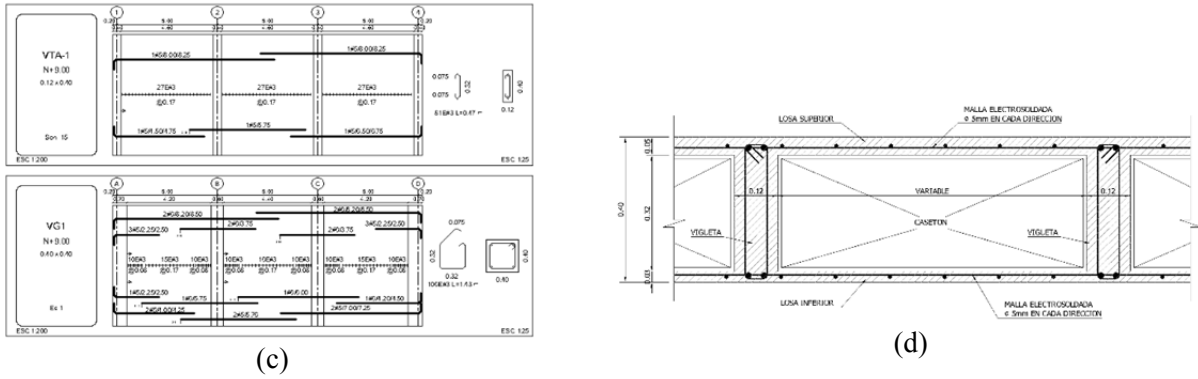


Figura B-3 Detalles típicos de configuración estructural de la edificación (a) planta típica, (b) despiece típico de columnas, (c) despiece típico de vigas, (d) corte típico de la losa de entrepiso

APÉNDICE C: CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEALES CON BASE EN RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Los modelos de comportamiento no lineal requieren de la definición del factor de degradación de la energía histerética con base al modelo de comportamiento inelástico tri-lineal utilizado para la modelación. Este factor permite considerar la forma del ciclo histerético y la capacidad real de disipación de energía en el rango inelástico para cada ciclo de carga y descarga.

SELECCIÓN DE ENSAYOS

Para efectos de la calibración del factor de degradación de la energía histerética se utiliza la base de datos del “Pacific Earthquake Engineering Research Center’s Structural Performance Database”, la cual fue desarrollada por Berry, Parrish y Eberhard “Structural Performance Database (DB-SPB)” del PEER. Esta base de datos incluye resultados de ensayos cíclicos y monotónicos para un total de 306 columnas rectangulares y 177 columnas circulares. Berry & Eberhard (2003) reprocesaron sistemáticamente la base de datos para convertirla en resultados equivalentes de columnas en voladizo. Para cada ensayo la base de datos reporta la historia de fuerza-desplazamiento, la geometría de la columna, la información del refuerzo, la forma de falla e información complementaria relevante según cada caso.

La Tabla C-1 resume los parámetros disponibles para cada uno de los ensayos que se reportan en la DB-SPB.

Tabla C-1 Parámetros de la DB-SPB

Parámetro	Descripción	Unidad
P	Carga axial en la columna	kN
Ag	Área bruta de la sección transversal de la columna	mm ²
f ^c	Resistencia a la compresión del concreto	MPa
f _y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	MPa
H	Altura de la sección transversal de la columna	Mm
L _s	Longitud equivalente de la viga en voladizo	Mm
ρ _b	Cuantía de refuerzo longitudinal	-
s	Espaciamiento refuerzo transversal	mm
d	H – recubrimiento	mm
ρ _{sh}	Cuantía de refuerzo de cortante	-

La Tabla c-2 presenta los rangos de valores disponibles en la DB-SPB para algunos de los parámetros definidos en la Tabla C-1.

Tabla C-2 Valores típicos de la DB-SPB

Parámetro*	Límite inferior	Límite superior
P/Agf^c	0	0.7
$P/Agpb$	0	2.0
Ls/H	1.5	6.0
f^c	20	120
Fy	340	520
ρ_b	0.015	0.043
s/d	0.1	0.8
ρ_{sh}	0.002	0.02

*Ver Tabla para los parámetros

Los criterios de selección de los ensayos se hicieron con base en:

- Las propiedades geométricas.
- Las propiedades de los materiales.
- El tipo de falla reportado durante el ensayo.
- Las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal.
- El espaciamiento del refuerzo transversal.

Para el presente análisis se seleccionaron columnas rectangulares con tipo de falla por flexión (220 ensayos) y flexión-cortante (35 ensayos) para un total de 255 ensayos.

La Tabla C-3 presenta los rangos de los parámetros de los ensayos preseleccionados con base en los criterios descritos anteriormente.

Tabla C-3 Valores típicos de los ensayos preseleccionados de la DB-SPB

Parámetro*	Límite inferior	Límite superior
P/Agf^c	0.03	0.61
$P/Agpb$	0.062	0.875
Ls/H	3	4
f^c	21.1	46.5
fy	363	497
ρ_b	0.015	0.025
s/d	0.1	0.75
ρ_{sh}	0.002	0.003

*Ver Tabla para los parámetros

Para obtener un valor de calibración del factor de degradación de energía histerética para diferentes niveles de código se clasificaron los ensayos preseleccionados con base al espaciamiento del refuerzo transversal. Los valores de espaciamiento del refuerzo transversal considerados son:

- Capacidad de disipación de energía mínima, DMI: “No Conforming”:= $s \geq d/3$
- Capacidad de disipación de energía especial, DES: “Conforming” := $s < d/3$

La Tabla C-4 presenta el listado de los ensayos experimentales seleccionados y algunos de sus parámetros para la calibración del factor de degradación de la energía histerética. Se seleccionaron un total de 21 ensayos.

Tabla C-4 Ensayos seleccionados para la calibración del factor de degradación de la energía histerética

Nombre	b (mm)	h (mm)	rec (mm)	f _c (MPa)	E (MPa)	f _y long. (MPa)	f _y trans. (MPa)	Numero De Barras	diam (mm)	esp (mm)	L (mm)	P (kN)
Soesianawati et al. 1986, No. 1	400	400	13	46.5	32050	446.0	364.0	12	16	85	1600	744
Soesianawati et al. 1986, No. 2	400	400	13	44	31176	446.0	360.0	12	16	78	1600	2112
Soesianawati et al. 1986, No. 3	400	400	13	44	31176	446.0	364.0	12	16	91	1600	2112
Soesianawati et al. 1986, No. 4	400	400	13	40	29725	446.0	255.0	12	16	94	1600	1920
Sezen and Moehle No. 1	457.2	457.2	65.13	21.1	21589	434.4	476.0	8	28.651	304.8	1473.2	667
Sezen and Moehle No. 2	457.2	457.2	65.13	21.1	21589	434.4	476.0	8	28.651	304.8	1473.2	2669
Mo and Wang 2000,C1-1	400	400	34	24.9	23453	497.0	459.5	12	19.05	50	1400	450
Mo and Wang 2000,C1-2	400	400	34	26.7	24286	497.0	459.5	12	19.05	50	1400	675
Mo and Wang 2000,C1-3	400	400	34	26.1	24011	497.0	459.5	12	19.05	50	1400	900
Mo and Wang 2000,C2-1	400	400	34	25.3	23641	497.0	459.5	12	19.05	52	1400	450
Mo and Wang 2000,C2-2	400	400	34	27.1	24467	497.0	459.5	12	19.05	52	1400	675
Mo and Wang 2000,C2-3	400	400	34	26.8	24331	497.0	459.5	12	19.05	52	1400	900
Mo and Wang 2000,C3-1	400	400	34	26.38	24140	497.0	459.5	12	19.05	54	1400	450
Mo and Wang 2000,C3-2	400	400	34	27.48	24638	497.0	459.5	12	19.05	54	1400	675
Mo and Wang 2000,C3-3	400	400	34	26.9	24377	497.0	459.5	12	19.05	54	1400	900
Takemura and Kawashima, 1997, Test 1 (JSCE-4)	400	400	27.5	35.9	28161	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157
Takemura and Kawashima, 1997, Test 2 (JSCE-5)	400	400	7.5	35.7	28082	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157
Takemura and Kawashima, 1997, Test 3 (JSCE-6)	400	400	27.5	34.3	27526	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157
Takemura and Kawashima, 1997, Test 4 (JSCE-7)	400	400	27.5	33.2	27081	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157
Takemura and Kawashima, 1997, Test 5 (JSCE-8)	400	400	27.5	36.8	28512	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157
Takemura and Kawashima, 1997, Test 6 (JSCE-9)	400	400	27.5	35.9	28161	363.0	368.0	20	12.7	70	1245	157

Metodología de calibración general

La metodología propuesta para calibración se basa en la idealización del modelo de curva envolvente para una rótula plástica con base a lo explicado en el numeral 3.5.7.

La definición de la rótula plástica se realiza a partir de los resultados del ensayo de laboratorio teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Rigidez infinita en la fase previa a la fluencia

- Especificación de una curva envolvente a partir de los resultados del ensayo Fuerza-Desplazamiento. Existe una cierta interrelación en la curva envolvente y las reglas de degradación cíclicas. Idealmente la curva envolvente debería obtenerse con base en ensayos monotónicos equivalentes, los cuales muchas veces no están disponibles, por lo cual usualmente se utiliza la curva envolvente obtenida con base en los resultados del ensayo cíclico.
- Especificación del factor de degradación de energía histerética con base en la energía disipada en cada ciclo del resultado de los valores experimentales.

Las Figuras C-1 y C-2 presentan en mayor detalle la metodología propuesta para la calibración de los factores de degradación de la energía histerética.

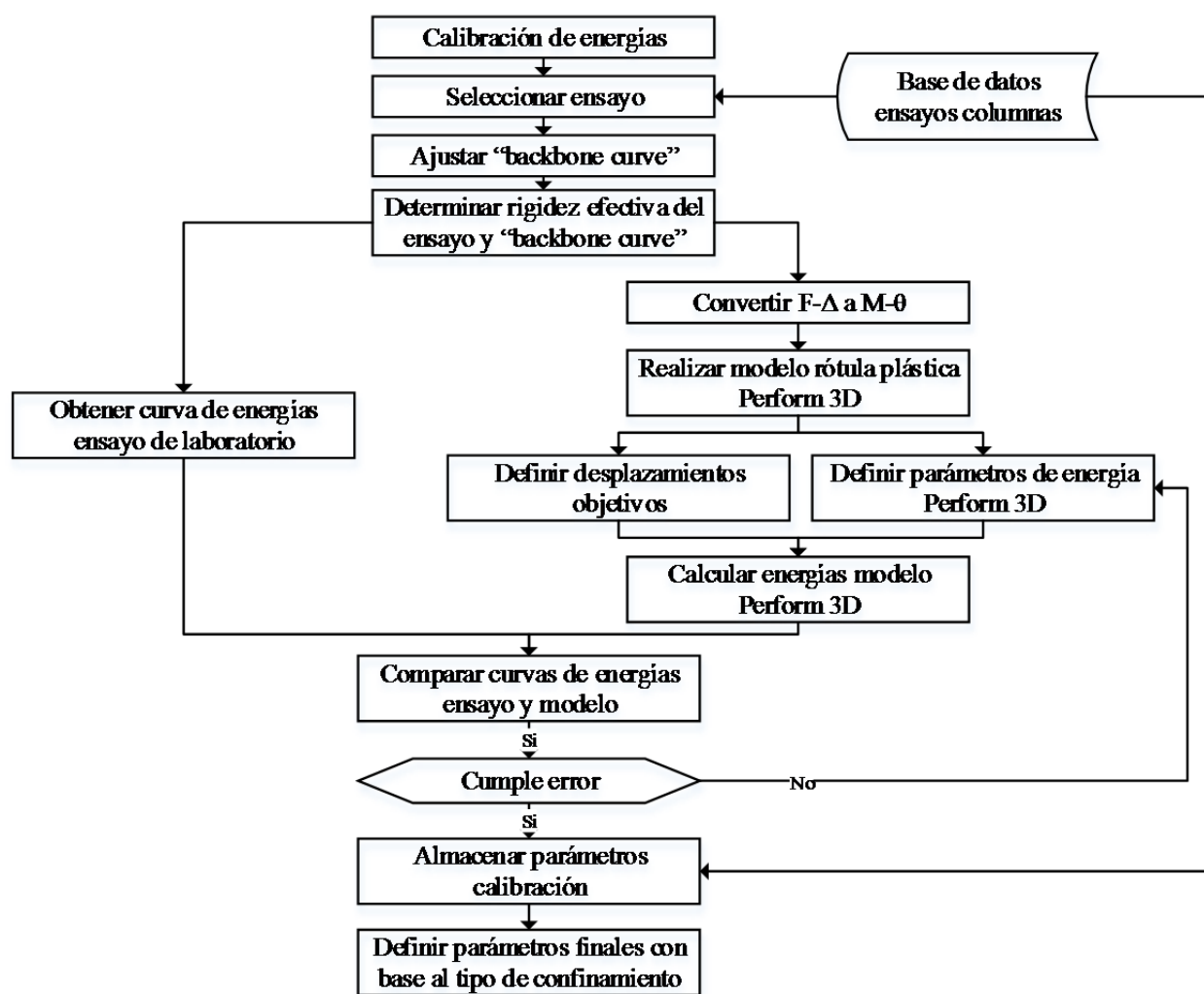


Figura C-1 Algoritmo de la metodología propuesta para la calibración del factor de degradación de energía histerética

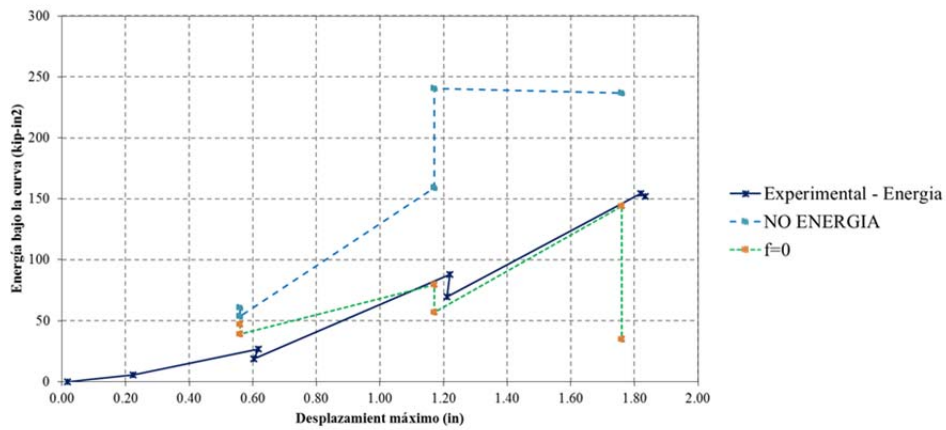
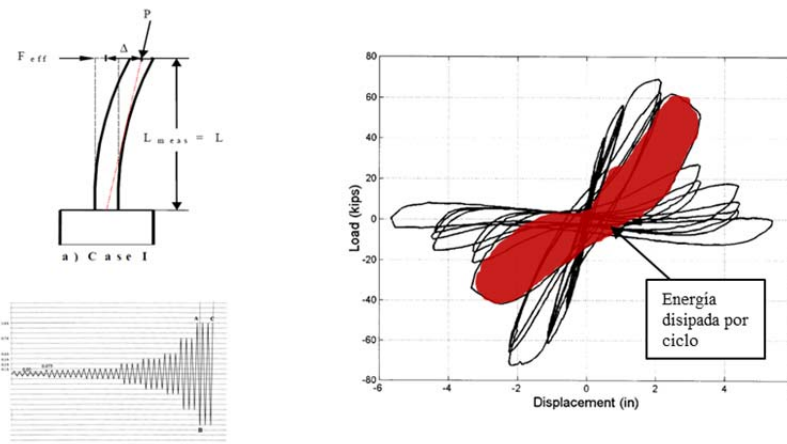


Figura C-2 Metodología de calibración explicada de forma gráfica

La implementación de la metodología se hizo a través de una hoja de cálculo. En la Figura C-3 se presentan varios pantallazos de la hoja de cálculo desarrollada.

Procedimiento Calibración Ensayos

Nombre: Soesianawati et al. 1986, No. 3

Completa: **Esta Completa la calibracion**

Curva P-D Experimental - Soesianawati et al. 1986, No. 3

V (kip)	Δ (in)
-17.6	-3.64
-17.6	-1.82
-57.3	-1.09
-57.3	-0.43
-42.7	-0.17
0.0	0.00
42.7	0.17
57.3	0.43
57.3	1.09
17.6	1.82
17.6	3.64

Cargar Datos

Definición Backbone Curve

Punto	V (kip)	Δ (in)
y	42.7	0.170
c	57.3	0.430
p	57.3	1.090
l	17.6	1.820
u	17.6	3.640

Guardar Datos

Geometría Modelo Experimental

Dimensiones Sección	
b	15.75 in
h	15.75 in
rec	0.51 in
s	3.582677165 in
r	1.59% -

Propiedades Materiales	
f'c	6.37 ksi
E	4510.71 ksi
fyl	64.53 ksi
fyu	101.57 ksi
fyt	52.67 ksi
fyu	75.38 ksi

Propiedades sección	
Ig	5125.4 in4
Ag	248.0005 in2
An	244.26 in2
As t	3.74 in2

Reinforcement Longitudinal	
# de barras	12.00 -
Ø barras	0.63 in
Area Barras	0.31 in2
Area total	3.74 in2

Reinforcement Transversal	
Ø barras	0.28 in
s	3.58 in
Nbx	4.00 -
Nby	4.00 -
Area Barras	0.06 in2
Area total x	0.24 in2
Area total y	0.24 in2

Rigidez Sistema

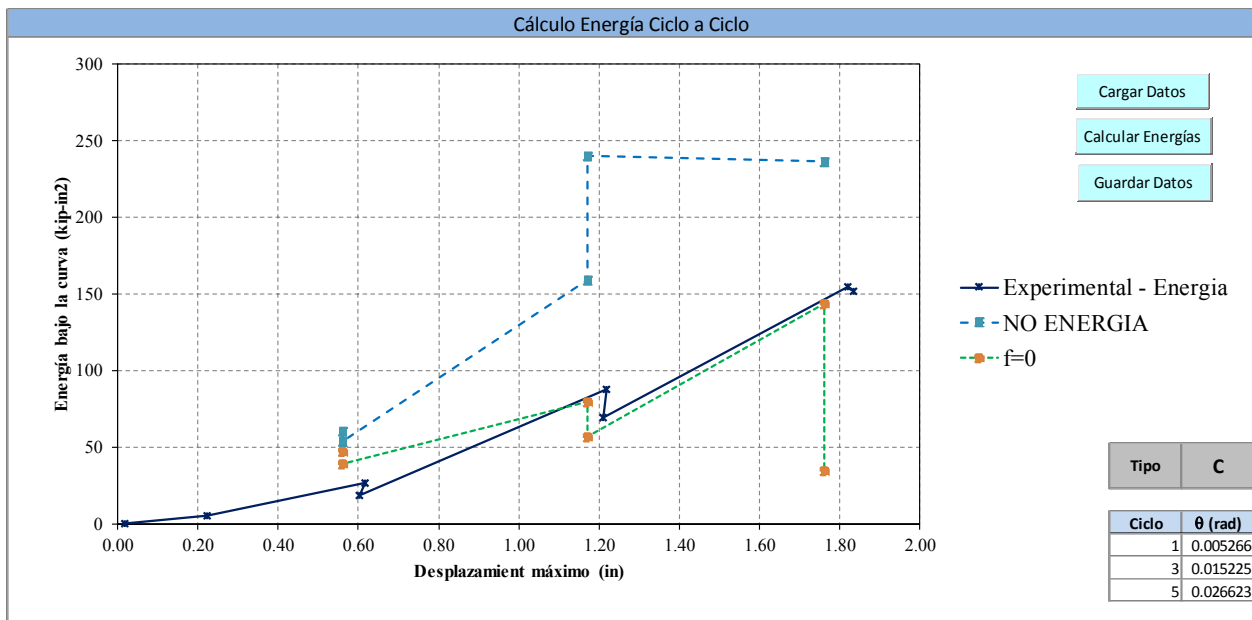
Kreal	251 kip/in
Ieff	1158.9786 in4
Ieff/Ig	0.2261 -

Modelo de cuerda simple

	M _{Exp}	Δ _r	Δ _ε	θ _p	M _{teo}	θ _{teo_Hazleton}	M _{teo_FEMA}	θ _{teo_FEMA}
	kip-in	in	in	rad	kip-in	rad	kip-in	rad
y	2687.7	0.170	0.170	0.00000				
c	3608.8	0.430	0.228	0.00320				
p	3608.8	1.090	0.228	0.01368				
l	1106.1	1.820	0.070	0.02778				
u	1106.1	3.640	0.070	0.05667				

— Experimental — Teórico Hazleton — Teórico FEMA

(a)



(b)

Figura C-3 Pantallazos de la implementación de la hoja de cálculo (a) definición de parámetros de entrada, (b) resultados de la calibración

Resultados

La Figura C-4 presenta los resultados obtenidos de la calibración del factor de degradación de la energía histerética para los diferentes niveles de desplazamiento (Y , U , L , R , X , ver numeral 3.5.7).

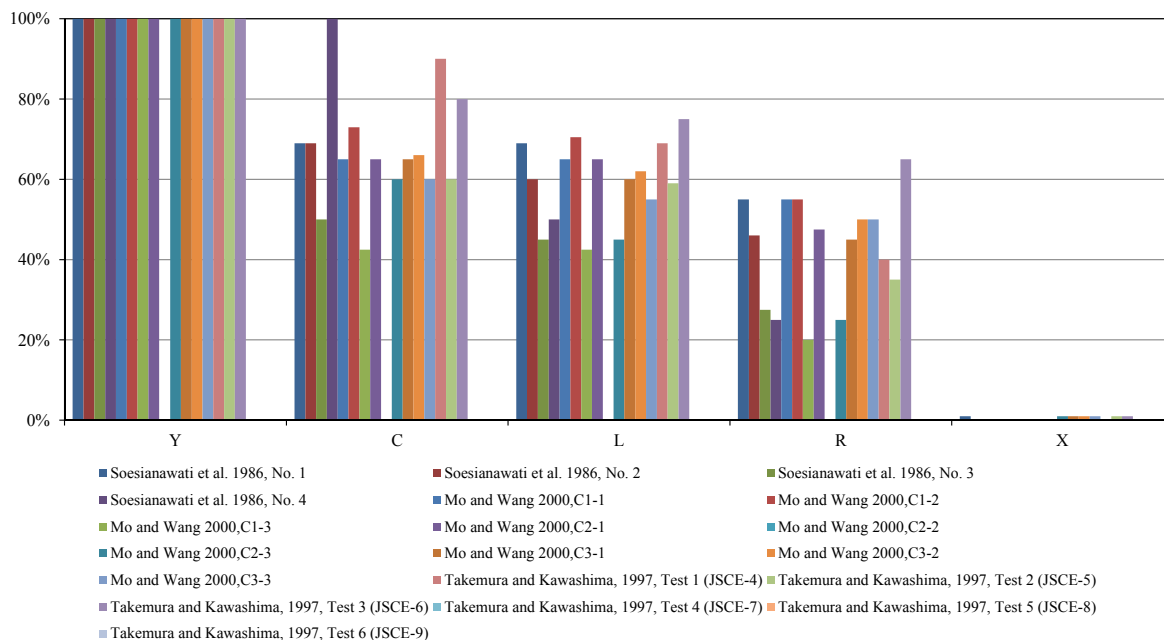


Figura C-4 Resultados de calibración por ensayo

La Tabla C-5 y la Figura C-5 presentan los factores de degradación de la energía histerética definidos con base al mejor ajuste para los cinco niveles de desplazamientos (Y , U , L , R , X) para los dos niveles de código DMI y DES .

Tabla C-5 Factores definidos para la degradación de energía

Capacidad de disipación de energía	Factores de disipación de energía				
	Y	U	L	R	X
Mínima (DMI)	1.00	1.00	0.30	0.01	0.01
Especial (DES)	1.00	0.70	0.60	0.40	0.01

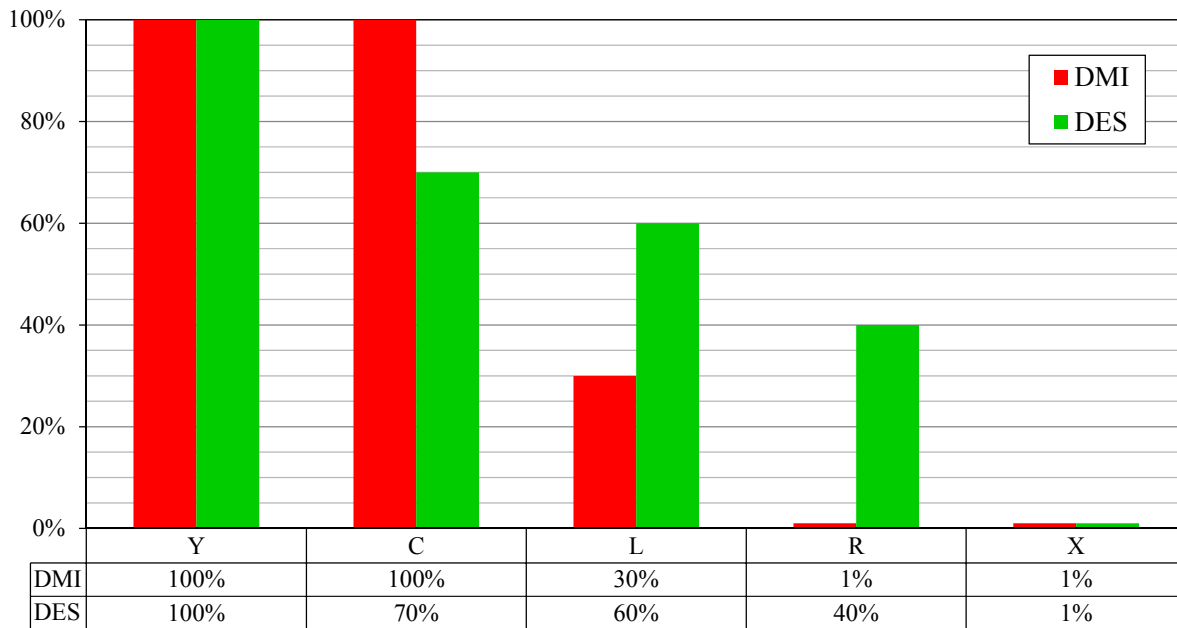


Figura C-5 Factores definidos para la degradación de energía según el nivel de código

APÉNDICE D: RESULTADOS INDIVIDUALES DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS INELÁSTICOS PARA LAS DIFERENTES EDIFICACIONES PROTOTIPO DEFINIDAS

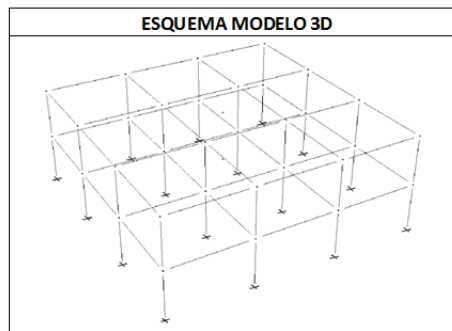
A continuación se presentan resultados ilustrativos de los parámetros de demanda para las diferentes edificaciones analizadas. Solo se incluyen resultados para el grupo de señales *G2* los cuales se consideran representativos. Toda la información se consolida en una serie de formatos que recopilan toda la información que se requiere para el análisis de vulnerabilidad de cada uno de los edificios prototipo.

FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DMI	HOJA	1/3
CODIGO	02-G2	FECHA	25/03/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	2
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	6 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

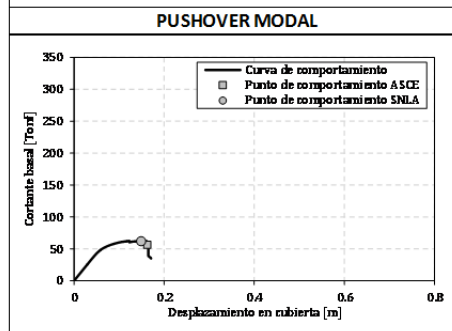
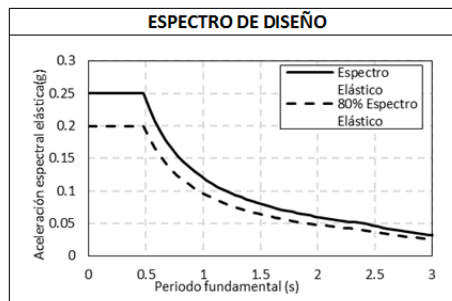
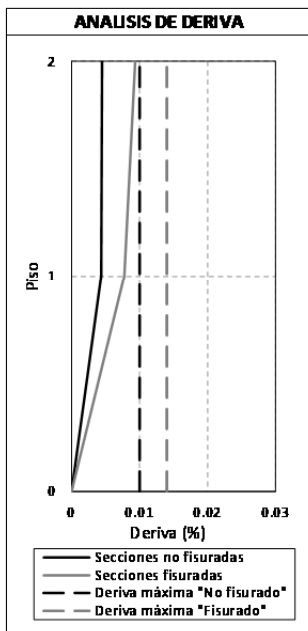
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{ph} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	498 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Alig - 1-D - Y
Peso por piso	137 Ton
Peso Total	273 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DMI	Grupo Uso	I
A _a	0.1	R	2.5
A _v	0.1	I _{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	B	I _{eff} Viga	0.35

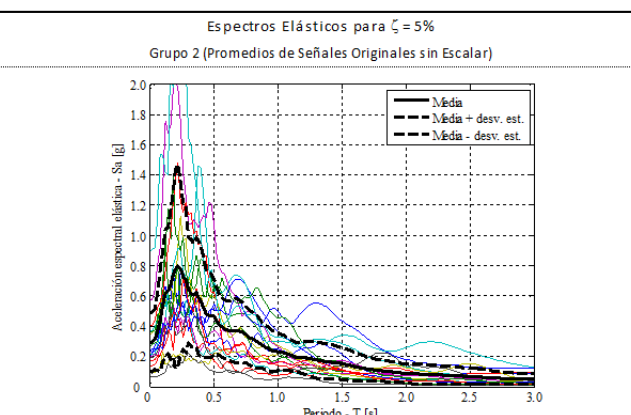
ANALISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
T _{fundamental, NF}	0.2 s	0.7 s
T _{fundamental, F}	-	0.9 s
S _a	0.25	0.13
V _s	68.3 Ton	50.4 Ton
V _{s final (0.8Vs)}	54.6 Ton	54.6 Ton
C _s	0.25	0.20
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	0.91	

ANALISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V _y	52.10 Ton	Δ_y	67.62 mm
V _{max}	61.35 Ton	Δ_{max}	101.50 mm
V _u	62.15 Ton	Δ_u	152.45 mm
μ_{max}	1.50	μ_u	2.25
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
V _{comportamiento}	62.08 Ton	V _{comportamiento}	56.33 Ton
$\Delta_{comportamiento}$	149.00 mm	$\Delta_{comportamiento}$	163.00 mm
$\mu_{demandada}$	2.20	$\mu_{demandada}$	2.41



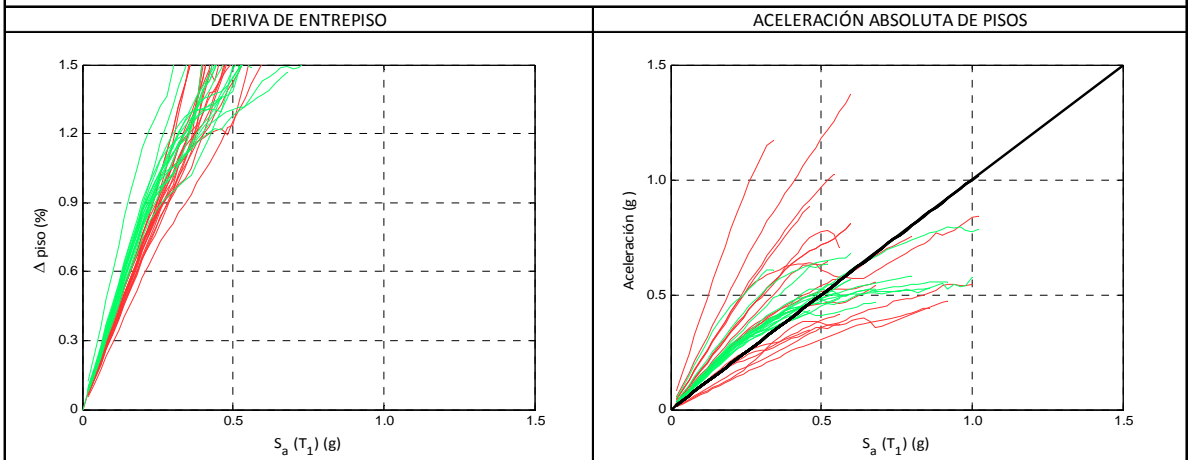
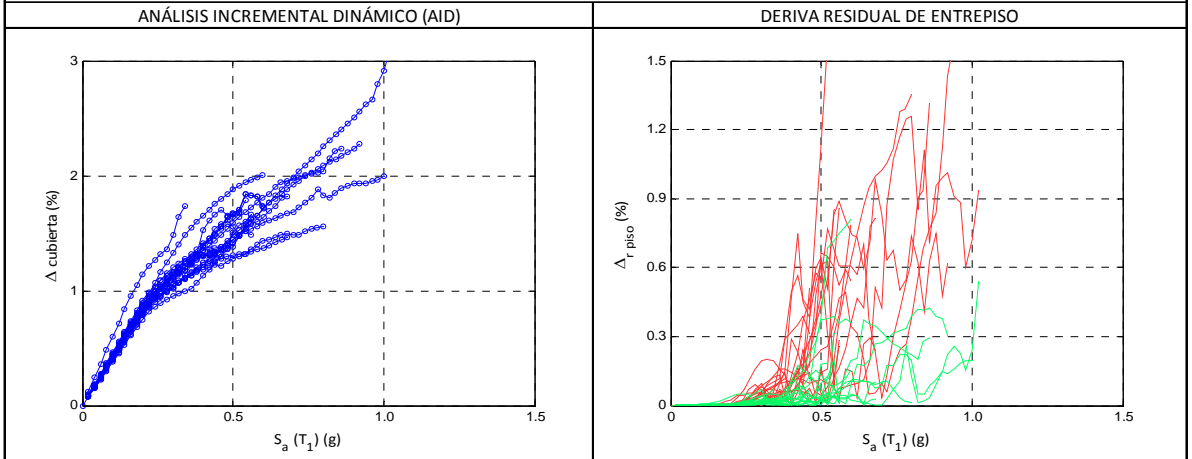
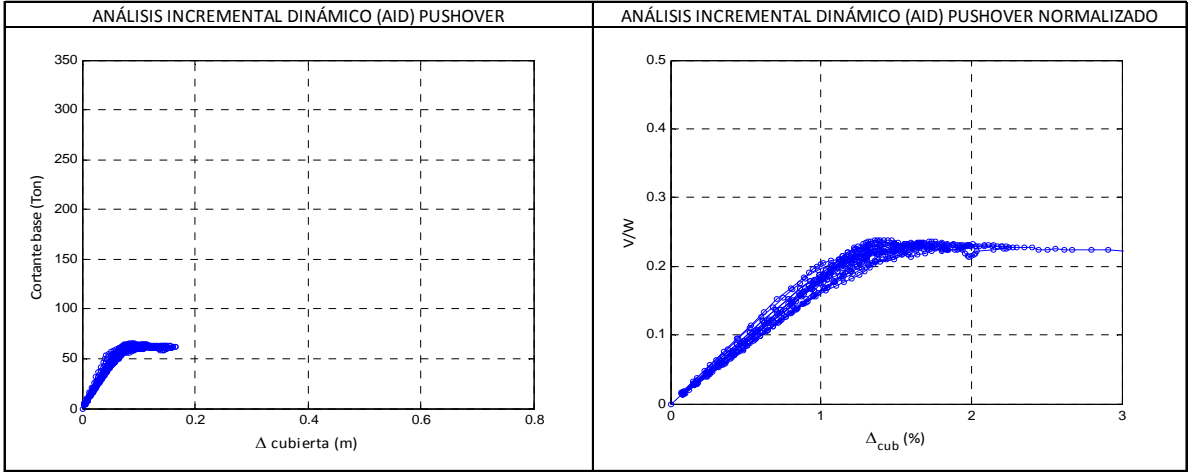
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANALISIS

GRUPOS DE ANALISIS				
GRUPO	CANTIDAD	S _a min (g)	S _a max (g)	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3
Archivo:		Edificio2DMI_ST.xls		



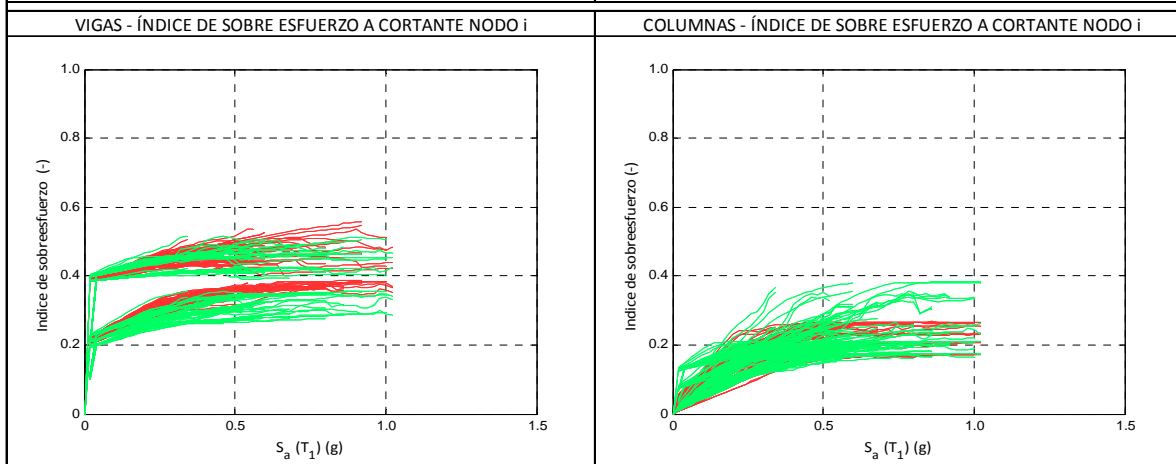
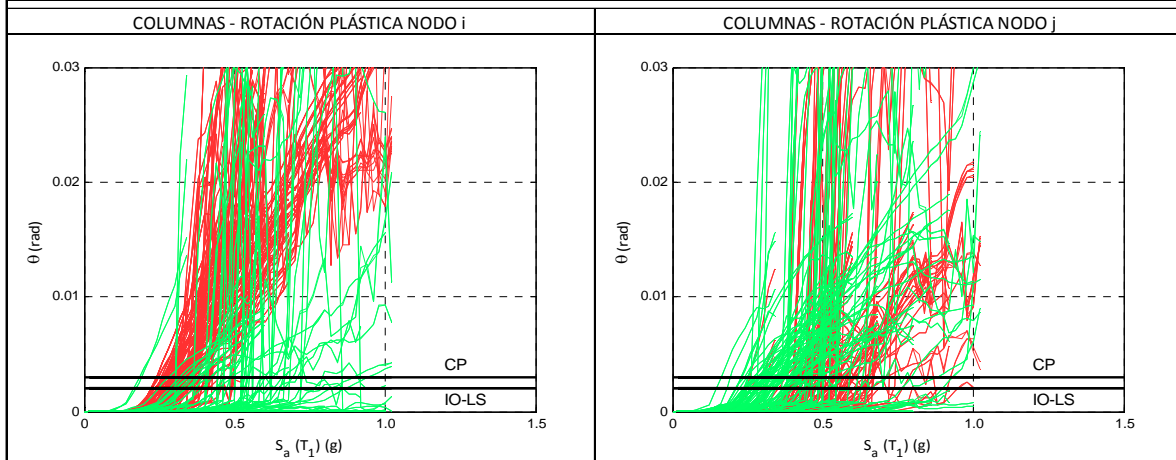
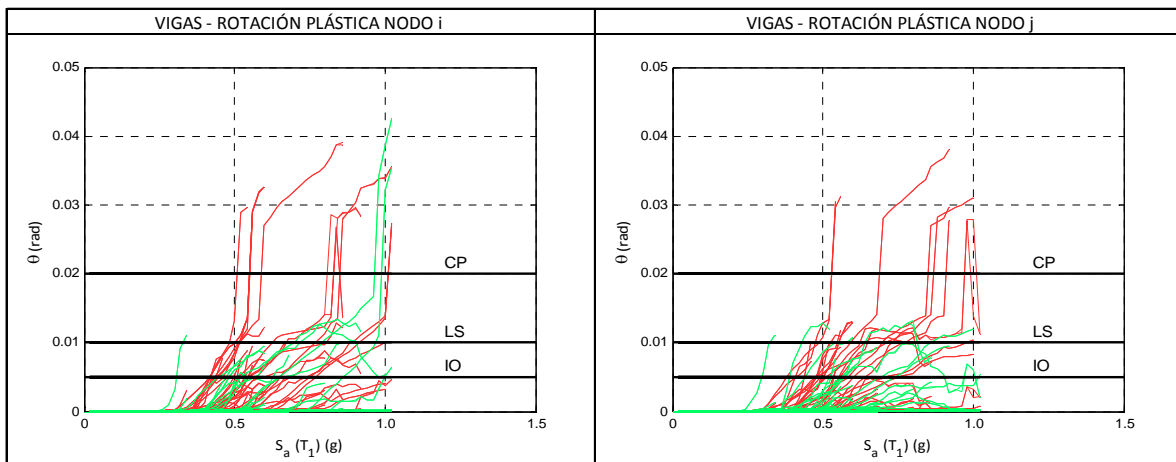
FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DMI	HOJA	2/3
CODIGO	02-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DMI	HOJA	3/3
CODIGO	02-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



■ Piso1
 ■ Piso2
 ■ Piso3
 ■ Piso4
 ■ Piso5

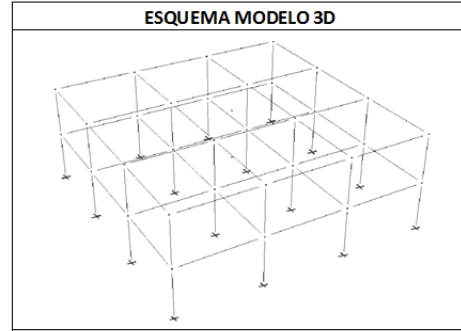
FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DES	HOJA	1/3
CODIGO	01-G2	FECHA	25/03/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	2
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	6 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{sh} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$

CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	547 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Alig - 1-D - Y
Peso por piso	184 Ton
Peso Total	921 Ton

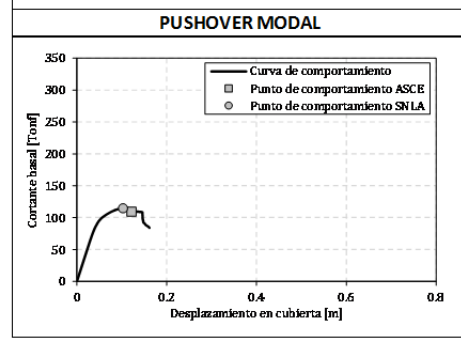
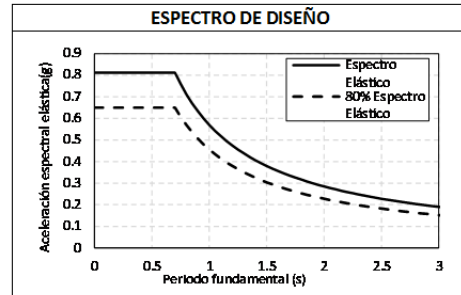
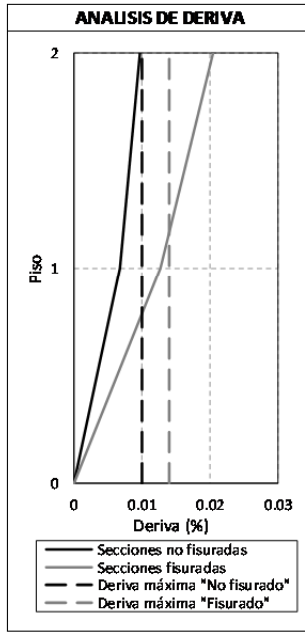


PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DES	Grupo Uso	I
A_a	0.25	R	7
A_v	0.25	I_{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	D	I_{eff} Viga	0.35

ANALISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
$T_{fundamental, NF}$	0.5 s	0.8 s
$T_{fundamental, F}$	-	1.1 s
S_a	0.81	0.50
V_s	748.2 Ton	702.7 Ton
$V_{s final} (0.8V_s)$	598.6 Ton	598.6 Ton
C_s	0.81	0.65
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	2.48	

ANALISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V_y	88.40 Ton	Δ_y	43.70 mm
V_{max}	107.30 Ton	Δ_{max}	72.90 mm
V_u	108.50 Ton	Δ_u	145.20 mm
μ_{max}	1.67	μ_u	3.32

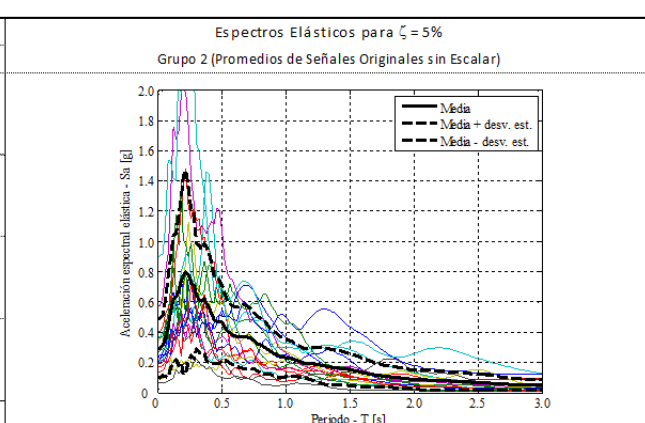
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
$V_{comportamiento}$	114.60 Ton	$V_{comportamiento}$	109.20 Ton
$\Delta_{comportamiento}$	103.00 mm	$\Delta_{comportamiento}$	122.00 mm
$\mu_{demandada}$	2.36	$\mu_{demandada}$	2.79



ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANALISIS

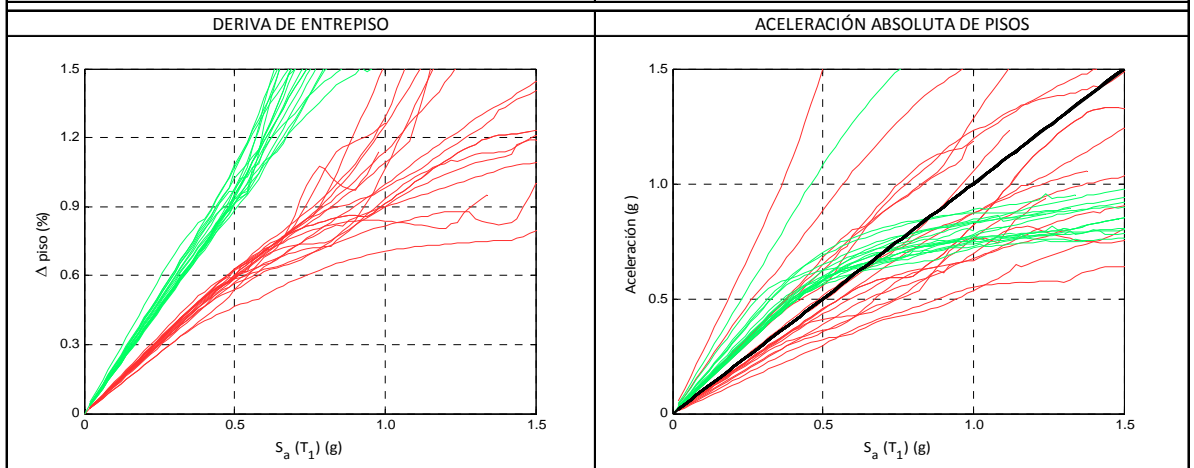
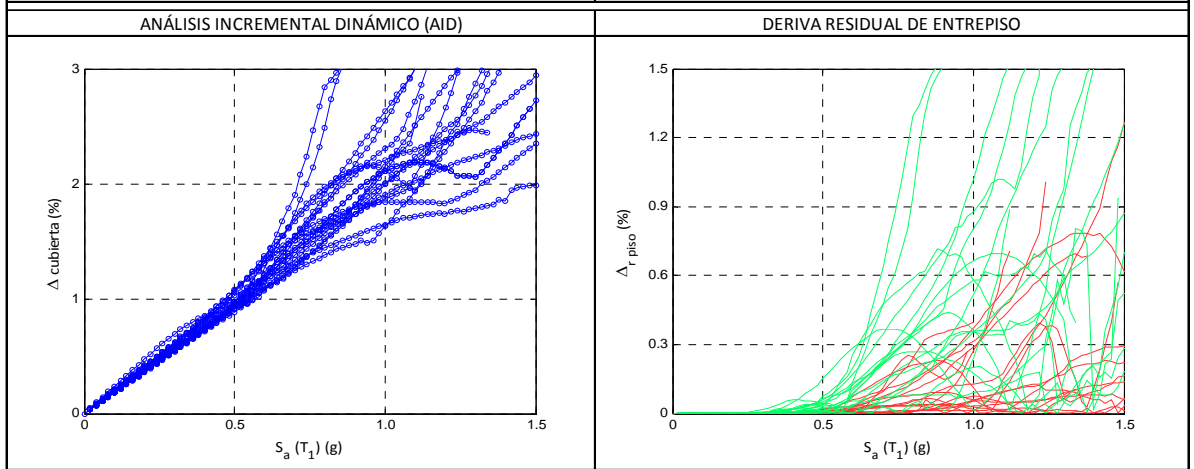
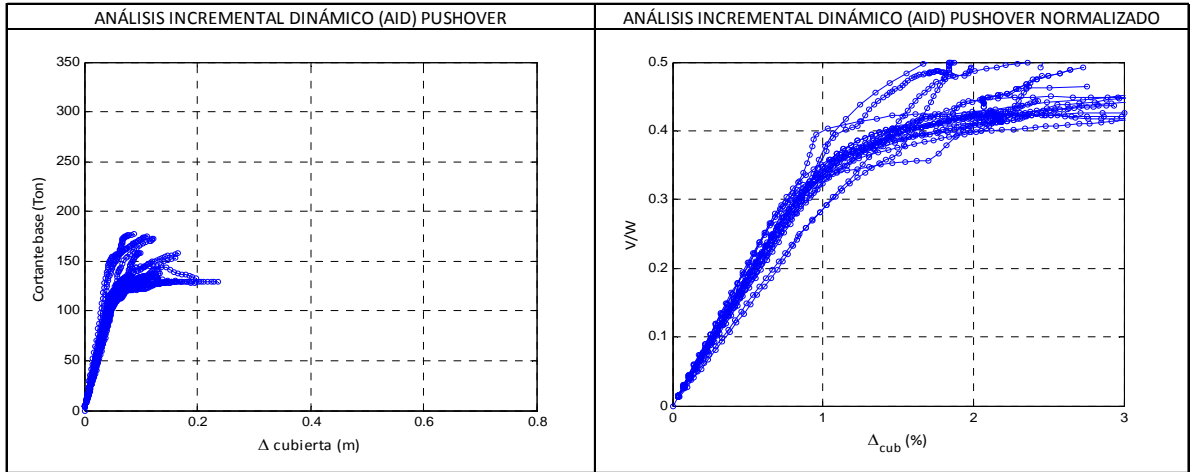
GRUPOS DE ANALISIS				
GRUPO	CANTIDAD	$S_a \text{ min (g)}$	$S_a \text{ max (g)}$	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3

Archivo: Edificio2DES_ST.xls



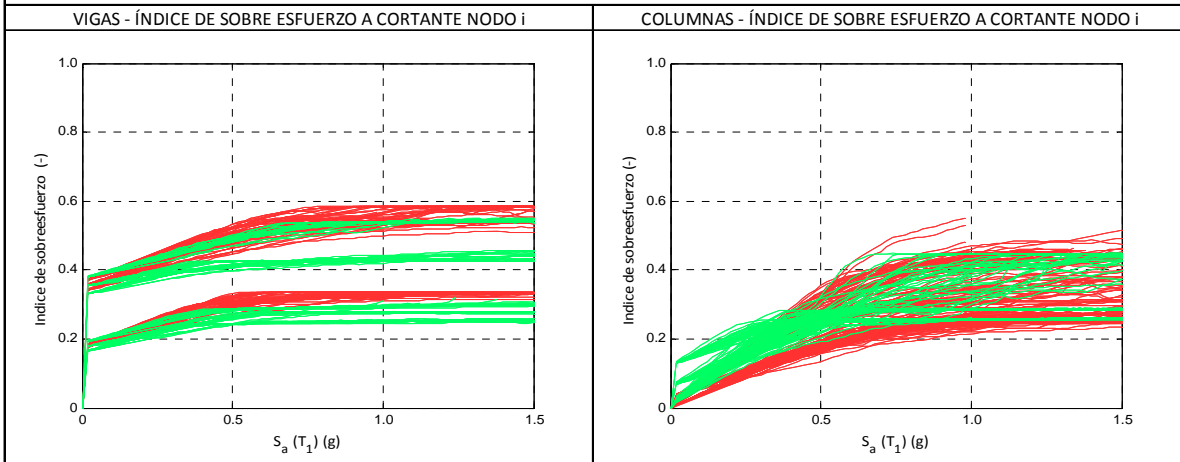
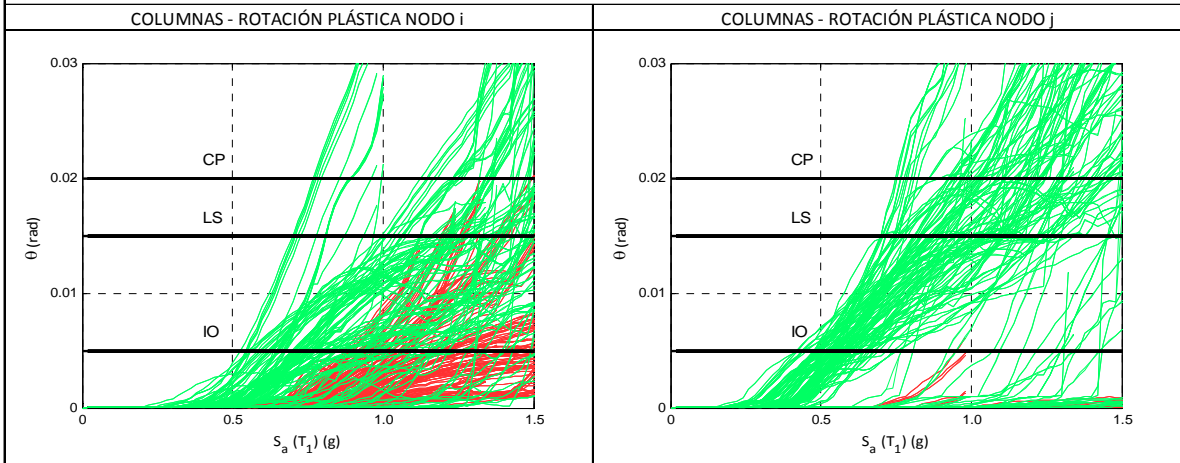
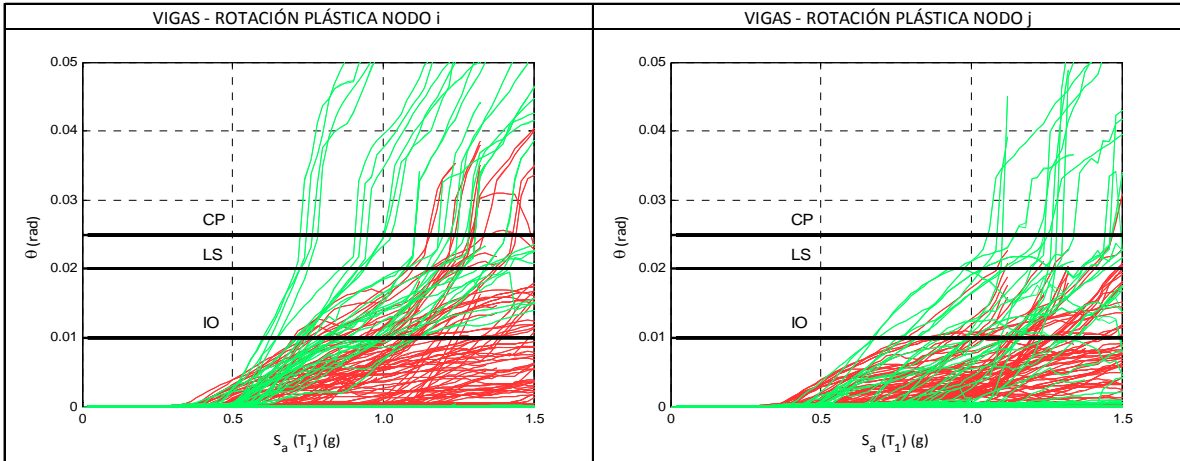
FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DES	HOJA	2/3
CODIGO	01-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P2-DES	HOJA	3/3
CODIGO	01-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



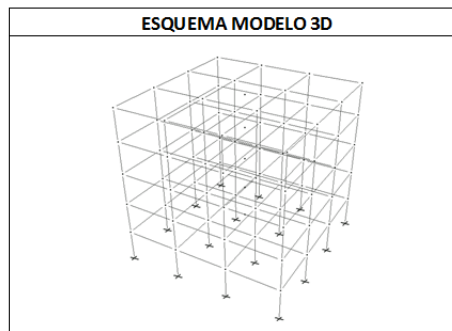
■ Piso1
 ■ Piso2
 ■ Piso3
 ■ Piso4
 ■ Piso5

FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P5-DMI	HOJA	1/3
CODIGO	04-G2	FECHA	12/06/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	5
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	15 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

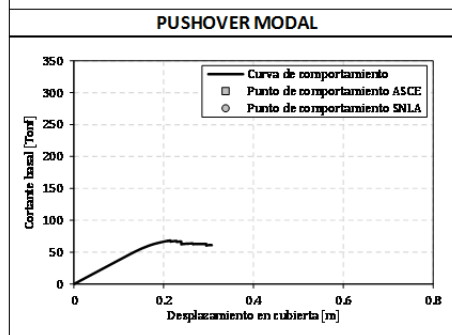
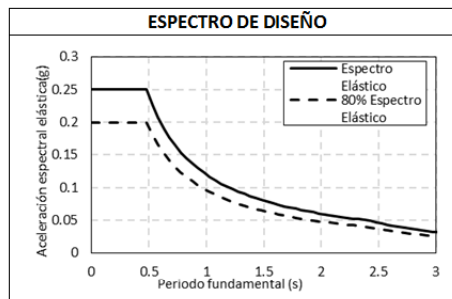
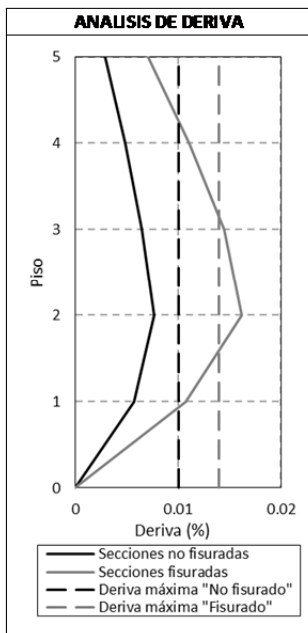
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{sh} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	511 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Alig - 1-D - Y
Peso por piso	141 Ton
Peso Total	703 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DMI	Grupo Uso	I
A _a	0.1	R	2.5
A _v	0.1	I _{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	B	I _{eff} Viga	0.35

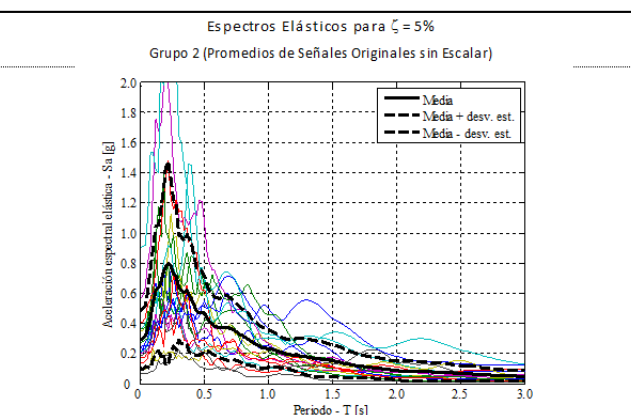
ANALISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
T _{fundamental, NF}	0.5 s	1.6 s
T _{fundamental, F}	-	2.3 s
S _a	0.14	0.05
V _s	96.3 Ton	56.7 Ton
V _{s final (0.8Vs)}	77.0 Ton	77.0 Ton
C _s	0.14	0.11
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	0.92	-

ANALISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V _y	59.00 Ton	Δ_y	160.90 mm
V _{max}	66.01 Ton	Δ_{max}	229.10 mm
V _u	61.15 Ton	Δ_u	304.90 mm
μ_{max}	1.42	μ_u	1.89
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
V _{comportamiento}	-	V _{comportamiento}	-
$\Delta_{comportamiento}$	-	$\Delta_{comportamiento}$	-
H _{demandada}	-	H _{demandada}	-



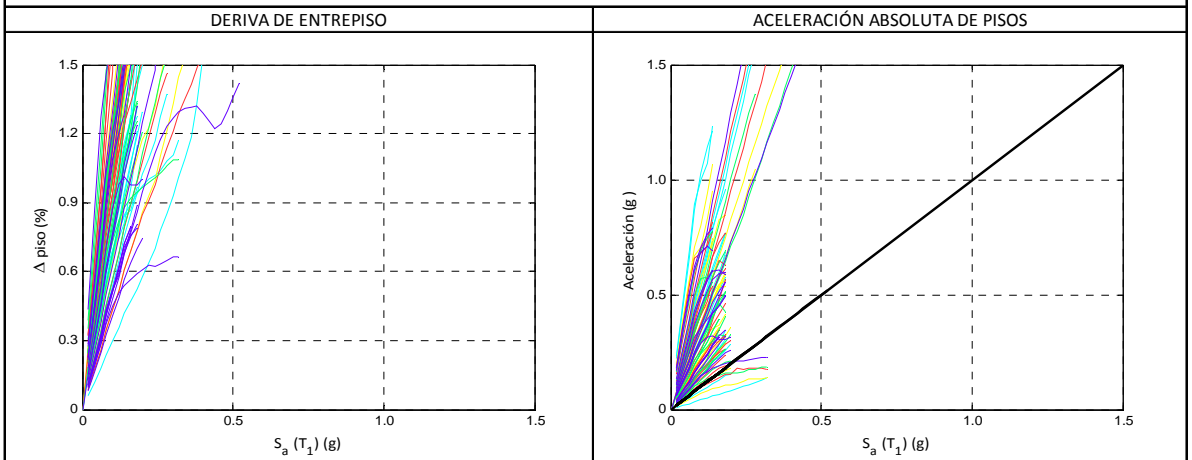
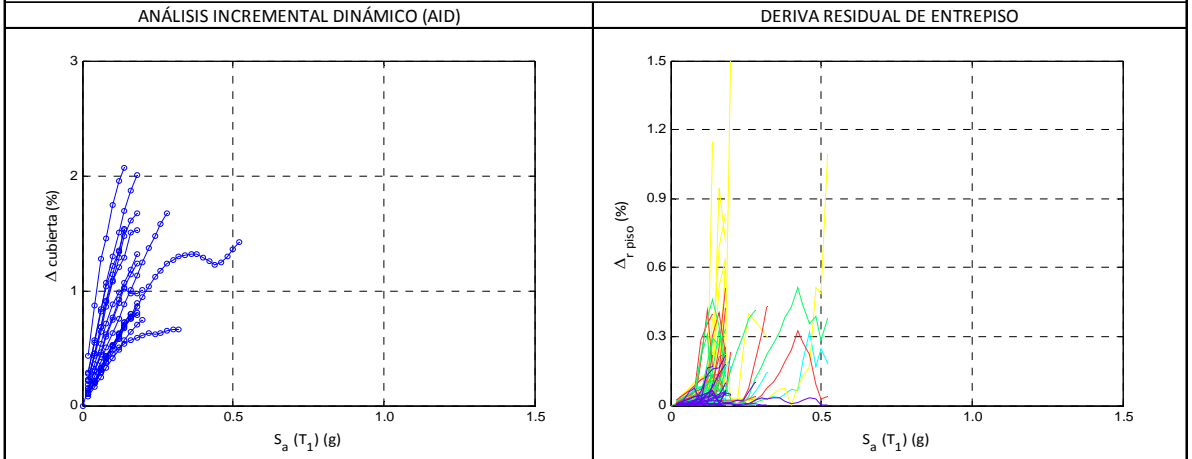
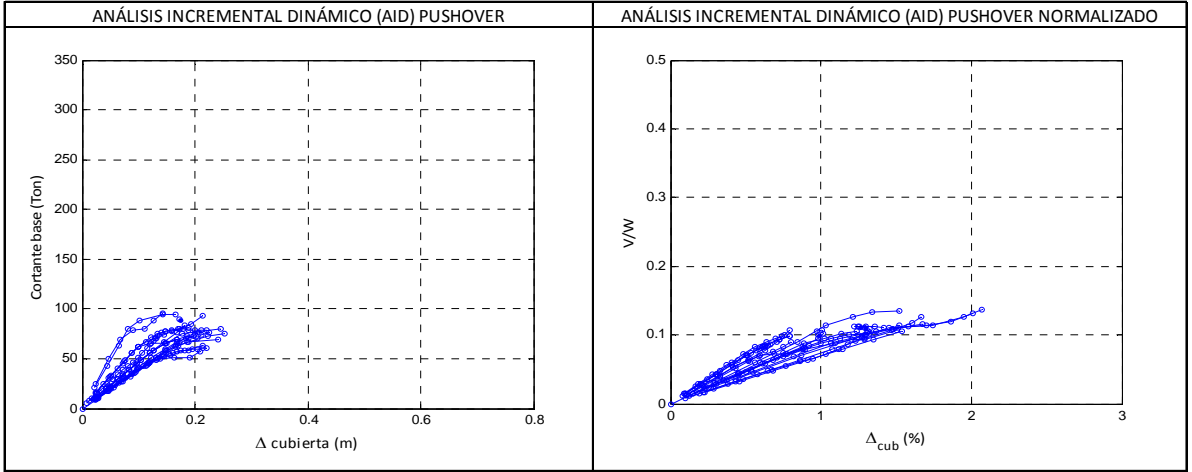
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANALISIS

GRUPOS DE ANALISIS				
GRUPO	CANTIDAD	S _a min (g)	S _a max (g)	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3
Archivo:	Edificio5DMI_ST.xls			



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

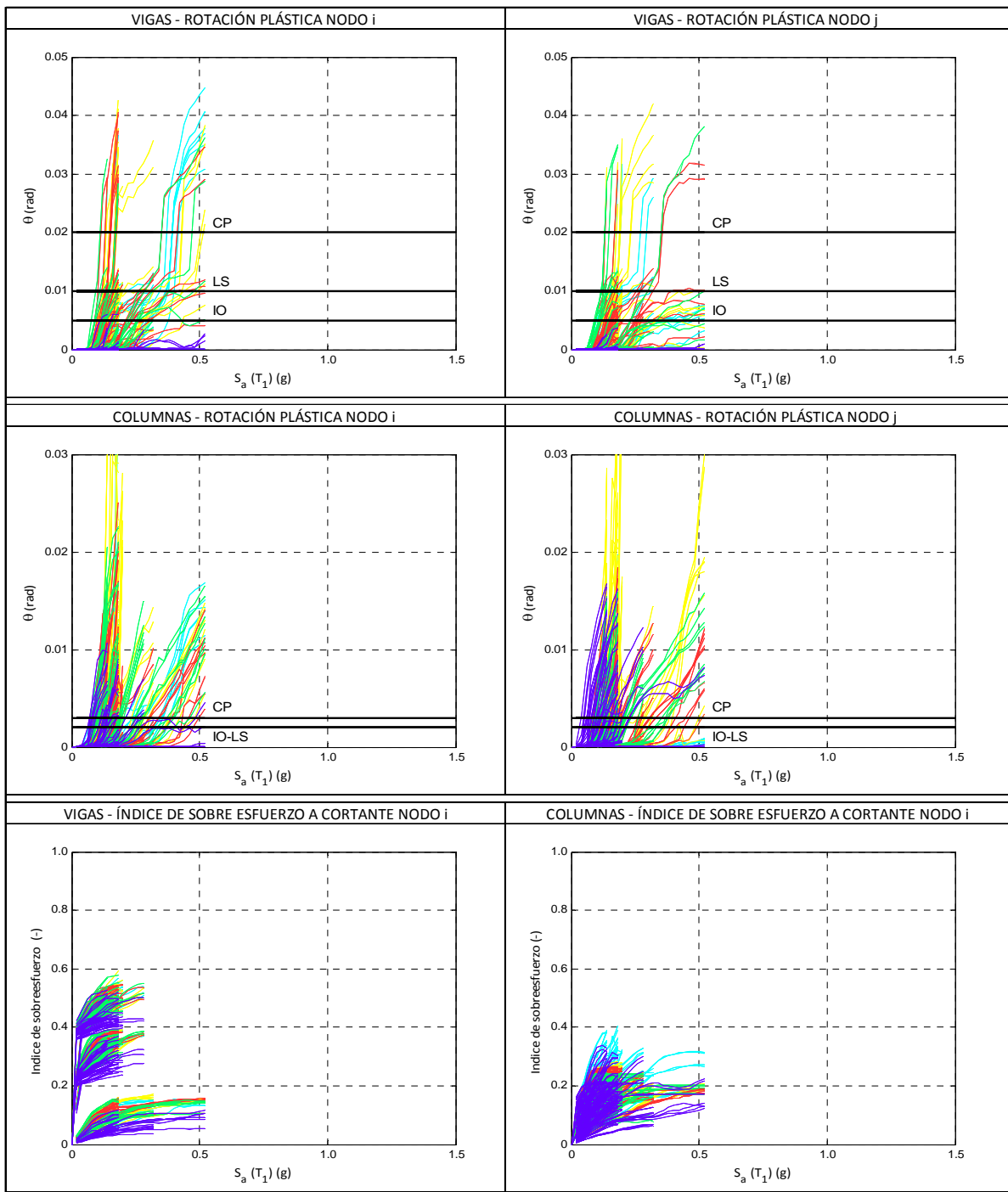
NOMBRE	P5-DMI	HOJA	2/3
CODIGO	04-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



■ Piso1
 ■ Piso2
 ■ Piso3
 ■ Piso4
 ■ Piso5

FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P5-DMI	HOJA	3/3
CODIGO	04-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

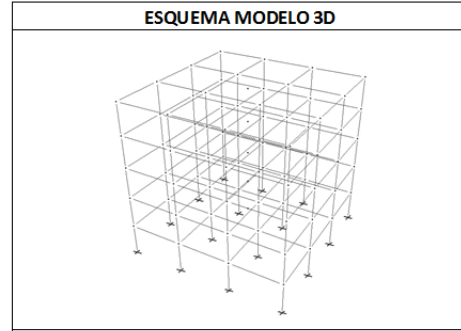


FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P5-DES	HOJA	1/3
CODIGO	03-G2	FECHA	15/07/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	5
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	15 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

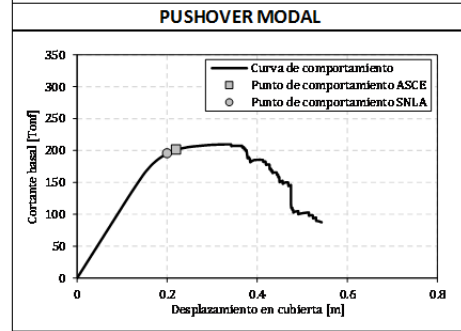
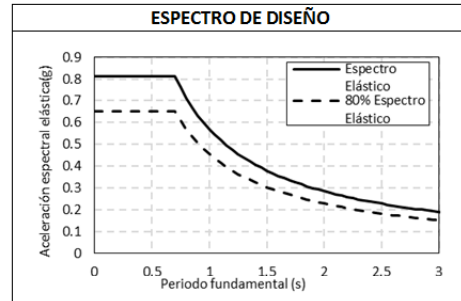
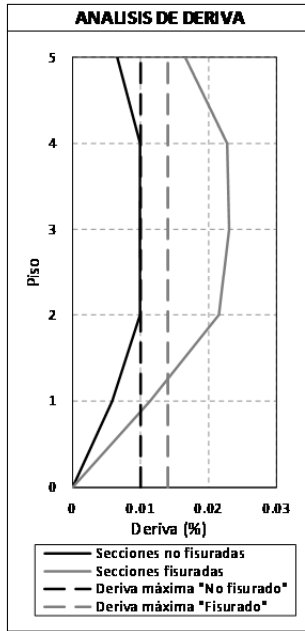
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{ph} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	547 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Allig-1-D-Y
Peso por piso	184 Ton
Peso Total	921 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DES	Grupo Uso	I
A_a	0.25	R	7
A_v	0.25	I_{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	D	I_{eff} Viga	0.35

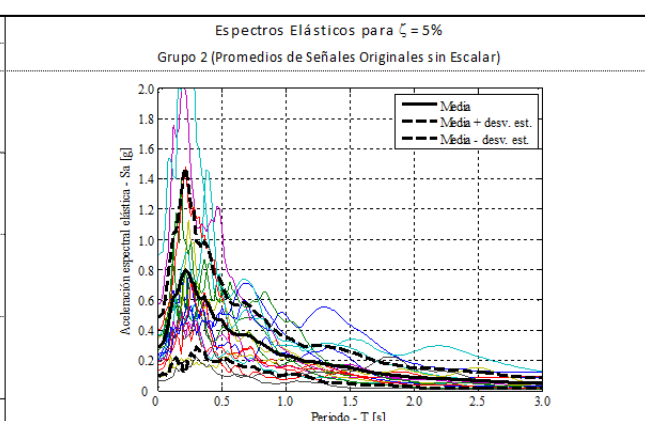
ANÁLISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
$T_{fundamental, NF}$	0.5 s	0.8 s
$T_{fundamental, F}$	-	1.1 s
S_a	0.81	0.50
V_s	748.2 Ton	702.7 Ton
$V_{s final} (0.8Vs)$	598.6 Ton	598.6 Ton
C_s	0.81	0.65
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	2.48	

ANÁLISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V_y	197.00 Ton	Δ_y	205.50 mm
V_{max}	205.00 Ton	Δ_{max}	243.60 mm
V_u	146.14 Ton	Δ_u	472.11 mm
μ_{max}	1.19	μ_u	2.30
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
$V_{comportamiento}$	195.64 Ton	$V_{comportamiento}$	201.32 Ton
$\Delta_{comportamiento}$	200.00 mm	$\Delta_{comportamiento}$	220.00 mm
$\mu_{demandada}$	0.97	$\mu_{demandada}$	1.07



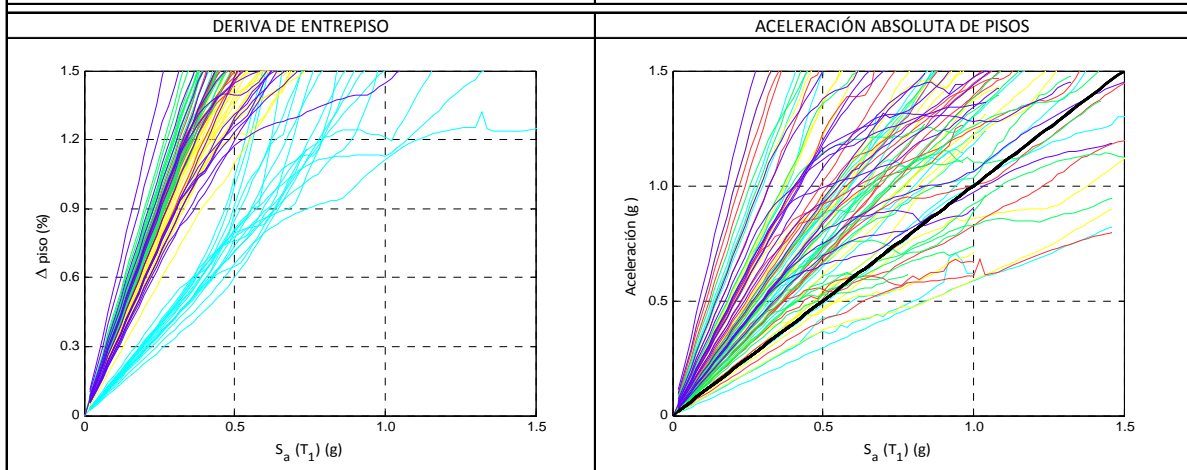
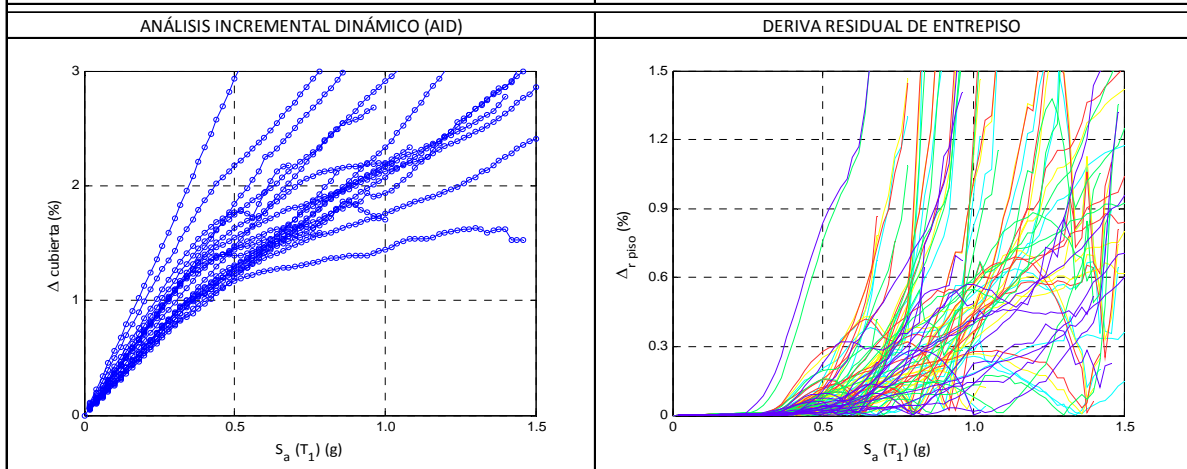
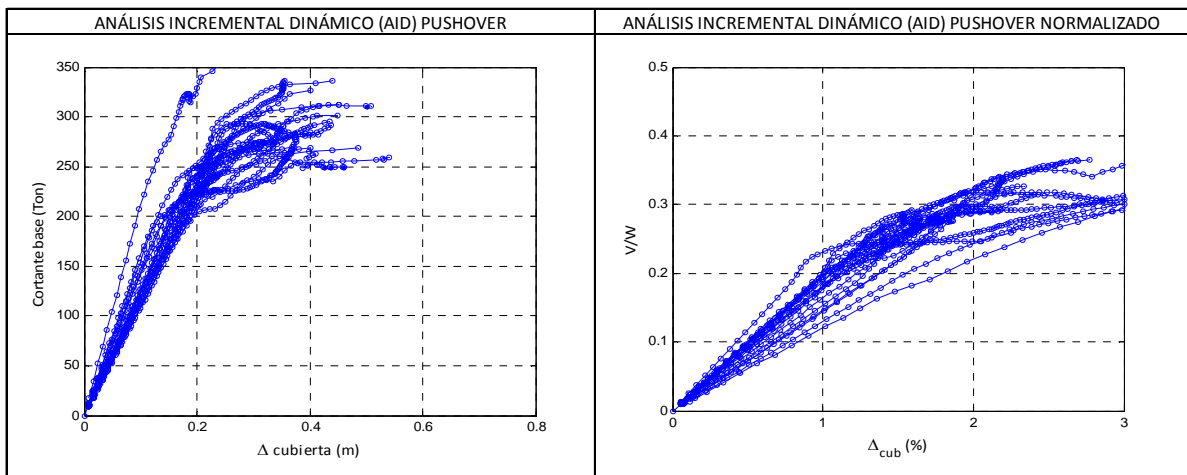
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANÁLISIS

GRUPOS DE ANÁLISIS				
GRUPO	CANTIDAD	S_a min (g)	S_a max (g)	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3
Archivo:	Edificio5DES_ST.xls			



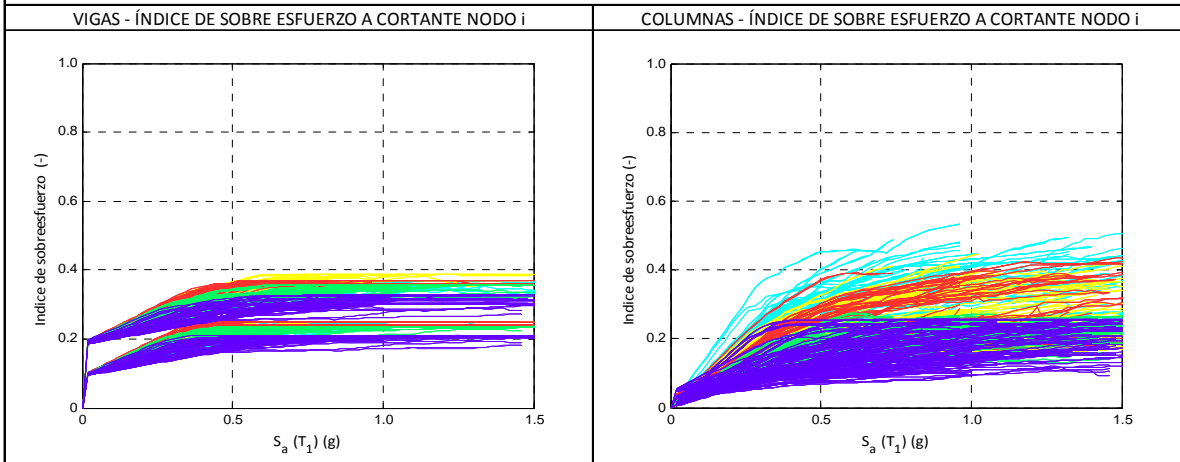
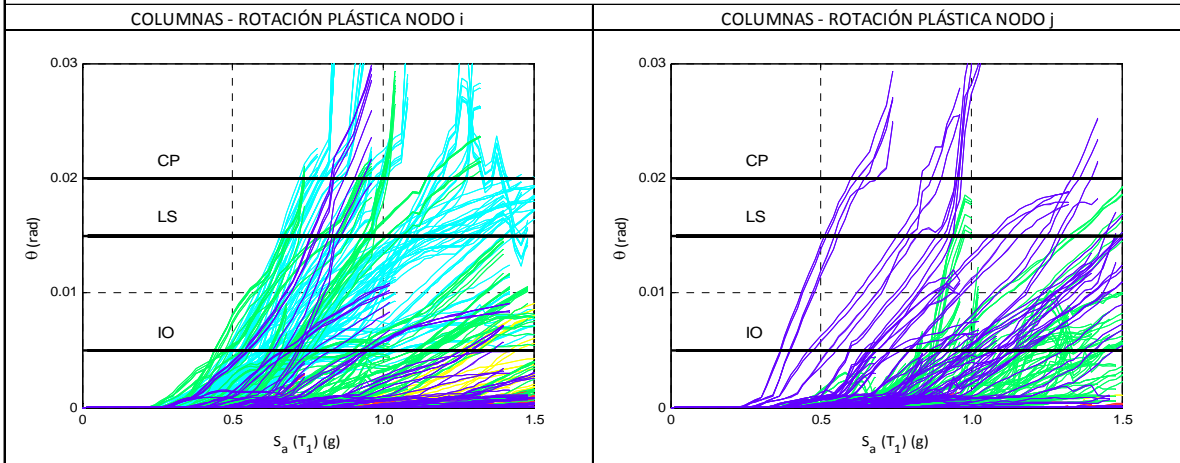
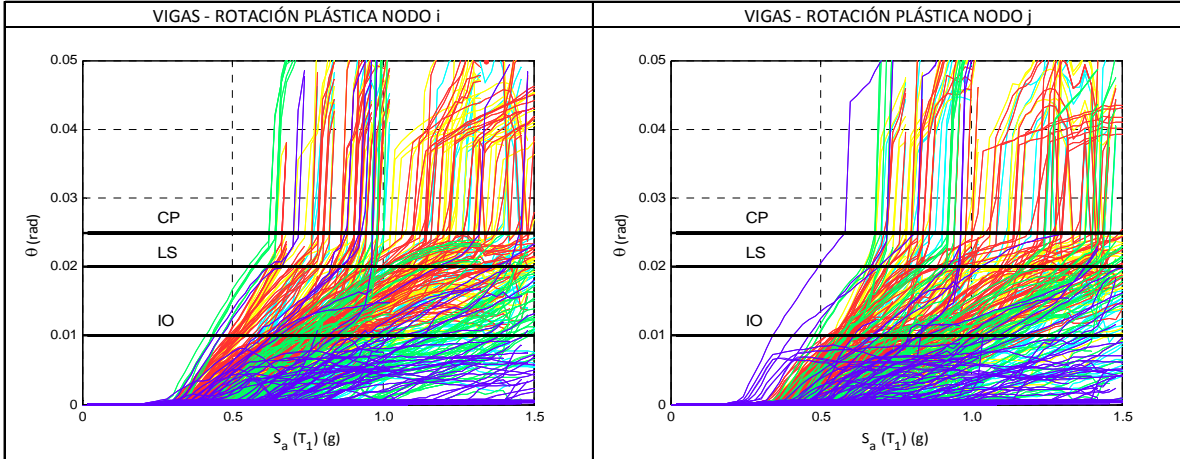
FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P5-DES	HOJA	2/3
CODIGO	03-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P5-DES	HOJA	3/3
CODIGO	03-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

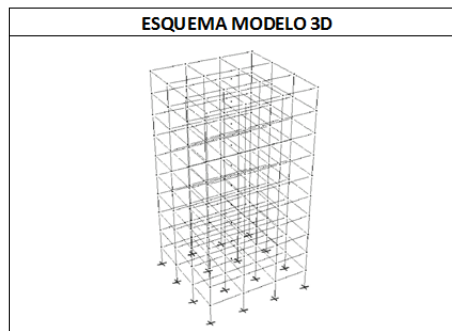


FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P10-DMI	HOJA	1/3
CODIGO	06-G2	FECHA	25/09/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	10
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	30 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

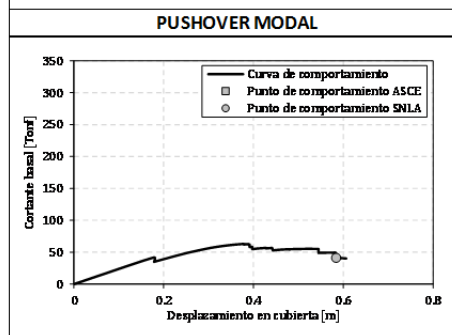
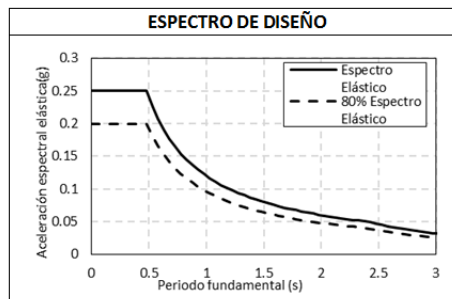
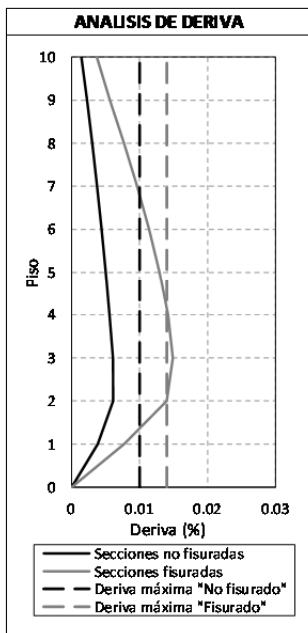
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{sh} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	511 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Alig - 1-D - Y
Peso por piso	149 Ton
Peso Total	1490 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DMI	Grupo Uso	I
A _a	0.1	R	2.5
A _v	0.1	I _{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	B	I _{eff} Viga	0.35

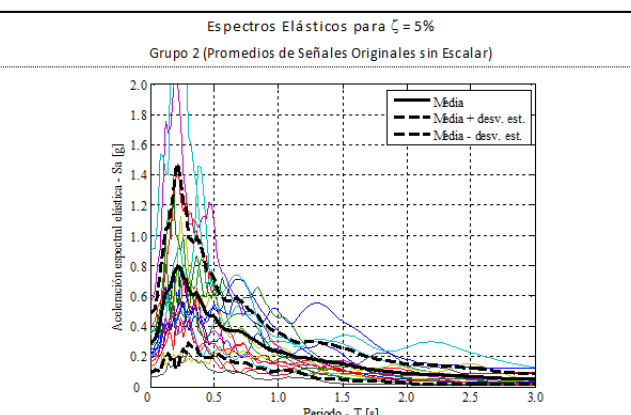
ANALISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
T _{fundamental, NF}	1.0 s	2.7 s
T _{fundamental, F}	-	4.2 s
S _a	0.07	0.00
V _s	109.3 Ton	65.0 Ton
V _{s final (0.8Vs)}	87.5 Ton	87.5 Ton
C _s	0.07	0.06
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.71	

ANALISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V _y	52.77 Ton	Δ_y	277.70 mm
V _{max}	58.12 Ton	Δ_{max}	341.60 mm
V _u	40.25 Ton	Δ_u	604.90 mm
μ_{max}	1.23	μ_u	2.18
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
V _{comportamiento}	41.20 Ton	V _{comportamiento}	-
$\Delta_{comportamiento}$	584.00 mm	$\Delta_{comportamiento}$	-
$\mu_{demandada}$	2.10	$\mu_{demandada}$	-



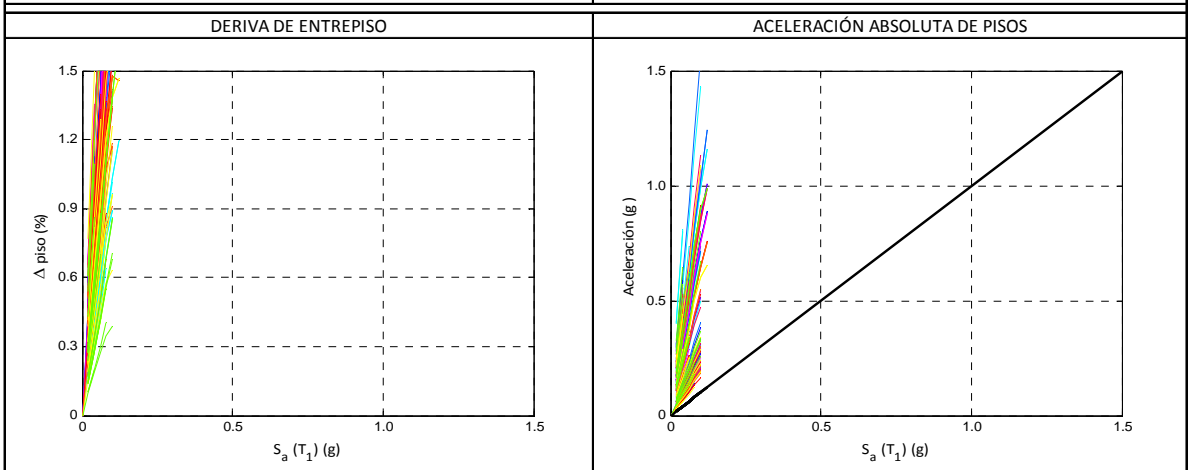
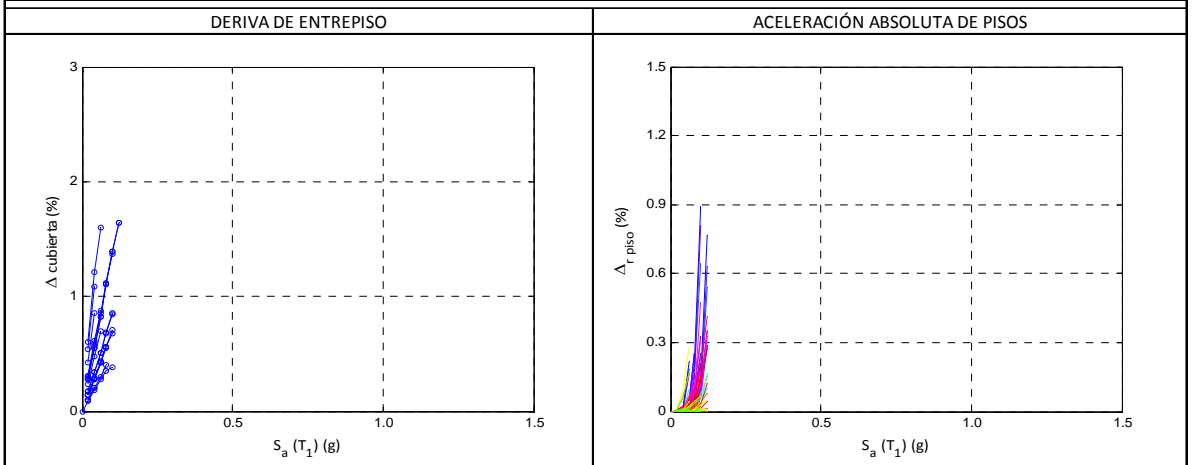
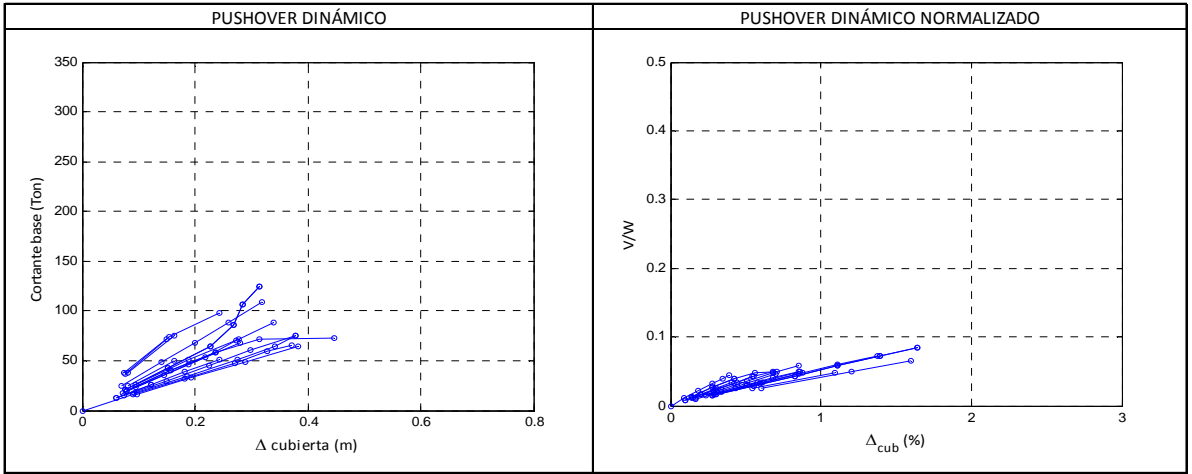
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANALISIS

GRUPOS DE ANALISIS				
GRUPO	CANTIDAD	Sa min (g)	Sa max (g)	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3
Archivo:	Edificio10DMI_ST.xls			



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

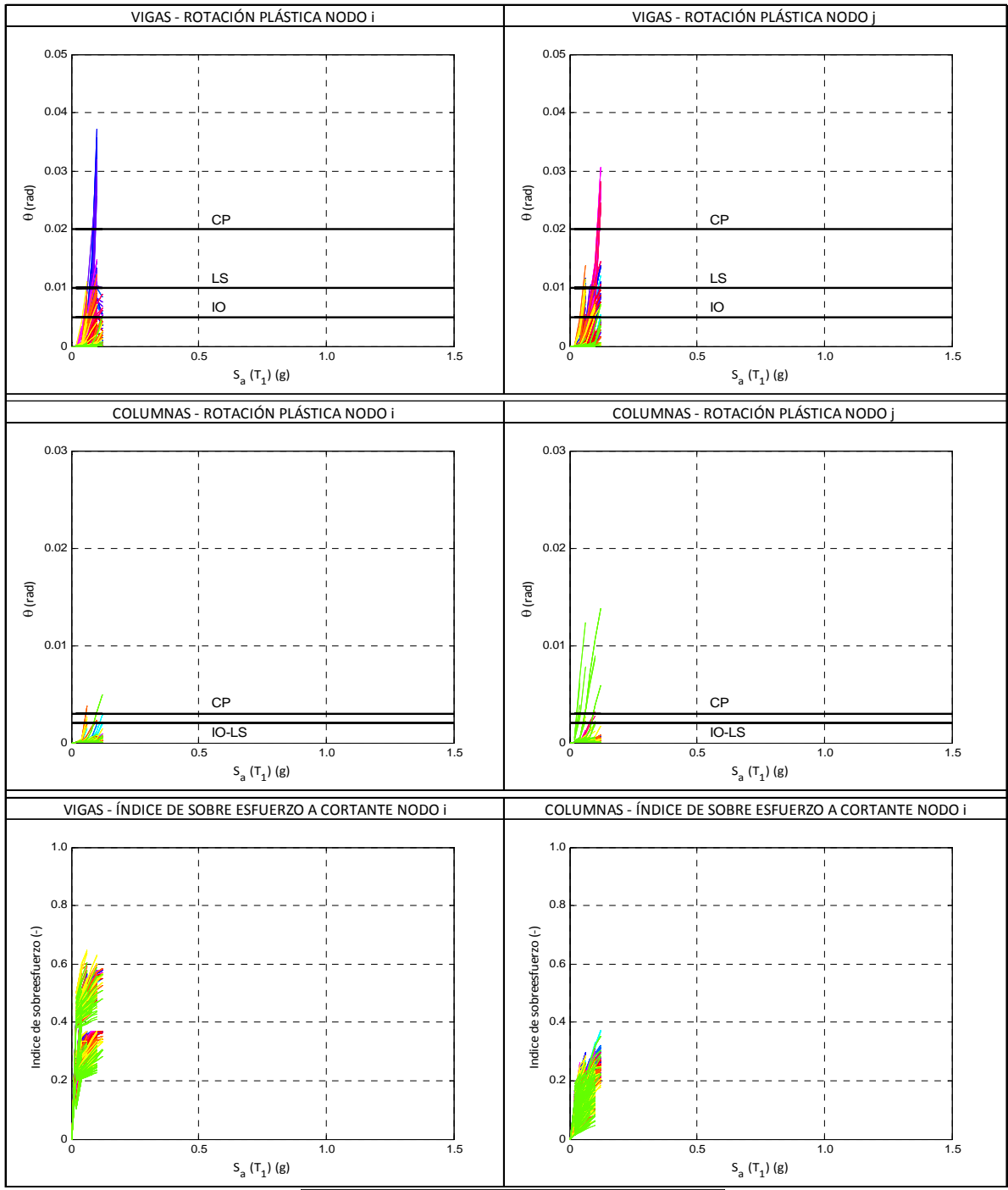
NOMBRE	P10-DMI	HOJA	2/3
CODIGO	06-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



■ Piso1
 ■ Piso2
 ■ Piso3
 ■ Piso4
 ■ Piso5

FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P10-DMI	HOJA	3/3
CODIGO	06-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

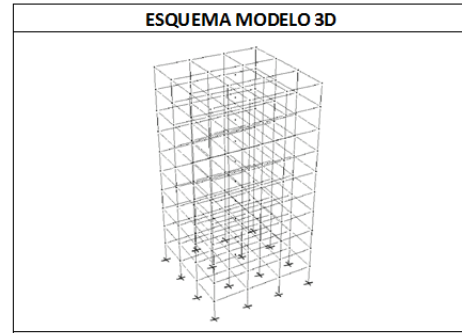


FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P10-DES	HOJA	1/3
CODIGO	05-G2	FECHA	29/11/2014
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	10
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	30 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

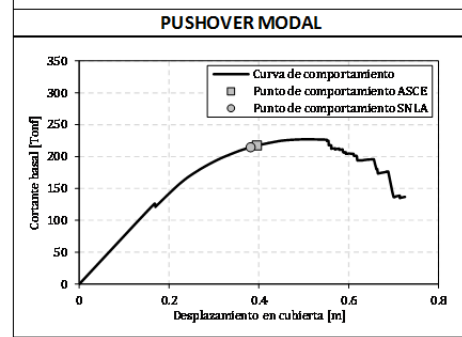
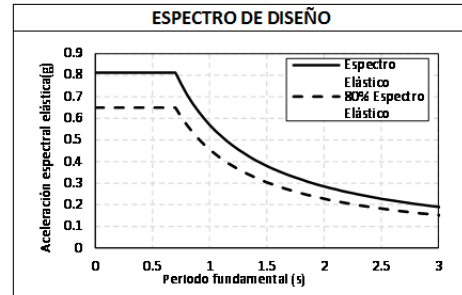
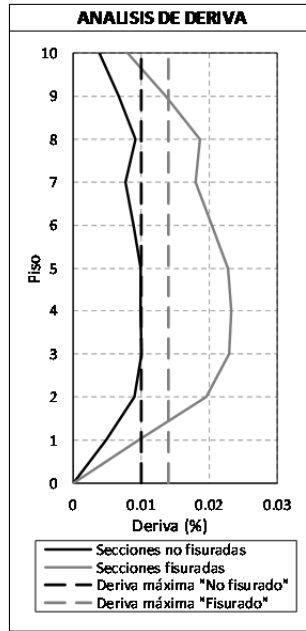
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_c = 0.002$
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{ph} = 0.012$
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon_{su} = 0.1$
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	599 kg/m ²
Carga Viva	180 kg/m ²
Tipos de Losa	Alig - 1-D - Y
Peso por piso	210 Ton
Peso Total	2104 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DES	Grupo Uso	I
A _a	0.25	R	7
A _v	0.25	I _{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	D	I _{eff} Viga	0.35

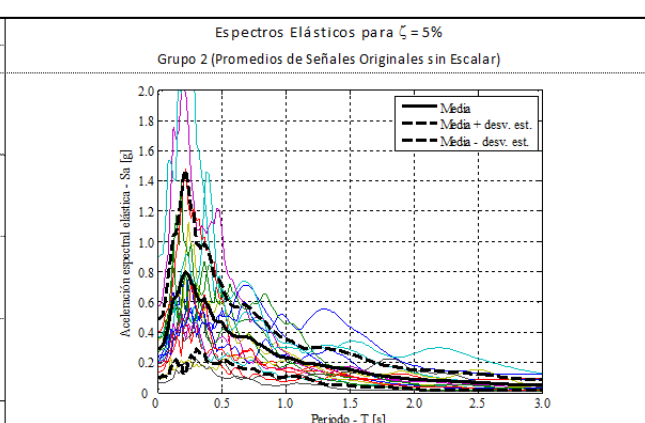
ANÁLISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP2000
T _{fundamental, NF}	1.0 s	1.4 s
T _{fundamental, F}	-	2.1 s
S _a	0.47	0.27
V _s	996.2 Ton	914.2 Ton
V _{s final (0.8Vs)}	797.0 Ton	797.0 Ton
C _s	0.47	0.38
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.77	

ANÁLISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO			
V _y	193.70 Ton	Δ_y	306.90 mm
V _{max}	224.25 Ton	Δ_{max}	422.90 mm
V _u	176.40 Ton	Δ_u	679.75 mm
μ_{max}	1.38	μ_u	2.21
SNLA - ●		ASCE - Coeficientes ■	
V _{comportamiento}	214.69 Ton	V _{comportamiento}	217.31 Ton
$\Delta_{comportamiento}$	382.0 mm	$\Delta_{comportamiento}$	396.0 mm
$\mu_{demandada}$	1.24	$\mu_{demandada}$	1.29



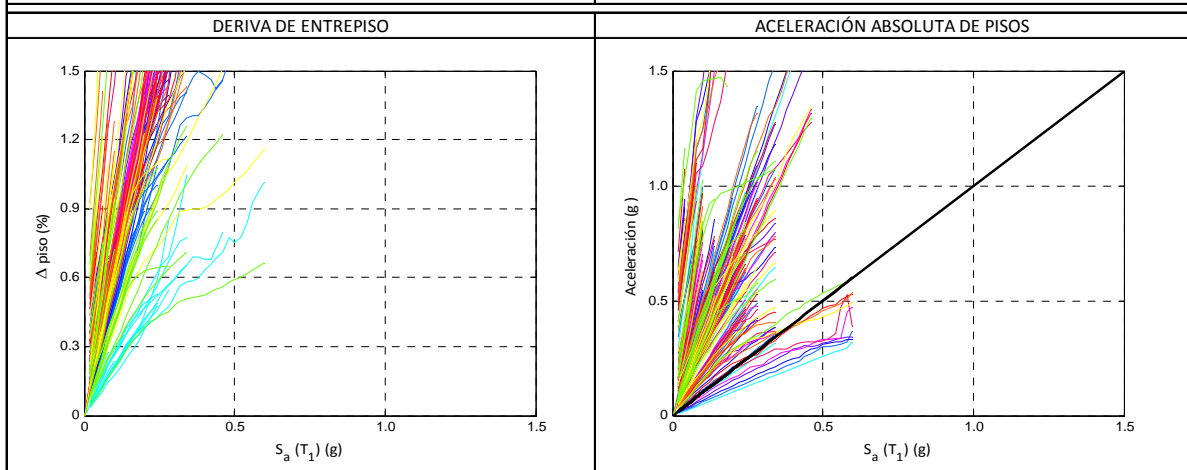
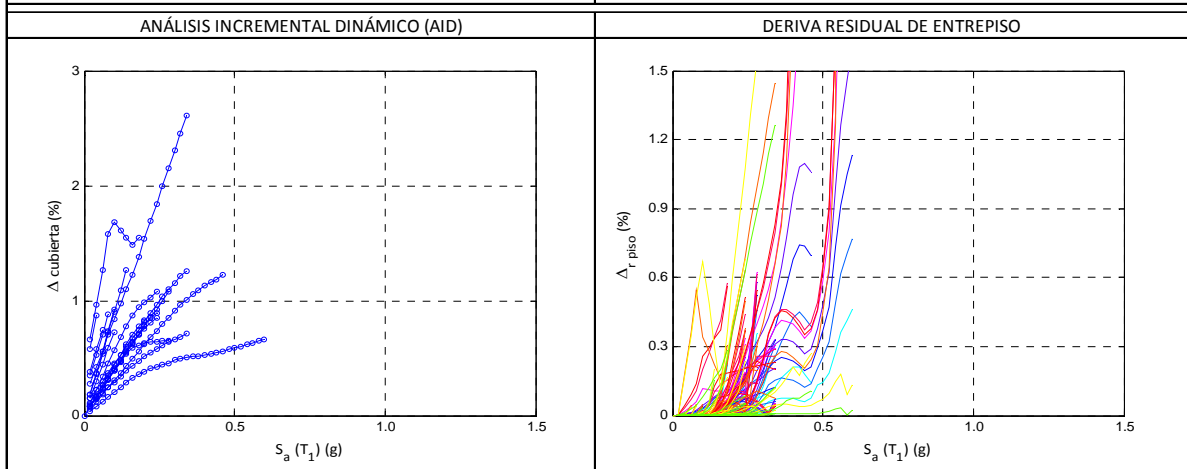
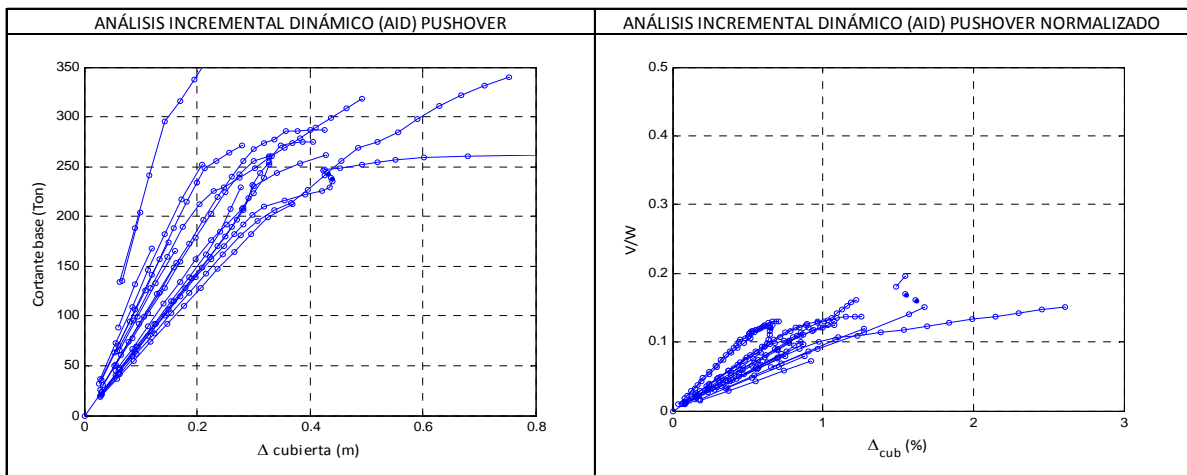
ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION PARA SEÑALES DE ANÁLISIS

GRUPOS DE ANÁLISIS				
GRUPO	CANTIDAD	S _a min (g)	S _a max (g)	REFERENCIA
1	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
3	35	0.02	1.5	Suelos blandos específicos
4	71	0.02	1.5	Grupos 1, 2 y 3
Archivo:	Edificio10DES_ST.xls			



FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

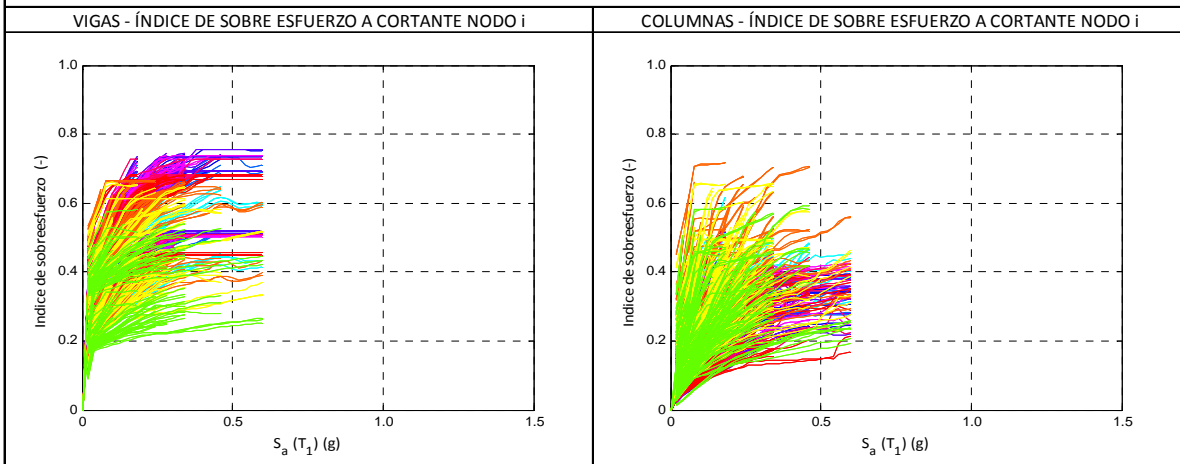
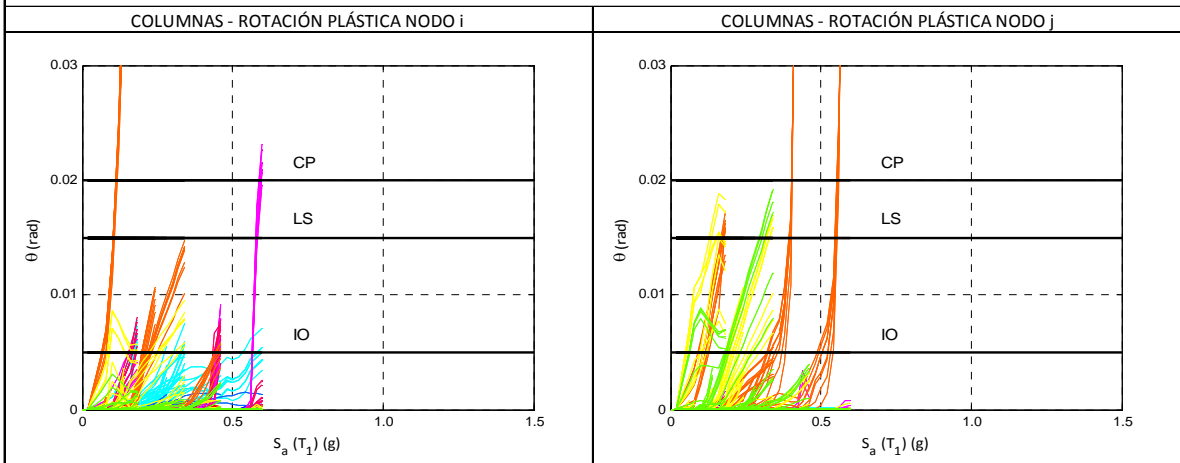
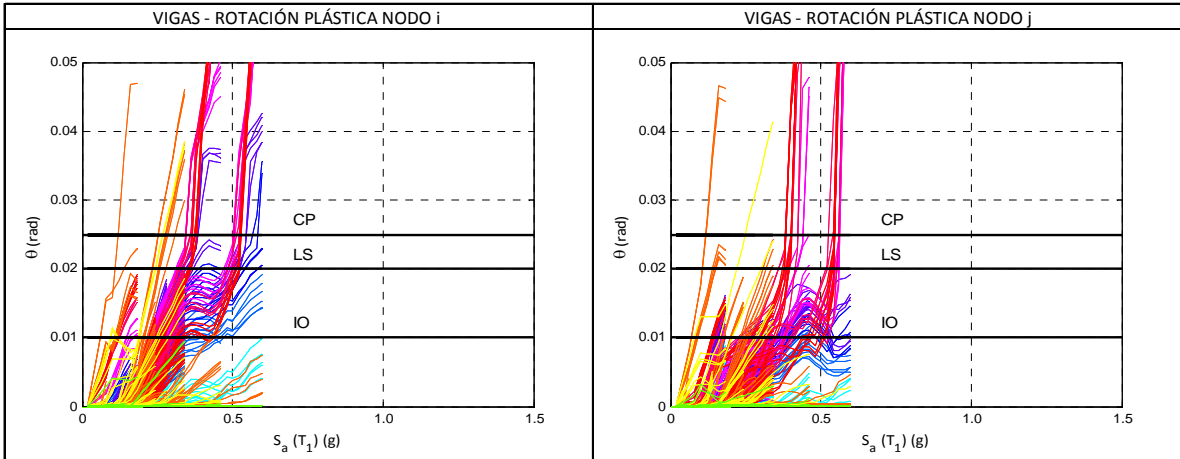
NOMBRE	P10-DES	HOJA	2/3
CODIGO	05-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



■ Piso1
 ■ Piso2
 ■ Piso3
 ■ Piso4
 ■ Piso5

FORMATO DE CARACTERIZACIÓN Y DE RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL DE EDIFICIOS

NOMBRE	P10-DES	HOJA	3/3
CODIGO	05-G2	FECHA	01/07/2015
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL		



APÉNDICE E: RESULTADOS INDIVIDUALES DE PRESUPUESTOS PARA LAS DIFERENTES EDIFICACIONES ANALIZADAS

El presupuesto de reposición de la edificación se realiza estableciendo los costos a nuevo de una edificación equivalente a la que se analiza. Este valor se puede obtener a través de una valoración presupuestal en cada uno de los capítulos de obra como si esta fuera a ser construida desde cero. A continuación se presentan los análisis presupuestales tipo “Top-Down” para las seis (6) edificaciones tipo referenciadas anteriormente.

Tabla E-1. Presupuesto a nuevo edificio P2-DES

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 61,508,001
2000	CIMENTACION	\$ 86,217,400
3000	FACHADAS	\$ 16,335,000
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 112,897,530
5000	ACABADOS PISO	\$ 89,838,245
6000	ACABADOS TECHO	\$ 52,865,543
7000	ACABADOS OTROS	\$ 103,385,898
8000	INSTALACIONES	\$ 27,446,694
9000	CONTENIDOS	\$ 62,094,122
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 63,193,074
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 675,781,507
COSTOS INDIRECTOS		\$ 258,373,445
Lote		\$ 1,242,000,000
Honorarios		\$ 223,026,941
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 2,399,181,894

Tabla E-2. Presupuesto a nuevo edificio P2-DMI

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 51,866,346
2000	CIMENTACION	\$ 72,385,780
3000	FACHADAS	\$ 16,335,000
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 112,897,530
5000	ACABADOS PISO	\$ 89,838,245
6000	ACABADOS TECHO	\$ 52,865,543
7000	ACABADOS OTROS	\$ 103,385,898
8000	INSTALACIONES	\$ 27,446,694
9000	CONTENIDOS	\$ 62,094,122
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 63,193,074
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 652,308,233
COSTOS INDIRECTOS		\$ 257,669,247
	Lote	\$ 1,242,000,000
	Honorarios	\$ 217,628,088
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 2,369,605,568

Tabla E-3. Presupuesto a nuevo edificio P5-DES

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 286,177,477
2000	CIMENTACION	\$ 118,698,870
3000	FACHADAS	\$ 41,728,500
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 224,207,633
5000	ACABADOS PISO	\$ 154,893,644
6000	ACABADOS TECHO	\$ 101,054,099
7000	ACABADOS OTROS	\$ 205,632,859
8000	INSTALACIONES	\$ 67,391,050
9000	CONTENIDOS	\$ 151,768,245
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 136,148,970
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 1,487,701,345
COSTOS INDIRECTOS		\$ 282,731,040
	Lote	\$ 1,242,000,000
	Honorarios	\$ 382,030,058
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 3,394,462,443

Tabla E-4. Presupuesto a nuevo edificio P5-DMI

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 189,585,872
2000	CIMENTACION	\$ 111,599,030
3000	FACHADAS	\$ 41,728,500
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 224,207,632
5000	ACABADOS PISO	\$ 154,893,644
6000	ACABADOS TECHO	\$ 101,054,090
7000	ACABADOS OTROS	\$ 205,632,859
8000	INSTALACIONES	\$ 67,391,050
9000	CONTENIDOS	\$ 151,768,245
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 136,148,970
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 1,384,009,891
COSTOS INDIRECTOS		\$ 279,620,297
	Lote	\$ 1,242,000,000
	Honorarios	\$ 358,181,025
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 3,263,811,213

Tabla E-5. Presupuesto a nuevo edificio P10-DES

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 705,541,351
2000	CIMENTACION	\$ 211,368,840
3000	FACHADAS	\$ 84,051,000
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 477,981,633
5000	ACABADOS PISO	\$ 285,078,653
6000	ACABADOS TECHO	\$ 181,368,335
7000	ACABADOS OTROS	\$ 455,641,680
8000	INSTALACIONES	\$ 130,498,520
9000	CONTENIDOS	\$ 222,353,551
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 236,807,498
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 2,990,691,059
COSTOS INDIRECTOS		\$ 327,820,732
	Lote	\$ 1,242,000,000
	Honorarios	\$ 678,169,900
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 5,238,681,691

TablaE-6. Presupuesto a nuevo edificio P10-DMI

Código	Ítem	Subtotal Capítulos
1000	ESTRUCTURA	\$ 474,864,404
2000	CIMENTACION	\$ 174,196,100
3000	FACHADAS	\$ 84,051,000
4000	MUROS DIVISORIOS Y COMPLEMENTOS	\$ 477,981,633
5000	ACABADOS PISO	\$ 285,078,653
6000	ACABADOS TECHO	\$ 181,368,335
7000	ACABADOS OTROS	\$ 455,641,680
8000	INSTALACIONES	\$ 130,498,520
9000	CONTENIDOS	\$ 222,353,551
10000	COMPLEMENTARIOS	\$ 236,807,498
TOTAL COSTOS DIRECTOS PRESUPUESTADOS		\$ 2,722,841,373
COSTOS INDIRECTOS		\$ 319,785,241
	Lote	\$ 1,242,000,000
	Honorarios	\$ 616,564,472
COSTOS TOTALES PRESUPUESTADOS		\$ 4,901,191,086

APÉNDICE F: MODELO DE COMPONENTES DE EDIFICACIONES CARACTERÍSTICAS ANALIZADAS

Para el análisis de vulnerabilidad, los componentes individuales deben agruparse en tipo de componentes. Estos deben asignarse piso a piso considerando que los parámetros de demanda sísmica (*PDS*) varían consecuentemente. A cada tipo de componente se asigna los siguientes parámetros:

- Categoría del componente
- Especificación de fragilidad.
- Descripción del módulo susceptible a daño y de la unidad a considerar.
- Cantidad de unidades.
- Parámetro de demanda.
- Correlación entre daños en los componentes del grupo.

A continuación se presentan los componentes individuales por piso tipo asignados a cada una de las doce configuraciones de edificaciones analizadas.

Tabla F-1. P2-DES Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (<i>PDS</i>)	Correlación
Pisos 1,2	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Aceleración)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Deriva)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-2. P2-DES Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-3. P2-DMI Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-4. P2-DMI Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-5. P5-DES Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Aceleración)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Deriva)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-6. P5-DES Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-7. P5-DMI Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendingo (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-8. P5-DMI Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-9. P10-DES Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Aceleración)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Deriva)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-10. P10-DES Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-11. P10-DMI Acabados dúctiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.003a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	16	B2022.001	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall + Enchape	5mx3m	1	C3011.002b	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Drywall	5mx3m	2	C1011.001a	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

Tabla F-12. P10-DMI Acabados frágiles

Piso	Grupo	Subgrupo	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	Parámetro de Demanda Sísmica (PDS)	Correlación
Pisos 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	Estructural	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.091a	Deriva	No
	Estructural	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.091b	Deriva	No
	No Estructural	Cielorraso Pañete	5mx5m	9	C3032.005a	Aceleración	No
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Fachada Mampostería Confinada	5mx3m	3	C1011.006b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada + Enchape	5mx3m	1	C1011.005b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Mampostería Confinada	5mx3m	2	C1011.004b	Deriva	Si
	No Estructural	Tubería gas	22ml	1	D2022.025a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería eléctrica	110ml	1	D2021.011a	Aceleración	Si
	No Estructural	Tubería aguas	62ml	1	D2022.011a	Aceleración	Si
	Contenidos	Contenidos (Accel)	5mx5m	8	E2022.010	Aceleración	No
	Contenidos	Contenidos (Drift)	5mx5m	8	E2022.010a	Deriva	No

APÉNDICE G: FUNCIONES DE FRAGILIDAD PARA EL ANÁLISIS

Todos los componentes susceptibles a sufrir daño que conforman la edificación se caracterizan por medio de una especificación completa de fragilidad. Esta descripción incluye una descripción completa del componente; la caracterización de los estados de daño y la reparación; la interrelación entre estados de daño; el parámetro de demanda resultante del análisis de respuesta sísmica; la función de fragilidad de cada estado de daño; las funciones de probabilidad de los costos y tiempos de reparación/reposición en cada estado.

Se realizó una compilación de información disponible en relación a funciones de fragilidad de componentes estructurales y no estructurales. A continuación se presentan las funciones de fragilidad utilizadas en el estudio con sus respectivas fichas técnicas en un formato resumen.

Tabla G-1. Funciones de fragilidad utilizadas en el estudio

Código	Tipo	Descripción	Ficha Técnica
C3032.002a	Cielorraso	Cielorraso suspendido, apoyo vertical	Figura
C3032.003a	Cielorraso	Cielorraso suspendido, apoyo vertical y lateral	Figura
C3032.005a	Cielorraso	Cielorraso con pañete	Figura
B1041.001a	Concreto	DES, Col & Vig = 24" x 24", Una viga	Figura
B1041.001b	Concreto	DES, Col & Vig = 24" x 24", Dos vigas	Figura
B1041.003a	Concreto	DES, Col & Vig = 36" x 36", Una viga	Figura
B1041.003b	Concreto	DES, Col & Vig = 36" x 36", Dos vigas	Figura
B1041.091a	Concreto	DML, Col & Vig = 24" x 24", Una viga	Figura
B1041.091b	Concreto	DML, Col & Vig = 24" x 24", Dos vigas	Figura
B1041.093a	Concreto	DML, Col & Vig = 36" x 36", Una viga	Figura
B1041.093b	Concreto	DML, Col & Vig = 36" x 36", Dos vigas	Figura
C1011.001a	Divisorios	Muro Drywall	Figura
B2022.001	Fachada	Fachada Flotante tipo Muro Cortina	Figura
C3011.002b	Acabados	Muro Drywall + Enchape	Figura
C1011.004a	Divisorios	Muro mampostería no confinada	Figura
C1011.004b	Divisorios	Muro mampostería confinada	Figura
C1011.005a	Divisorios	Muro mampostería no confinada + Enchape	Figura
C1011.005b	Divisorios	Muro mampostería confinada + Enchape	Figura
C1011.006a	Fachada	Fachada mampostería no confinada + Vidrio	Figura
C1011.006b	Fachada	Fachada mampostería confinada + Vidrio	Figura
D2022.025a	Tubería	Tubería de Gas	Figura
D2021.011a	Tubería	Tubería Eléctrica	Figura
D2022.011a	Tubería	Tubería Aguas	Figura
E2022.010	Contenidos	Contenidos susceptibles a daño por aceleración	Figura
E2022.010a	Contenidos	Contenidos susceptibles a daño por deriva	Figura

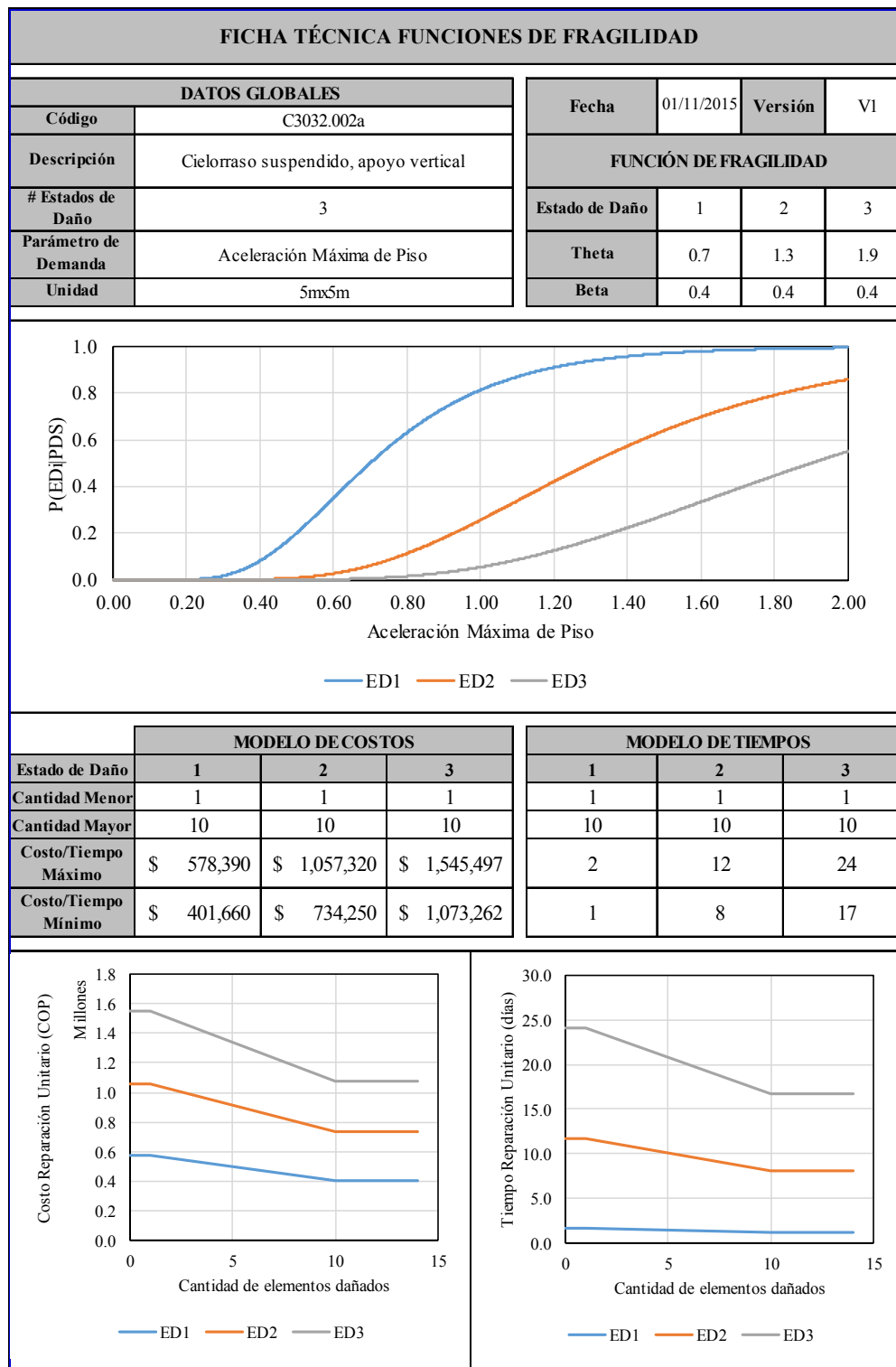


Figura G-1 Cielorraso suspendido con apoyo vertical

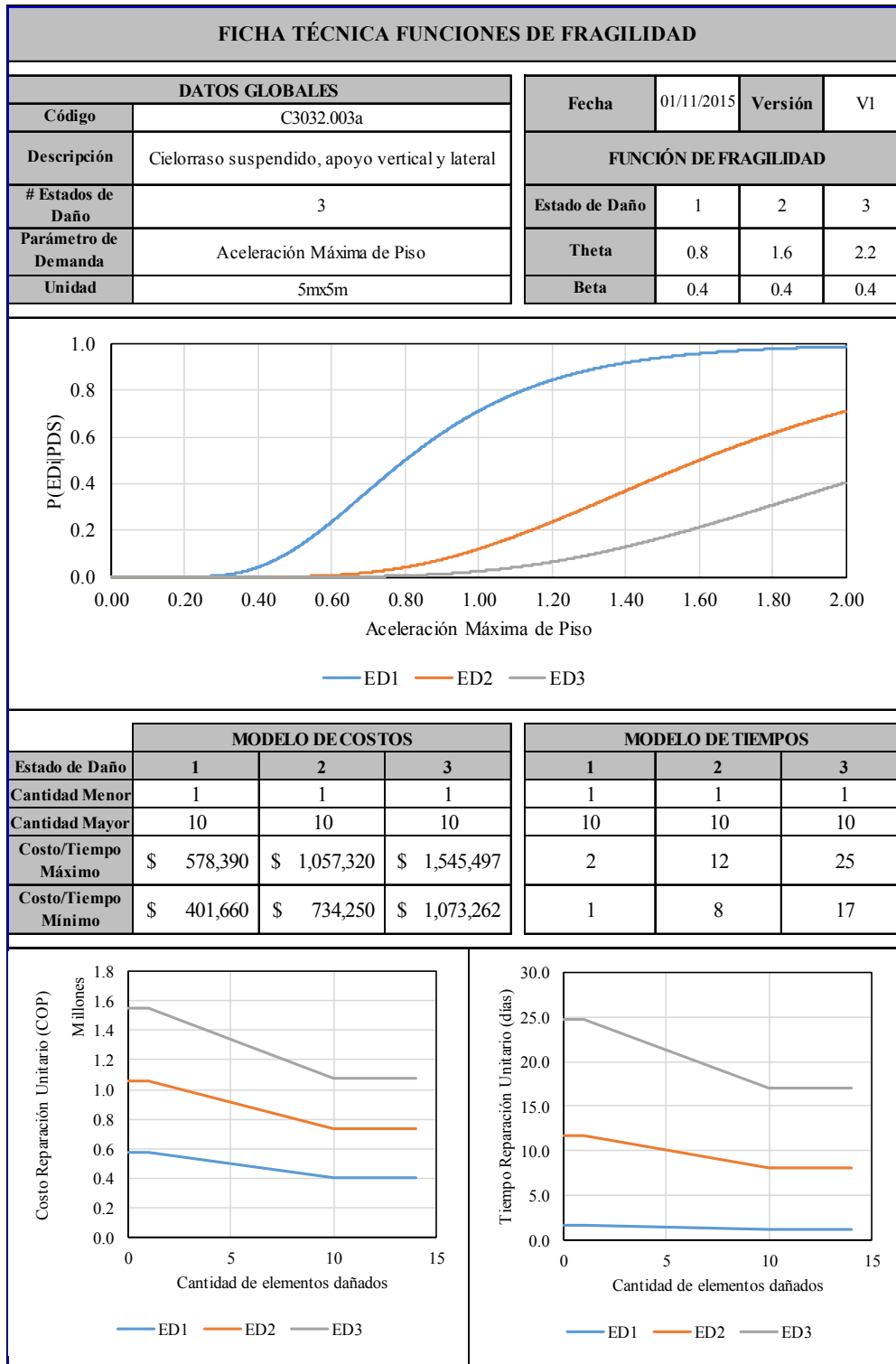


Figura G-2. Cielorraso suspendido con apoyo vertical y horizontal

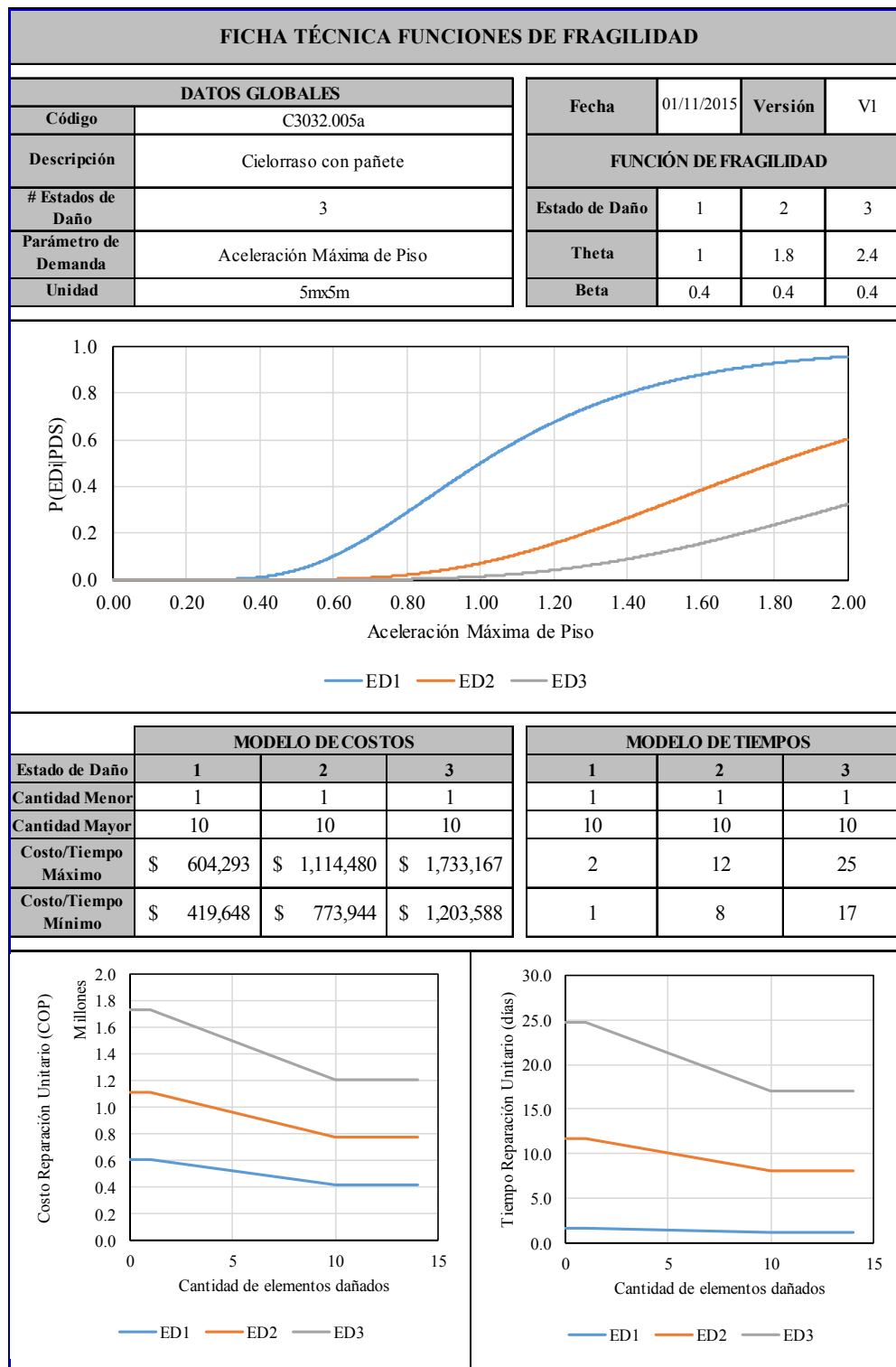


Figura G-3. Cielorraso con pañete

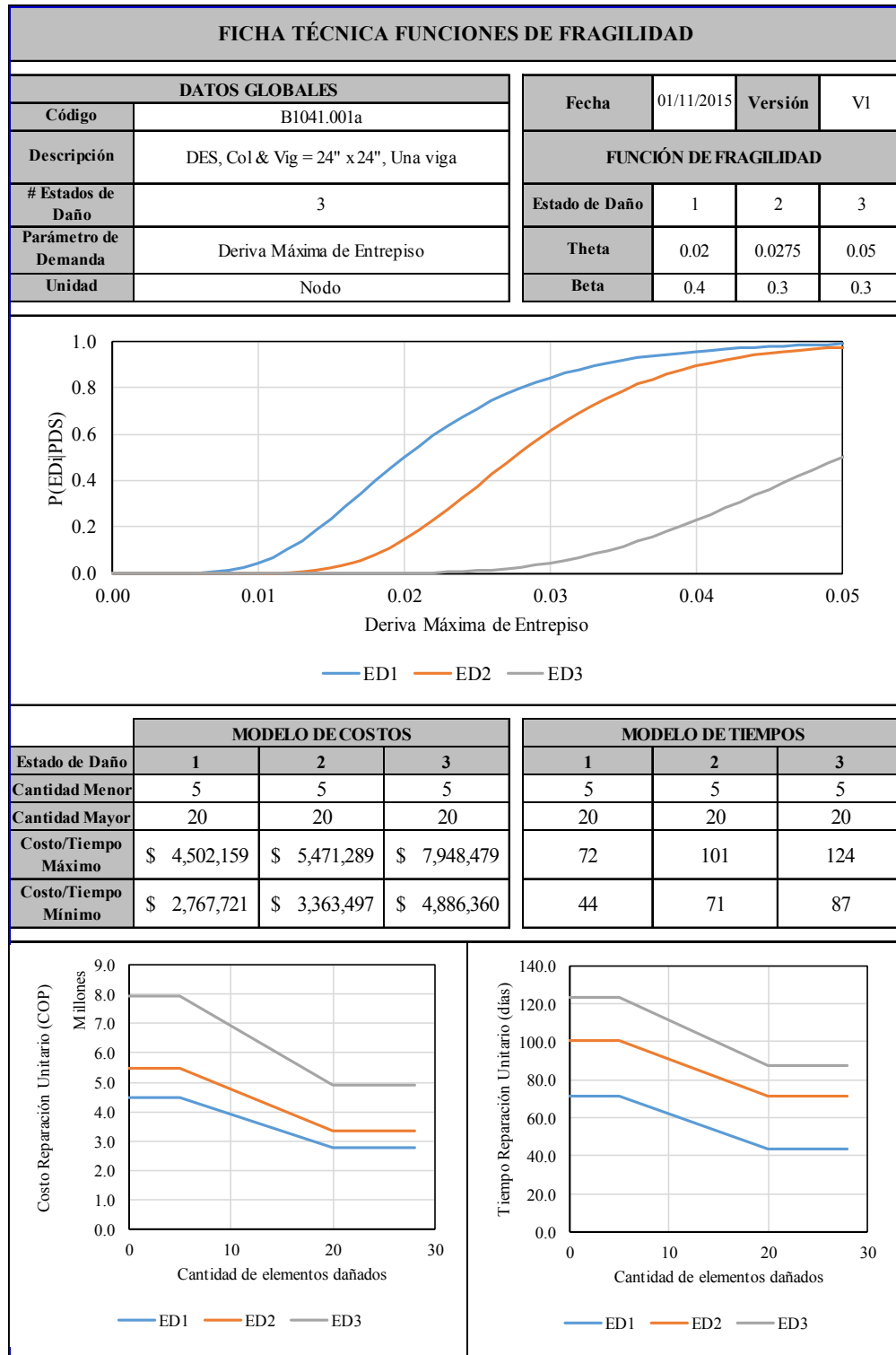


Figura G-4. Nodo DES una viga 24" x 24"

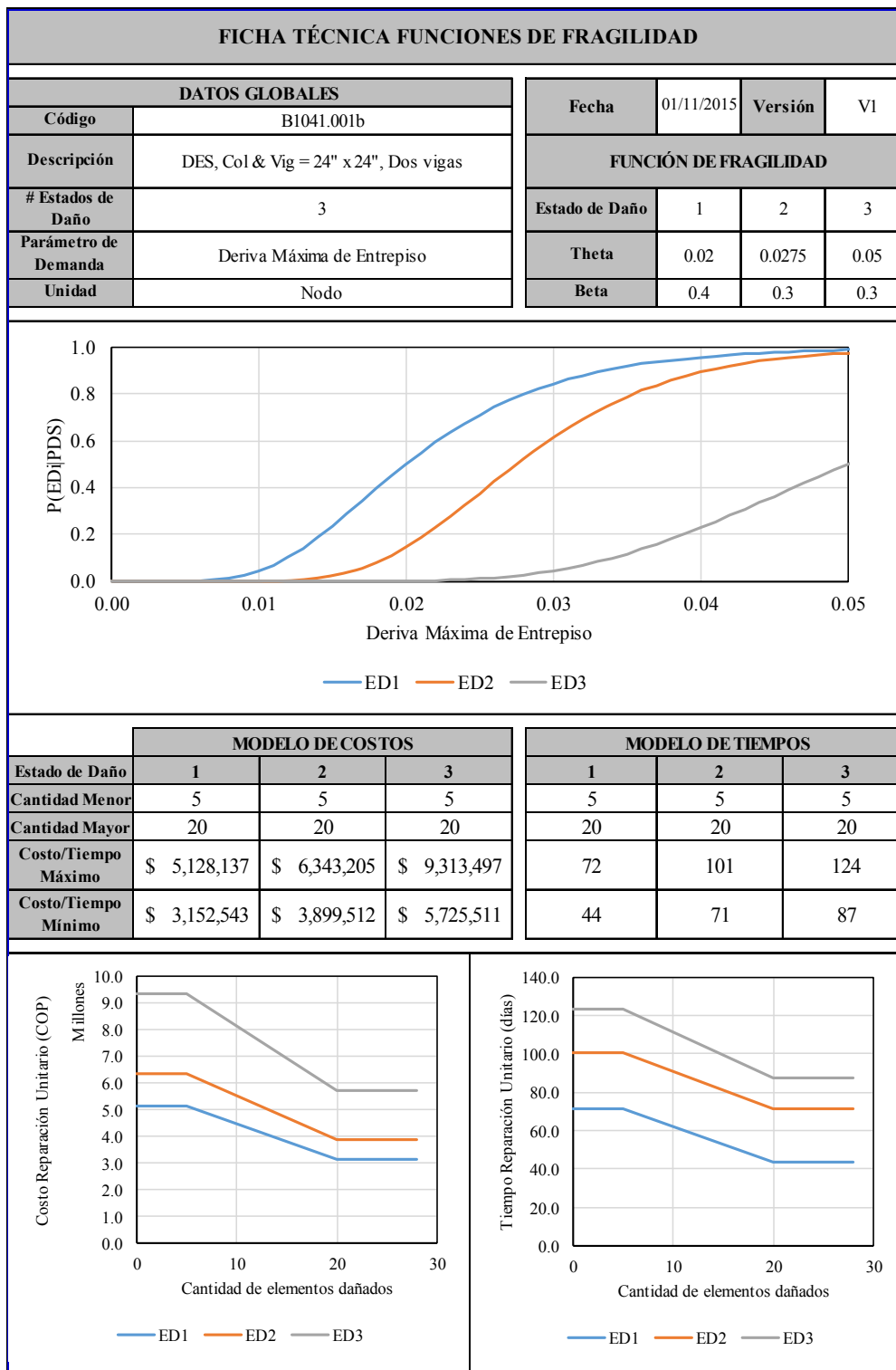


Figura G-5. Nodo DES dos vigas 24"x 24"

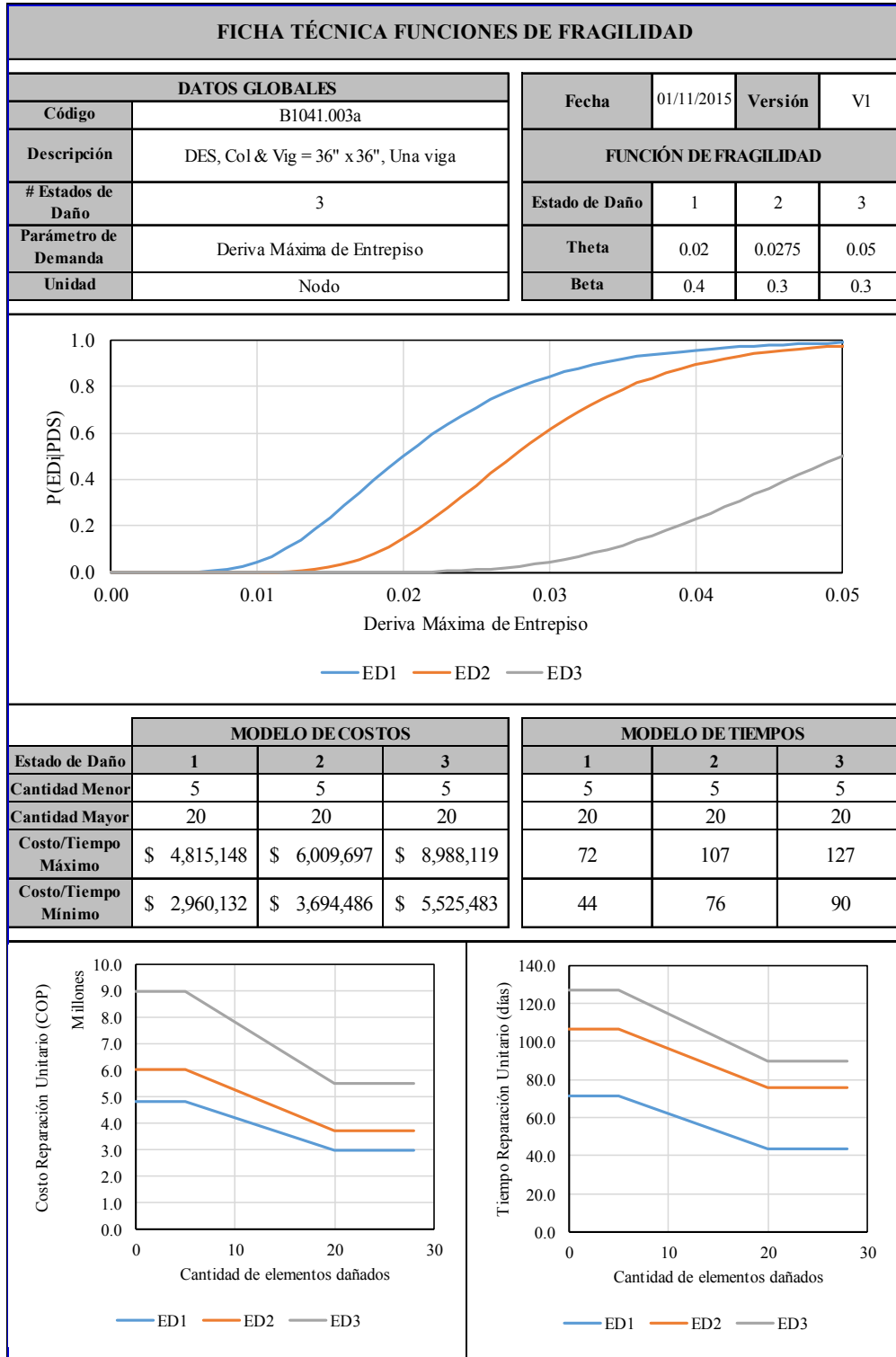


Figura G-6. Nodo DES una viga 36”x 36”

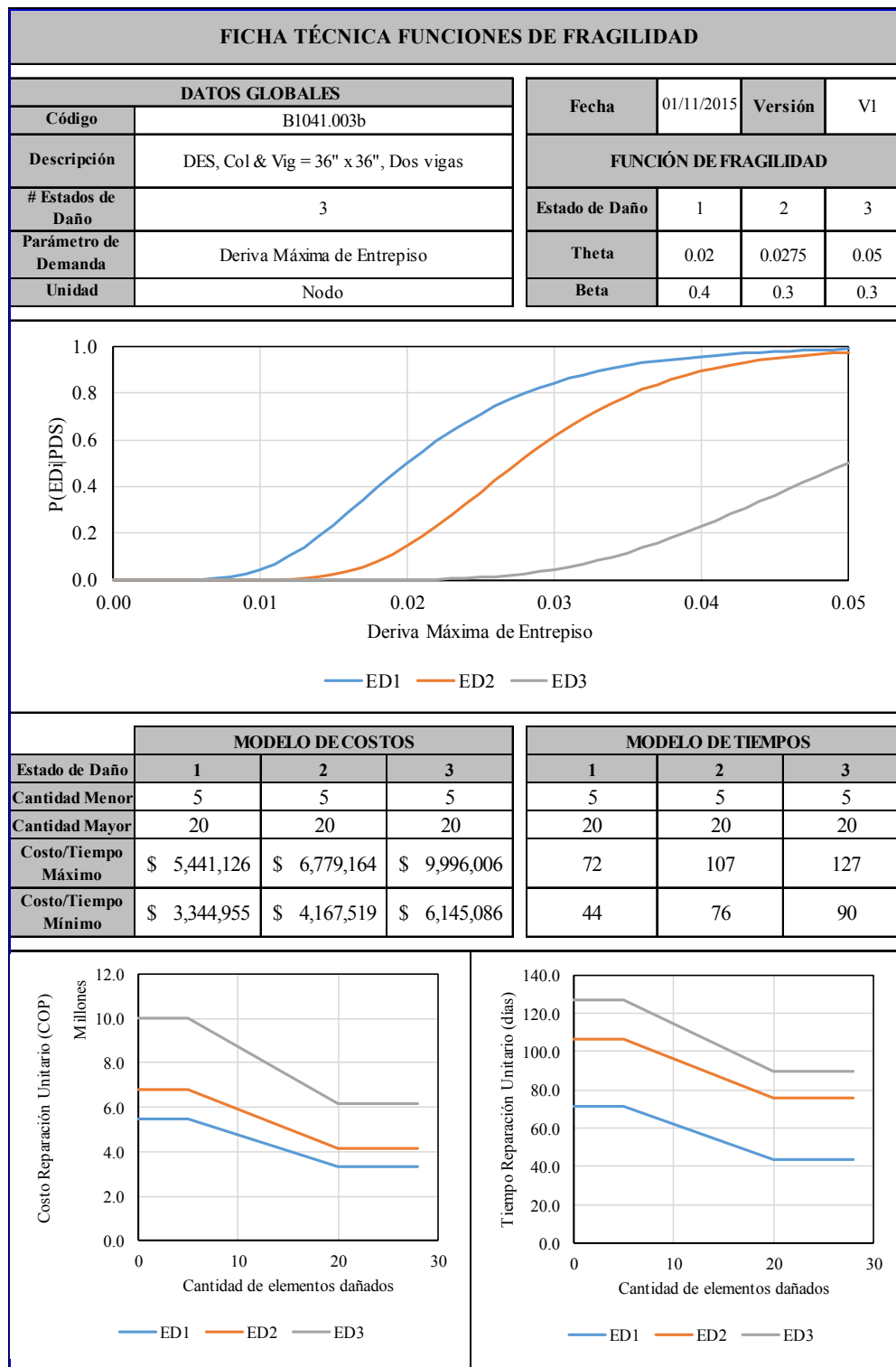


Figura G-7. Nodo DES dos vigas 36”x 36”

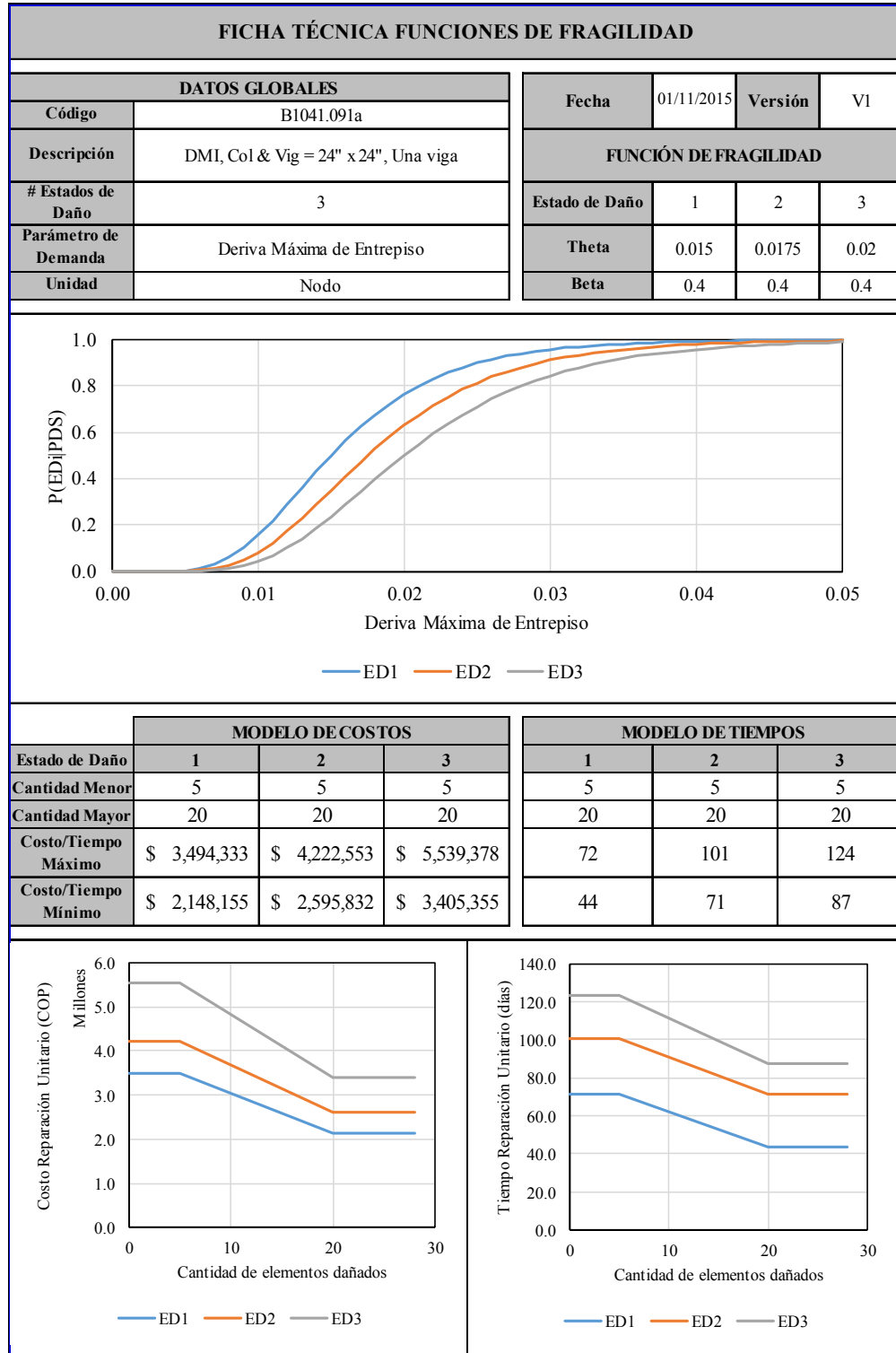


Figura G-8. Nodo DMI una viga 24"x 24"

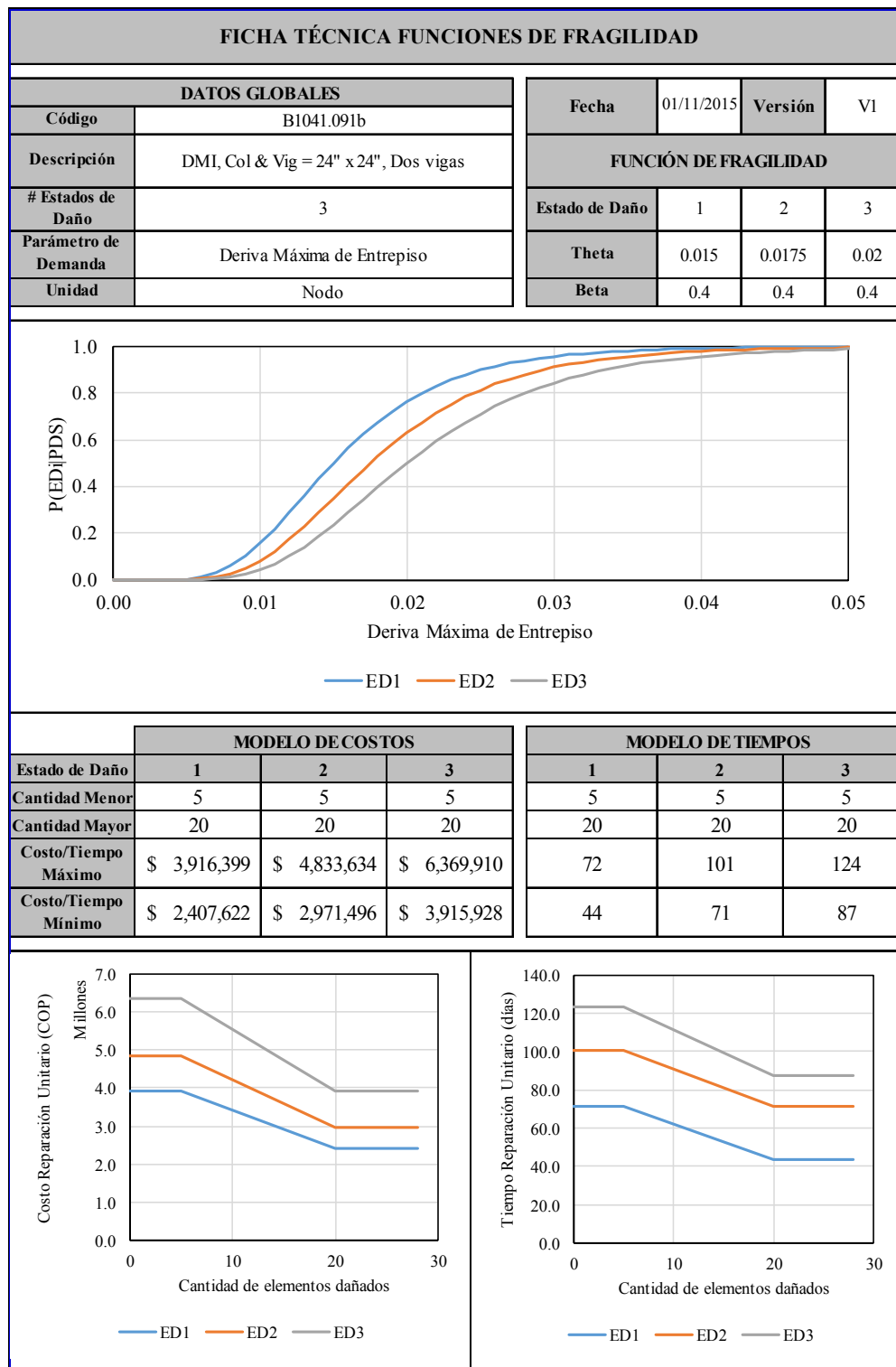


Figura G-9. Nodo DMI dos vigas 24”x 24”

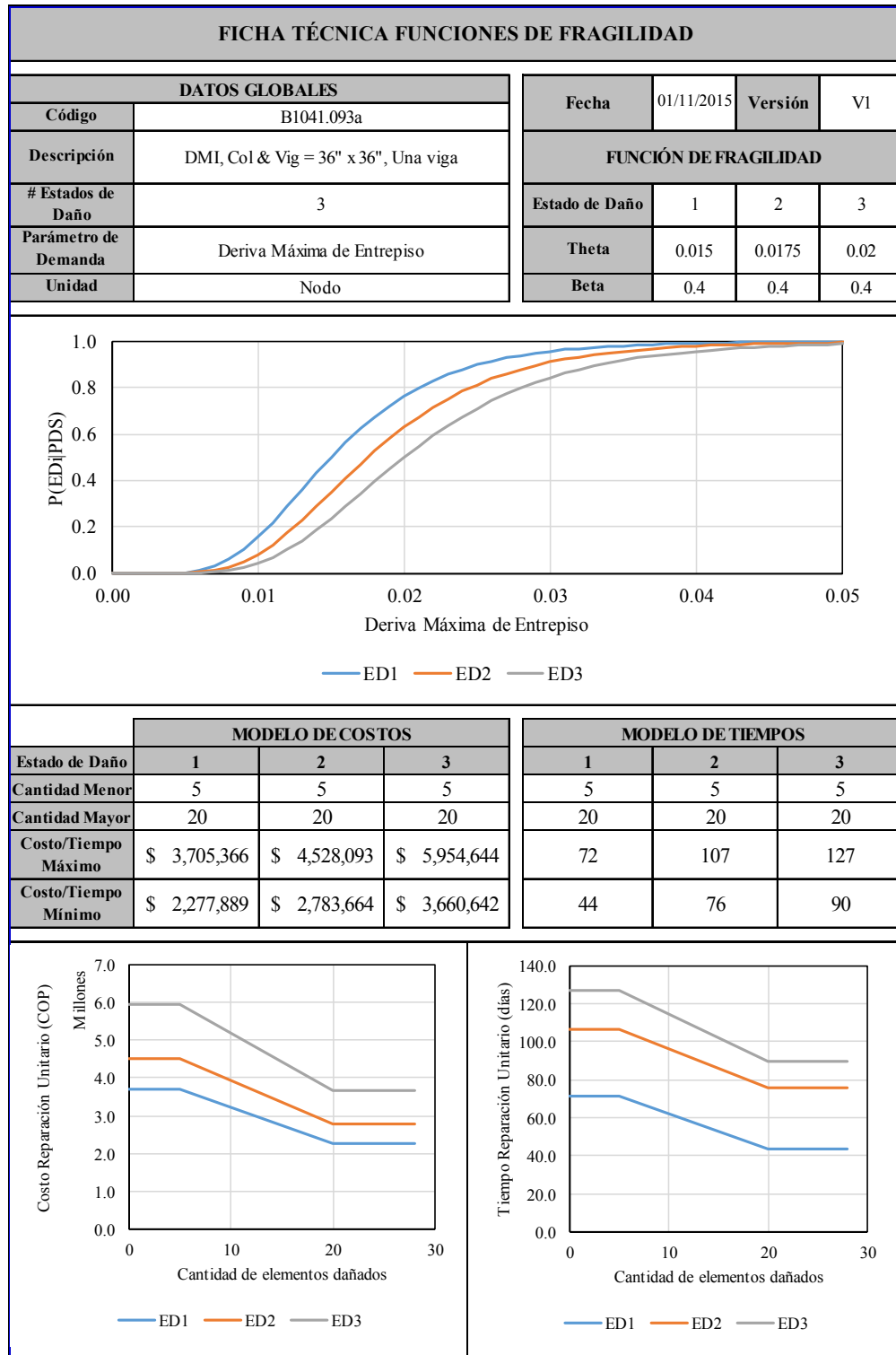


Figura G-10. Nodo DMI una viga 36"x 36"

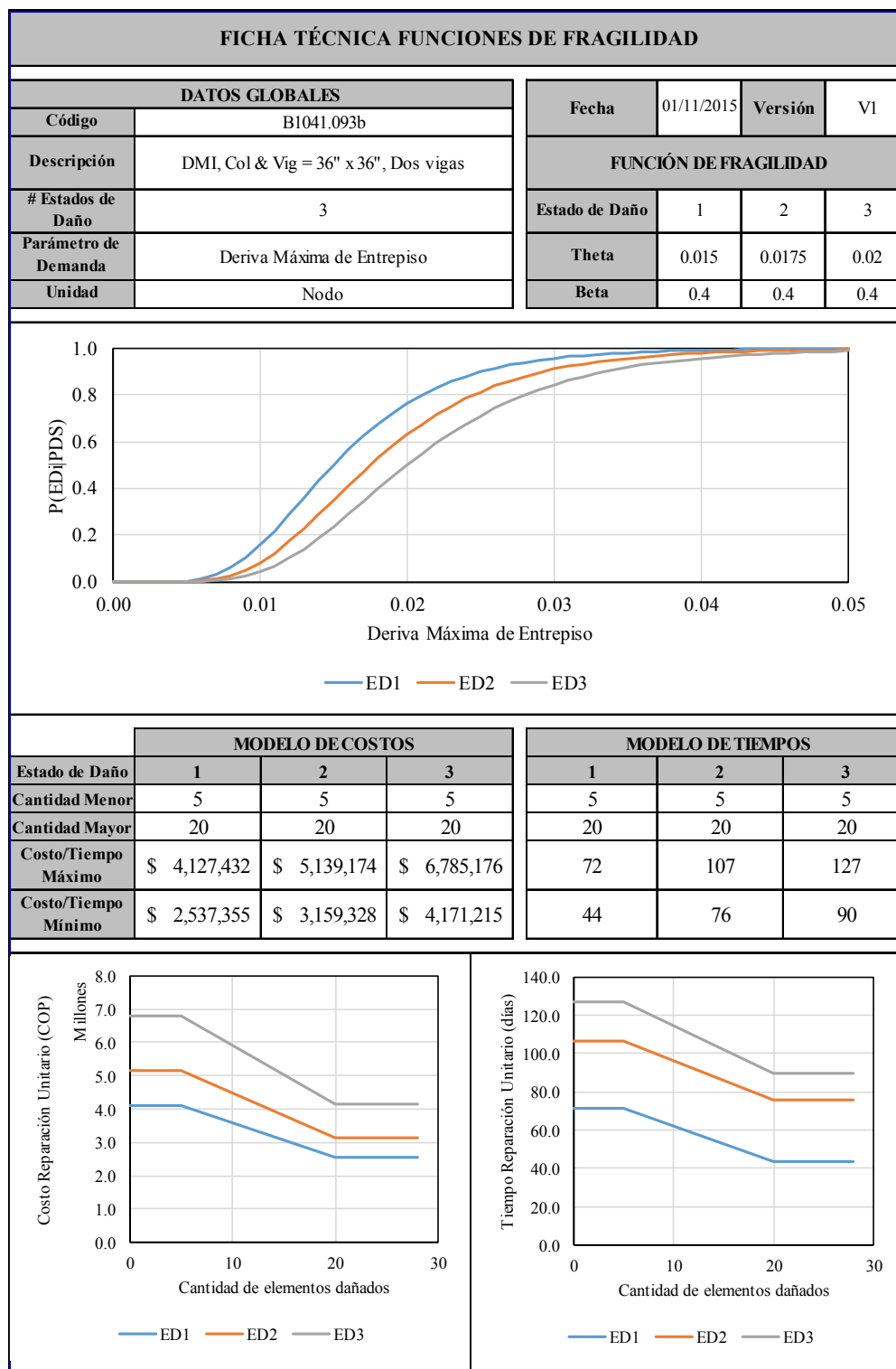


Figura G-11. Nodo DMI dos vigas 36''x 36''

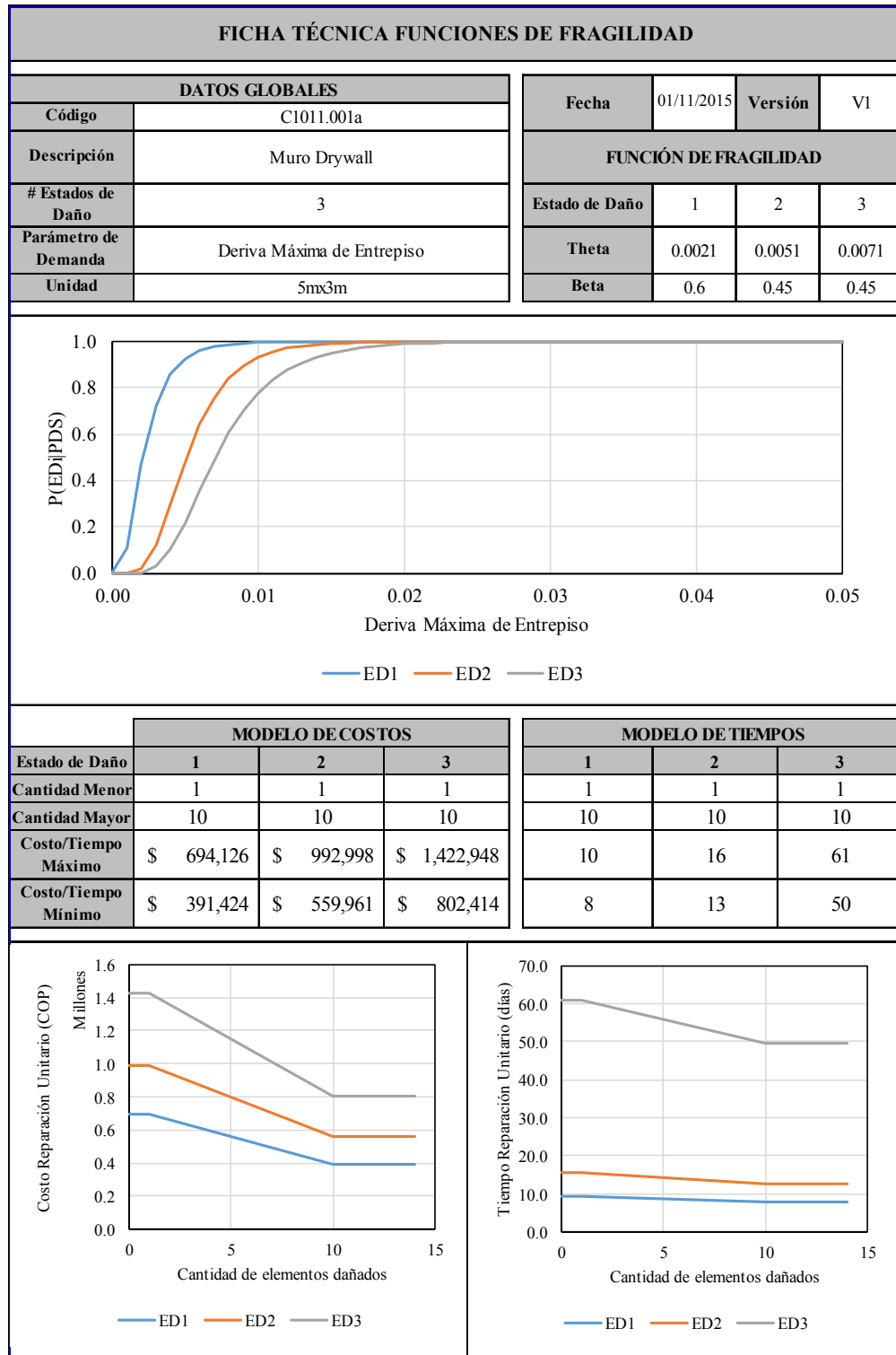


Figura G-12. Muro Drywall

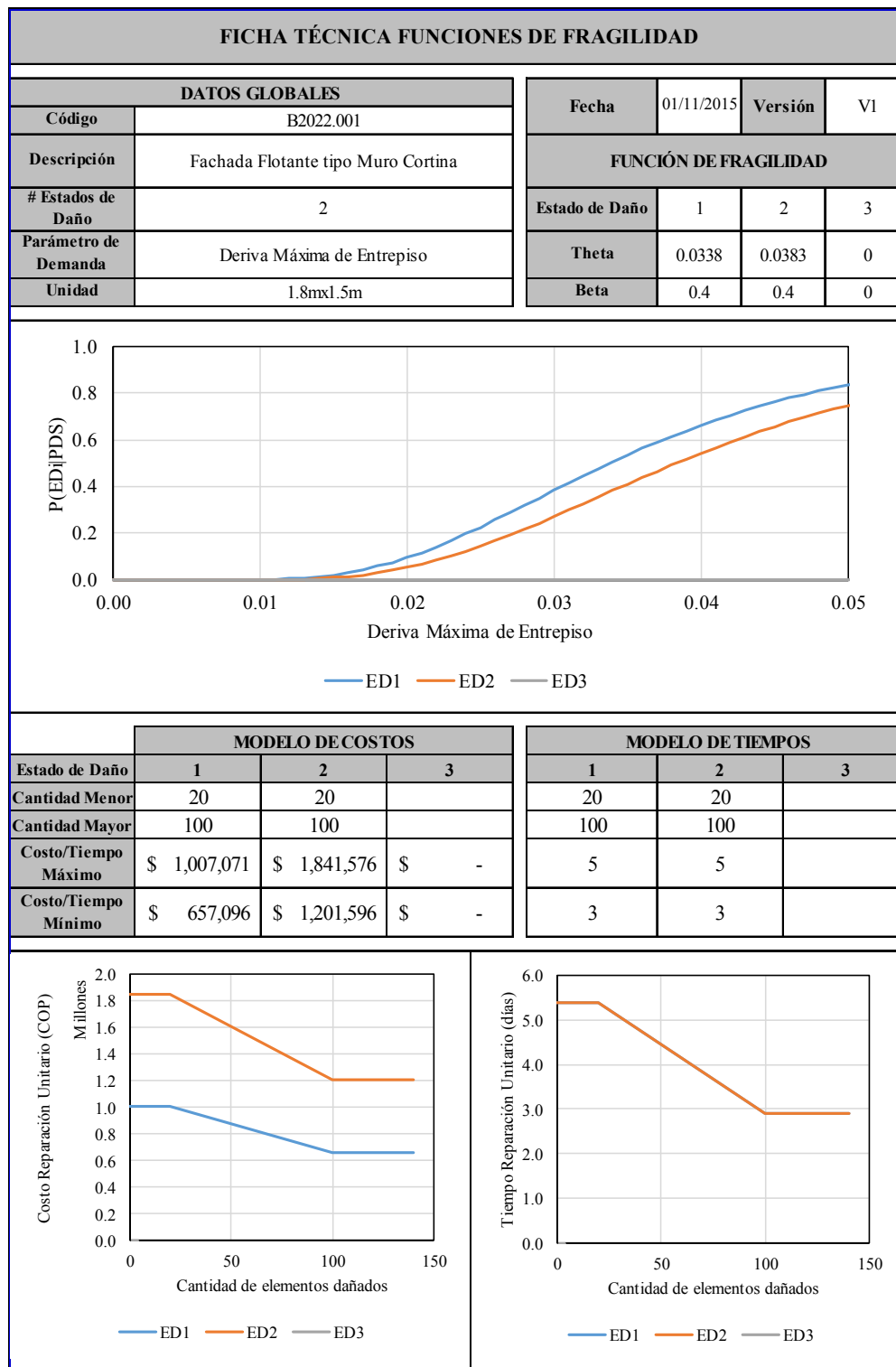


Figura G-13. Fachada flotante tipo muro cortina

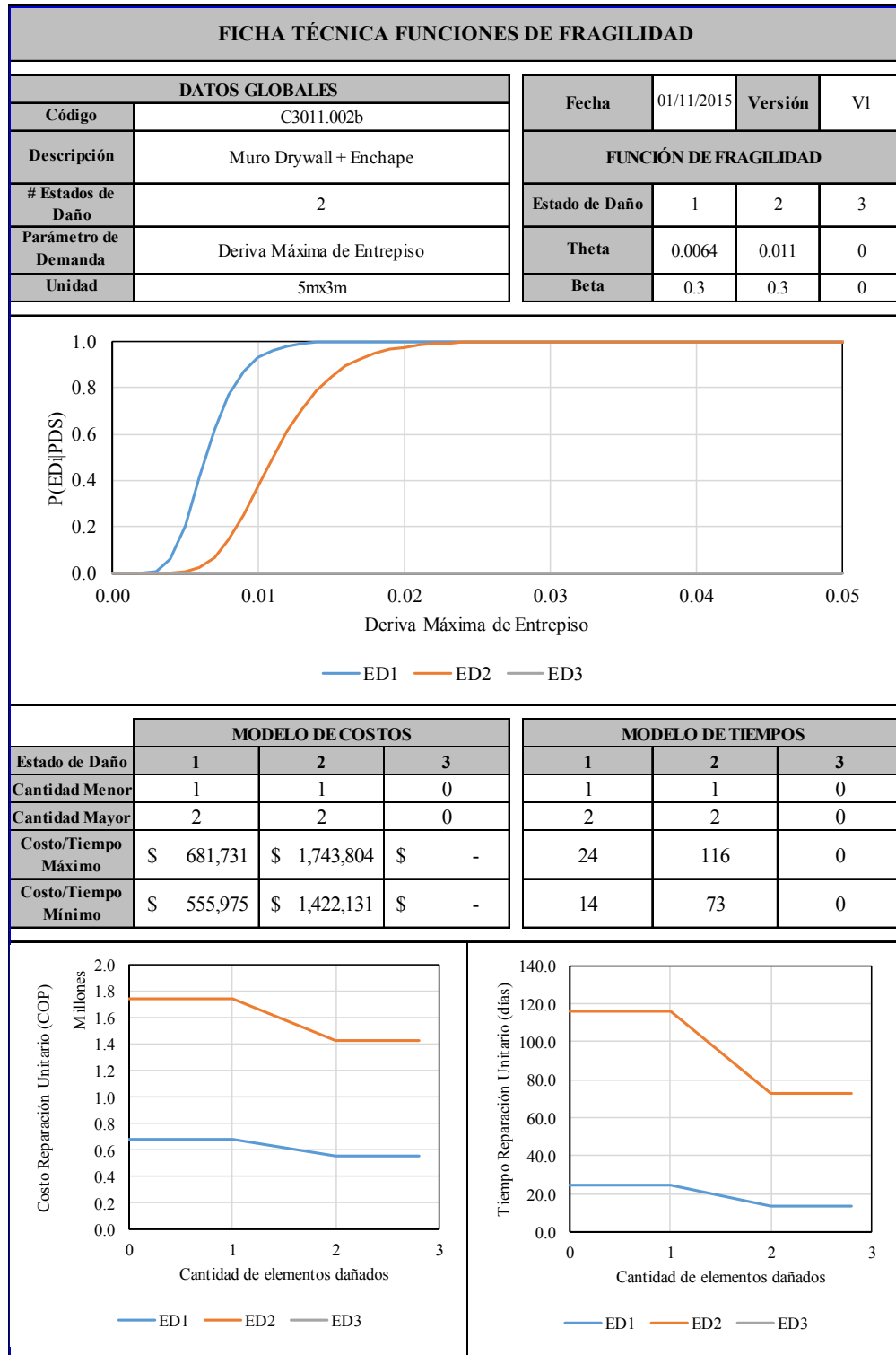


Figura G-14. Muro Drywall + Enchape

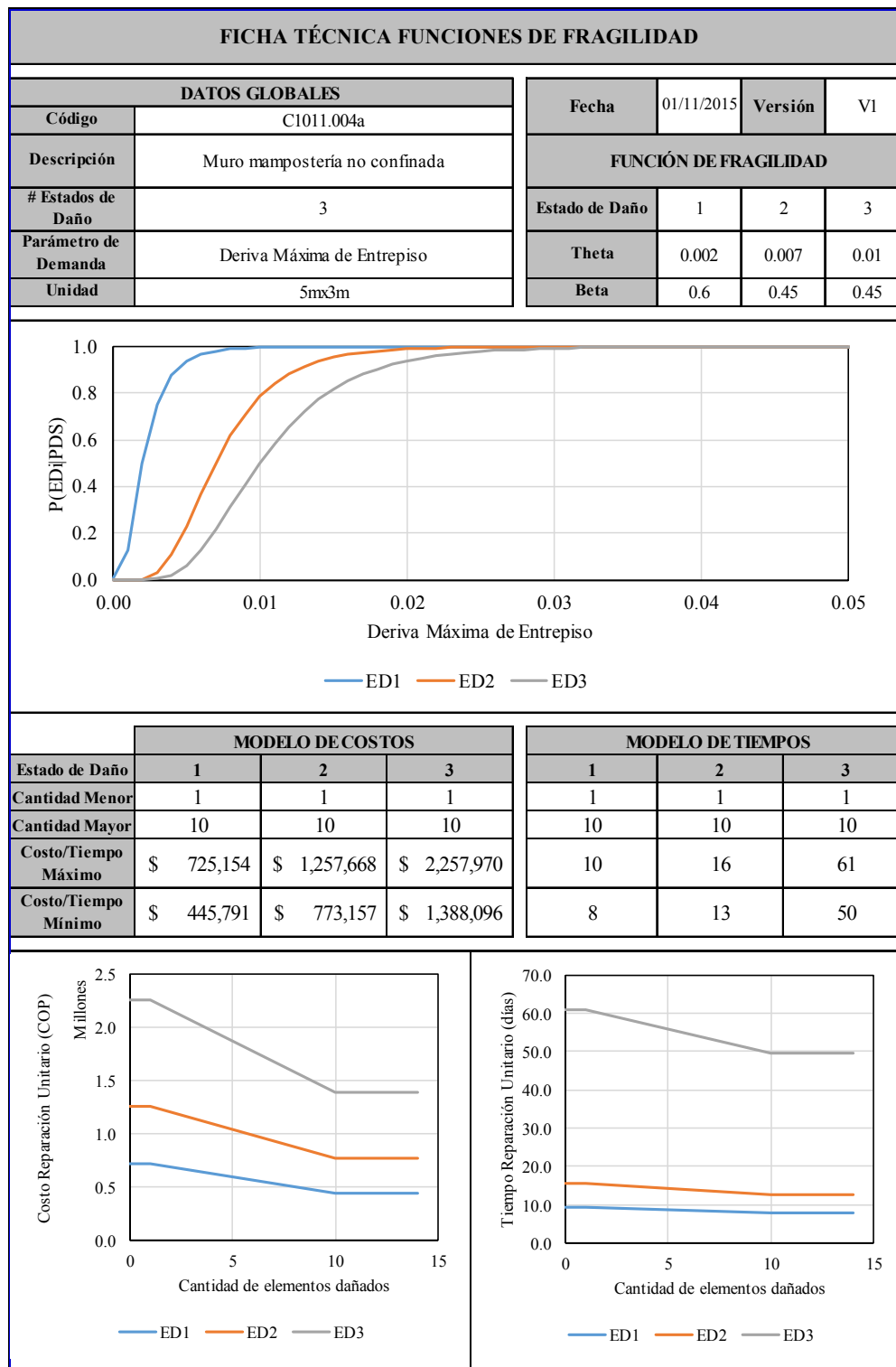


Figura G-15. Muro mampostería no confinada

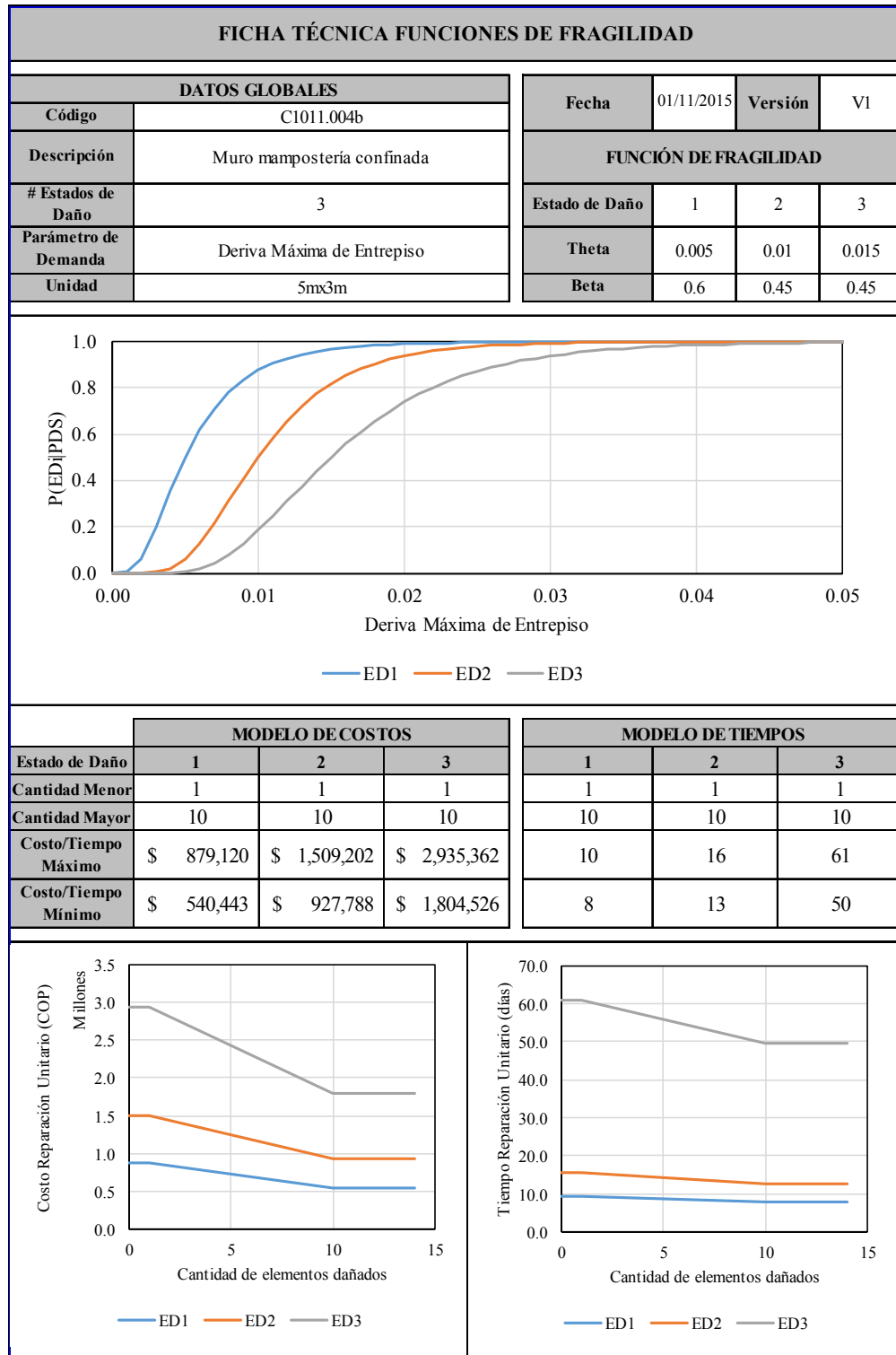


Figura G-16. Muro mampostería confinada

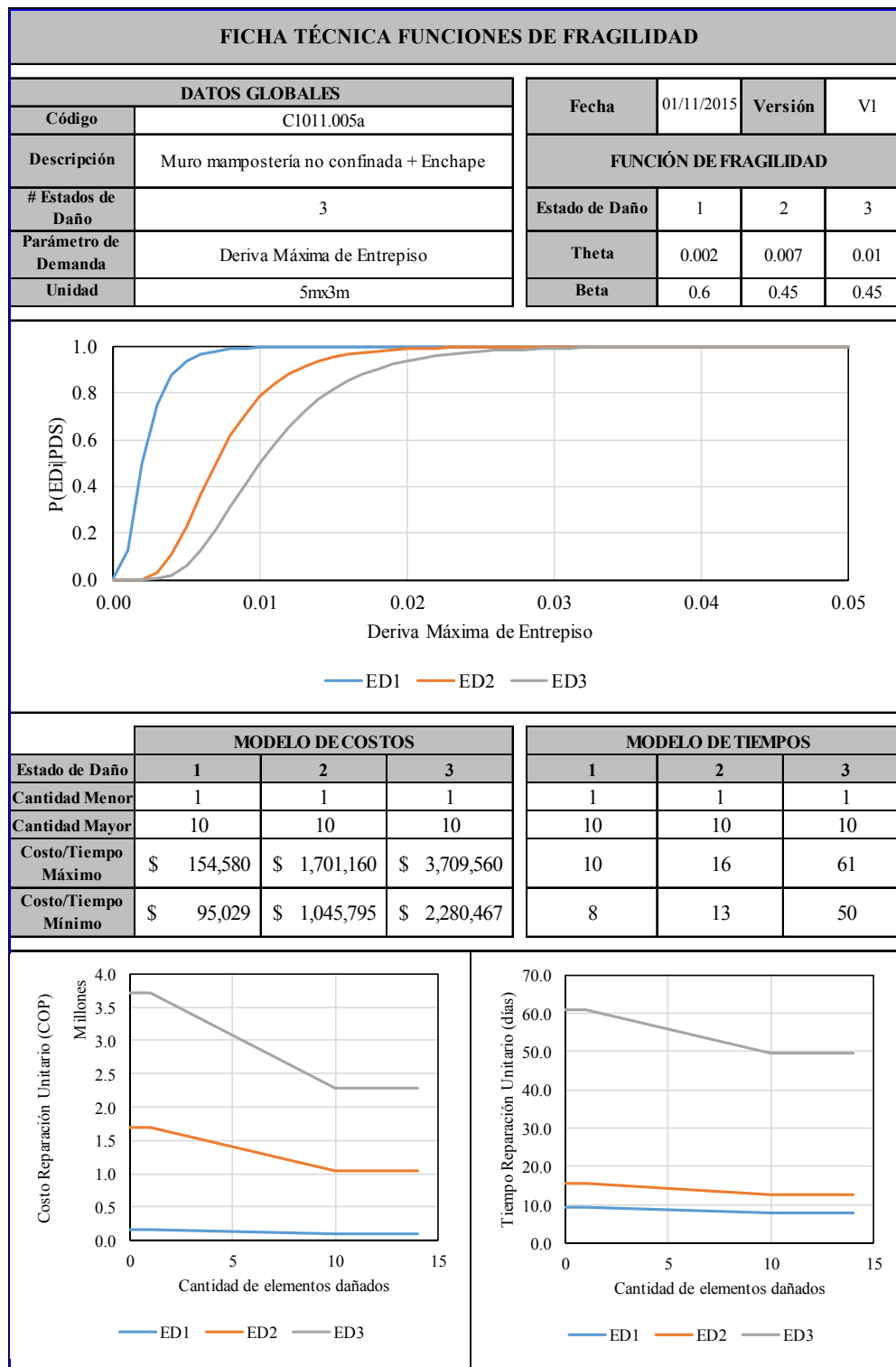


Figura G-17. Muro mampostería no confinada + Enchape

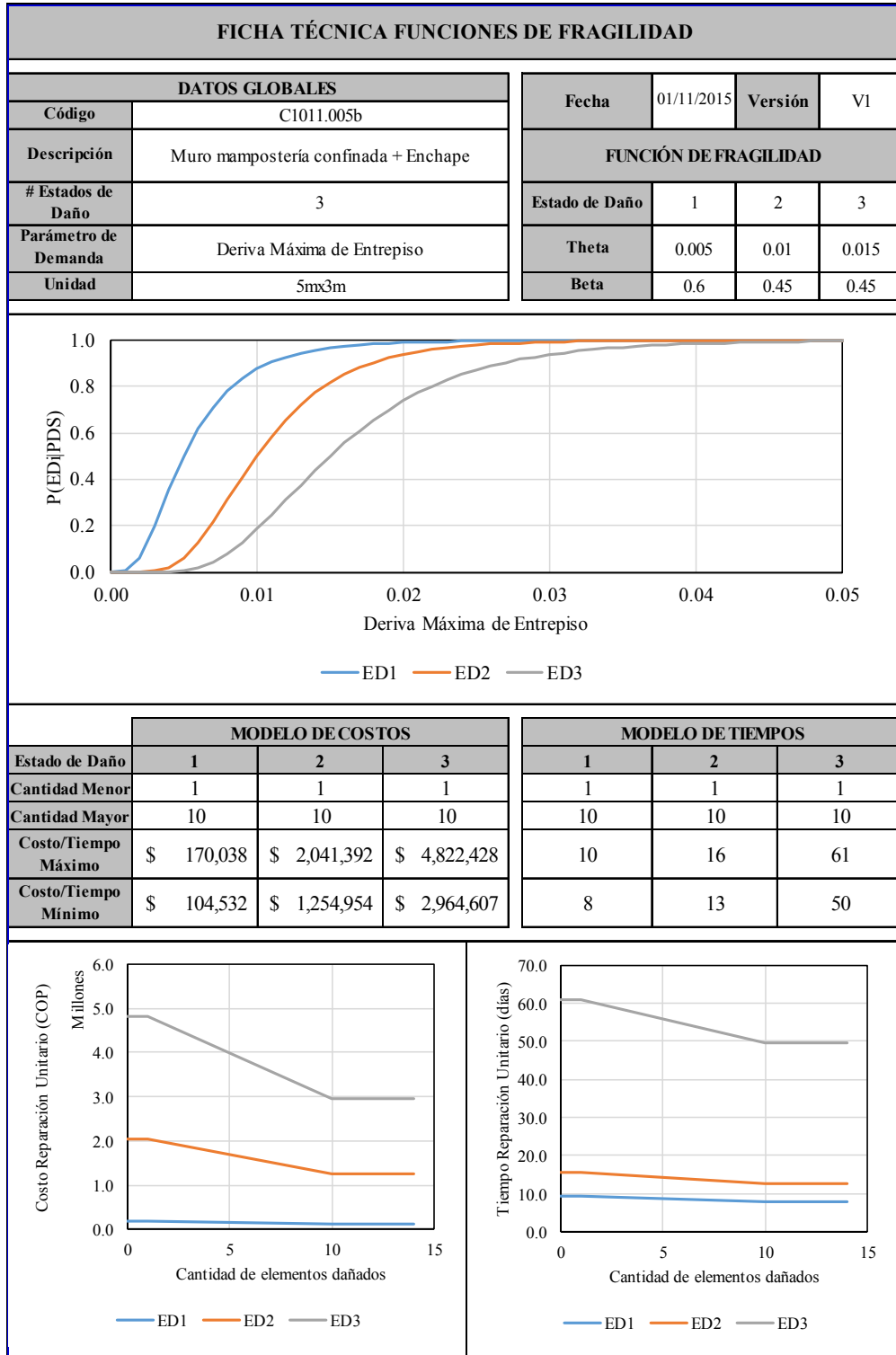


Figura G-18. Muro mampostería confinada + Enchape

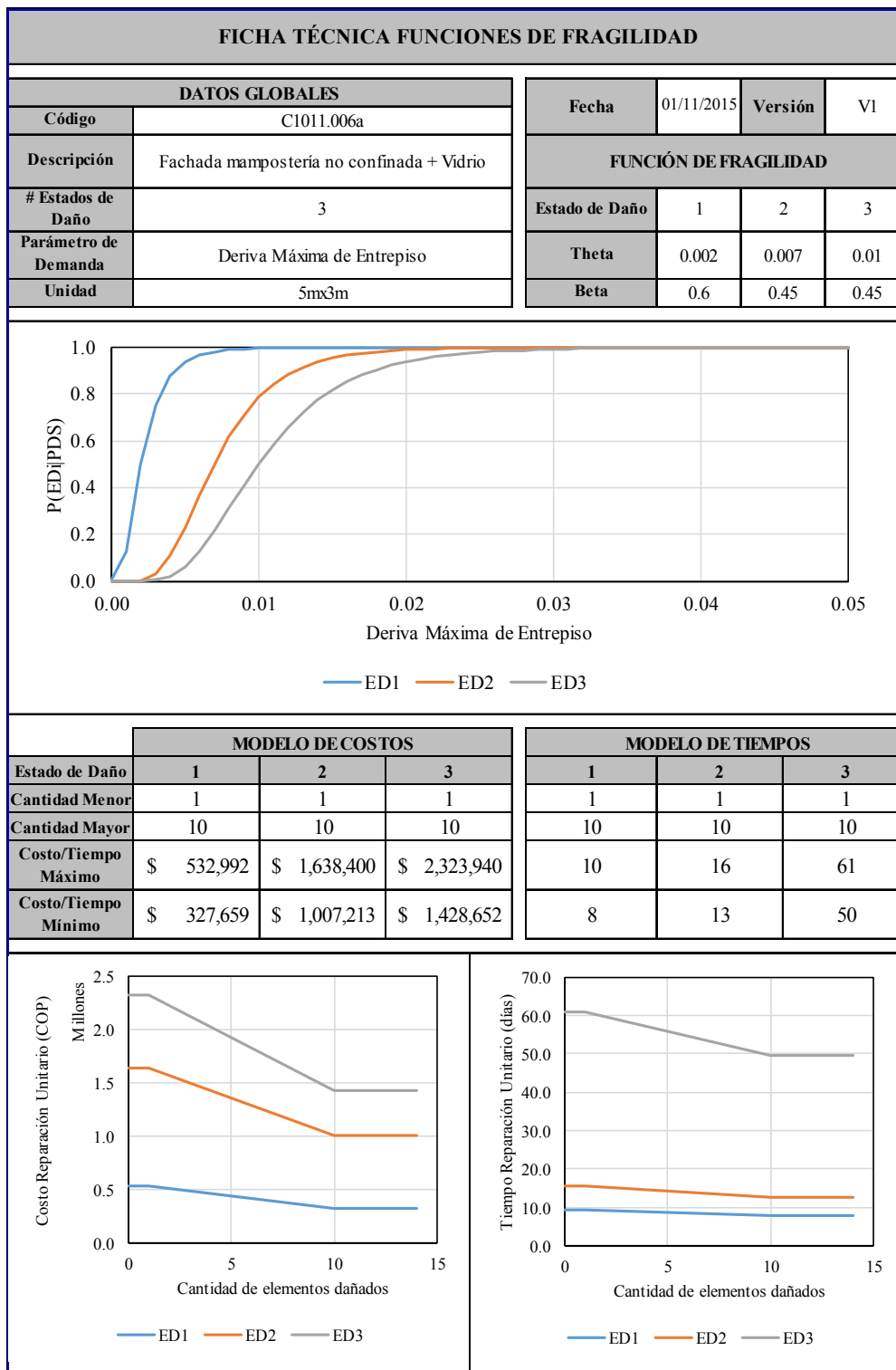


Figura G-19. Fachada mampostería no confinada + Vidrio

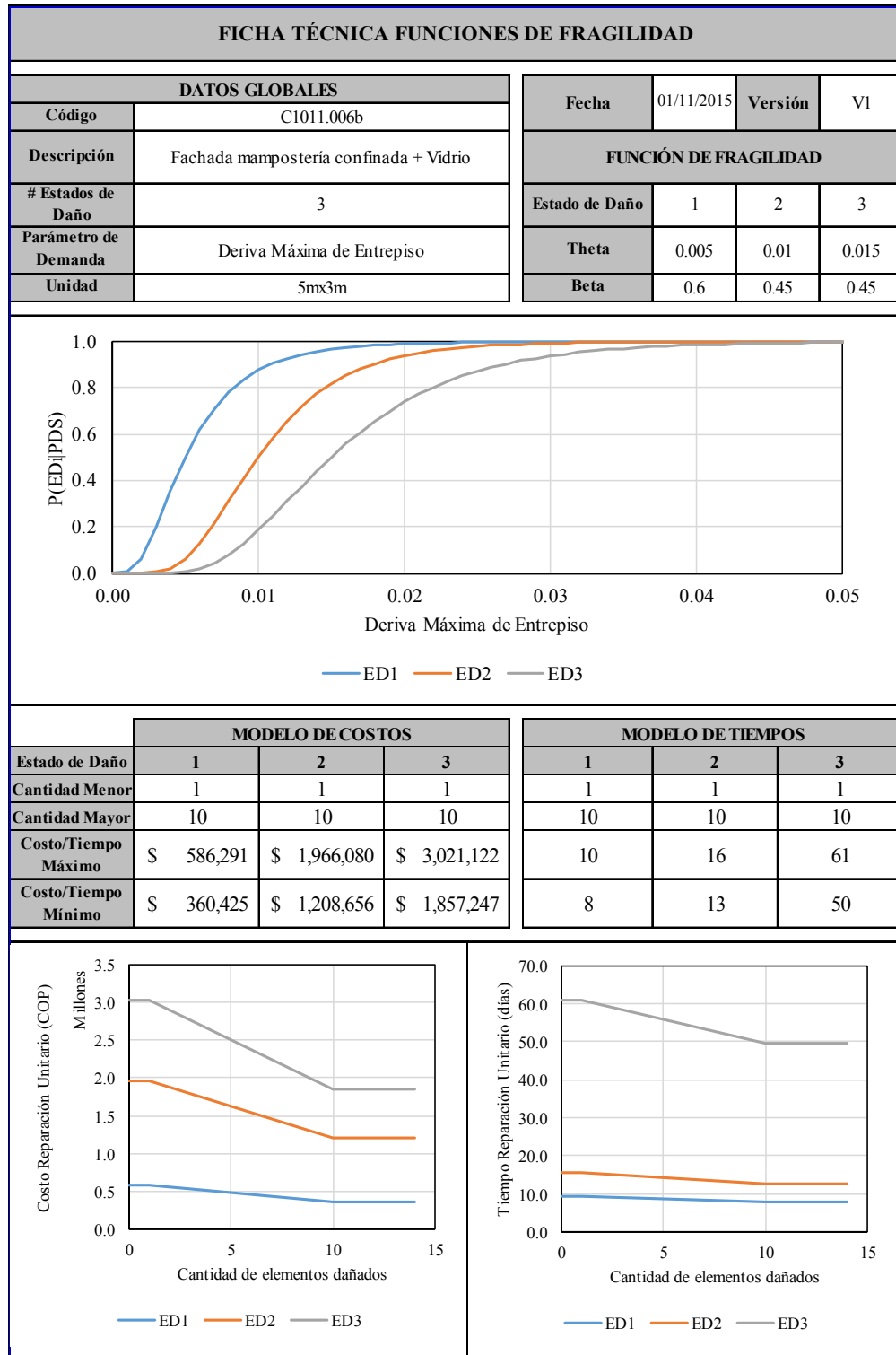


Figura G-20. Fachada mampostería confinada + Vidrio

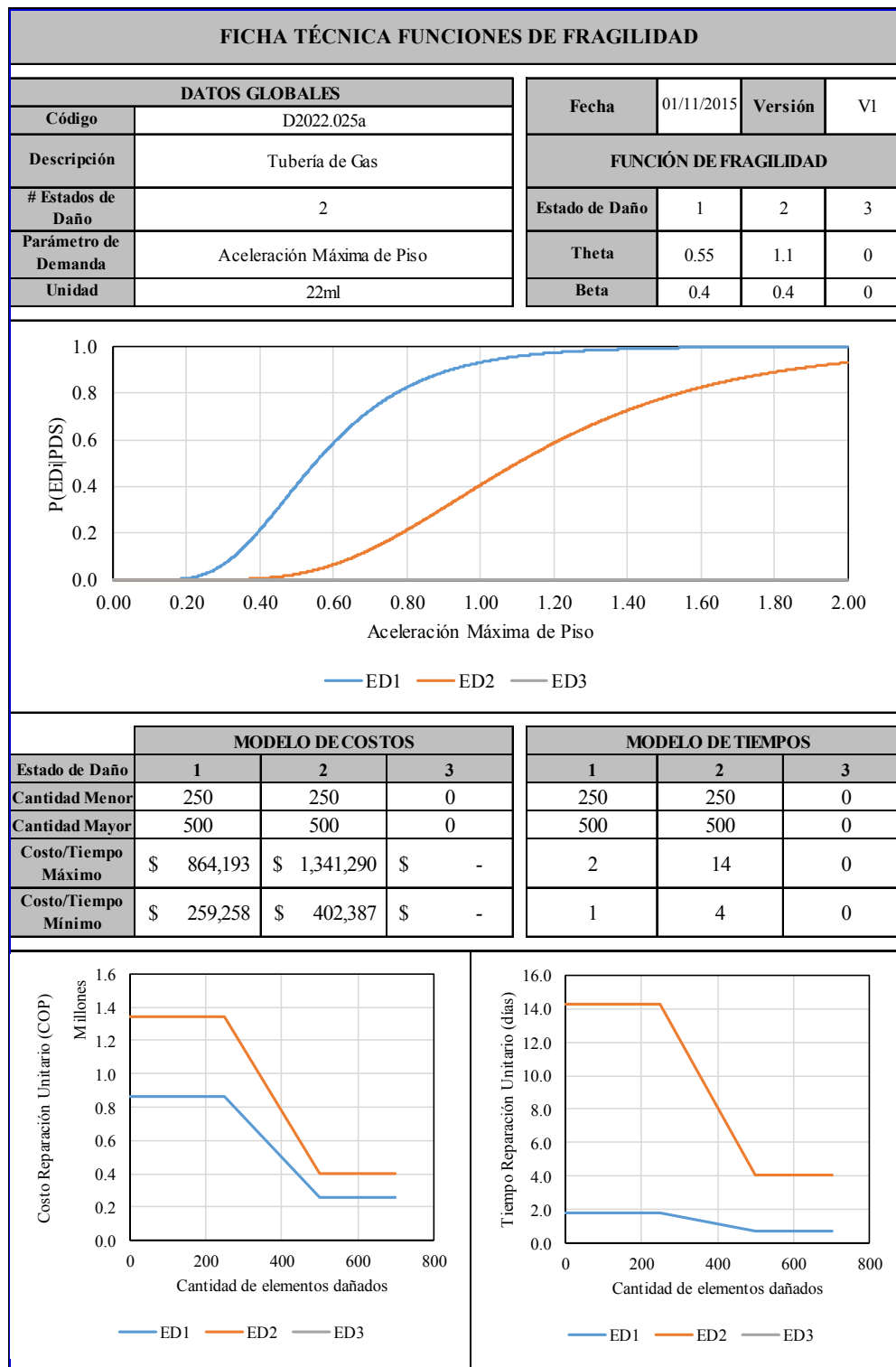


Figura G-21. Tubería de gas

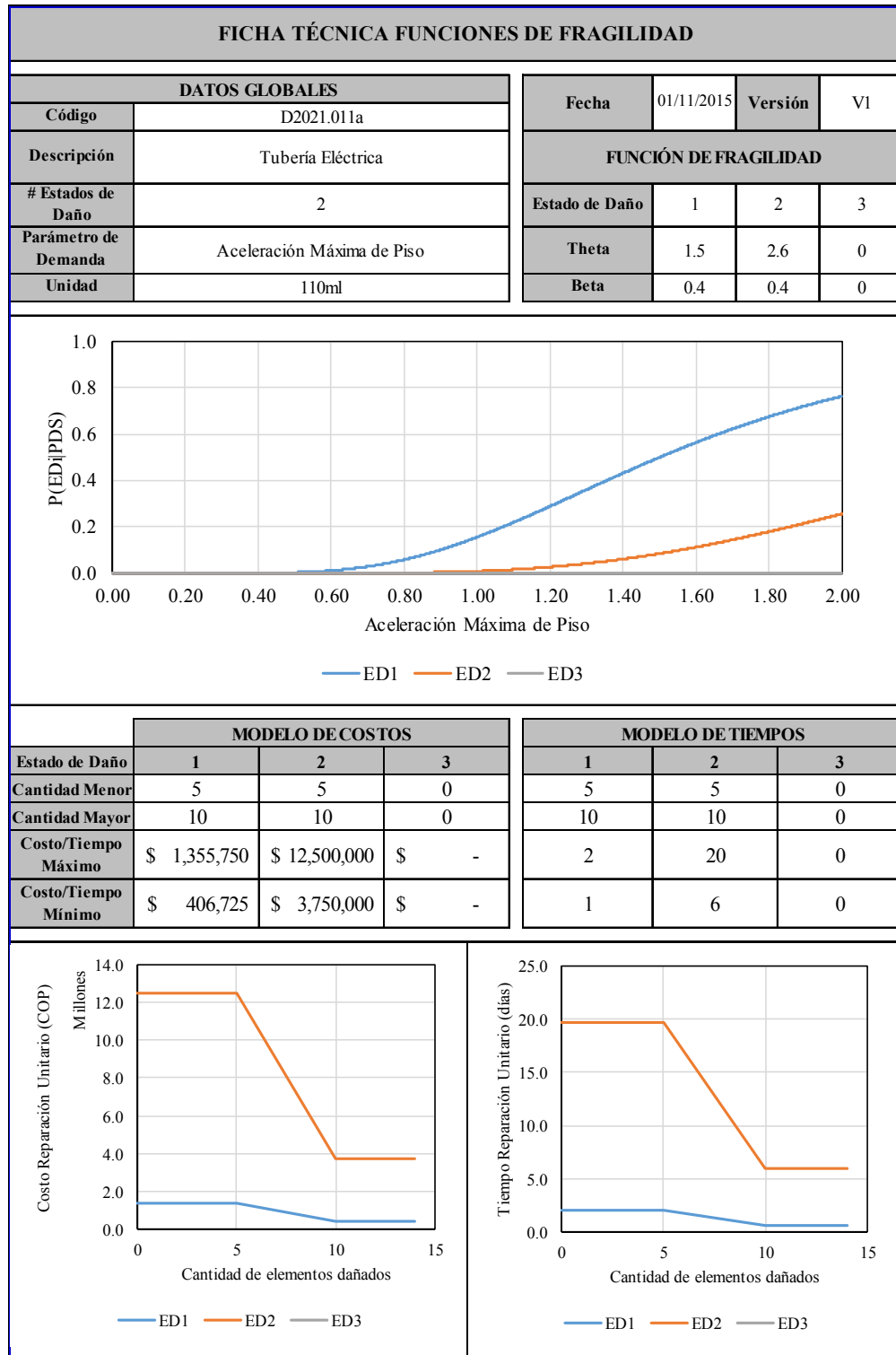


Figura G-22. Tubería eléctrica

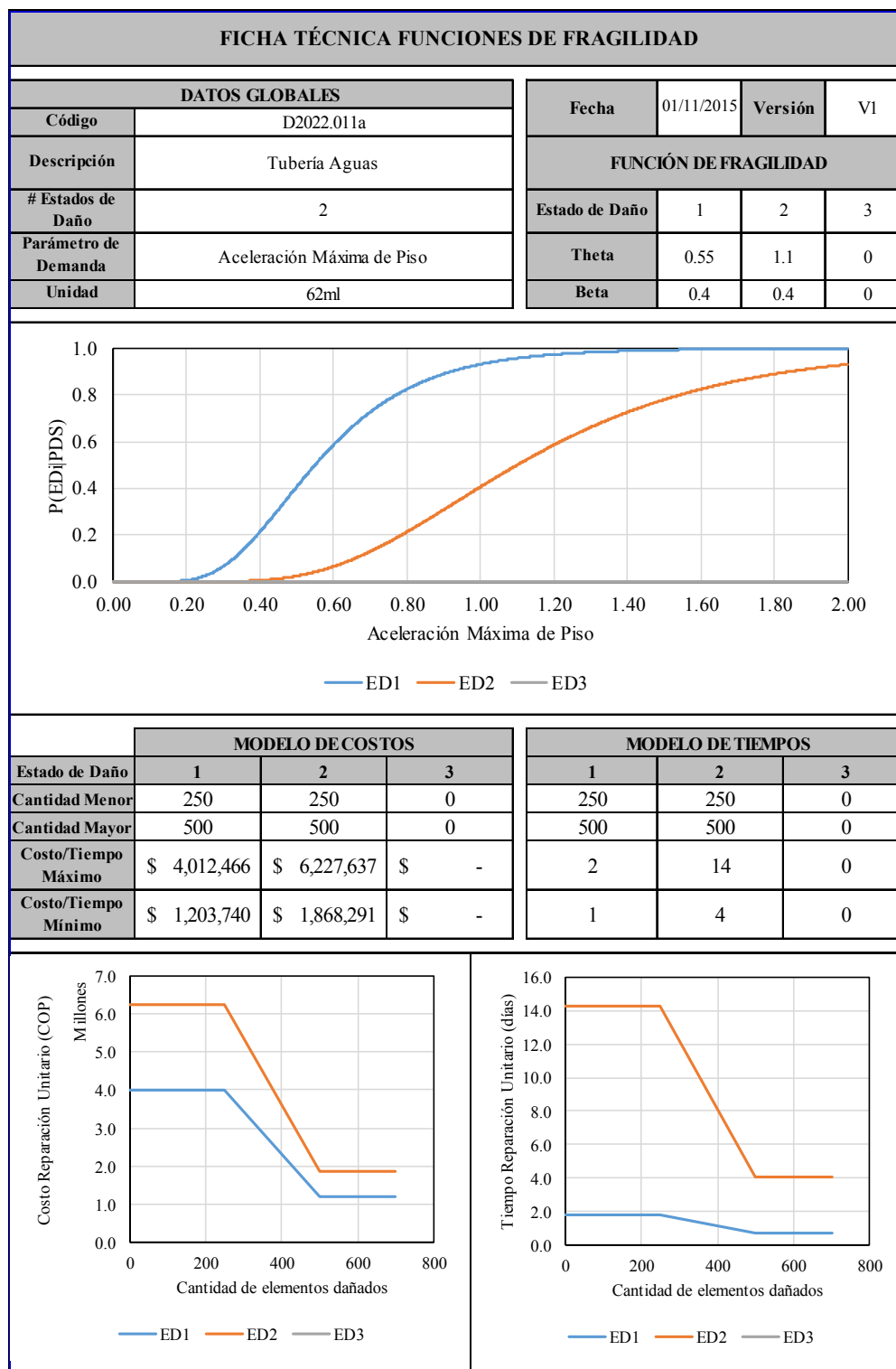


Figura G-23. Tubería aguas

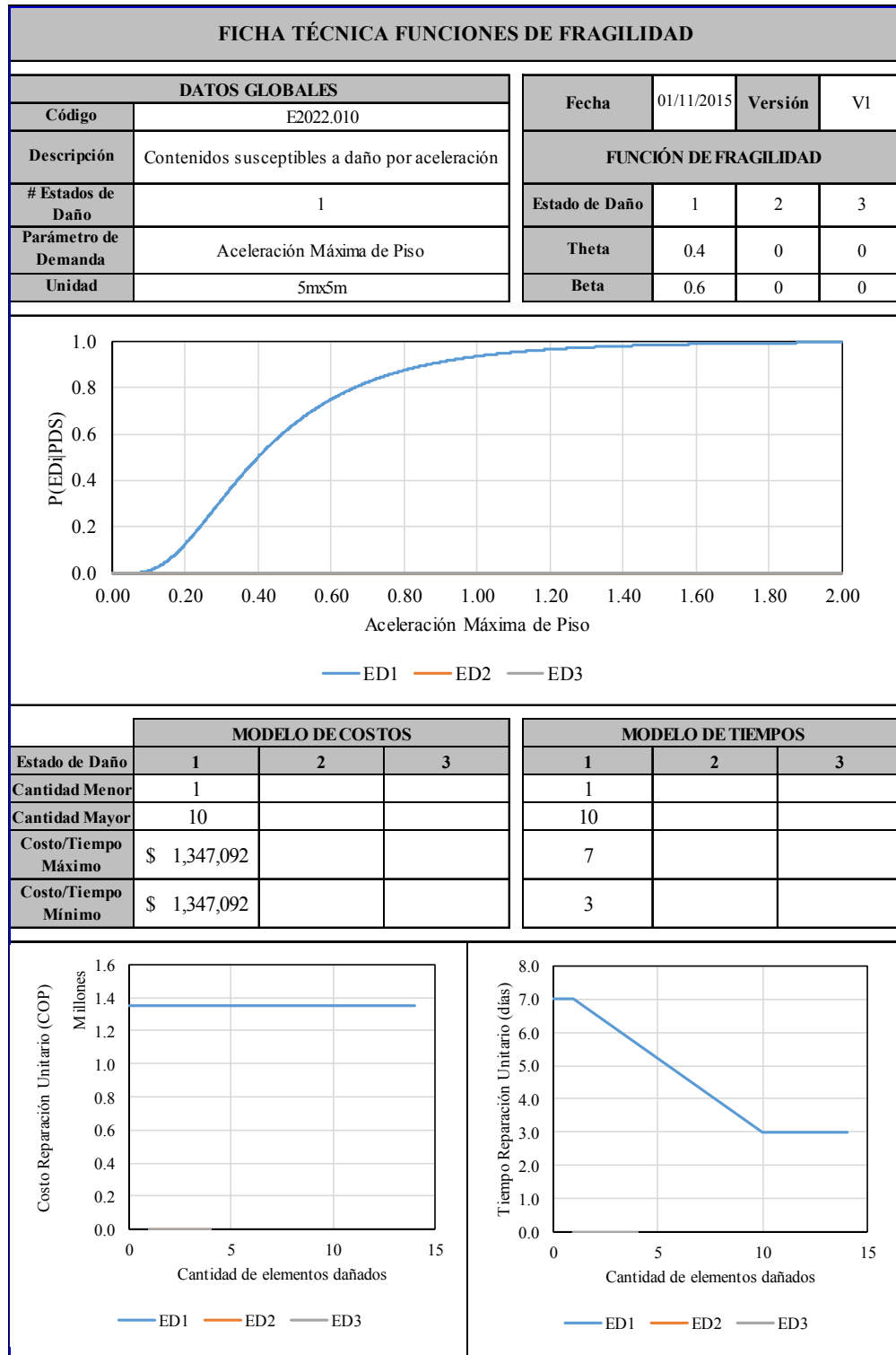


Figura G-24. Contenidos susceptibles a daño por aceleración

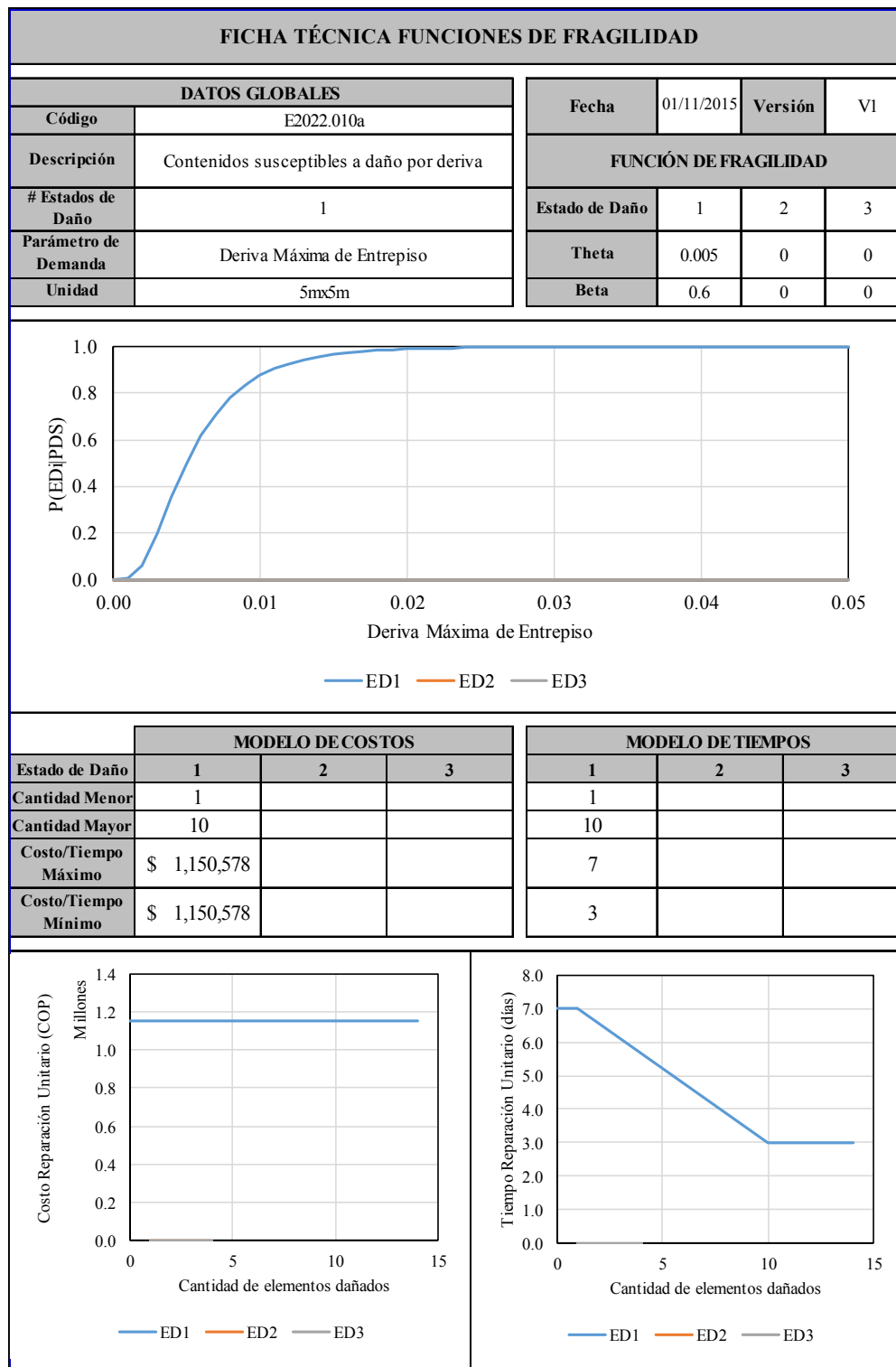


Figura G-25. Contenidos susceptibles a daño por deriva

APÉNDICE H: SOFTWARE IT-FUNVUL-V2 PARA LA EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS MEDIANTE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

La metodología propuesta para la evaluación y cálculo de funciones de vulnerabilidad sísmica se implementó en el software *IT-Funvul-V2*. El software desarrollado permite la evaluación de pérdidas mediante simulaciones de Monte Carlo, para tener en cuenta la incertidumbre asociada al modelo, estados de daño, costos y tiempos de reparación. La Figura H-1 presenta el algoritmo del software *IT-Funvul-V2*.

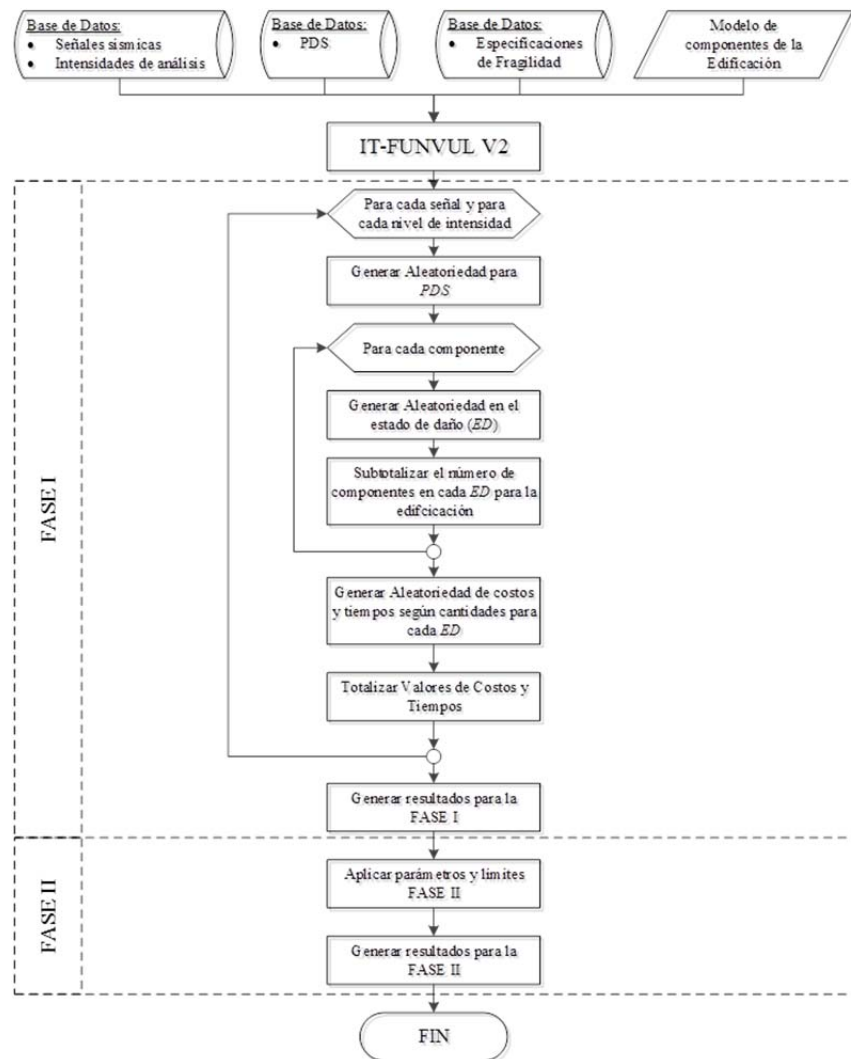


Figura H-1 Algoritmo para la implementación de la metodología para la evaluación de pérdidas

INPUTS SOFTWARE IT-FUNVUL-V2

Los inputs o archivos de entrada del software *IT-Funvul-V2* son:

- Parámetros globales para estimación de pérdidas.
- Base de datos de señales sísmicas e intensidades de análisis.
- Base de datos con los resultados para los diferentes *PDS* del análisis no-lineal.
- Base de datos con las especificaciones de las funciones de fragilidad.
- Modelo de componentes de la edificación desagregados.

Parámetros globales

Dentro de la definición del modelo para el cálculo de pérdidas es necesario definir los parámetros globales del modelo descritos para cada una de las Fases, como se explicaron en el numeral 3.8.3.

Las Tablas H-1, H-2 y H-3 presentan los parámetros de entrada globales para cada una de las Fases.

Tabla H-1 Parámetros generales

<i>IT-FUNVUL-V2.0</i>			
NOMBRE DEL PROYECTO	Funvul_V2	CÓDIGO	P5-DES-D
AUTOR	LEY-AIH-JRR-JFD	FECHA	3/9/2015
DESCRIPCION	5 PISOS DES ACABADOS DUCTILES	DIRECTORIO PDS	E:\ai.hurtado77\PARPOOL
DIRECTORIO RESULTADOS	E:\ai.hurtado77\PARPOOL	DIRECTORIO FRAGILIDAD	E:\ai.hurtado77\PARPOOL

Tabla H-2 Parámetros globales para la Fase 1

Ítem	Parámetro	Valor	Comentarios
Variables globales	Número de pisos	5	
Numero de realizaciones para la incertidumbre	Incertidumbre del modelo de respuesta dinámica (β)	0.3	
	Modelo	30	
	Estado de daño	30	
	Costos y tiempo	30	
Optimización	Costos por economías de escala y eficiencia	1	0:= Análisis costos máximos 1:= Análisis costos optimizados
	Tiempos por economías de escala y eficiencia	1	0:= Análisis tiempos máximos 1:= Análisis tiempos optimizados

Tabla H-3 Parámetros globales para la Fase 2

Ítem	Parámetro	Valor	Comentarios
Globales	Incluye lista de grupos a procesar	G2	Vacío:= se procesa todo
	Valor de reposición a nuevo del edificio	\$ 1,487,000,000	Sin incluir el terreno
	Valor económico por unidad de tiempo en días por interrupción del funcionamiento	\$ 1,000,000	Se recomienda un valor económico (entre el 0.5 - 0.8% del valor del edificio incluyendo el terreno)*Factor comercial/30 días
Límites de costos	Intensidad mínima de no daño	0.2	Unidades definidas por el usuario en el PDS - IML
	Deriva residual para demolición	1	%
	Máximo porcentaje del valor de reposición	50%	
	Factor de costos para considerar efectos bidireccionales	1	Se recomienda entre 1 y raíz de 2
Límites de tiempo	Nivel de intensidad por debajo del cual no es necesario el desalojo	0	Unidades definidas por el usuario en el PDS - IML
	Tiempo máximo de reparaciones	730	días
	Tiempos previos a inicio de labores, Ti	0	días
	Tiempo adicional después de finalizar labores, Tf	0	días
	Numero de cuadrillas simultaneas para trabajos estructurales	1	
	Numero de cuadrillas simultaneas para trabajos NO estructurales	1	

Base de datos de señales sísmicas

La organización de la base de datos de señales sísmicas consta de un archivo de texto plano con tres columnas o campos con los siguientes atributos:

- Grupo
- Nombre
- Intensidad

Para cada uno de estos campos un record o fila indica una intensidad sísmica de una señal, que se utilizó para el análisis de la edificación. La Figura H-2 presenta la organización típica del archivo.

G2	1	0.02	Intensidad _k	Nombre _j	Grupo _i
G2	1	0.04			
G2	1	0.06			
G2	1	0.08			
G2	1	0.1			
...			
G2	3	0.02			
G2	3	0.04			
G2	3	0.06			
G2	3	0.08			
G2	3	0.1			
...			

Figura H-2 Archivo de entrada de señales sísmicas

Base de datos de PDS

La organización de la base de datos de resultados de *PDS* del análisis no-lineal se define a partir de varios archivos de texto plano. Cada uno de estos archivos contiene campos y records. Cada record está relacionado a la intensidad sísmica de una señal con el mismo orden en que se definió para la base de datos de señales sísmicas. Los campos pueden identificar la respuesta para un nivel de piso o un elemento.

La Figura H-3 presenta la estructura básica del archivo de texto plano para cada uno de los PDS.

1.50932337419363E-05	9.9908947959193E-06	Intensidad _k	Nombre _j	Grupo _i
2.02221217477927E-05	1.33160756377038E-05			
2.51518831646536E-05	1.66208374139387E-05			
3.02750941045815E-05	1.99560327018844E-05			
3.5248671338195E-05	2.32892252824968E-05			
...	...			
4.032513970742E-05	2.66265196842141E-05			
4.54199071100447E-05	2.99645216728095E-05			
2.40242414292879E-04	5.83607579756062E-05			
6.93895388394594E-04	1.20951895951293E-04			
6.79633871186525E-04	1.21704237244558E-04			
...	...			

Componente_i del Piso_m

Figura H-3 Archivo de entrada para PDS

Base de datos de especificaciones de fragilidad

La organización de esta base de datos consta de 2 archivos de texto plano. El primer archivo contiene la información respectiva a los parámetros que describen la función de fragilidad para los diferentes estados de daño. El segundo archivo contiene los valores de los costos y tiempos de reparación para cada una de los estados de daño asociados a una función de fragilidad.

Modelo de componentes de la edificación

El modelo de componentes es un archivo de texto plano que contiene 10 campos. Cada uno de los records corresponde a una asignación de un componente. Los campos son:

- Piso
- Grupo
- Subgrupo
- Descripción
- Unidad
- Cantidad
- Función de Fragilidad
- PDS
- Índice Datos
- Correlación

En la Tabla H-4 se presenta un ejemplo del modelo de componentes.

Tabla H-4 Ejemplo de modelo de componentes de la edificación

Piso	Grupo	Subgrupo	Descripción	Unidad	Cantidad	Función Fragilidad	PDS	Índice Datos	Correlación
1	E	C1	Columna-Una viga	Nodo	8	B1041.001a	Drift	1	0
1	E	C2	Columna-Dos vigas	Nodo	8	B1041.001b	Drift	1	0
1	A	R2	Cielorraso Suspendido (V+H)	5mx5m	9	C3032.002a	Accel	1	0
1	A	V1	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	12	B2022.001	Drift	1	1
1	A	V1	Fachada Flotante	1.8mx1.5m	12	B2022.001	Drift	1	1
1	A	M4	Drywall + Enchape	5mx3m	4	C1011.004b	Drift	1	1
1	A	M1	Drywall	5mx3m	4	C1011.001a	Drift	1	1

OUTPUTS SOFTWARE IT-FUNVUL-V2

Los resultados obtenidos con el software *IT-Funvul-V2* se dividen para cada una de las dos Fases definidas.

Resultados de la Fase 1

Los resultados para la Fase 1 corresponden a los valores de pérdidas para las simulaciones de Monte Carlo sin incluir los límites de costos, tiempos y valores de reposición definidos en el numeral 3.8.3. Los resultados obtenidos se agrupan para los diferentes grupos definidos en el modelo de componentes de la edificación para las diferentes simulaciones con base a las incertidumbres definidas. Los resultados se presentan en archivo de texto plano para cada una de las intensidades definidas y se representan de forma gráfica con la media y la desviación estándar de los valores de pérdida económica para cada uno de los grupos definidos.

La Figura H-4 presenta un ejemplo ilustrativo de los valores de pérdidas obtenidas de las diferentes simulaciones de Monte Carlo.

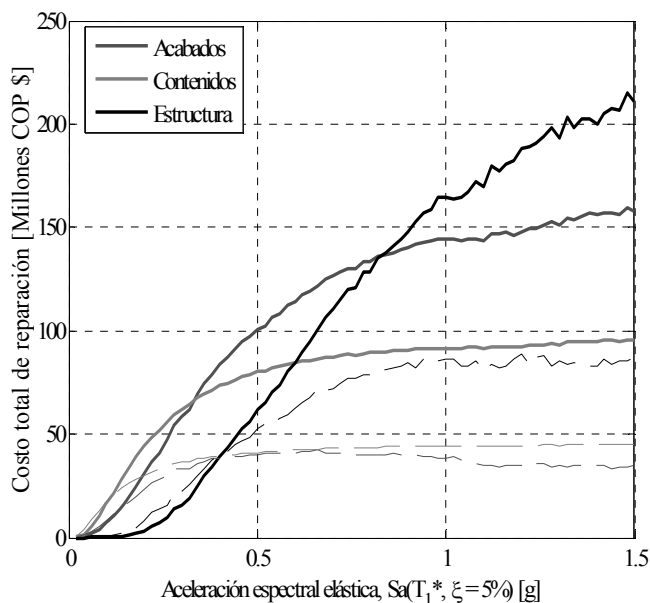


Figura H-4 Resultados ilustrativos de la Fase 1

Resultados de la Fase 2

Los resultados de la Fase 2 constituyen el output definitivo de la valoración de pérdidas económicas que representa la función de vulnerabilidad sísmica. Los resultados obtenidos para las diferentes simulaciones se presentan de forma gráfica y en una tabla de datos. La tabla de datos contiene tres campos, la intensidad sísmica, la media y la desviación estándar del valor de pérdida económica dividida sobre el valor de reposición del edificio. La representación gráfica relaciona la intensidad sísmica contra el valor de pérdida económica dividida sobre el valor de reposición del edificio.

La Figura H-5 presenta varios de los resultados ilustrativos que se pueden obtener para la Fase 2.

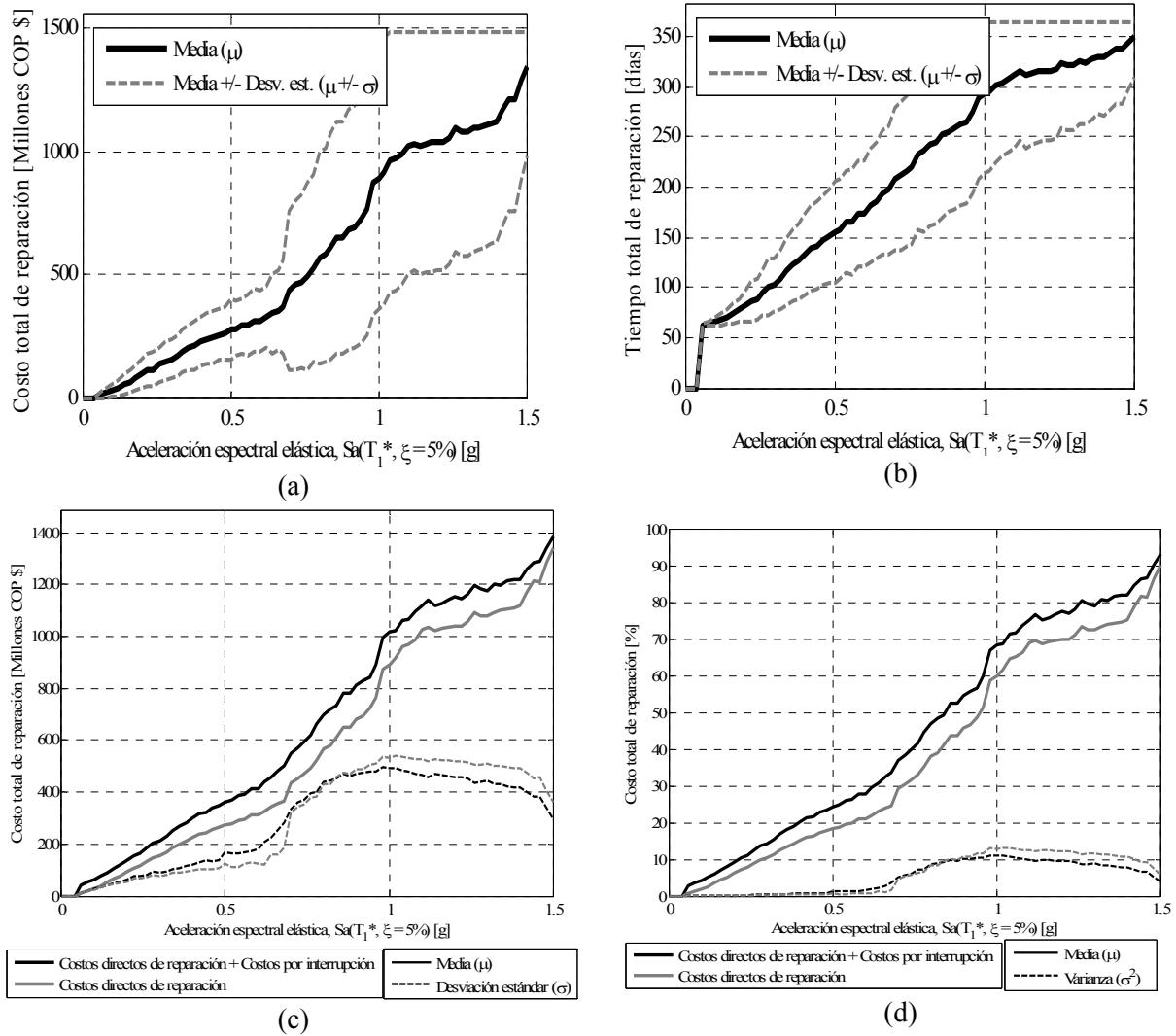


Figura H-5 Resultados ilustrativos de la Fase 2, (a) costos directos de reparación/reposición, (b) tiempo totales de reparación, (c) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción, (d) costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción normalizados

La Figura H-6 presenta los resultados generados para la función de vulnerabilidad después de haber realizado los análisis.

0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
0.02	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
0.04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
0.06	2.00E-03	1.00E-05	2.10E-03	1.05E-05
0.08	3.00E-03	2.62E-04	3.15E-03	2.75E-04
0.10	1.00E-02	1.02E-04	1.05E-02	1.07E-04
...

Diagram illustrating the structure of the result file for the vulnerability function. The data is organized into columns and rows, with brackets indicating the grouping of values into categories:

- Intensidad*: The first column of values.
- Media*: The second column of values.
- Varianza*: The third column of values.
- Costos de reparación*: A bracket grouping the *Media* and *Varianza* columns.
- Media*: The fourth column of values.
- Varianza*: The fifth column of values.
- Costos de reparación + Costos por interrupción*: A bracket grouping the *Media* and *Varianza* columns.

Figura H-6 Formato de archivo de resultado para función de vulnerabilidad

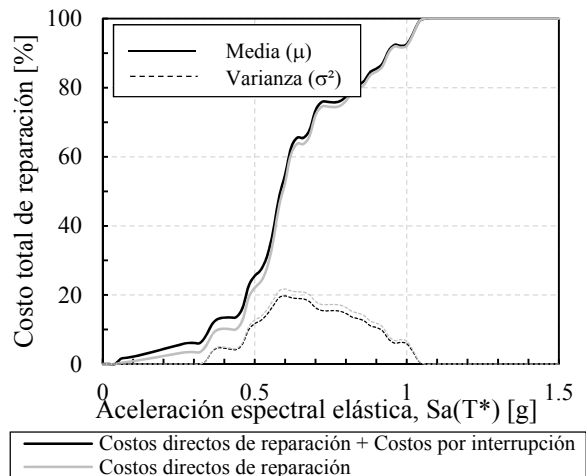
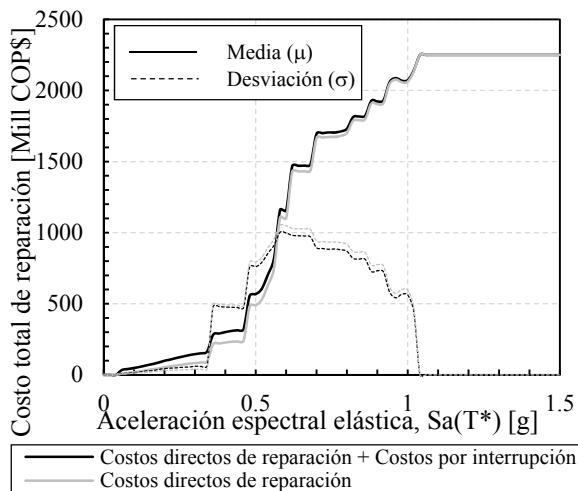
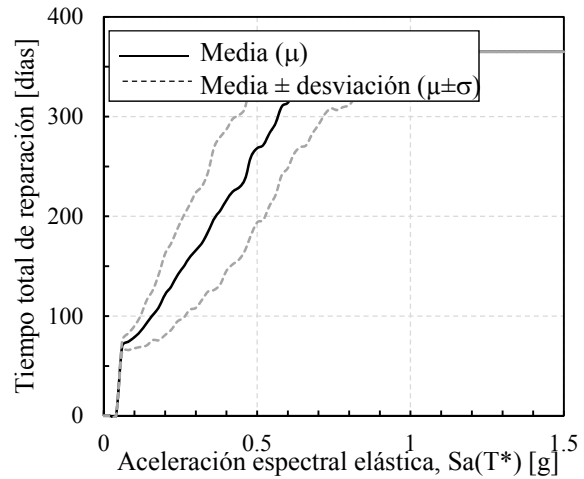
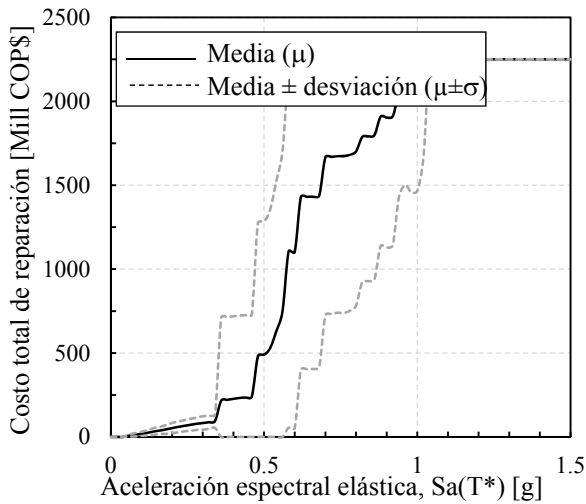
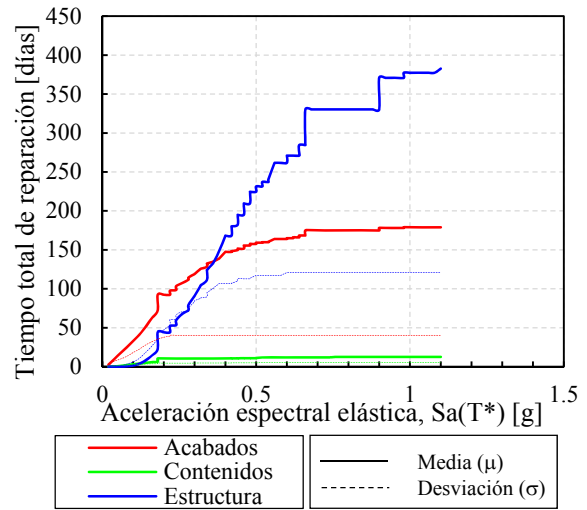
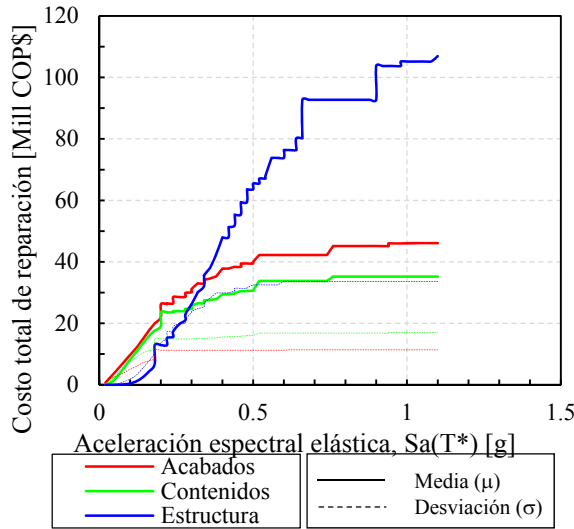
APÉNDICE I: RESULTADOS DESAGREGADOS PARA LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE LAS DIFERENTES EDIFICACIONES PROTOTIPO CONSIDERADAS

La metodología propuesta para la evaluación y cálculo de funciones de vulnerabilidad sísmica implementada en el software *IT-Funvul-V2* permite la obtención de las siguientes curvas ilustrativas:

- a) Costos totales de reparación/reposición, resultados para Fase 1.
- b) Tiempos totales de reparación/reposición, resultados para Fase 1.
- c) Costos directos de reparación/reposición, resultados para Fase 2.
- d) Tiempos totales de reparación teniendo, resultados para Fase 2.
- e) Costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción, resultados para Fase 2.
- f) Costos totales de reparación/reposición y costos asociados a la interrupción normalizados, resultados para Fase 2.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para las distintas tipologías (2, 5 y 10 pisos) con las variaciones en nivel de diseño (DMI y DES) y en tipos de acabados (frágiles y dúctiles) y según el grupo de señales sísmicas seleccionado (G2) que se considera representativo.

RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P2-DMI-F-G2



(a)

(b)

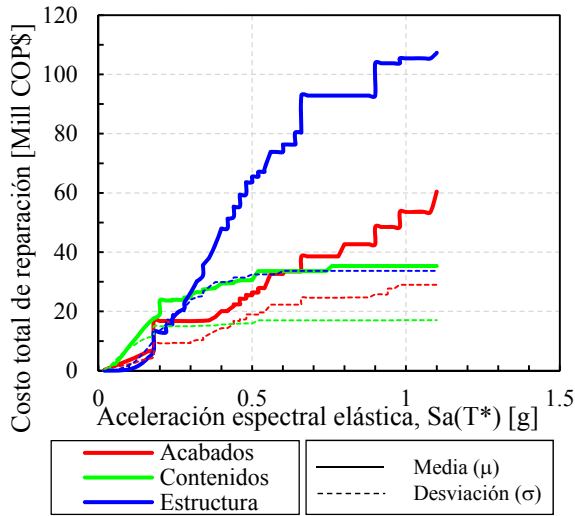
(c)

(d)

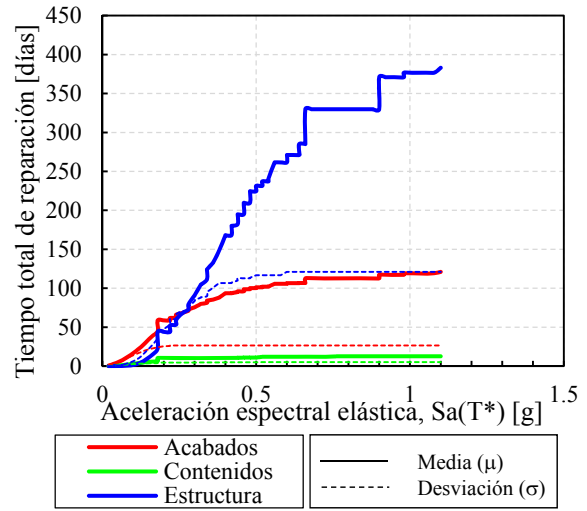
(e)

(f)

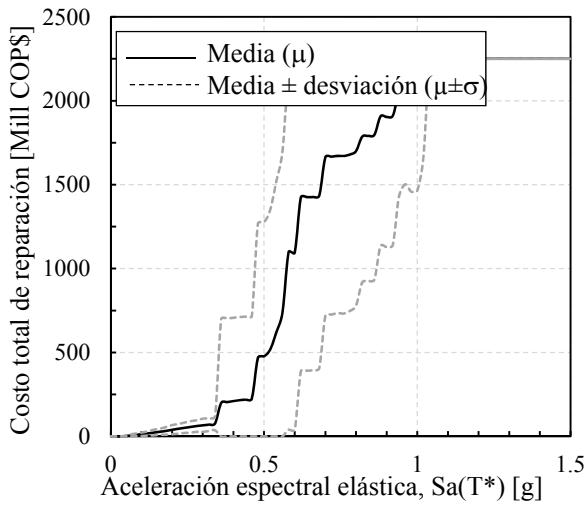
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P2-DMI-D-G2



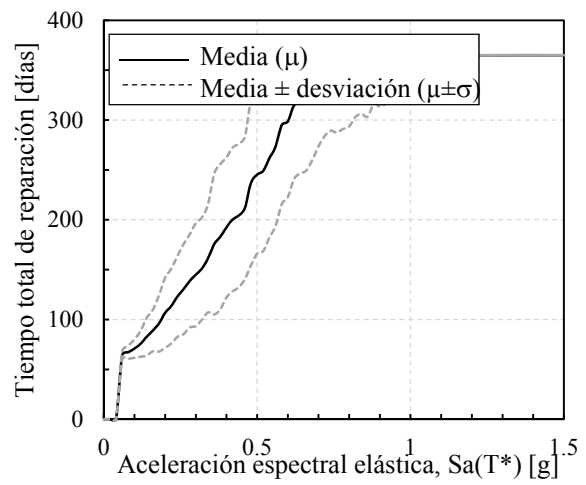
(a)



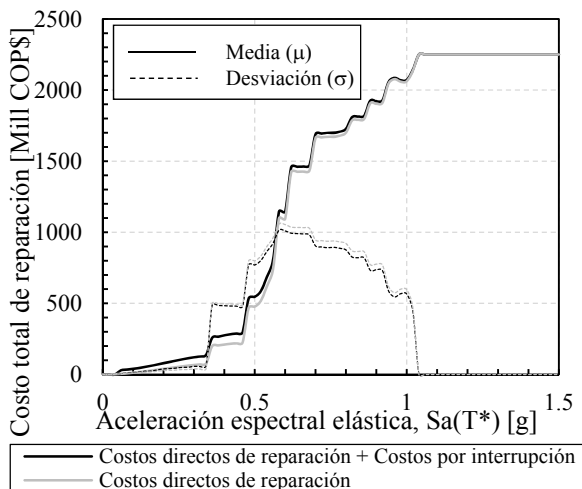
(b)



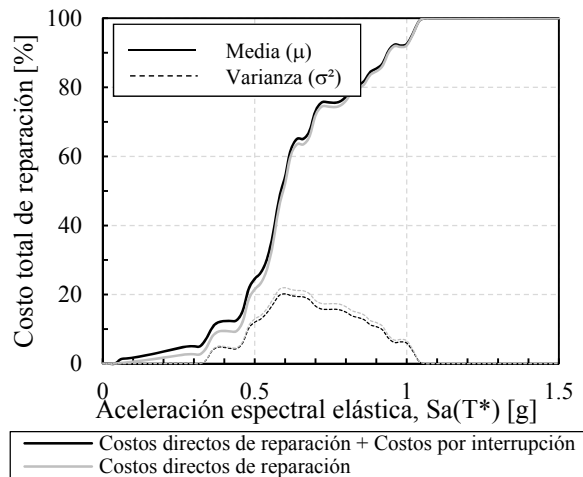
(c)



(d)

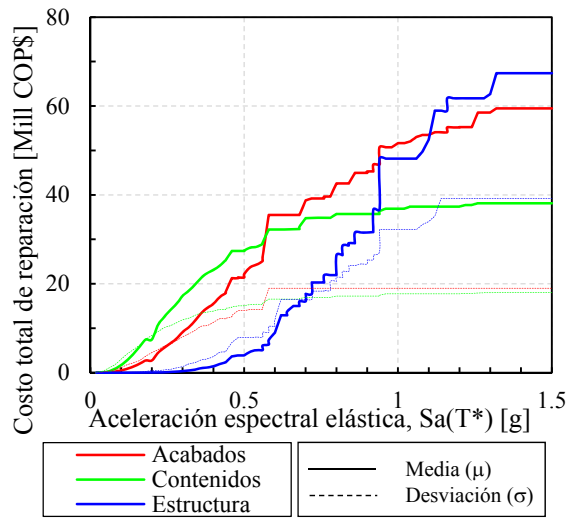


(e)

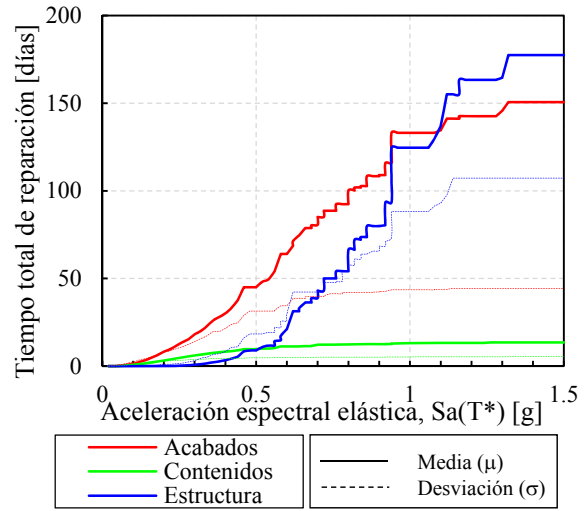


(f)

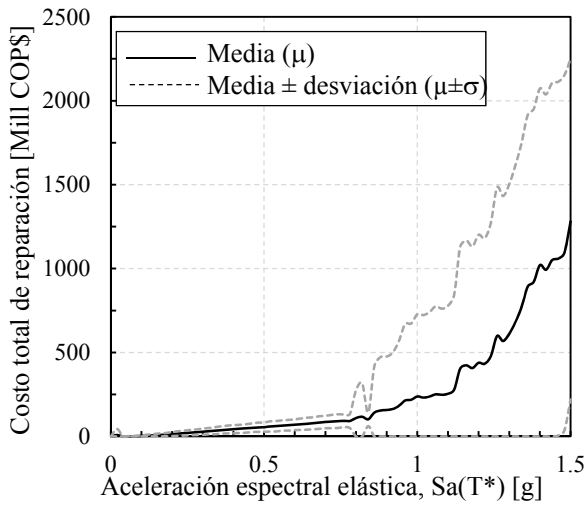
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P2-DES-F-G2



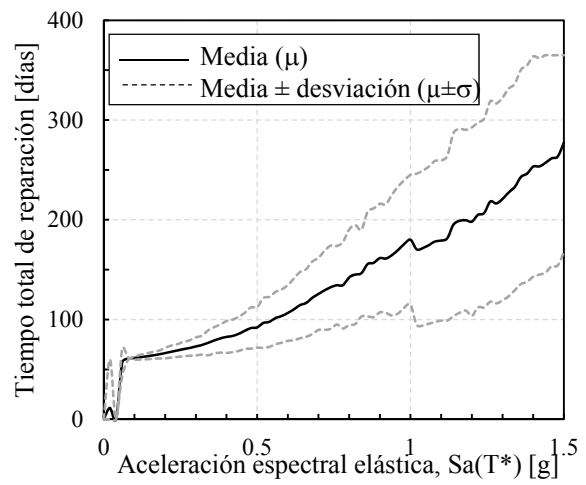
(a)



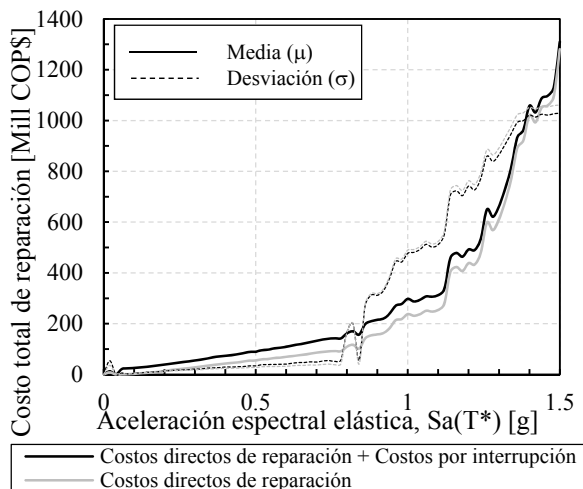
(b)



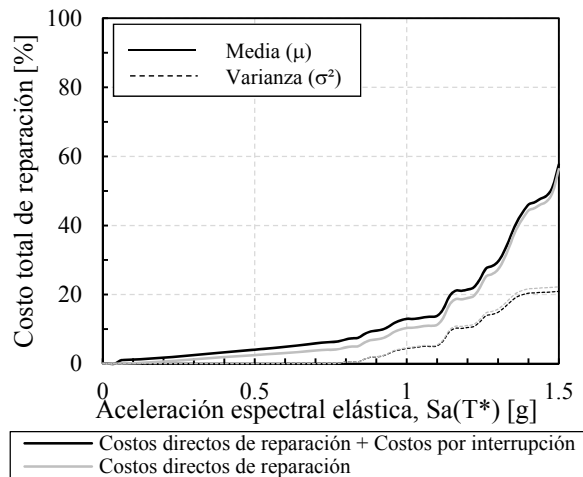
(c)



(d)

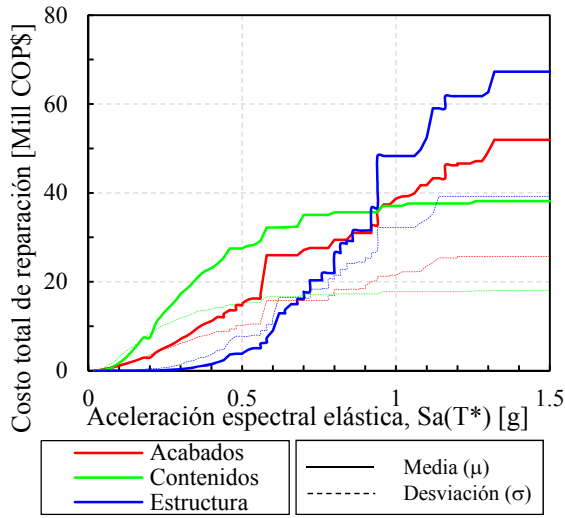


(e)

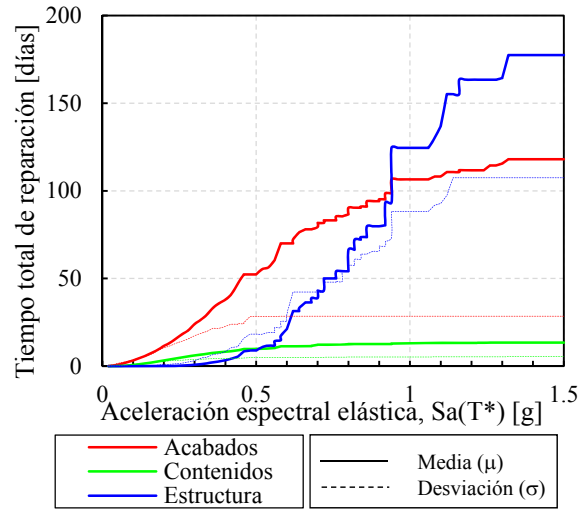


(f)

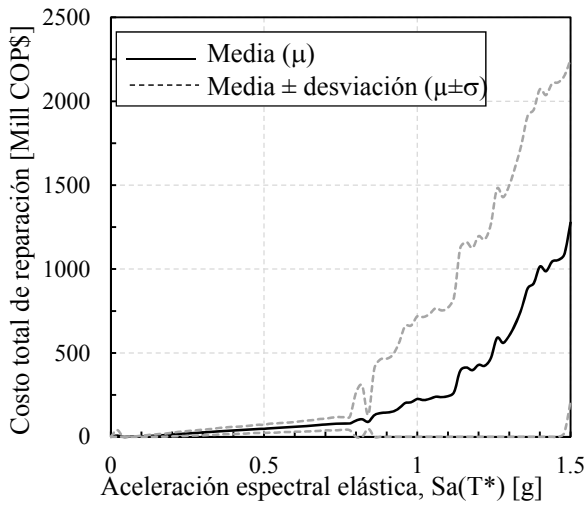
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P2-DES-D-G2



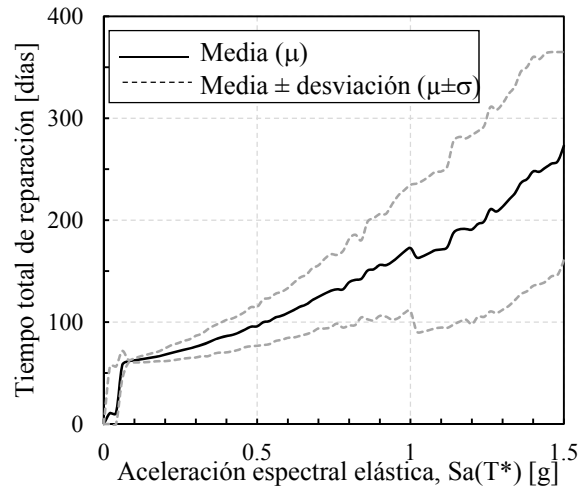
(a)



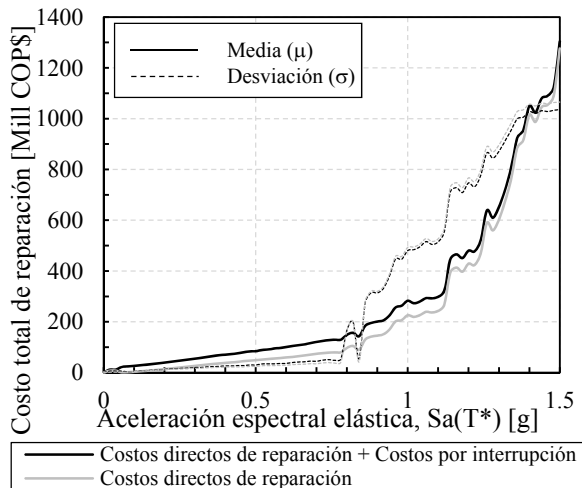
(b)



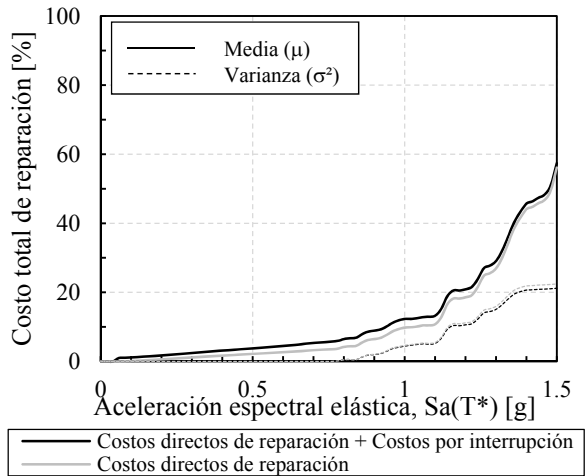
(c)



(d)

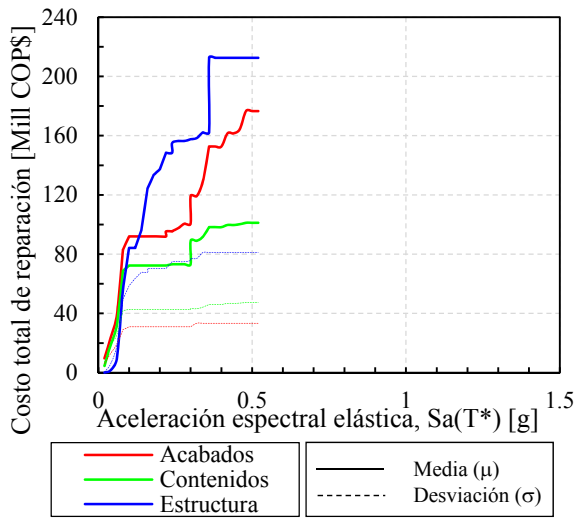


(e)

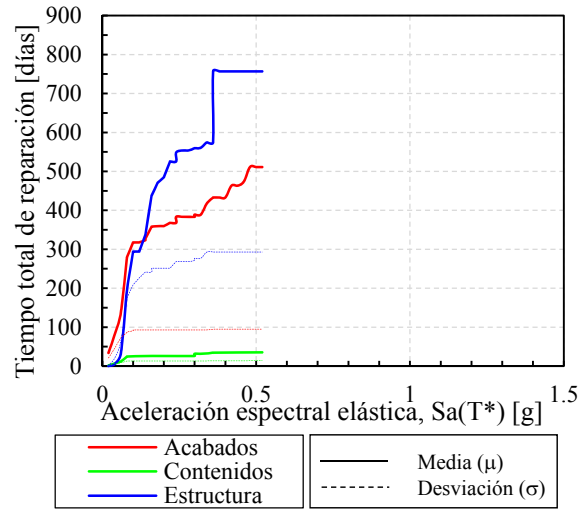


(f)

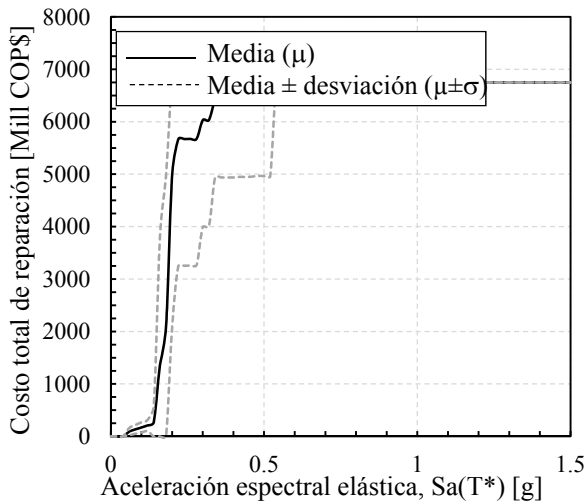
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P5-DMI-F-G2



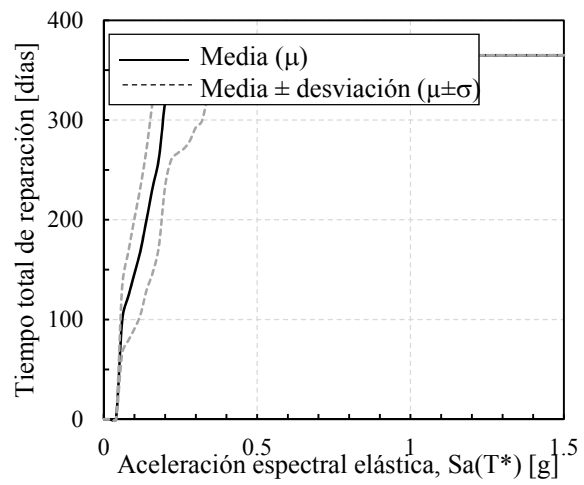
(a)



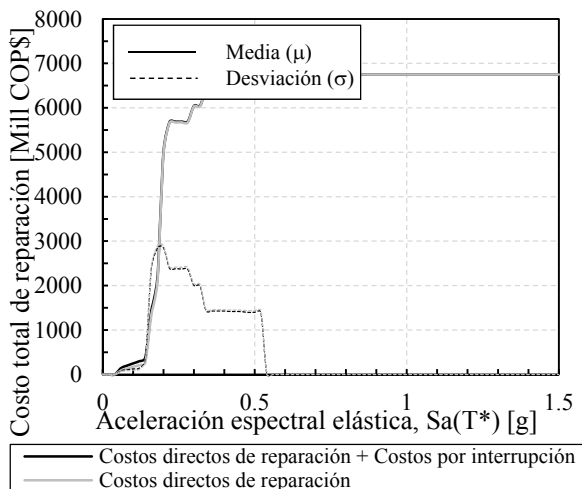
(b)



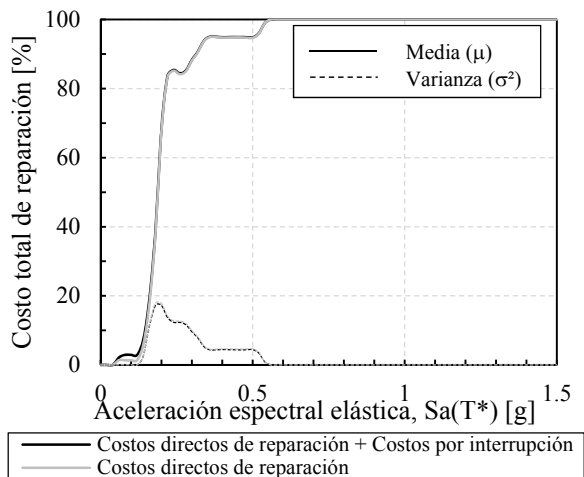
(c)



(d)

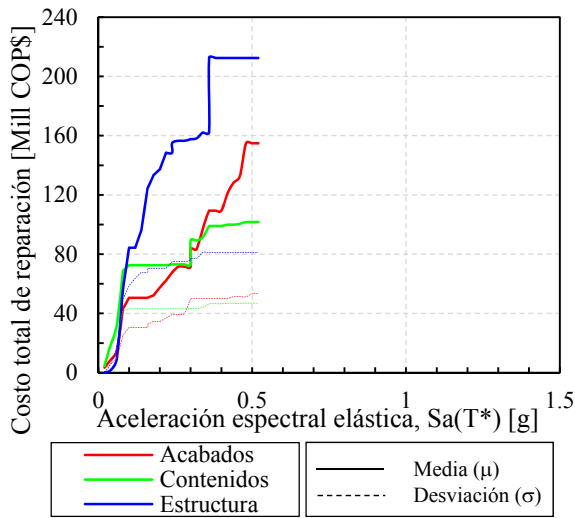


(e)

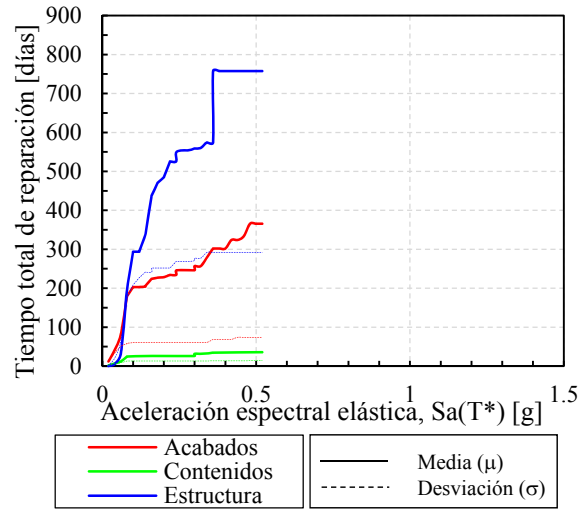


(f)

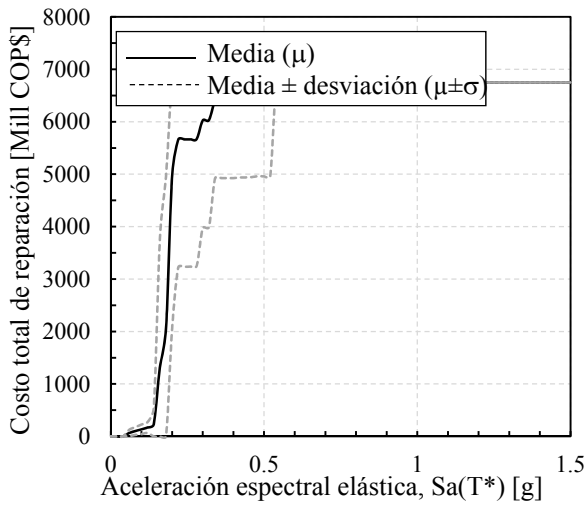
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P5-DMI-D-G2



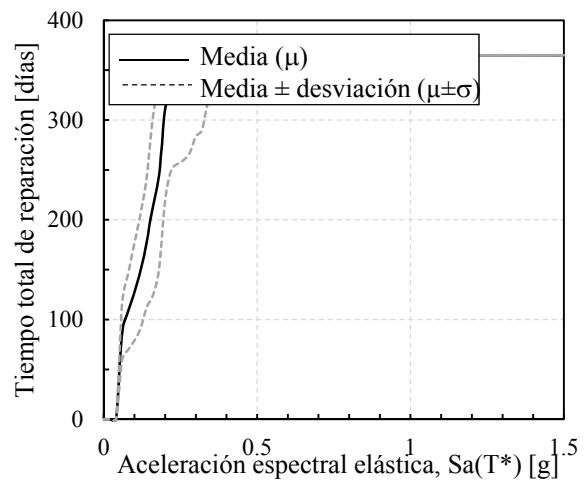
(a)



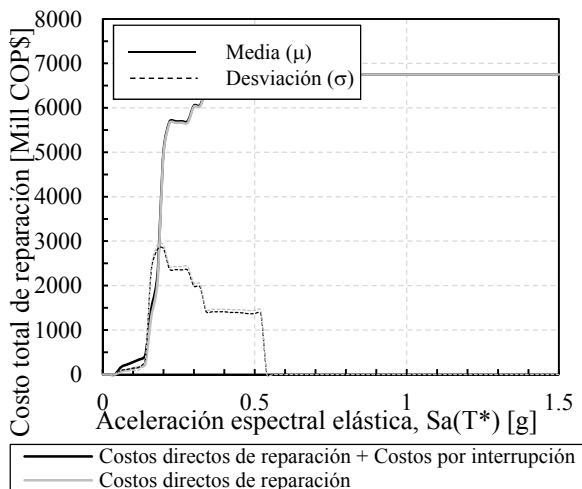
(b)



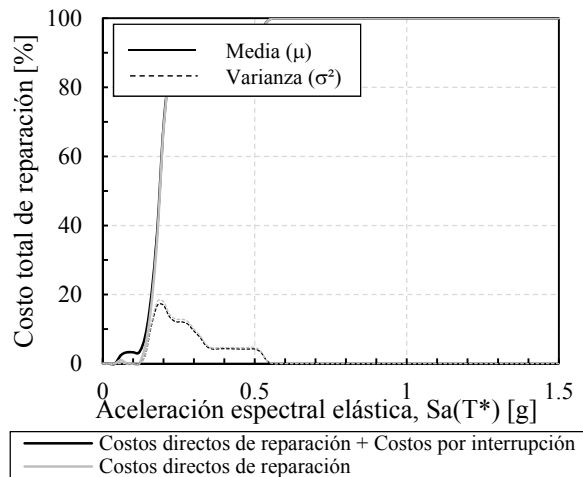
(c)



(d)

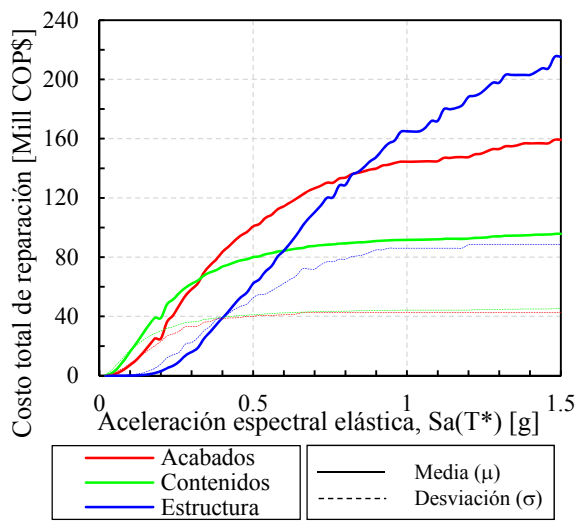


(e)

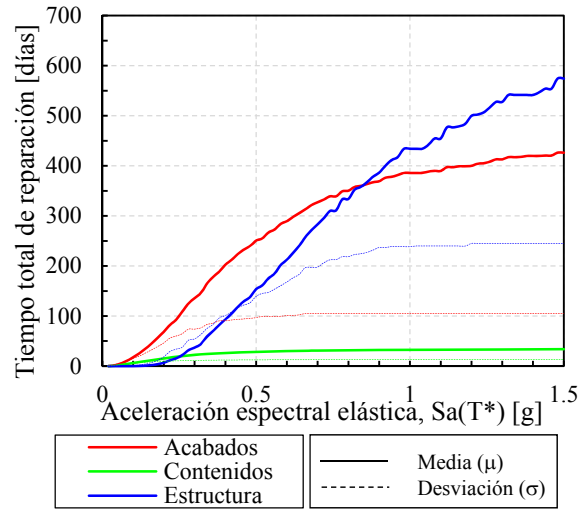


(f)

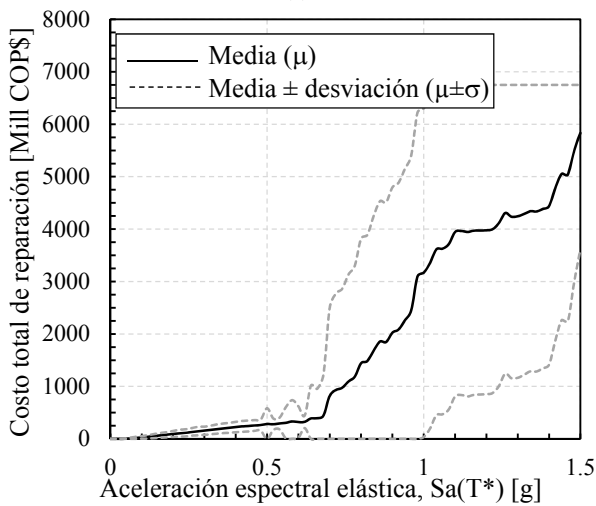
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P5-DES-F-G2



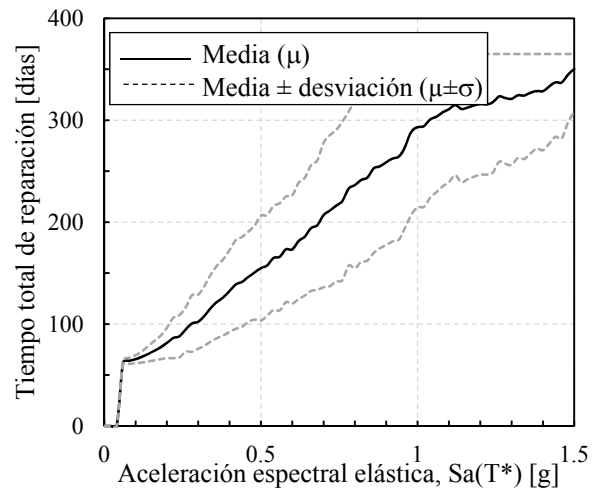
(a)



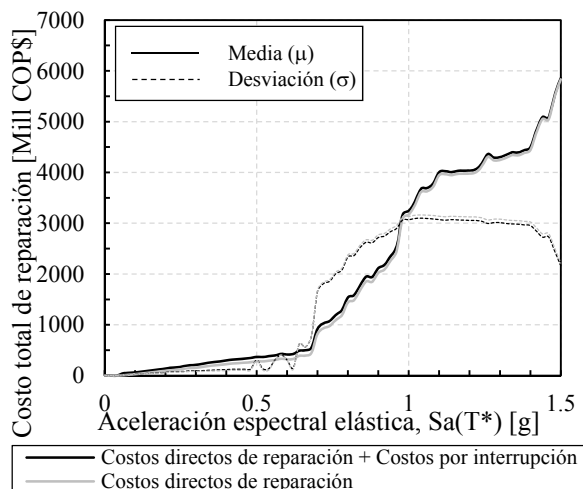
(b)



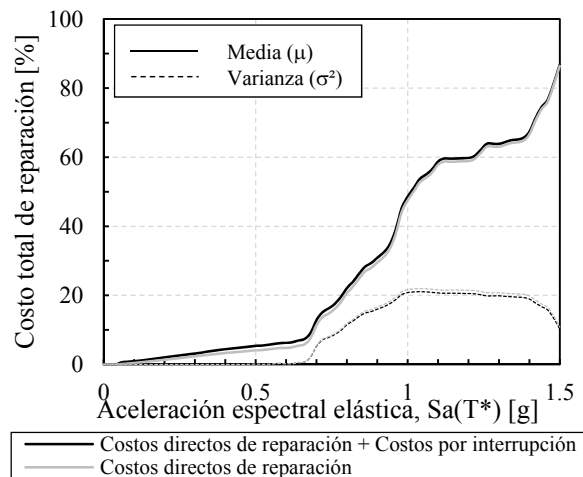
(c)



(d)

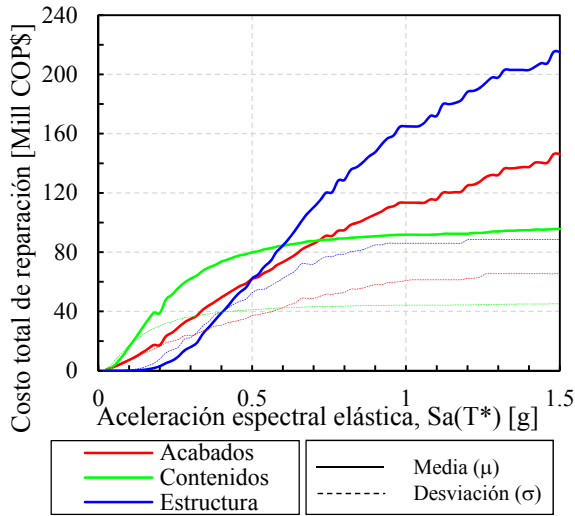


(e)

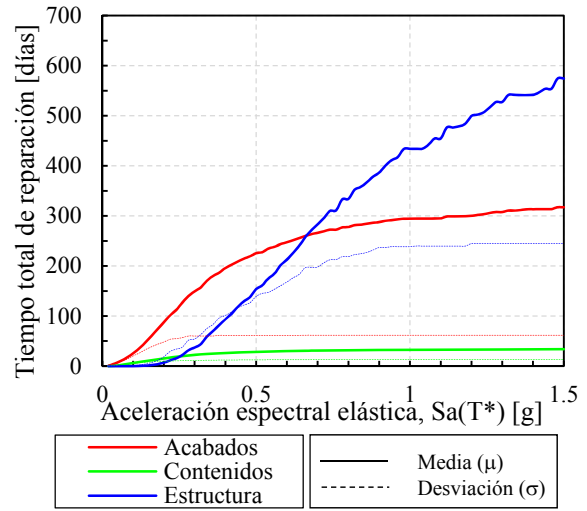


(f)

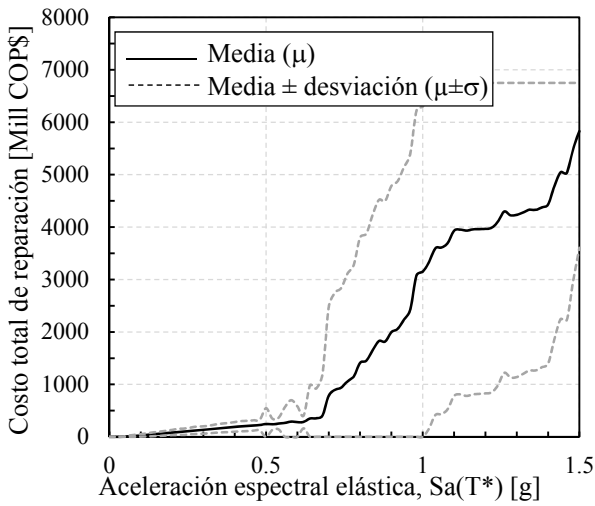
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P5-DES-D-G2



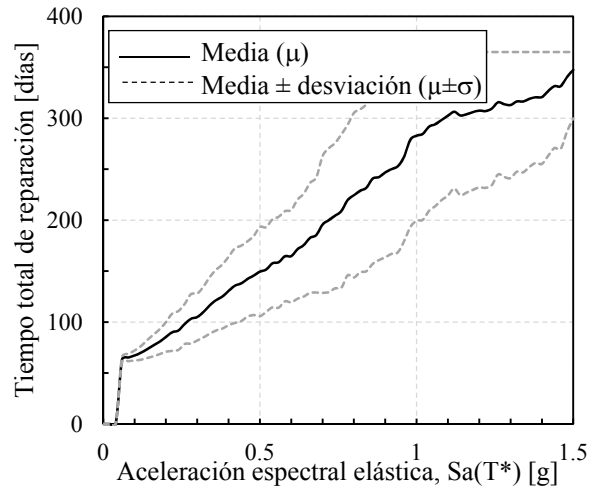
(a)



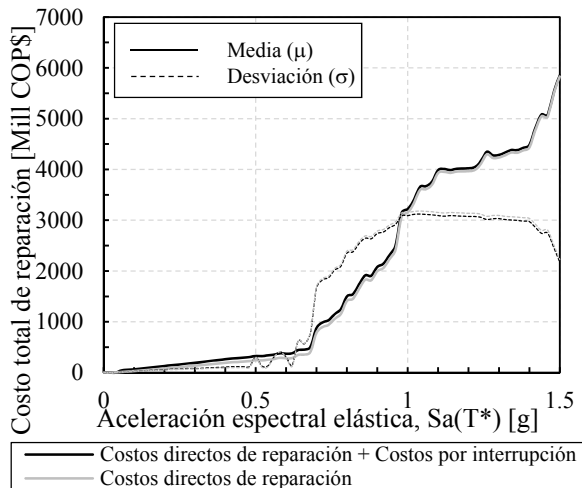
(b)



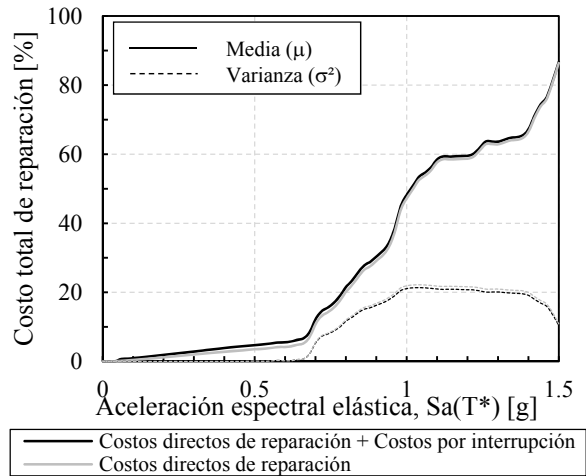
(c)



(d)



(e)

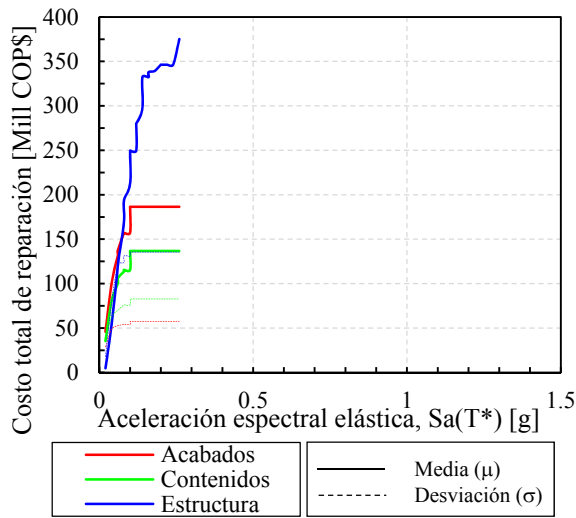


(f)

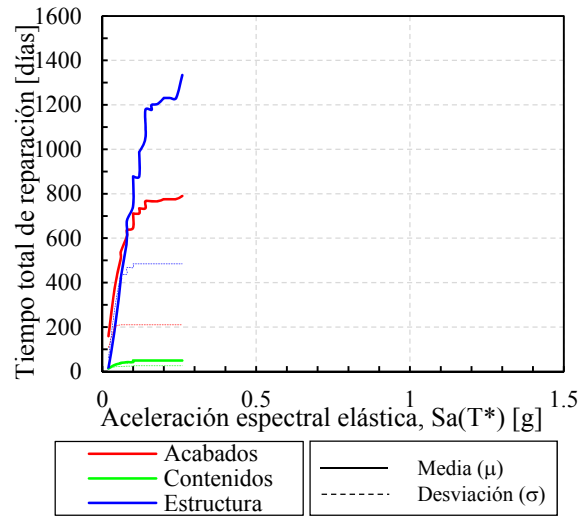
Costos directos de reparación + Costos por interrupción
Costos directos de reparación

Costos directos de reparación + Costos por interrupción
Costos directos de reparación

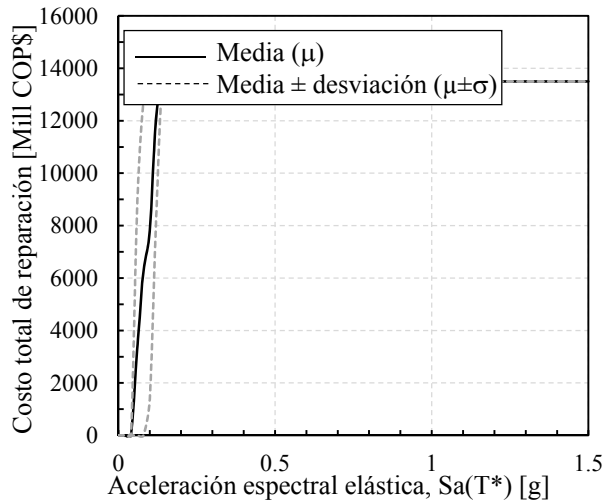
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P10-DMI-F-G2



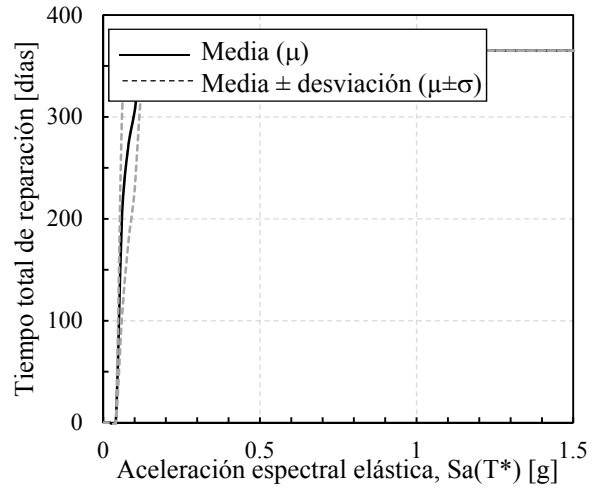
(a)



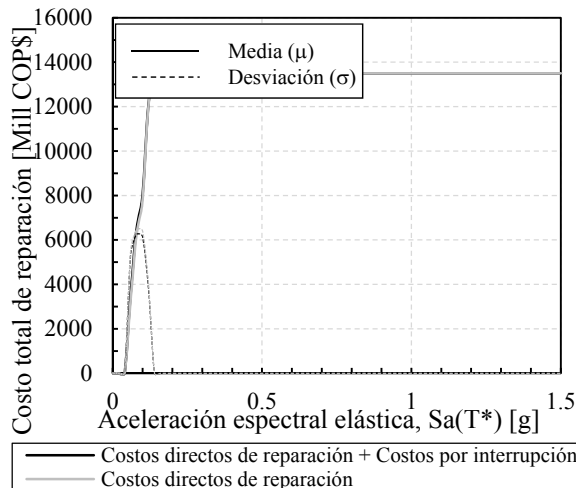
(b)



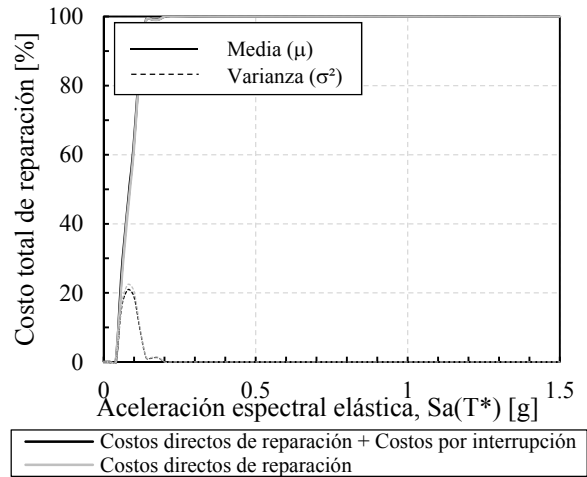
(c)



(d)

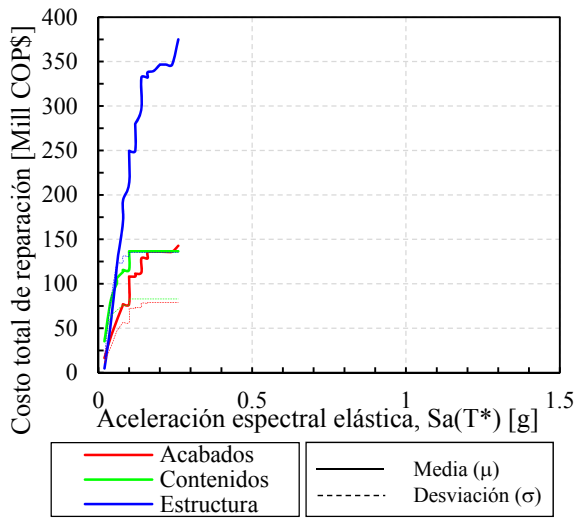


(e)

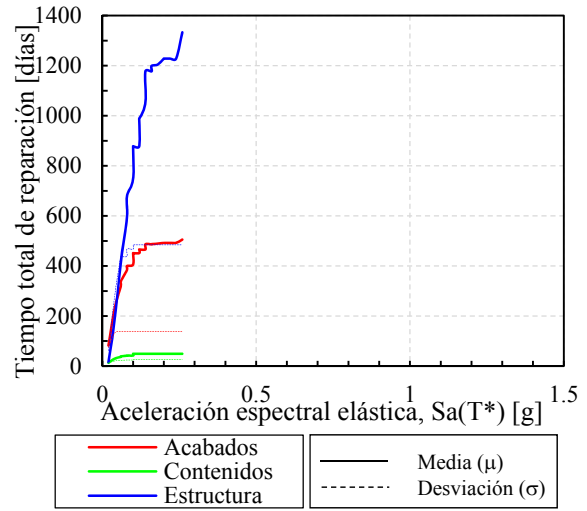


(f)

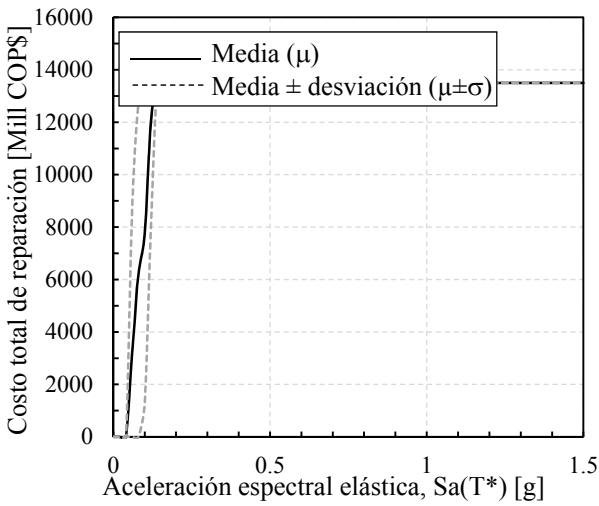
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P10-DMI-D-G2



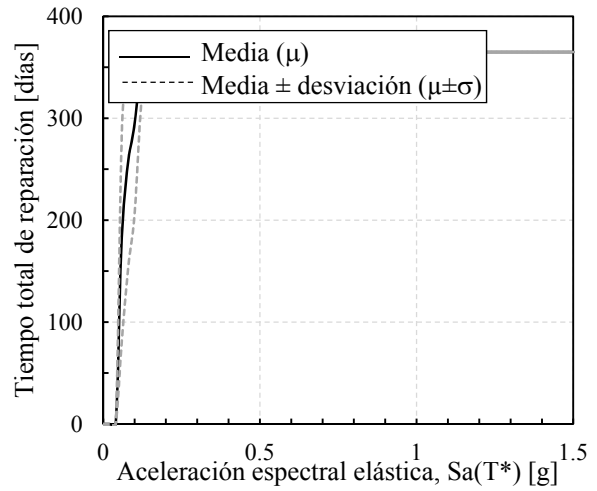
(a)



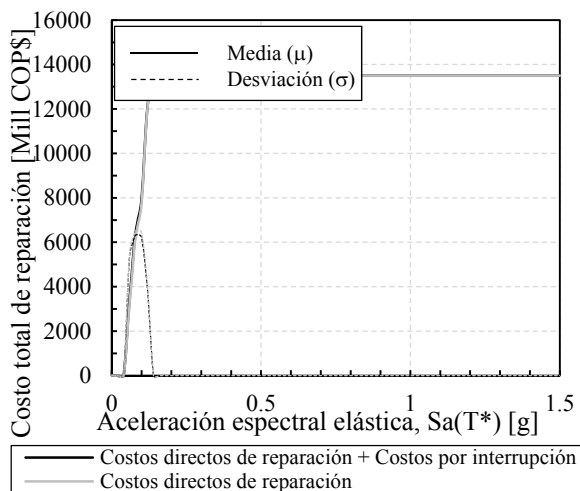
(b)



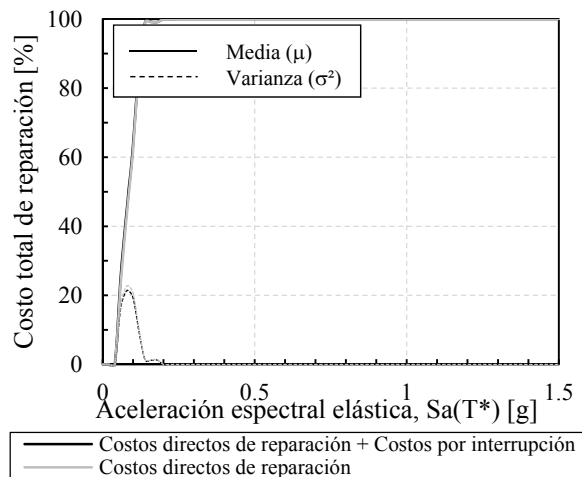
(c)



(d)

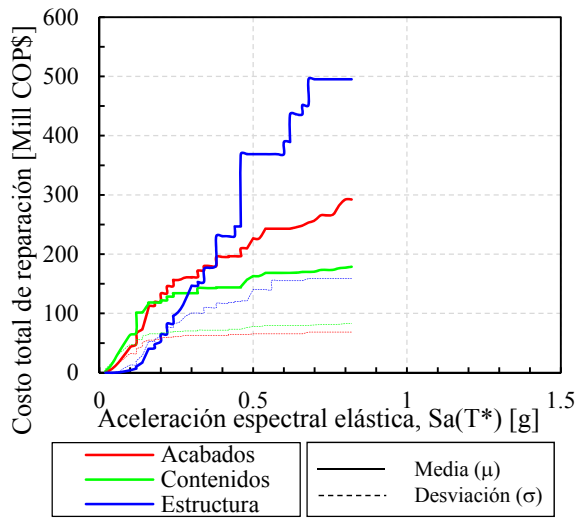


(e)

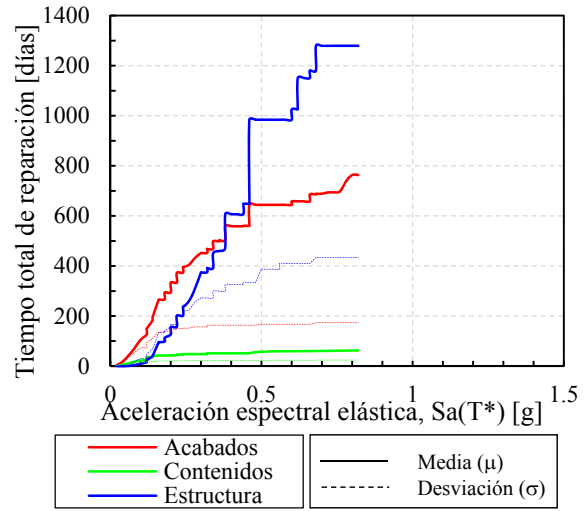


(f)

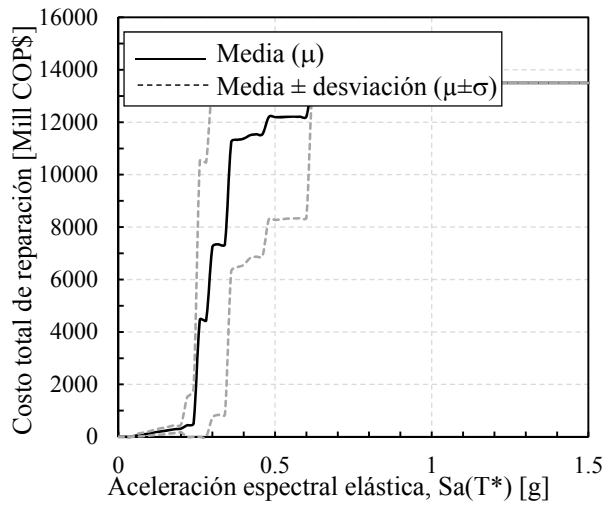
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P10-DES-F-G2



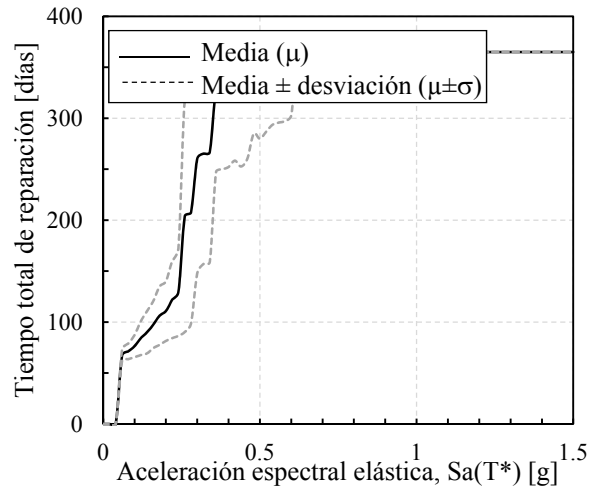
(a)



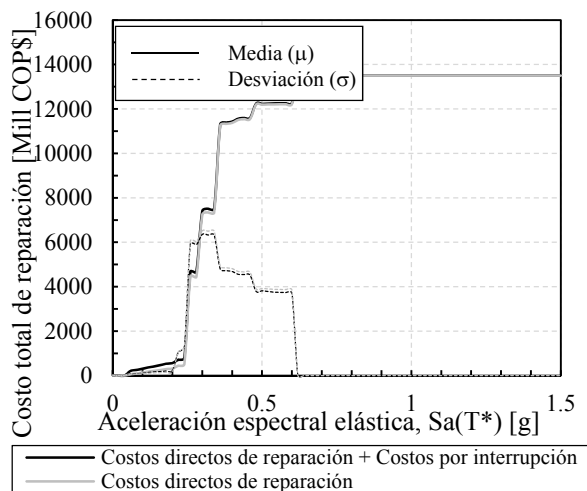
(b)



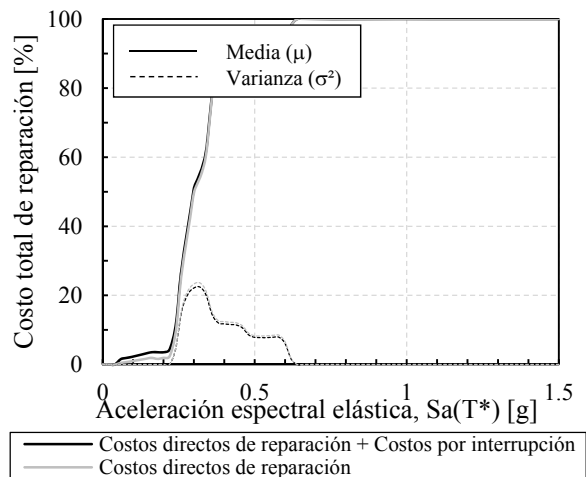
(c)



(d)

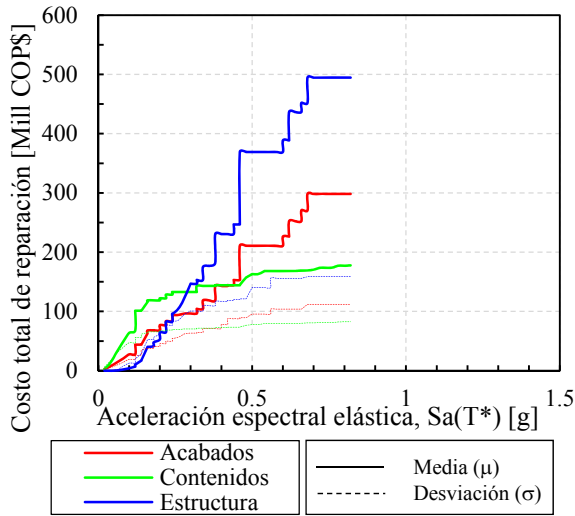


(e)

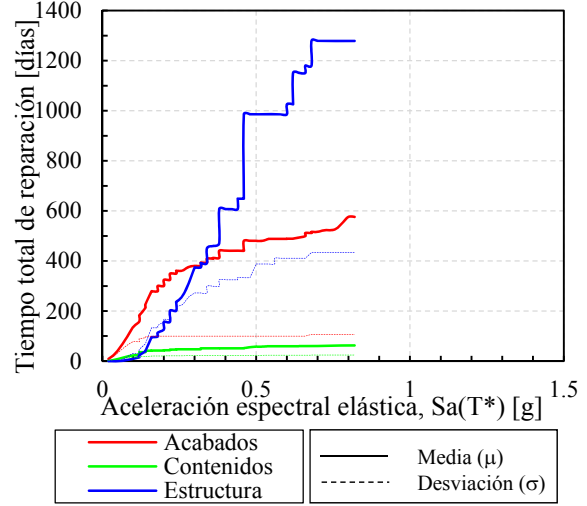


(f)

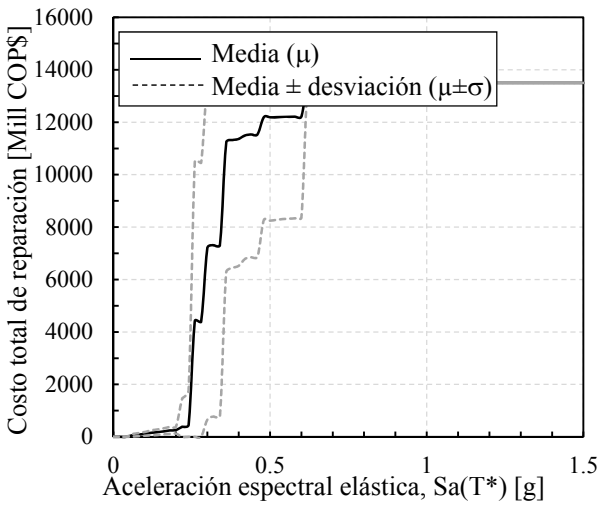
RESULTADOS DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD P10-DES-D-G2



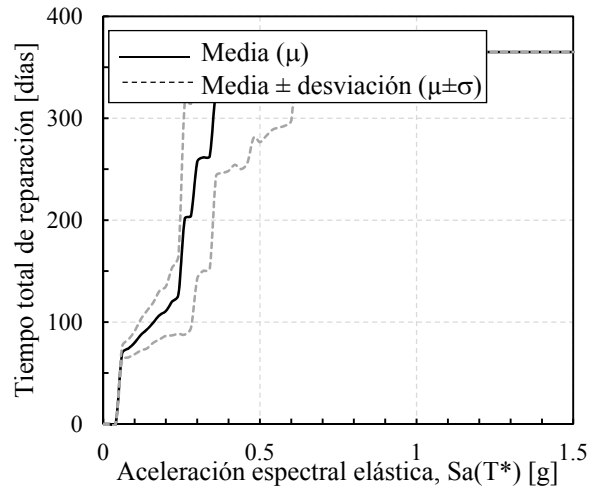
(a)



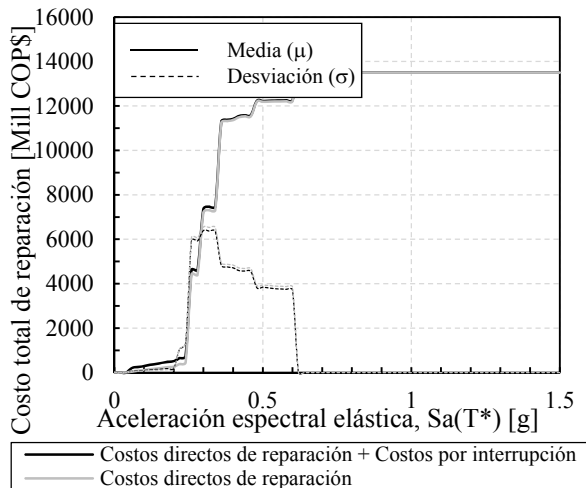
(b)



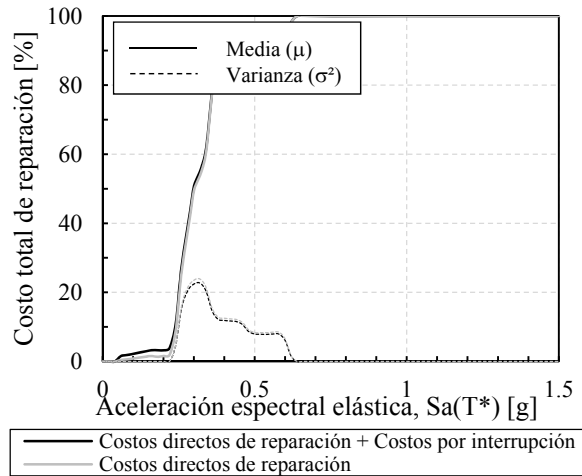
(c)



(d)



(e)



(f)

