

Ministerio de Medio Ambiente
y Recursos Naturales



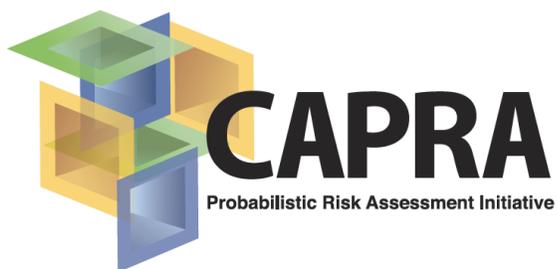
Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)

**MODELACIÓN PROBABILISTA DE ESCENARIOS DE RIESGO
SÍSMICO PARA EL ÁREA METROPOLITANA DE SAN
SALVADOR, INCLUYE ANÁLISIS DE LOS PORTAFOLIOS DE
EDUCACIÓN, SALUD Y GOBIERNO**

Por:

Celina Kattan Jokisch
Luis Eduardo Menjivar Recinos
Ricardo Antonio Castellanos Araujo
José Adolfo Ramos Huevo
Nelson Eduardo Ayala Leiva
Patricia Méndez de Hasbun

JULIO DE 2012



Proyecto de Asistencia Técnica (TAP) con fondos del Banco Mundial (BM) y del Global Facility for Disaster Risk Reduction (GFDRR)



Asistencia técnica provista por el consorcio ERN-AL

**Evaluación de Riesgos Naturales
- América Latina -
Consultores en Riesgos y Desastres**



Con apoyo de los Ministerios de Educación (MINED) y Salud (MINSAL) y de la Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" (UCA)



RESUMEN

El objetivo principal de la evaluación del riesgo de desastres es brindar herramientas para la toma de decisiones en materia de reducción y mitigación de riesgos, incluyendo tanto medidas de prevención como de preparación. La república de El Salvador se encuentra en una región de alta peligrosidad sísmica, que combinado a la falta de políticas públicas y al desordenado proceso de urbanización de las principales ciudades, se ha traducido en un elevado nivel de riesgo sísmico.

Utilizando la plataforma CAPRA, se realizó la modelización probabilista de escenarios de riesgo sísmico para edificaciones de salud, educación y gobierno en el Área Metropolitana de San Salvador. La amenaza sísmica se evaluó en términos de aceleraciones espectrales, considerando una estimación preliminar de efectos de amplificación por condiciones locales de suelo. 1550 edificaciones fueron inspeccionadas para obtener información de exposición y examinar las características más influyentes en la capacidad de las estructuras a resistir cargas sísmicas, estudiada en términos de funciones de vulnerabilidad.

Considerando un catálogo sintético de aproximadamente 25,000 escenarios sísmicos, se obtuvo una pérdida anual esperada de 5,78% del valor expuesto, con las máximas pérdidas concentradas en una pequeña cantidad de edificios, permitiendo así la priorización de infraestructura crítica. Tanto los resultados de la evaluación del riesgo, como los resultados individuales de cada componente, facilitan la definición de lineamientos para la reducción de riesgo sísmico a corto, mediano y largo plazo.

ABSTRACT

The main goal of disaster risk assessment studies is to enable stakeholders and managers to make informed decisions on risk reduction and mitigation strategies, including both disaster prevention and preparedness. The republic of El Salvador lies on a region of high seismic hazard, which combined with the lack of public policies and the haphazard urbanization process of the main cities, has resulted in very high seismic risk.

Probabilistic modeling of seismic risk scenarios was performed for Educational, Public Health and Governmental Institutions in the Metropolitan Region of San Salvador, using the CAPRA platform. Seismic hazard was assessed in terms of spectral accelerations, considering a preliminary estimation of the amplification effects due to local site conditions. 1550 buildings were surveyed to gather exposure information and to examine the main building characteristics related to the structure's capacity to resist earthquake loads, assessed by means of vulnerability functions.

Considering a synthetic catalogue of nearly 25,000 earthquake scenarios, an annualized loss of 5.78% of the total exposed value was obtained, with the maximum losses concentrated in a small amount of buildings, thus allowing a prioritization of critical infrastructure. The results of the seismic risk assessment, as well as the individual results of each component, helped establish guidelines for short, medium and long-term risk reduction measures.

RECONOCIMIENTOS

El presente documento expone el estado de avance en la Evaluación Probabilista de Escenarios de Riesgo Sísmico para el Área Metropolitana de San Salvador, particularmente para los portafolios de Educación, Salud y Gobierno

El proyecto fue ejecutado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) con el apoyo de los Ministerios de Educación (MINED) y Salud (MINSAL), en el marco del Proyecto de Asistencia Técnica (TAP) con fondos del Banco Mundial y asistido por el consorcio ERN-AL, desarrolladores de las aplicaciones utilizadas para la evaluación del riesgo sísmico.

El estudio se realizó partiendo de información existente y levantando aquella información considerada indispensable para el análisis. Cada una de las capas utilizadas en el análisis está sujeta a ser mejorada con la incorporación de más y/o mejor calidad de datos, lo que pudiera variar de forma significativa los resultados presentados. Se trata de una estimación inicial que debe ser complementada y revisada a medida nuevo conocimiento sea adquirido. El usuario final debe estar consciente de las limitaciones y restricciones de los análisis realizados para poder dar uso adecuado a la información.

El informe presentado recopila el trabajo realizado tanto por personal del MARN como por consultores externos, bajo la coordinación y supervisión del MARN.

Dirección y Coordinación del Proyecto de Asistencia Técnica

Sonia Baires Iyonne Jaimes C.

Sistemas de Información Geográfica

Luis Eduardo Menjivar R. Giovanni Molina

Evaluación de Amenaza Sísmica y Geología

Celina Kattan Jokisch Marta Griselda Marroquín P. Edgardo Walter Hernández

Análisis de Vulnerabilidad

Ricardo Antonio Castellanos A. Celina Kattan Jokisch Luis Eduardo Menjivar R.

Levantamiento de Información sobre Edificaciones Expuestas a Riesgo Sísmico

Coordinador General: Reynaldo Zelaya C.

Coordinadores de Evaluadores: José Adolfo Ramos H. Nelson Eduardo Ayala L.

Coordinadora de Procesamiento: Patricia Méndez de Hasbún

Asesor Estructural: Alba Fidelina Alfaro M. José Carlos Hasbún H.

Asesor SIG: Manuel Arturo Escalante D.

Ministerio de Educación

Herbert Alexander Armas Maryxenia de Salazar

Ministerio de Salud

Luis Alberto Escobar A. Cecilia Reyes de Morán

Consortio ERN-AL - Asistencia Técnica

Carlos Eduardo Avelar F. Eduardo Reinoso A.

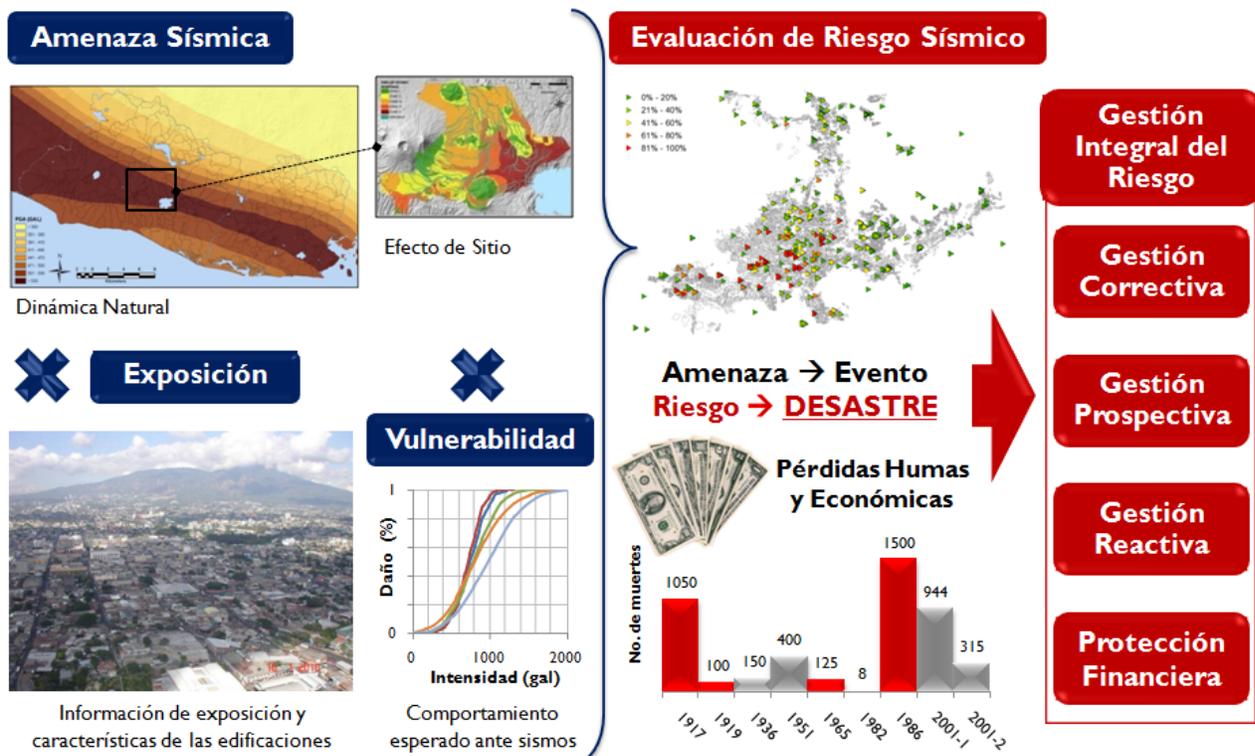
Banco Mundial - Gestión de Riesgo de Desastres / Región Latinoamérica y el Caribe

Diana Marcela Rubiano V. Fernando Ramírez C.

ÍNDICE

Resumen.....	i
Reconocimientos.....	ii
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Marco Conceptual.....	1
1.2 Definición del Área de Estudio.....	1
1.3 Historia Sísmica de El Salvador.....	3
2 AMENAZA SÍSMICA EN EL AMSS	
2.1 Marco Sismo-tectónico.....	6
2.2 Evaluación de la Amenaza Sísmica.....	7
2.3 Modelo de Amenaza Sísmica Nacional.....	8
2.3.1 Antecedentes.....	8
2.3.2 Selección de Modelo de Atenuación.....	9
2.3.3 Análisis de Residuos.....	10
2.3.4 Comparación Directa para Sismos de Control.....	12
2.3.5 Distribución Geográfica de la Amenaza.....	14
2.3.6 Discusión de Resultados.....	15
2.4 Estudio de Respuesta de Sitio en el AMSS.....	17
2.4.1 Efecto de las Condiciones Locales en el Movimiento Fuerte.....	17
2.4.2 Geología del Sitio [Hernández, 2007].....	19
2.4.3 Comportamiento Sísmico de los Suelos del AMSS.....	20
2.4.4 Metodología para la Evaluación de la Respuesta de Sitio.....	21
2.4.5 Información Geológica/Geotécnica.....	22
2.4.6 Información Sísmica.....	24
2.4.7 Zonas de Respuesta Sísmica Similar.....	24
2.4.8 Discusión de Resultados.....	27
2.4.9 Hacia una Microzonificación Sísmica del AMSS.....	28
3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE EXPOSICIÓN	
3.1 Información de Exposición.....	29
3.2 Instituciones Evaluadas.....	29
3.3 Ficha Técnica.....	30
3.3.1 Información General.....	30
3.3.2 Información Técnica Indispensable.....	31
3.3.3 Información Técnica Complementaria.....	36

3.4	Caracterización de las Edificaciones.....	38
3.5	Discusión de Resultados.....	41
4	GENERACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	
4.1	Vulnerabilidad Sísmica.....	45
4.2	Metodología y Parámetros para la generación de Funciones de Vulnerabilidad.....	45
4.2.1	Software ERN-Vulnerabilidad.....	46
4.2.2	Parámetros de Capacidad por Procedimientos Aproximados (HAZUS).....	48
4.2.3	Parámetros de Capacidad a Partir de Procedimientos Experimentales.....	49
4.2.4	Parámetros de Capacidad a Partir de Procedimientos Analíticos.....	52
4.2.5	Calibración de Curvas utilizando Datos de Sismos Históricos.....	58
4.3	Defectos Estructurales.....	60
4.4	Discusión de Resultados.....	62
5	MODELO DE RIESGO SÍSMICO PARA EL AMSS.....	63
	CONCLUSIONES.....	69
	REFERENCIAS.....	72



1 INTRODUCCIÓN

1.1 Marco Conceptual

Riesgo sísmico se define como la probabilidad de una pérdida causada por un sismo durante un tiempo definido, y puede ser medido en términos humanos, económicos o sociales. Esta probabilidad de pérdida depende tanto de la amenaza sísmica, como de la exposición y la vulnerabilidad de las edificaciones expuestas. De manera simplificada:

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Amenaza Sísmica} \times \text{Exposición} \times \text{Vulnerabilidad}$$

La amenaza sísmica es la probabilidad de que ocurran movimientos sísmicos de cierta intensidad en una zona y tiempo definido, y refleja características de la naturaleza que generalmente no pueden ser modificadas, como la sismicidad y la geología de la región. La exposición puede medirse en términos del número de personas albergadas en cada edificio o el valor monetario (de reposición) de dicho edificio, y la vulnerabilidad representa el daño que puede esperarse en una estructura expuesta a un movimiento sísmico de cierta intensidad.

La amenaza se convierte en riesgo cuando existen edificaciones/obras expuestas al movimiento del terreno, y el nivel de riesgo depende no solo del nivel de movimiento sino también de la capacidad de las estructuras expuestas para resistirlo. En otras palabras, la ocurrencia de un terremoto puede considerarse un fenómeno natural, pero no así el desastre que le sigue.

La metodología utilizada para la evaluación de riesgo se basa en el asocio de las amenazas consideradas sobre el inventario de activos expuestos con las funciones de vulnerabilidad relacionadas; se evalúa el porcentaje de daños esperados en cada una de las edificaciones expuestas y para cada uno de los escenarios planteados [ERN-AL, 2010a]

$$v(p) = \sum_{i=1}^{\text{Eventos}} \Pr(P > p | \text{Evento}_i) F_A(\text{Evento}_i) \quad \text{Ec. 1.1}$$

Donde $v(p)$ es la tasa de excedencia de la pérdida p , $F_A(\text{Evento}_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i , y $\Pr(P > p | \text{Evento}_i)$ es la probabilidad que la pérdida sea superior a p , dado que ocurrió el i -ésimo evento. La suma en la ecuación anterior se hace para todos los eventos potencialmente dañinos.

1.2 Definición del Área de Estudio

La República de El Salvador es el país más pequeño y densamente poblado de América Central, con solo 21,040.79 km² de extensión y una población aproximada de 5.7 Millones de habitantes [DIGESTYC, 2007], resultando en una densidad promedio de 270 habitantes por km².

San Salvador es el departamento más poblado de los 14 que constituyen el país; con alrededor de 1.6 millones de habitantes, alberga a más del 25% de la población total del país. La ciudad de San Salvador es la capital y ciudad más grande del territorio, y es el centro comercial, industrial, económico y cultural de El Salvador. Conocida como el “Valle de las Hamacas” por su alta actividad sísmica, la ciudad se encuentra ubicada en una planicie rodeada por pequeños volcanes, 683m sobre el nivel del mar.

El Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) está compuesta por 14 municipios pertenecientes a los departamentos de San Salvador y La Libertad. Estos municipios son: (1) Apopa, (2) Ayutuxtepeque, (3) Cuscatancingo, (4) Ciudad Delgado, (5) Ilopango, (6) Mejicanos, (7) Nejapa, (8) San Marcos, (9) San Martín, (10) Tonacatepeque, (11) San Salvador y (12) Soyapango, del departamento de San Salvador, y (13) Antiguo Cuscatlán y (14) Nueva San Salvador del departamento de La Libertad. La población del AMSS es de aproximadamente 1.7 millones de habitantes, representando el 30% de la población total del país. La Figura 1.1 muestra la conformación del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

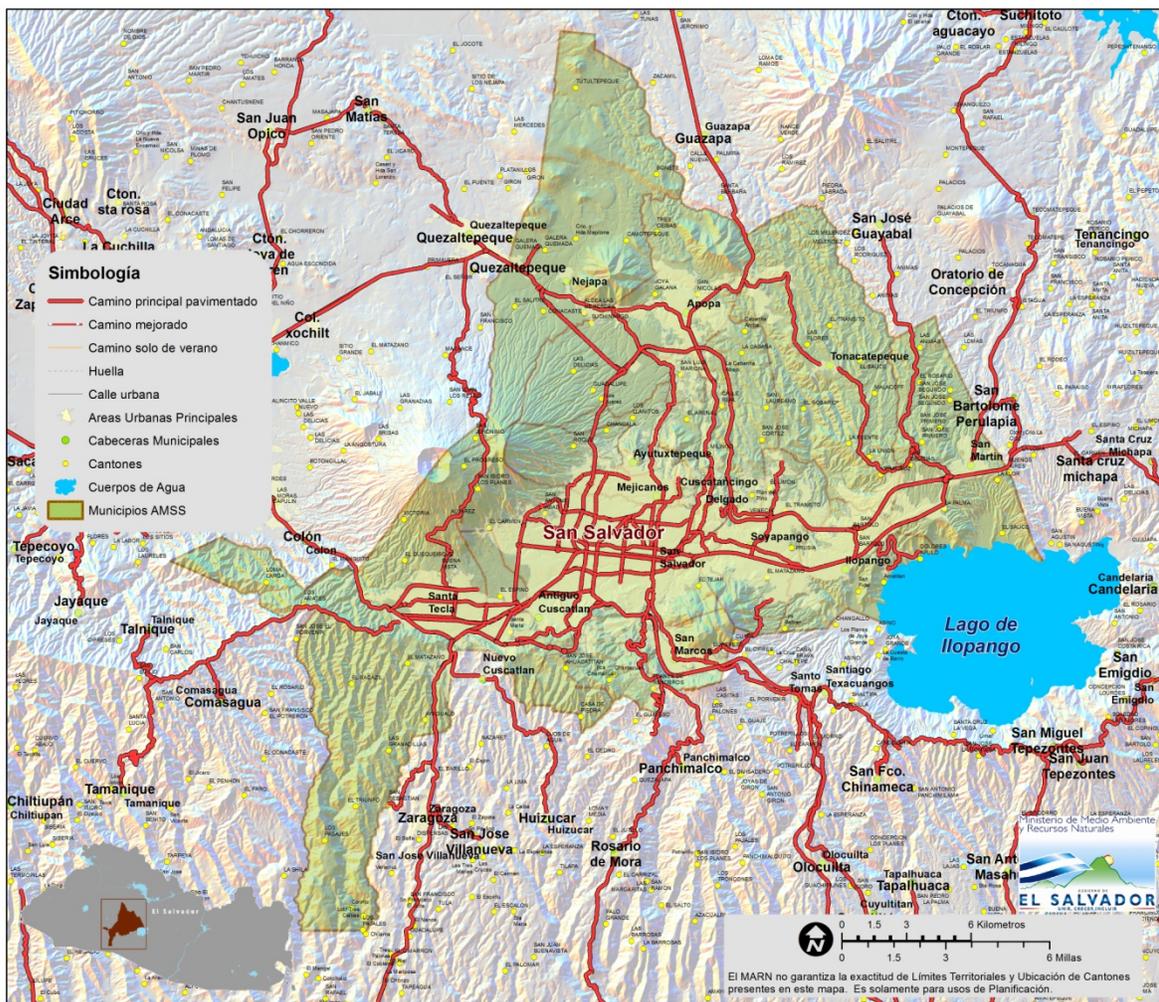


Figura 1.1: Conformación del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

1.3 Historia Sísmica de El Salvador

La república de El Salvador sufre un terremoto destructivo una vez por década en promedio y la ciudad de San Salvador es probablemente la ciudad en América más frecuentemente dañada por los sismos [López et al., 2004]; fue gravemente afectada el 3 de mayo de 1965 (Ms 6.0) y el 10 de octubre de 1986 (Mw 5.7). El terremoto de 1965 dejó unos 120 muertos, mientras que el de 1986, a pesar de ser de menor magnitud, se tradujo en 1,500 muertos y más de 100,000 personas afectadas [Bommer et al., 1998].

Estos eventos y los más recientes ocurridos el 13 de Enero de 2001 (Mw 7.7, frente a las Costas de El Salvador) y 13 de Febrero de 2001 (Mw 6.6, San Vicente), han puesto en evidencia la alta vulnerabilidad sísmica de las edificaciones existentes en la ciudad. El acelerado y desordenado proceso de urbanización que se ha dado en el AMSS ha tenido consecuencias devastadoras en el pasado y de continuar, el nivel de riesgo seguirá aumentando y eventos futuros podrán provocar elevadas pérdidas humanas y económicas.

En el Cuadro 1.1 se presenta un resumen de los sismos más destructores que han afectado al país en el último siglo; la Figura 1.2 muestra los sismos destructivos del Siglo XX y XXI en términos del número de muertes. La Figura 1.3 muestra las máximas intensidades sísmicas observadas en el territorio y las curvas de isosistas mayor o igual a VII MMI para sismos superficiales.

Puede observarse que la mayoría de los sismos por falla local que han generado pérdidas humanas, tuvieron su ubicación en zonas cercanas al Área Metropolitana de San Salvador, en donde se encuentran las más altas densidades de población. En general, los sismos corticales, pese a caracterizarse por presentar magnitudes moderadas, han sido causantes de mucho más daño que eventos de mayor magnitud relacionados a la zona de subducción, debido a sus focos superficiales y coincidencia con principales centros urbanos.

Cuadro 1.1: Sismos destructores en El Salvador en el último Siglo [modificado de <http://www.snet.gob.sv/ver/sismologia/registro/estadisticas>].

Fecha	Ubicación	Magnitud	MMI máx.	Epicentro	Comentarios
19/07/1912	13.87° N 89.57° O	Ms=5.9	---	---	Violento temblor causa daños en Armenia, Izalco y Santa Ana.
07/06/1917	13.70° N 89.50° O	Ms=6.5	---	---	Erupción del Boquerón. Sismo causa destrucción en Armenia y graves daños en Ateos, Sacacoyo y San Julián. Un segundo sismo causa daños en San Salvador, Apopa, Nejapa, Quezaltepeque, Opico y Santa Tecla.
07/06/1917	13.75° N 89.27° O	Ms=6.4	---	---	
20/12/1936	13.72° N 88.93° O	Ms=6.1	---	San Vicente	Destrucción de San Vicente. Entre 100 a 200 muertos.
06/05/1951	13.52° N 88.40° O	Ms=6.2	---	Jucuapa y Chinameca	Murieron más de 400 personas
07/05/1951	13.48° N 88.45° O	5.8	---	Jucuapa y Chinameca	---
12/04/1961	13.20° N 88.90° O	5.95	VI en San Salvador	Océano Pacífico	Daños menores en San Salvador y el sur de El Salvador
03/05/1965	13.70° N 89.17° O	Ms=6.0	VII en San Salvador	San Salvador	125 muertos, 400 heridos y 4000 casas destruidas
19/06/1982	13.30° N 89.30° O	7.0 6.0	VII en San Salvador	Océano Pacífico	8 personas murieron, 96 resultaron heridas y un promedio de 5000 damnificadas
10/10/1986	13.67° N 89.19° O	mb=5.4	VIII-IX en San Salvador	San Salvador	1,500 muertos, 10,000 heridos, unas 60,000 viviendas destruidas o dañadas.
13/01/2001	12.83° N 88.79° O	Mw=7.6	VII en San Salvador	Zona de Subducción	Se reportan 944 fallecidos, 1155 edificios públicos dañados, 108,261 viviendas destruidas, 19 hospitales dañados, 405 iglesias dañadas, 445 derrumbes
13/02/2001	13.64° N 88.94° O	Mw=6.6	VI en San Salvador	Zona de San Vicente	Se reportan 315 fallecidos, 82 edificios públicos dañados, 41302 viviendas destruidas, 5 hospitales dañados, 73 iglesias dañadas, 71 derrumbes

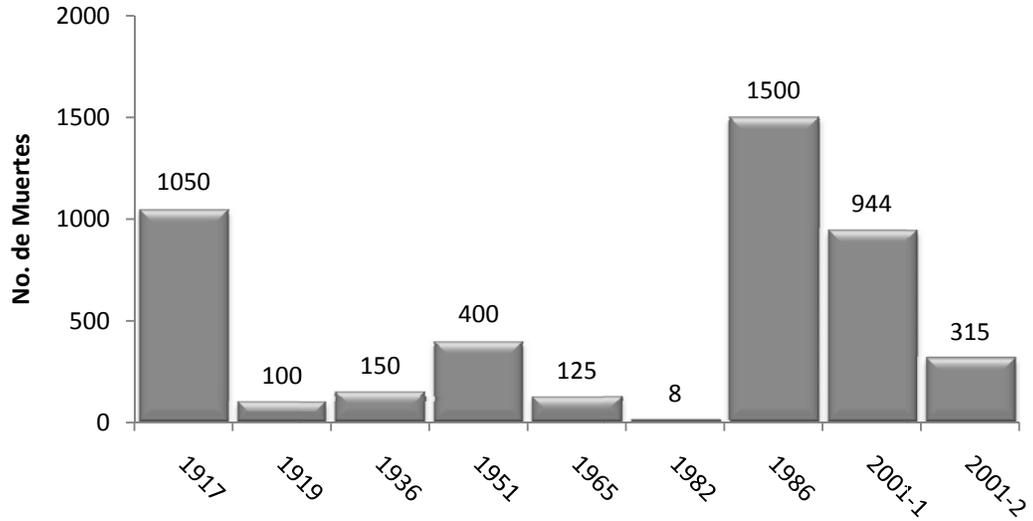


Figura 1.2: Sismos destructivos de los Siglos XX y XXI en El Salvador [SNET, 2004].

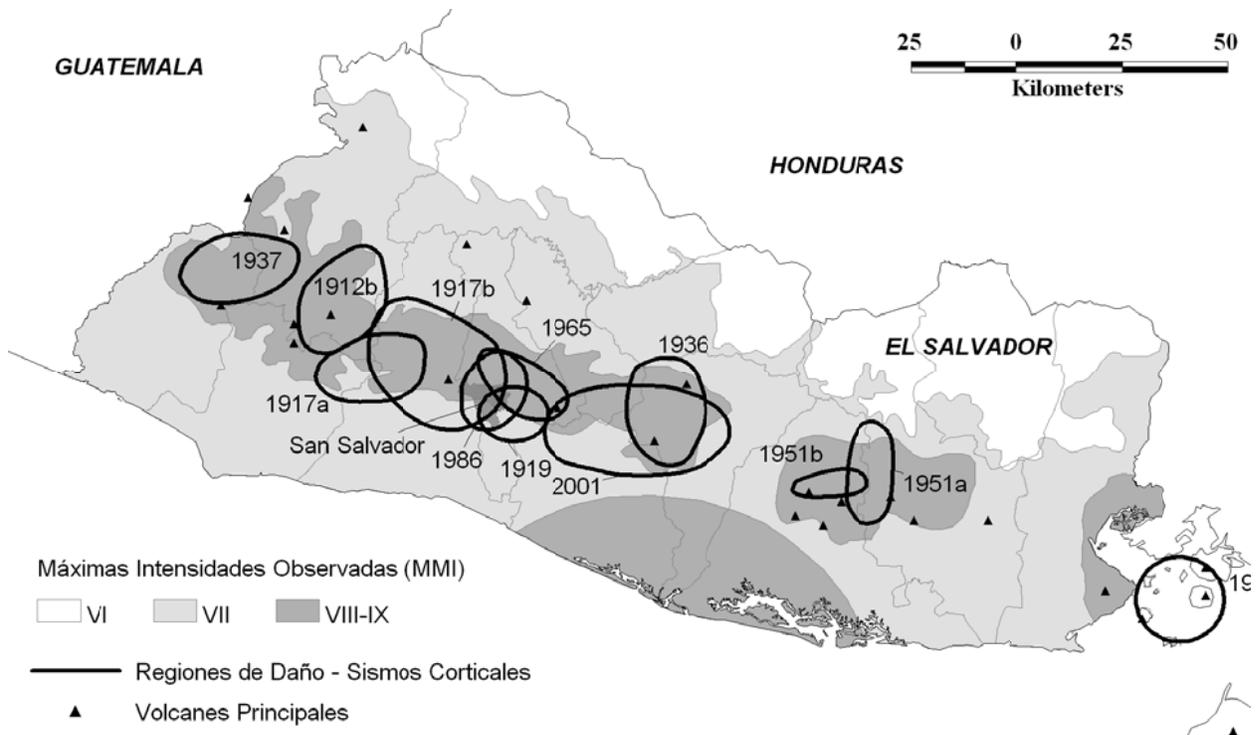


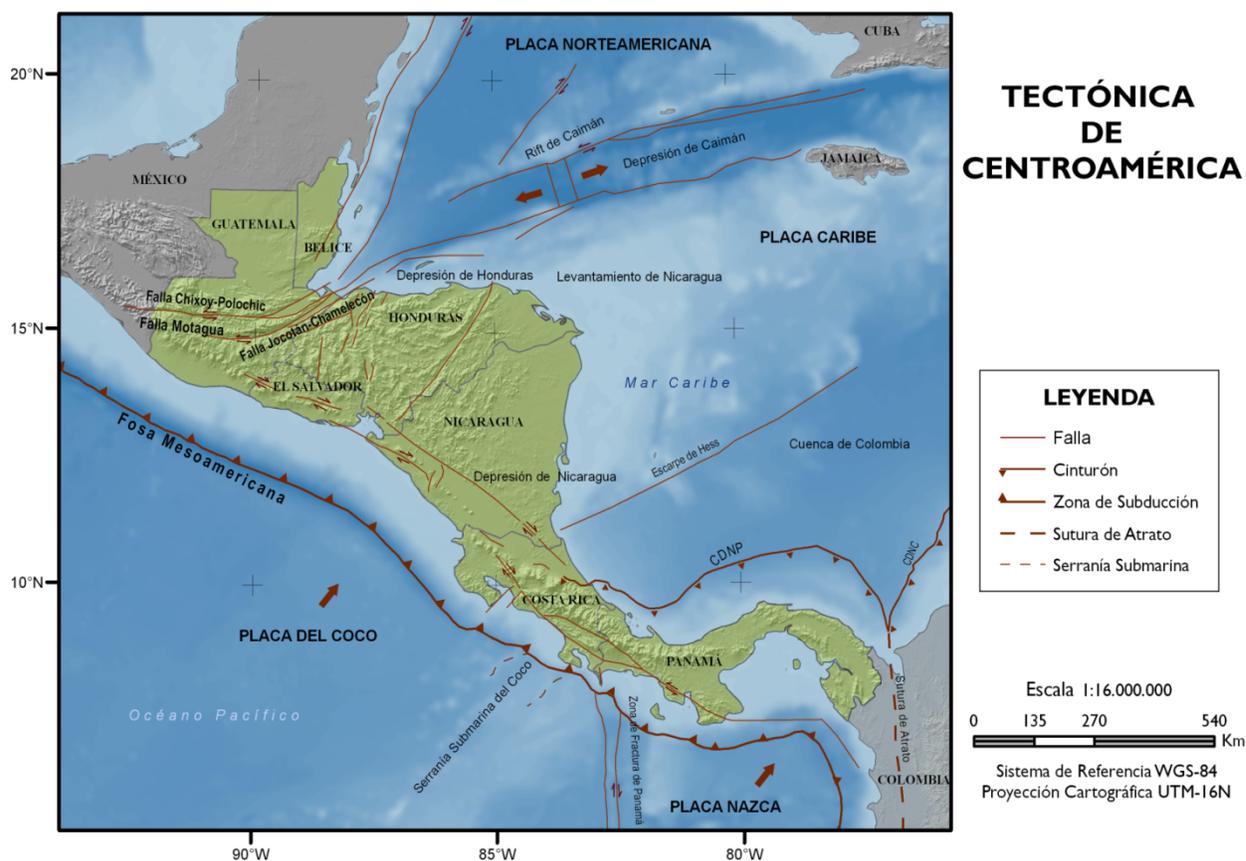
Figura 1.3: Máximas intensidades sísmicas observadas y curvas de Isosistas mayor o igual a VII MMI para eventos corticales [modificada de Kattan Jokisch, 2010 y Bommer et al., 1998].

2 AMENAZA SÍSMICA EN EL AMSS

2.1 Marco Sismo-tectónico

Los países de América Central están ubicados dentro de los límites de las placas del Caribe, Norteamérica, Cocos y Nazca; una región donde los movimientos relativos de las placas, que varían de 2 a 9 cm/año, están acompañados por vulcanismo activo y alta sismicidad superficial e intermedia [Molina et al., 2008].

La convergencia entre la placas de Cocos y del Caribe a lo largo de la Costa Pacífica de Centroamérica se acomoda principalmente a dos procesos: (i) la subducción hacia el NE de la Placa de Cocos bajo la Placa del Caribe a una velocidad estimada de 70-85 mm/año, y el movimiento en dirección NO paralelo a la trinchera del bloque antearco a una tasa de 10-15 mm/año [Hernández-Moreno, 2011] [Figuras 2.1-2.2].



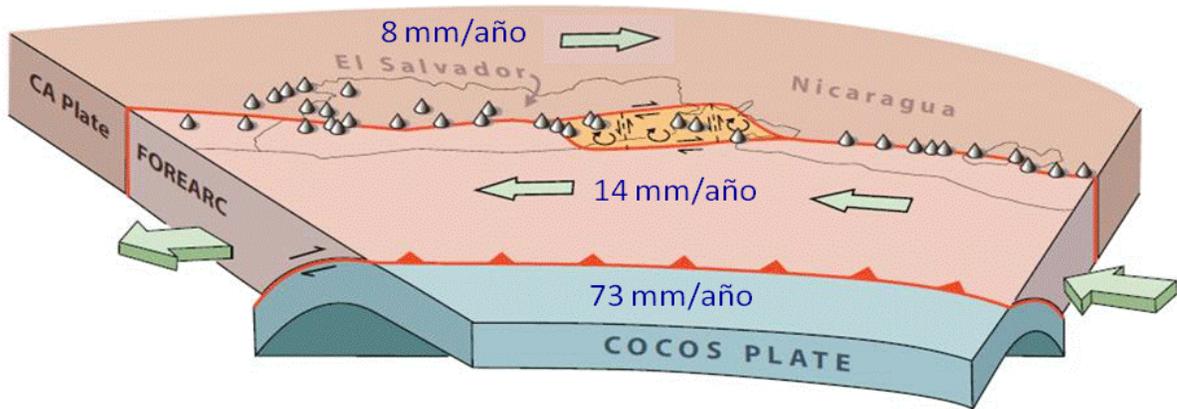


Figura 2.2: Ilustración esquemática tridimensional del movimiento del antearco de El Salvador y Nicaragua [Alvarado et al., 2011].

Los mecanismos focales indican fallamiento normal, en los 10 primeros kilómetros de la zona de subducción, desde la fosa, en dirección de la costa y fallamiento inverso a profundidades entre los 15 y 50 km. A profundidades entre 50 y 280 km., suceden los sismos intraplaca, que generalmente son de fallamiento normal [Marroquín y Benito, 2009]. A partir de la sismicidad histórica se conoce que sismos con magnitudes de hasta M_w 8.0 pueden ocurrir en esta zona [Molina et al., 2008]

El arco volcánico es la segunda zona sismogeneradora y responsable de la mayoría de sismos destructores (ver apartado 1.3). Eventos asociados a esta zona son generalmente de magnitudes moderadas (inferiores a M 6.8) pero de profundidades someras (5-20 km). Sismos importantes (Chinameca, 1951, San Salvador 1965 y 1986 y San Vicente de 2001) han sido generados por fallas transversales [Marroquín y Benito, 2009].

Otras zonas con actividad sísmica importante son el sistema de fallas de Motagua y Chixoy-Polochic en Guatemala (generadora del sismo más destructivo en la historia de América Central, Guatemala 1976, M_s 7.5) y la depresión de Honduras situada en la parte central de territorio hondureño.

2.2 Evaluación de la Amenaza Sísmica

La correcta evaluación de la amenaza sísmica depende del nivel de conocimiento de las características de la región de análisis: la sismicidad del área de influencia, la atenuación sísmica regional y el efecto local del suelo en el sitio.

El modelo de amenaza utilizado se construye sobre la base de parámetros del movimiento fuerte, caracterizado tanto en términos de amplitud como frecuencia. La intensidad y duración del

movimiento en un sitio determinado depende tanto del tamaño y localización del sismo (caracterizado mediante modelos de atenuación) como de las características geológicas y topográficas particulares del lugar (efecto de sitio).

En el presente estudio se pretende, por un lado, realizar una estimación de la amenaza sísmica a nivel nacional que pueda ser incorporada al modelo de riesgo, mediante un estudio específico de modelos de atenuación que mejor se ajusten a las características de la región, y por otro, incluir una estimación preliminar de la respuesta sísmica de los suelos del AMSS, definiendo zonas de respuesta sísmica similar y funciones de amplificaciones asociadas.

2.3 Modelo de Amenaza Sísmica Nacional

2.3.1 Antecedentes

La identificación de modelos de atenuación que se ajusten a las características de la región y por tanto a los datos y observaciones, es un factor determinante para la adecuada estimación de la amenaza: “Una revisión de los diferentes estudios de amenaza sísmica realizados para El Salvador, mostró que al aplicar diferentes relaciones de atenuación del movimiento fuerte, se obtenían diferencias de hasta un factor de 3 entre los valores máximos y mínimos resultantes y adicionalmente, se observaban diferencias notables en la distribución geográfica de la amenaza sísmica” [Bommer et al. 1996b].

En el proyecto “RESIS II: Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica” (ver Molina et al., 2008) participaron especialistas de todos los países del área y se contó con información local actualizada de los bancos de datos sismológicos y de movimiento sísmico fuerte. Se confeccionó un catálogo sísmico regional actualizado hasta diciembre del 2007 y una base de datos de acelerogramas de la región, con la que se contrastaron los modelos de atenuación a incluir en el cálculo [Marroquín y Benito, 2009].

La evaluación se realizó “siguiendo un método probabilista zonificado acorde al estado actual del arte en estudios de amenaza (en la línea metodológica PSHA), componiendo un árbol lógico para cuantificar la incertidumbre epistémica inherente a los modelos de atenuación y empleando cuatro combinaciones de estos modelos en cada ejecución. Cada combinación consta de un modelo para sismos corticales, otro para subducción interplaca y otro para subducción intraplaca” [Marroquín y Benito, 2009 pp. i].

La generación del catálogo sintético de escenarios sísmicos a incluir en la evaluación probabilista de riesgo se realizó utilizando el programa CRISIS2007, versión 5.1 (Ordaz et al., 2007), el cual exige la definición de un único modelo de atenuación asociado a cada fuente sismogeneradora definida,

haciendo necesario reevaluar los modelos de atenuación y escoger el que mejor ajuste presentara. La definición y caracterización de las fuentes, así como los modelos de recurrencia asociados, se tomaron del estudio RESIS II.

2.3.2 Selección de Modelo de Atenuación

Siguiendo los lineamientos presentados en el proyecto RESIS II (ver Molina et al., 2008) y utilizando la base de datos acelerográficos de la DGOA/MARN de El Salvador, se evaluaron los 8 modelos de atenuación preseleccionados en el proyecto, además de un nuevo modelo propuesto por Victor Schmidt en 2010, el cual fue derivado para eventos corticales y de subducción a partir de una base de datos acelerográficos de la región de Centroamérica y Sur de México [Schmidt, 2010]. Los modelos y sus principales características se presentan en el Cuadro 2.1.

Cuadro 2.1: Modelos de atenuación utilizados en el análisis y resumen de sus características (modificado de Marroquin y Benito, 2009 y Schmidt, 2010).

Ecuación	Base de datos	Componente (PGA, SA)	Tipo Fuentes	Distancia (km)	Magnitud Momento, Mw
Schmidt (2010)	CA y México	Media geométrica	Interplaca Intraplaca Cortical	6-200	4.0-8.0
Zhao et al. (2006)	Japón	Media geométrica	Interplaca Intraplaca Cortical	10-300	5.0-8.2
García et al. (2005)	México	Media cuadrática	Intraplaca	4-400	5.2-7.4
Cepeda et al. (2004)	El Salvador	Aleatoria Media geométrica	Intraplaca Cortical	10-400 0-100	5.0-8.3 5.1-7.2
Atkinson y Boore (2003)	Mundial	Componentes horizontales (aleatoria)	Interplaca Intraplaca	10-400	5.0-8.3
Spudich et al. (1999)	Mundial	Media geométrica	Cortical	0-100	5.1-7.2
Youngs et al. (1997)	Mundial	Media geométrica	Interplaca Intraplaca	10-500	5.0-8.2
Schmidt et al. (1997)	Costa Rica	Componente horizontal máxima	Cortical	6-200	3.7-7.6
Climent et al. (1994)	América Central y México	Componente horizontal máxima	Interplaca Cortical	5-400	4.0-8.0

2.3.3 Análisis de Residuos

La metodología de análisis se basó en la comparación directa de los valores de la aceleración pico horizontal (PGA) y amplitud espectral (SA) para ciertos periodos estructurales, con los valores estimados por los diferentes modelos seleccionados, para condiciones de magnitud, distancia y suelo similares a las de los datos [Marroquín y Benito, 2009]. La clasificación de los eventos y su pertenencia a cada una de las fuentes sísmicas se realizó en base a los reportes sismológicos o considerando la profundidad focal: eventos con profundidades menores a 25 km se consideraron pertenecientes al fallamiento cortical superficial, entre 25 y 45 km a la fuente de subducción interplaca y mayores a esa pertenecientes a la de subducción intraplaca (ver Molina et al., 2008).

Los residuos correspondientes tanto a los valores de PGA como a las ordenadas espectrales de 0.3 y 1.0 segundos, se calculan como la diferencia entre los valores observados instrumentalmente y predichos con cada modelo, en términos de logaritmo natural

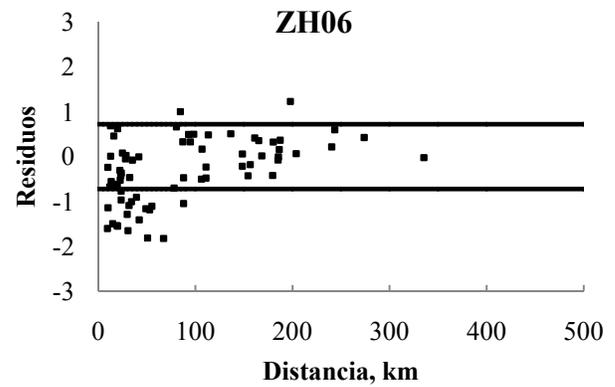
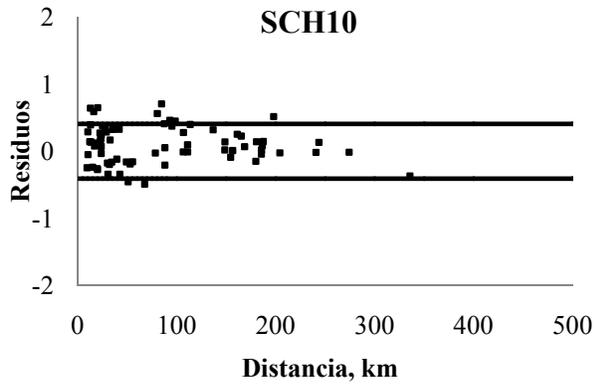
$$\text{Residuo} = \ln Y - \ln Y^* \quad [\text{Ec. 2.1}]$$

Siendo Y el valor observado instrumentalmente de PGA o SA (T) y Y* el valor predicho por el modelo para similares condiciones de magnitud, distancia y suelo. Todos los modelos fueron comparados para condición de roca y separados de acuerdo al tipo de fuente para la cual fueron desarrollados de acuerdo a la zonificación utilizada en el proyecto [Marroquín y Benito, 2009].

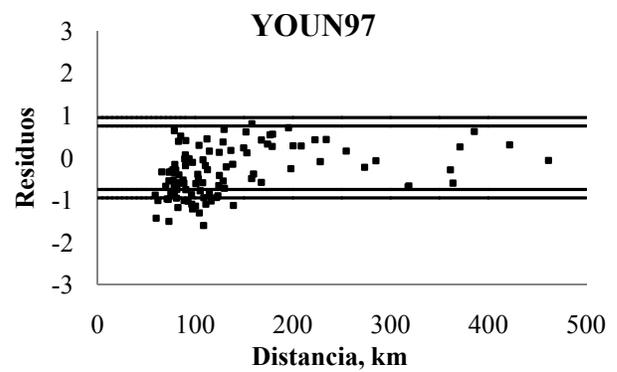
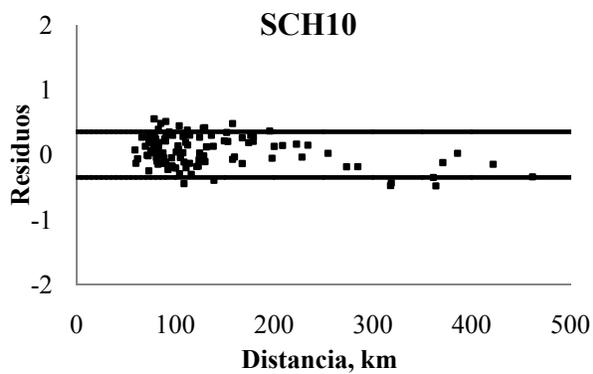
El porcentaje de residuos que se encuentran dentro del intervalo $\mu \pm \sigma$ propio de cada modelo se indica en el Cuadro 2.2 para los modelos que presentan el mejor ajuste. La representación gráfica de los residuos para dichos modelos según el tipo de fuente se presenta en la Figura 2.3.

Cuadro 2.2: Distribución del porcentaje de residuos que se encuentran dentro del intervalo $\mu \pm \sigma$ propio de cada modelo (modelos que presentan el mejor ajuste).

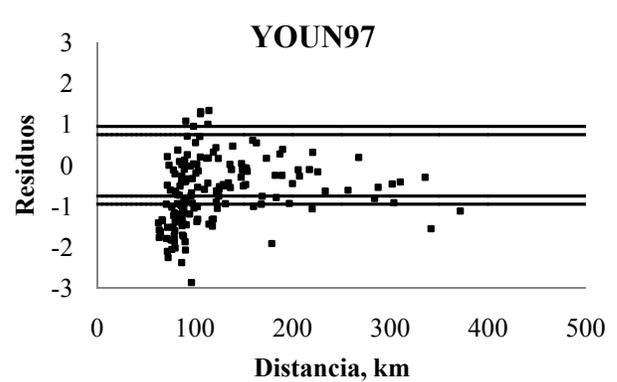
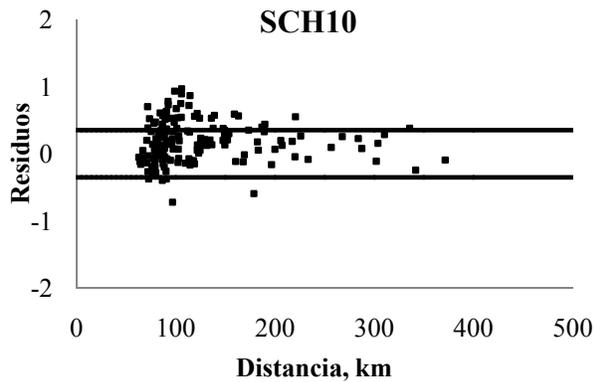
Modelo	Cortical			Subducción Interfase			Subducción Intraplaca		
	PGA	PSA (0.3 s)	PSA (1.0 s)	PGA	PSA (0.3 s)	PSA (1.0 s)	PGA	PSA (0.3 s)	PSA (1.0 s)
SCH10	85	92	77	86	76	71	70	72	67
ZH06	70	58	54	75	65	59	55	51	48
YOUN97	--	--	--	86	77	49	58	63	37
CLI94	35		53	29		31			



a) Fuentes corticales



b) Subducción interfase



c) Subducción intraplaca

Figura 2.3: Distribución de residuos con la distancia correspondientes a los datos de PGA respecto a las predicciones. Los puntos representan los residuos y las líneas continuas representan la desviación estándar de cada modelo ($\pm 1\sigma$). Para SCH10 se utiliza \log_{10} .

El Cuadro 2.3 presenta el porcentaje de residuos dentro del intervalo $\mu \pm \sigma$ propio de cada modelo, así como los porcentajes que presentan sesgos positivos y negativos dentro y/o fuera de éste.

Cuadro 2.3: Distribución del número de residuos (%) que se encuentran dentro y fuera del intervalo $\mu \pm 1\sigma$ propio de cada modelo

Superficial	SCH10					ZH06				
	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0
PGA	84.5	12.7	2.8	60.6	39.4	70.4	2.8	26.8	38.0	62.0
SA (0.3)	91.8	8.2	0.0	65.6	34.4	58.1	6.5	35.5	32.3	67.7
SA (1.0)	77.0	23.0	0.0	72.1	27.9	54.1	4.9	41.0	42.6	57.4
Interfase	SCH10					YOUN97				
	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0
PGA	85.7	9.5	4.8	59.0	41.0	85.7	0.0	14.3	28.6	71.4
SA (0.3)	76.2	17.1	6.7	61.9	38.1	77.1	5.7	17.1	38.1	61.9
SA (1.0)	71.4	23.8	4.8	70.5	29.5	48.6	12.4	39.0	25.7	74.3
Intraplaca	SCH10					YOUN97				
	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0	$\pm 1\sigma$	$> 1\sigma$	$< -1\sigma$	> 0	< 0
PGA	69.6	27.2	3.2	70.3	29.7	58.2	3.2	38.6	22.2	77.8
SA (0.3)	71.7	26.3	2.0	76.3	23.7	63.2	4.6	32.2	29.6	70.4
SA (1.0)	66.7	7.1	3.2	12.8	9.0	37.3	4.6	58.2	15.0	87.9

2.3.4 Comparación Directa para Sismos de Control

Una vez definidos los modelos de atenuación que presentan el mejor ajuste para cada una de las fuentes, y considerando la sensibilidad en la estimación de la amenaza ante los modelos de atenuación, se recurrió al método gráfico para realizar comparaciones directas de los valores espectrales observados, para magnitudes y distancia definidas.

Para ello, se seleccionaron eventos con características similares a los sismos de control resultantes de la desagregación de la amenaza sísmica para San Salvador del proyecto RESIS II [Cuadro 2.4]. Los parámetros de los sismos y estaciones utilizadas para el análisis se presentan en el Cuadro 2.5, los resultados en la Figura 2.4.

Cuadro 2.4: Parámetros de los sismos de control resultantes de la desagregación en ciudad de San Salvador [Marroquín y Benito, 2009]

Aceleración (gal)	Período Retorno (años)	Sismo de Control 1		Sismo de Control 2	
		Mw	Rhip (km)	Mw	Rhip (km)
PGA	500	6.5	15	-	-
SA(0.2s)	500	6.5	15	7.25	[150-180]
SA(1.0s)	500	6.5	15	7.25	180

Cuadro 2.5: Parámetros de los sismos y las estaciones utilizadas para el análisis [modificado de Marroquín y Benito, 2009].

Evento	Latitud	Longitud	Profundidad (km)	Magnitud (Mw)
2001.02.13	13.671	-88.938	10	6.6
2001.01.13	13.049	-88.66	60	7.7

Evento	Latitud	Longitud	Distancia Hipocentral / Rrupt	
			2001.02.13	2001.01.13
PA	13.614	-89.179	29.33	
QC	13.616	-88.550		88.2 / 87.12
SE	13.867	-88.663		109.6 / 108.7
CU	13.333	-87.817		113.0 / 113.6

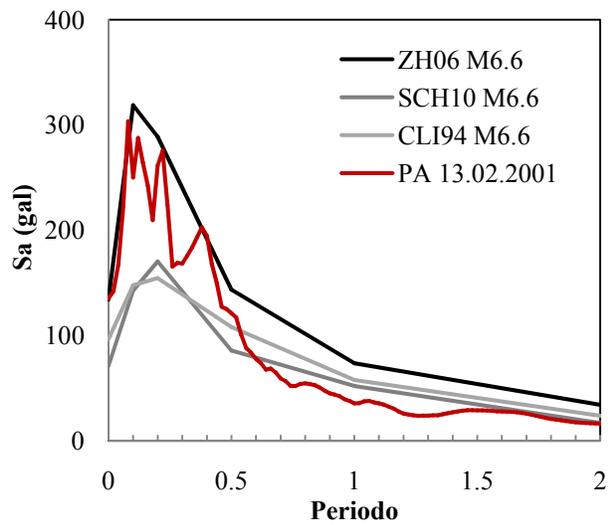


Figura 2.4: Comparación directa de los valores espectrales observados y predichos para el sismo del 13 de febrero de 2001 (cortical).

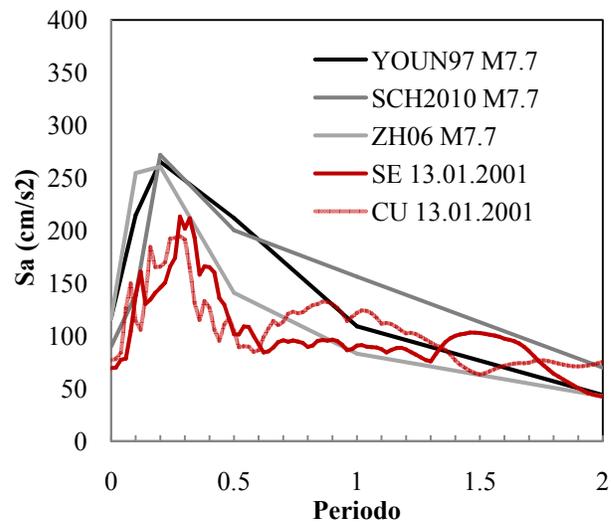
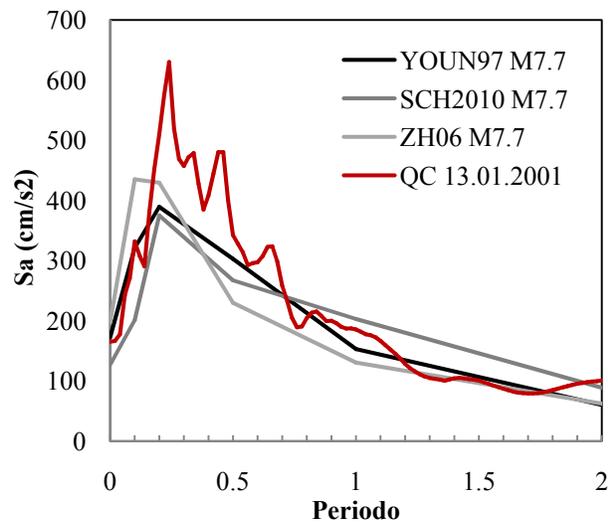


Figura 2.5: Comparaciones directas de los valores espectrales observados y predichos para el sismo del 13 de enero de 2001 (intraplaca).

2.3.5 Distribución Geográfica de la Amenaza

De acuerdo a los resultados obtenidos, se seleccionaron las dos combinaciones consideradas más idóneas y se realizaron los cálculos con el programa CRISIS2007, versión 5.1, (Ordaz et al., 2007), utilizando la zonificación y parámetros sísmicos de las zonas utilizados en el proyecto RESIS II (ver Molina et al., 2008). Las combinaciones seleccionadas se detallan a continuación:

Combinación 1 (SYY):

Zonas corticales con modelo de atenuación Schmidt, 2010.

Zonas de subducción interfase con atenuación de Youngs et al., 1997.

Zonas de subducción intraplaca con atenuación de Youngs et al., 1997.

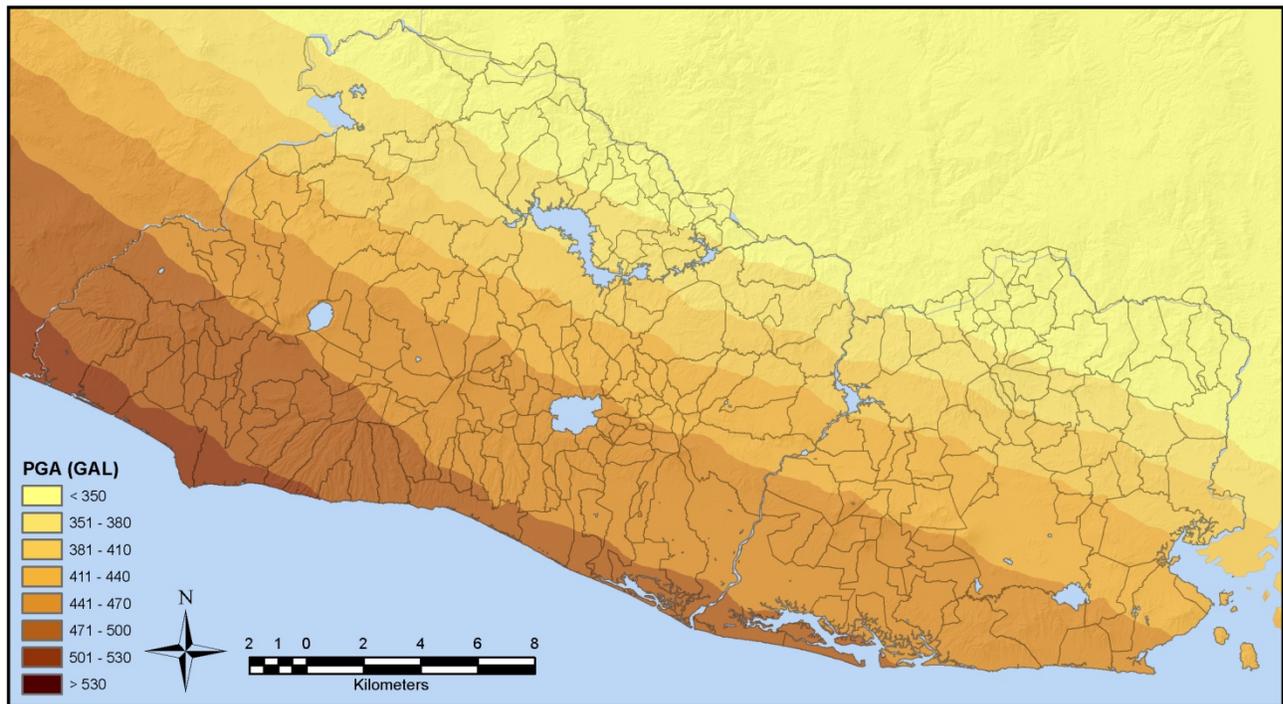
Combinación 2 (ZYY):

Zonas corticales con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.

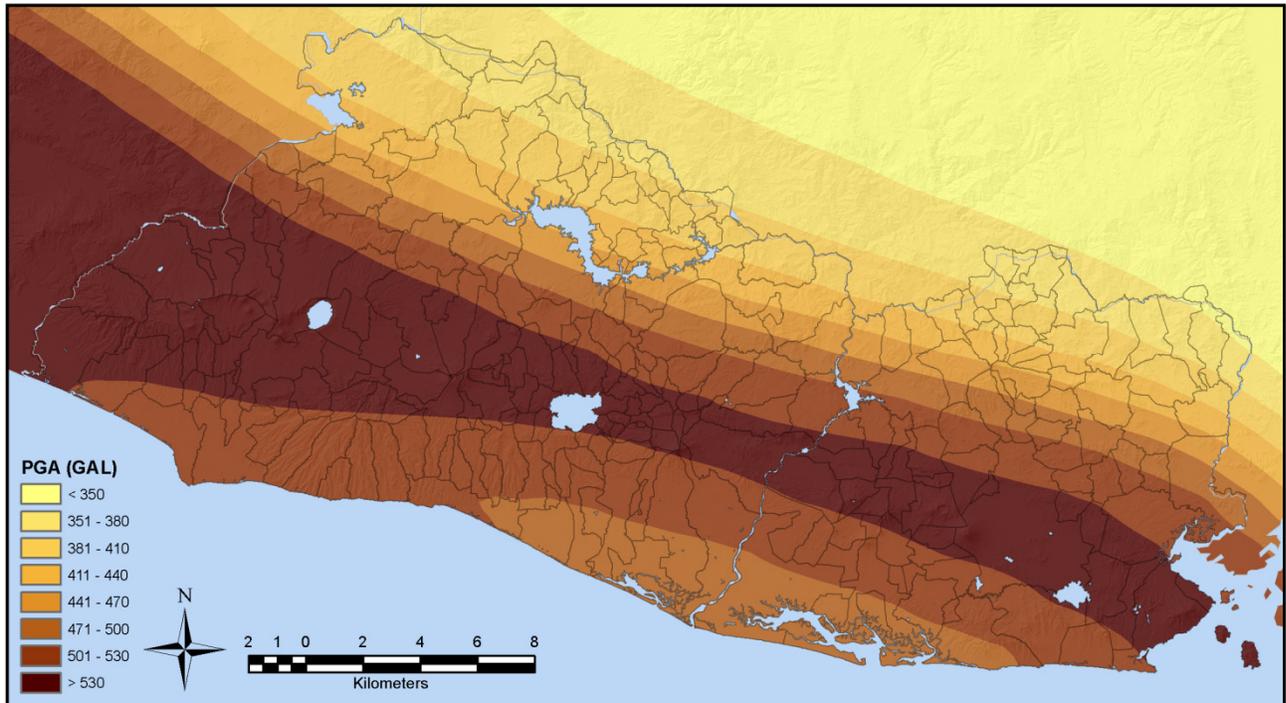
Zonas de subducción interfase con atenuación de Youngs et al., 1997.

Zonas de subducción intraplaca con atenuación de Youngs et al., 1997.

La Figura 2.6 muestra los mapas de amenaza obtenidos para cada una de las combinaciones.



a) *Combinación SYY*



b) *Combinación ZYY*

La Figura 2.6: Mapas de amenaza sísmica - PGA para TR=500años

2.3.6 Discusión de Resultados

De la comparación directa de los valores de la aceleración pico horizontal (PGA) y amplitud espectral (SA) para determinados periodos, con los valores estimados por los diferentes modelos, se obtuvieron los mejores ajustes con los modelos SCH10 y ZH06 para las fuentes superficiales, con SCH10 y YOUN97 para las fuentes de subducción interfase, y con SCH10 y YOUN97 para las fuentes de subducción intraplaca.

Al considerar el porcentaje de residuos que se encuentra dentro del intervalo $\mu \pm \sigma$ propio de cada modelo se podría concluir que el modelo SCH10 presenta el mejor ajuste, tanto para las fuentes de fallamiento superficial como para las de subducción interfase e intraplaca. El modelo de Schmidt 2010, sin embargo, presenta un alto sesgo positivo fuera del intervalo de validez del modelo, por lo que tiende a subestimar la amenaza, mientras que los modelos ZH06 (cortical) y YOUN97 (interfase e intraplaca) tienden a sobre-valorarla, presentando un alto sesgo negativo. Así mismo, el modelo SCH10 presenta desviaciones mayores a los otros modelos por estar este en términos de \log_{10} .

El modelo SCH10 subvalora el 60.6% de las observaciones de aceleraciones pico (PGA) para fuentes de fallamiento superficial, el 59% para fuentes de subducción interfase y el 70.3% para fuentes de subducción intraplaca, con un total de 12.7, 9.5 y 27.2% de los residuos presentando un

sesgo positivo fuera del intervalo de validez respectivamente. El sesgo positivo fuera del intervalo de validez de los modelos ZH06 para fuentes corticales y YOUN97 para fuentes de subducción interfase e intraplaca no sobrepasan el 4% para las aceleraciones pico (2.8, 0 y 3.2% respectivamente).

El método gráfico de comparaciones directas de los valores espectrales observados, para los eventos con características similares a los sismos de control resultantes de la desagregación de la amenaza sísmica del proyecto RESIS II, demostró que el modelo ZH06 para fuentes corticales se ajusta muy bien, no solo a los valores de PGA, sino también a la forma espectral (sismo del 13 de febrero de 2001). Para el evento de subducción intraplaca seleccionado para el análisis (13.01.2001, Mw 7.7), la forma espectral no presenta tan buen ajuste para ninguno de los modelos seleccionados, aunque se logran observar las ventajas del modelo YOUN97. Para fuentes Intraplaca, el modelo de ZH06 es más conservador para distancias inferiores a los 90 km (Mw7.0), mientras que el modelo YOUN97 arroja mayores valores para distancias superiores (Sismo de Control 2: Mw 7.25, R 150-180).

El mapa de amenaza (PGA, TR=500 años) obtenido para la combinación SY Y presenta las mayores aceleraciones en la franja costera, mientras que con la combinación ZYY los mayores valores se predicen en la zona de la cadena volcánica, donde se suma la influencia de la actividad de fallamiento local junto con la zona de subducción.

Considerando la distribución geográfica de la amenaza, el ajuste de la forma espectral predicha vs. observada (especialmente para eventos corticales), y el alto sesgo positivo obtenido del análisis de residuos para el modelo SCH10, se optó por utilizar el modelo ZH06 para fuentes corticales y el modelo YOUN97 para fuentes de subducción interfase e intraplaca, para la generación del catálogo sintético de escenarios sísmicos a utilizar en la modelación probabilista de escenarios de riesgo sísmico en el AMSS.

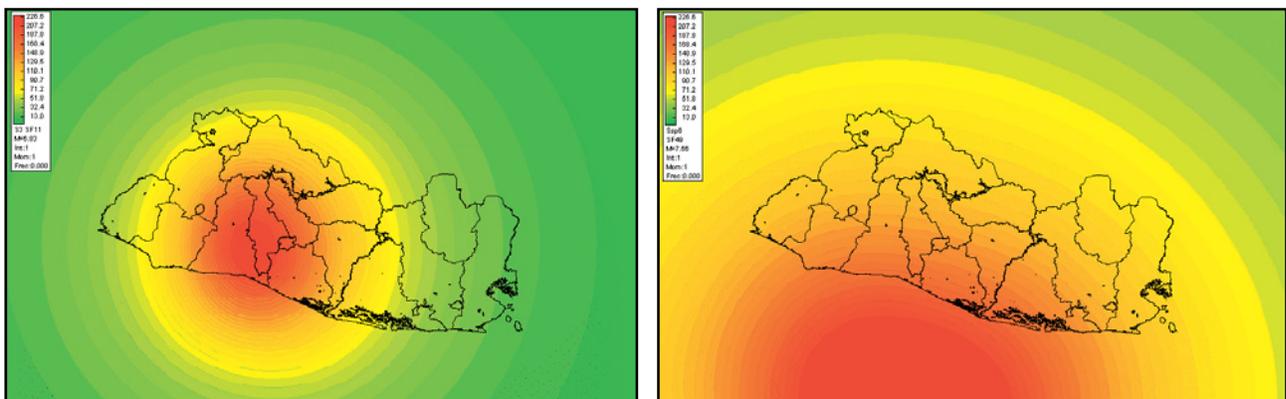


Figura 2.7: Ejemplo de escenarios sísmicos probables (cerca de 25,000 escenarios considerados en el modelo de riesgo).

2.4 Estudio de Respuesta de Sitio en el AMSS

2.4.1 Efecto de las Condiciones Locales en el Movimiento Fuerte

Cuando la predicción del movimiento fuerte se realiza sobre la base de los parámetros de la fuente y el trayecto, el movimiento queda caracterizado en roca o suelo duro. Sin embargo, pocas veces se tienen tales condiciones, por lo que resulta necesario incluir la influencia de los efectos locales como factor integrante del movimiento. El factor sitio generalmente se define en función de la geología superficial del lugar y puede llegar a dominar la amenaza sísmica debido a los efectos de amplificación de la radiación sobre la base rocosa. El efecto de sitio en el país está principalmente influenciado por la presencia de materiales blandos o piroclastos no consolidados.

Cuando las ondas sísmicas pasan de la roca al suelo, que tiene una velocidad de propagación menor, el tren de ondas decelera, pero para mantener el flujo de energía, se incrementa su amplitud. El suelo, sin embargo, absorbe más energía que la roca y tiende a amortiguar el movimiento. La amplificación del movimiento que resulta depende del balance entre estos dos factores, que dependen del espesor de la capa de suelo y del contraste entre la velocidad de propagación de ondas en roca y en suelo [Bommer et al., 1998].

El efecto de resonancia resulta de la multireflexión de las ondas dentro de la capa de suelo, aumentando la amplitud y prolongando la duración del movimiento. El efecto es máximo cuando el período de las ondas coincide con el período de vibración de la capa de suelo, en tanto que el período natural del suelo llega a ser dominante en el movimiento (de forma simplificada $T = 4H/V_s$ [Ingvarsson y Johansson, 1996]).

Las ondas sísmicas se amplifican, pero solo en los rangos frecuenciales propios de la respuesta libre del suelo. En otras palabras, el suelo "filtra" la onda al amplificar el movimiento en ciertas frecuencias, atenuándolo en otras [Figura 2.8]. **El análisis de respuesta de sitio es, por tanto, crucial para obtener estimaciones confiables de los efectos del sismo sobre la infraestructura existente en la ciudad.** El nivel de daño máximo probable ocurrirá cuando el período natural de vibración de una edificación coincida con el período natural del suelo que la sostiene.

En el Área Metropolitana de San Salvador, los espesores de piroclastos son muy variables y amplificaciones importantes ocurren en un amplio rango de períodos de interés ingenieril. La Figura 2.9 muestra las aceleraciones registradas durante el sismo del 10 de Octubre de 1986 en contraste con las aceleraciones de diseño del código vigente al momento del sismo (código de 1966), el cual no consideraba las condiciones de suelo. El evento causó daños significativos principalmente en edificaciones de mediana altura (entre 3 y 8 niveles), en correspondencia al período predominante de los suelos del AMSS.

Amplificación ≈ 3.5 para Edificaciones de 2 – 3 Niveles (todos los eventos - rango elástico)

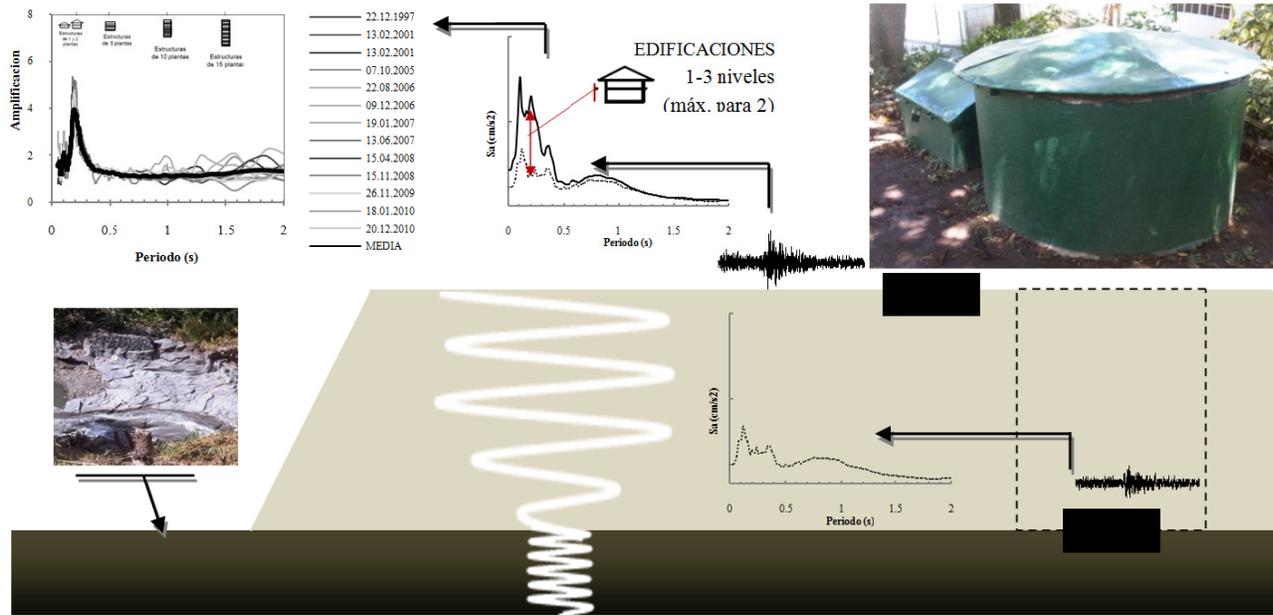


Figura 2.8: Amplificación de ondas sísmicas en depósitos de suelo blando para el caso del pozo instrumentado en Casa Presidencial (CPRS/CPRF).

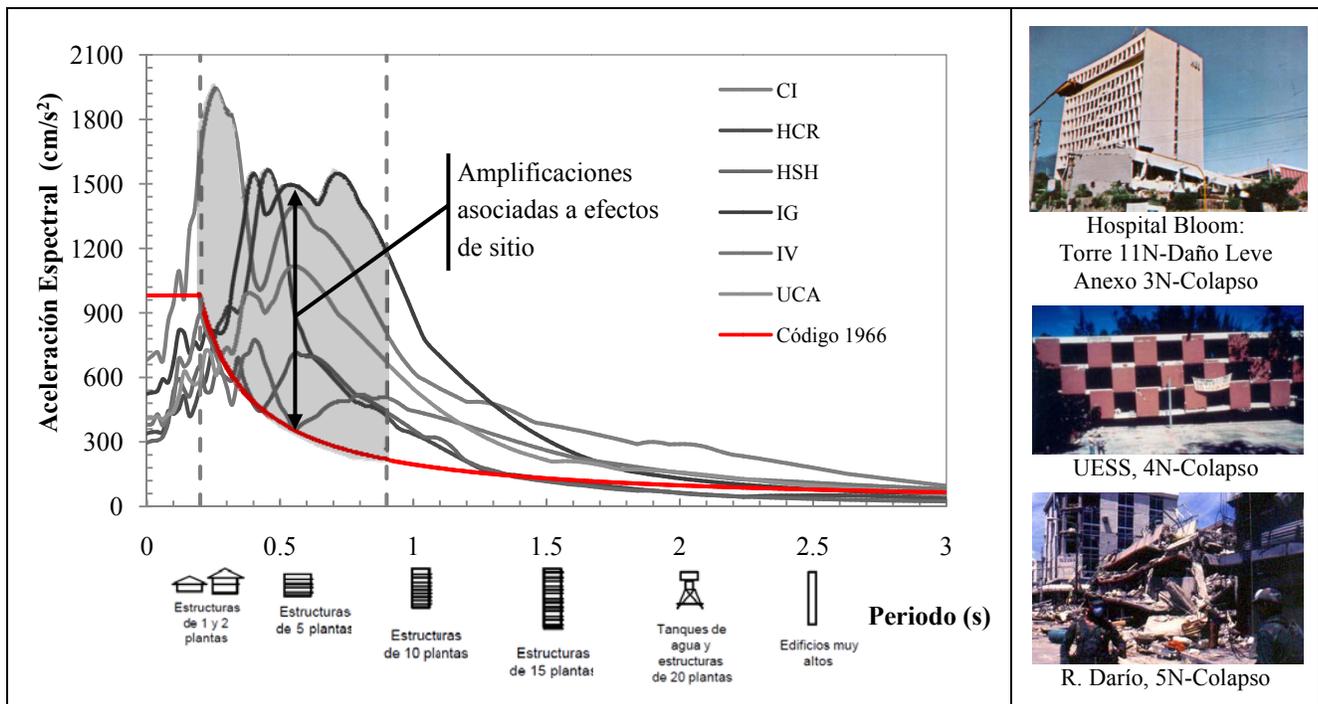


Figura 2.9: Espectros de respuesta elástica para el sismo del 10.10.1986 y el código de 1966 - condiciones de roca ($\zeta=5\%$) junto con el tipo de edificación que podría verse más afectada (Izq). Ejemplos de daños ocurridos durante el evento (Der.) [modificado de Kattan-Jokisch, 2010].

2.4.2 Geología del Sitio [Hernández, 2007]

El AMSS está situado entre las estructuras volcánicas del Volcán de San Salvador (VSS) al oeste y la Caldera de Ilopango al este, los cerros de Mariona al norte y al sur por el bloque estructural de la Cordillera del Bálsamo, el cráter freatomagmático del Plan de la Laguna y el domo volcánico Cerro San Jacinto.

La estructura del graben Central [Figura 2.10a] juega un papel muy importante en la geología del AMSS, puesto que esa depresión o graben se ha formado concomitantemente con el surgimiento de la cadena volcánica y ha sido rellenada por los productos de esos volcanes. Por su ubicación geográfica, entre el volcán San Salvador y la caldera de Ilopango, los productos de ambos centros eruptivos se encuentran intercalados en la mayor parte de la región. Las tefras conocidas como Tierra Blanca Joven (TBJ), provenientes de la última erupción de la Caldera de Ilopango, se adelgazan ladera arriba del volcán San Salvador, pero hacia el oriente de la capital (Soyapango e Ilopango), alcanzan espesores de alrededor de 60 m, donde cubren otras tefras de Ilopango (Tobas Superiores: TB2, TB3 y TB4), que en conjunto superaran los 100 m de espesor. A raíz de la presencia del graben, de las estructuras volcánicas establecidas dentro de él y del colapso calderico del VSS, se pueden distinguir tres zonas geológicas: Picacho, Boquerón y Bálsamo [Figura 2.10b].

La zona geológica Picacho está comprendida por la porción norte remanente del viejo edificio del volcán San Salvador. Está formado por diferentes capas de tefras provenientes de la Caldera de Ilopango (TBJ, TB2 y TB4) y por una capa de piroclastos (G1) del Volcán de San Salvador. Las quebradas profundas en “V” características de esta zona, son indicadores de lahares que se desprendieron de esa ladera y de manera recurrente se acumularon al pie de la misma. Los ríos Urbina y Tomayate al oriente de esta ladera se comportaron como barreras de las lavas que surgieron del antiguo VSS y la zona del Picacho sirve de barrera para las lavas del cráter Boquerón.

La zona geológica Boquerón corresponde al bloque central, topográficamente más deprimido, entre la ladera del Picacho y la del Bálsamo. Las coladas lávicas y flujos piroclásticos tanto del Boquerón como del antiguo edificio volcánico San Salvador, han sido canalizadas en esta zona. El perfil geológico está formado por diferentes capas de Tierra Blanca (TBJ y TB2) y capas de piroclastos G2 del VSS, Andesitas y Brecha.

La zona geológica Bálsamo está ubicada en la parte sur y topográficamente más elevada del AMSS, que comprende la cordillera del mismo nombre. Las coladas lávicas presentes en esta zona pertenecen a eventos mucho más antiguos que a la misma formación del complejo volcánico San Salvador. Este sector presenta un perfil formado por diferentes capas de Tierra Blanca (TBJ, TB2, TB3 y TB4), capas de piroclastos G1 y G2 (ambas producidas por erupciones del VSS) y una capa de Suelos Meteorizados Poligenéticos.

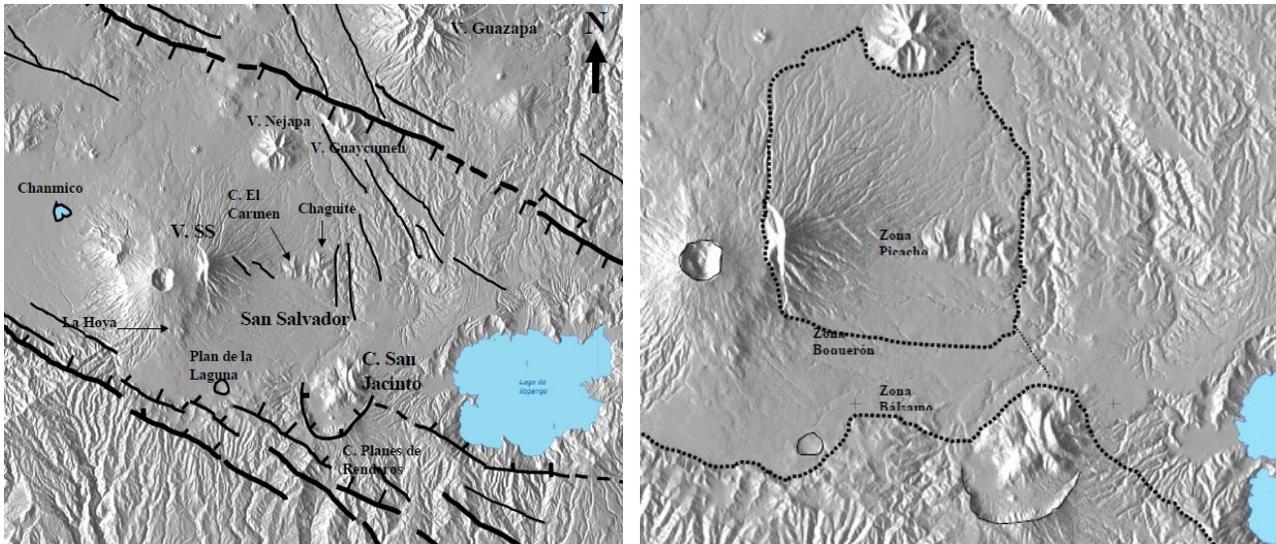


Figura 2.10: a) Estructura principal del graben central (izquierda) y b) límites de zonas geológicas (derecha) [Hernández, 2007]

2.4.3 Comportamiento Sísmico de los Suelos del AMSS

Los depósitos de Tierra Blanca Joven (TBJ) y Tobas Superiores (TB2, TB3 y TB4) son, en general, poco consolidados. El Consorzio Salvador E. ITALEKNA-ITALCONSULT (1988) determinó velocidades de ondas de corte entre 158-230 m/s para TBJ y 191-411 m/s para Tobas Superiores. Los depósitos más antiguos del Ilopango (Tobas Inferiores) que subyacen a esta secuencia, son ligeramente más consolidados, sin embargo, debido a que el contraste de velocidades entre estos depósitos no es muy marcado, la respuesta al paso de una onda sísmica es similar [Hernández, 2007].

El Consorzio Salvador E. ITALEKNA-ITALCONSULT (1988), definió como “Unidad A” a los depósitos de TBJ, Tobas Superiores y Tobas Inferiores, con $150 \leq V_s \leq 450$ m/s y $300 \leq V_p \leq 1000$ m/s, y como “Unidad B” a las lavas, con $V_s \approx 2000$ m/s y $2600 \leq V_p \leq 3200$ m/s.

Además, determinaron experimentalmente (con base en un limitado número de muestras), la relación del módulo de cizalla G y del coeficiente de amortiguamiento crítico ζ en función de la deformación unitaria por corte γ . La Figura 2.11 muestra la relación para dos grupos de materiales: (i) el denominado “Grupo A”, constituido por suelo no cementante y representativo de la TBJ, y (ii) el “Grupo B” constituido por material cementado y representativo de las Tobas Superiores. Las relaciones evidencian un comportamiento inelástico ante niveles de deformación esperados (comportamiento característico de suelos con bajos índices de plasticidad).

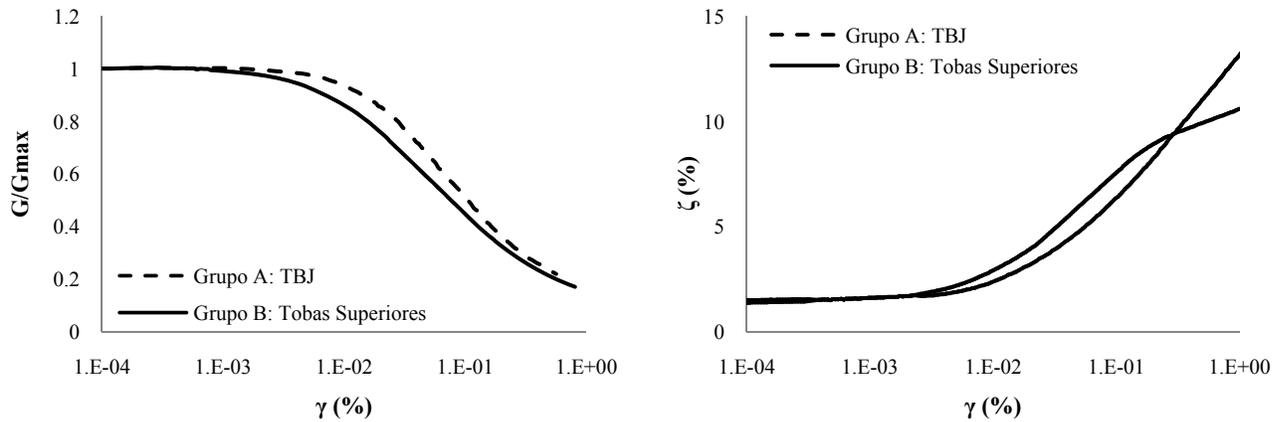


Figura 2.11: a) Módulo de cizalla G y b) coeficiente de amortiguamiento crítico ζ , en función de la deformación por corte γ [Consorzio Salvador E. ITALTEKNA-ITALCONSULT, 1988]

2.4.4 Metodología para la evaluación de la Respuesta de Sitio

Los métodos existentes para la evaluación de respuesta de sitio se pueden dividir en dos grupos: (i) métodos analíticos, los cuales realizan un análisis numérico de amplificación, con base en los parámetros físicos y características dinámicas de los suelos (espesores y velocidades de onda de los estratos) y (ii) métodos empíricos, que se basan en registros de datos sísmicos en el sitio de interés, de tal manera que se puedan determinar amplificaciones relativas y períodos dominantes de vibración.

Los métodos analíticos requieren una descripción detallada de las capas del suelo que conforman el estrato y de las fuentes que generan los sismos, lo cual en algunos casos puede ser muy complejo, dificultando la interpretación y la construcción de un modelo matemático realista. Los métodos empíricos no requieren una descripción detallada de los distintos estratos, pero si una gran cantidad de registros o información sísmica.

En esta primera fase, y considerando que se tiene muy poco conocimiento / información sobre las características físicas y propiedades dinámicas de los suelos del AMSS, se utilizaron principalmente métodos empíricos, extrapolando la respuesta obtenida a sitios de supuesta geología superficial similar. En una segunda fase, esta información permitirá la validación de resultados y calibración de los modelos.

2.4.5 Información Geológica/Geotécnica

Se recopiló información geológica y geotécnica de perforaciones profundas para pozos de agua, sondeos geotécnicos para estudios del subsuelo, pruebas dinámicas in-situ y estudios de afloramientos (columnas estratigráficas), según se muestra en la Figura 2.12 y el Cuadro 2.7.

Siguiendo la propuesta del Consorzio Salvador E. ITALTEKNA-ITALCONSULT (1988), y considerando tanto la calidad de la información existente, como los datos relacionados (velocidades de onda, propiedades dinámicas), se clasificó la información de manera preliminar en dos unidades: la “Unidad A” correspondiente a piroclastos poco consolidados con velocidades de onda relativamente bajas (150-450 m/s) y la “Unidad B” correspondiente a las lavas.

A manera de ejemplo, se muestra el perfil en las cercanías del Hotel Crowne Plaza (antes Hotel Sheraton) donde se ubica una de las estaciones acelerográficas de la red, observándose un perfil típico de la zona cercana al VSS, con profundidades de piroclastos relativamente bajas (0-15 m) sobre el lecho rocoso y piroclastos interestratificados a profundidades superiores [Figura 2.13].

Cuadro 2.7: Información geológica/geotécnica existente para estudio de respuesta de sitio

Estudio	Información	Responsable
Pozos a Cielo Abierto Instrumentados	Clasificación de suelos + SPT + Resistividad	DGOA (antes SNET /CIG)
Perforaciones Profundas	Litología	ANDA
Recopilación de Perforaciones Profundas	Clasificación de Suelos + SPT	Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, 1988
Recopilación de Perforaciones Profundas	Litología	FORGAES (SIHI)
Perforaciones Profundas y estudios geotécnicos	Clasificación en Unidad "A" y "B"	Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, 1988
Recopilación de Perforaciones Profundas "Estrada y Montenegro"	Clasificación en Unidad "A" y "B"	Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, 1988
Perforaciones para Estudio del Subsuelo del Área Metropolitana	Clasificación de Suelos + SPT	CIG, 1993
Pruebas Down-Hole	Velocidades de onda para los 30m superficiales (Vs30)	Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, 1988
Estudio de Vulcanismo y Geología del AMSS - Afloramientos	Columnas (Estratigrafía)	Dolors Ferres (UNAM) y Walter Hernández (DGOA)

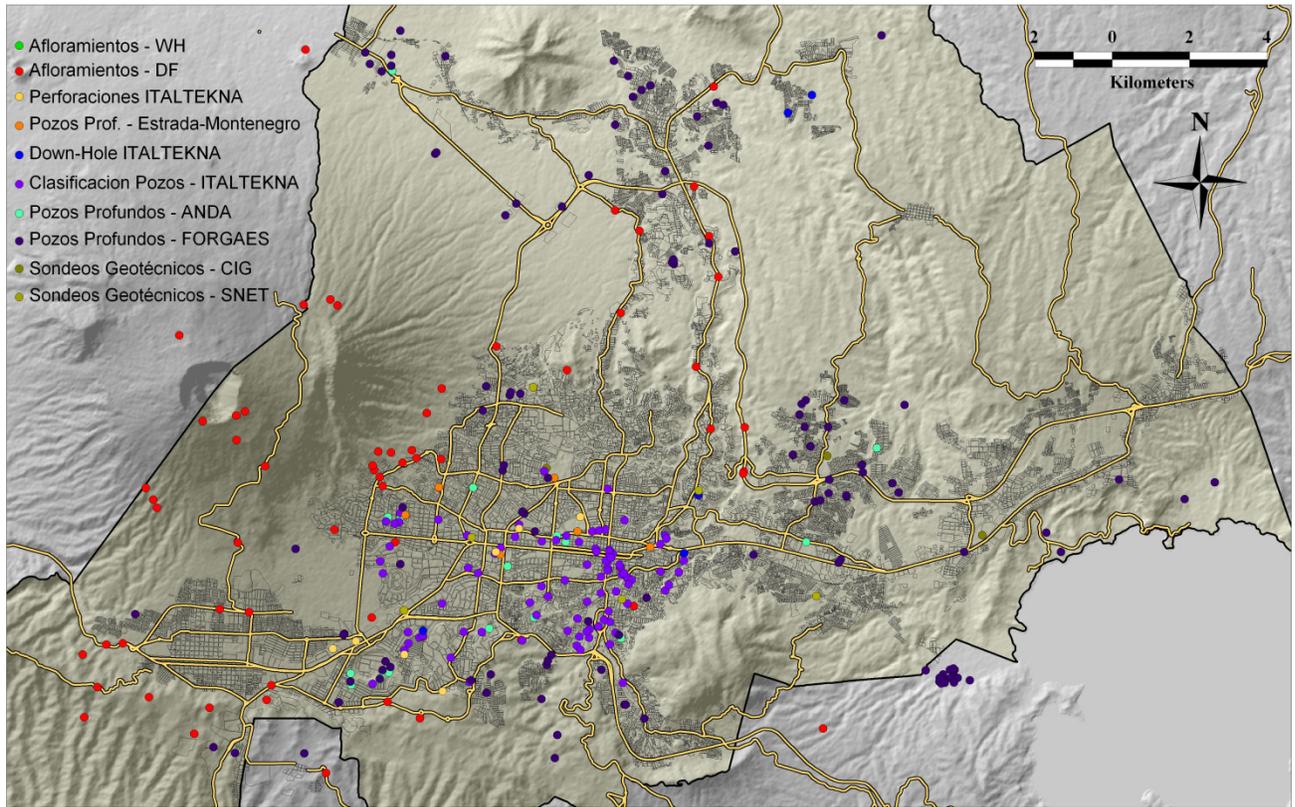


Figura 2.12: Puntos con información geológica/geotécnica en el AMSS.

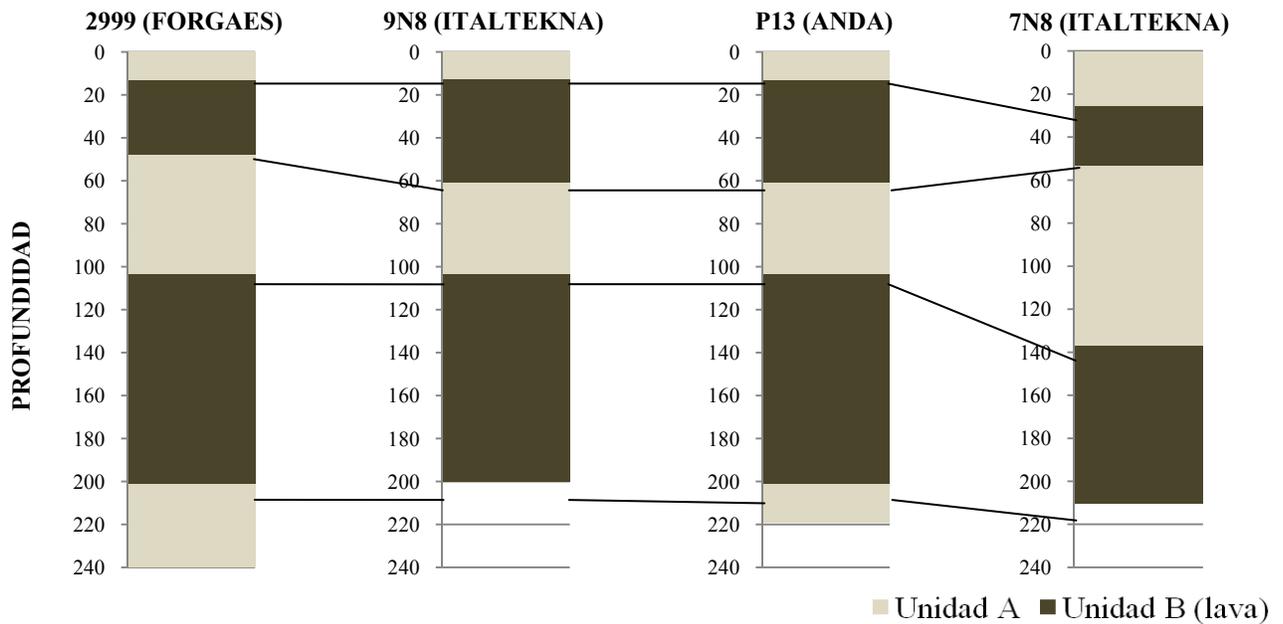


Figura 2.13: Información geológica procesada en las cercanías de Hotel Crowne Plaza.

2.4.6 Información Sísmica

Para el análisis de respuesta de sitio se utilizaron las bases de registros acelerográficos de las redes de movimiento fuerte de la DGOA/MARN (1966-2011) y de la Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" (1997-2005). La distribución geográfica de las estaciones acelerográficas utilizadas se muestra en la Figura 2.14

Se utilizaron además registros de los pozos a cielo abierto instrumentados (acelerógrafos en fondo y superficie), de las estaciones de Casa Presidencial (CPRS/CPRF), Seminario San José de la Montaña (SEMS/SEMF), Viveros de Dua (VS/VF) y Centro de Recursos Naturales (CS/CF).

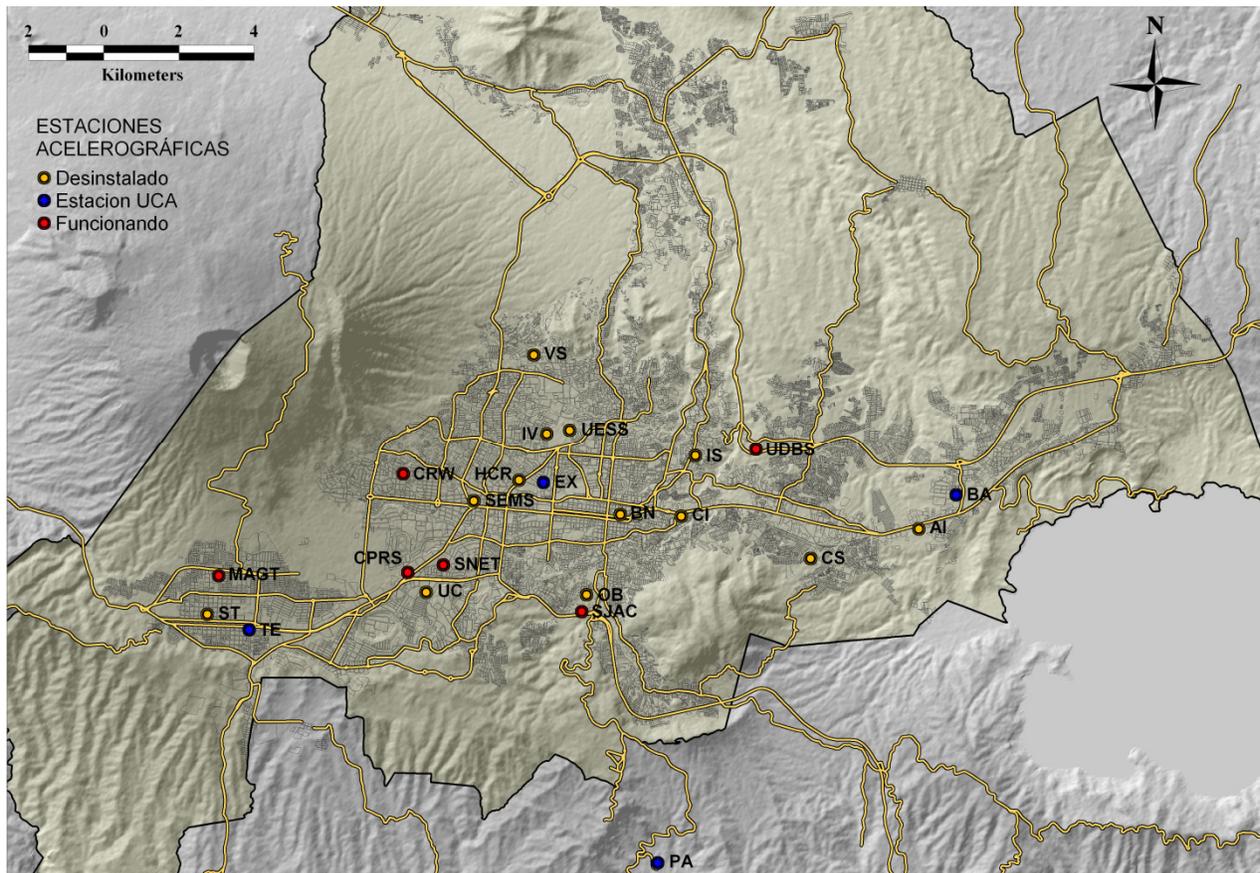


Figura 2.14: Estaciones acelerográficas en el AMSS

2.4.7 Zonas de Respuesta Sísmica Similar

Tomando como base los mapas geológicos y topográficos de la región, así como la información geológica/geotécnica recopilada, se estimaron de forma preliminar *Zonas de Respuesta Sísmica Similar o Zonas de Isoperíodo*, utilizando como principal criterio para su delimitación, la profundidad y características dinámicas generalizadas de los piroclastos no consolidados sobre la

base rocosa (de forma simplificada $T=4H/V_s$) y los períodos predominantes obtenidos a partir de datos de movimiento fuerte y registros de microtemblores (Reyes y Sorto, 2007; NORSAR 2008). En esta etapa se consideró únicamente el comportamiento elástico de los suelos (registros de amplitud moderada).

Se estimó un traslape en el rango de períodos predominantes de cada zona, considerando la variabilidad de la velocidad de onda de corte asociada a cada unidad y la incerteza en los parámetros físicos. El mapa preliminar de Zonas de Respuesta Sísmica Similar se muestra en la Figura 2.15.

Las funciones de amplificación relativa para cada zona, estimadas sobre la base de datos sísmicos, reflejan una función de modificación al espectro de respuesta obtenido del estudio de amenaza a nivel nacional para la condición de “Roca”, considerado como un espectro de línea base de efecto de sitio. Los *períodos característicos* no corresponden necesariamente al período medio del rango; estos se han obtenido en base a la información existente y no se descarta que otros períodos y/o amplificaciones pudieran obtenerse de tener más información. El detalle del espesor de piroclastos superficial, función de amplificación típica, y la descripción del tipo de edificación que pudiera verse más afectada por efectos de sitio se muestra en el Cuadro 2.2.

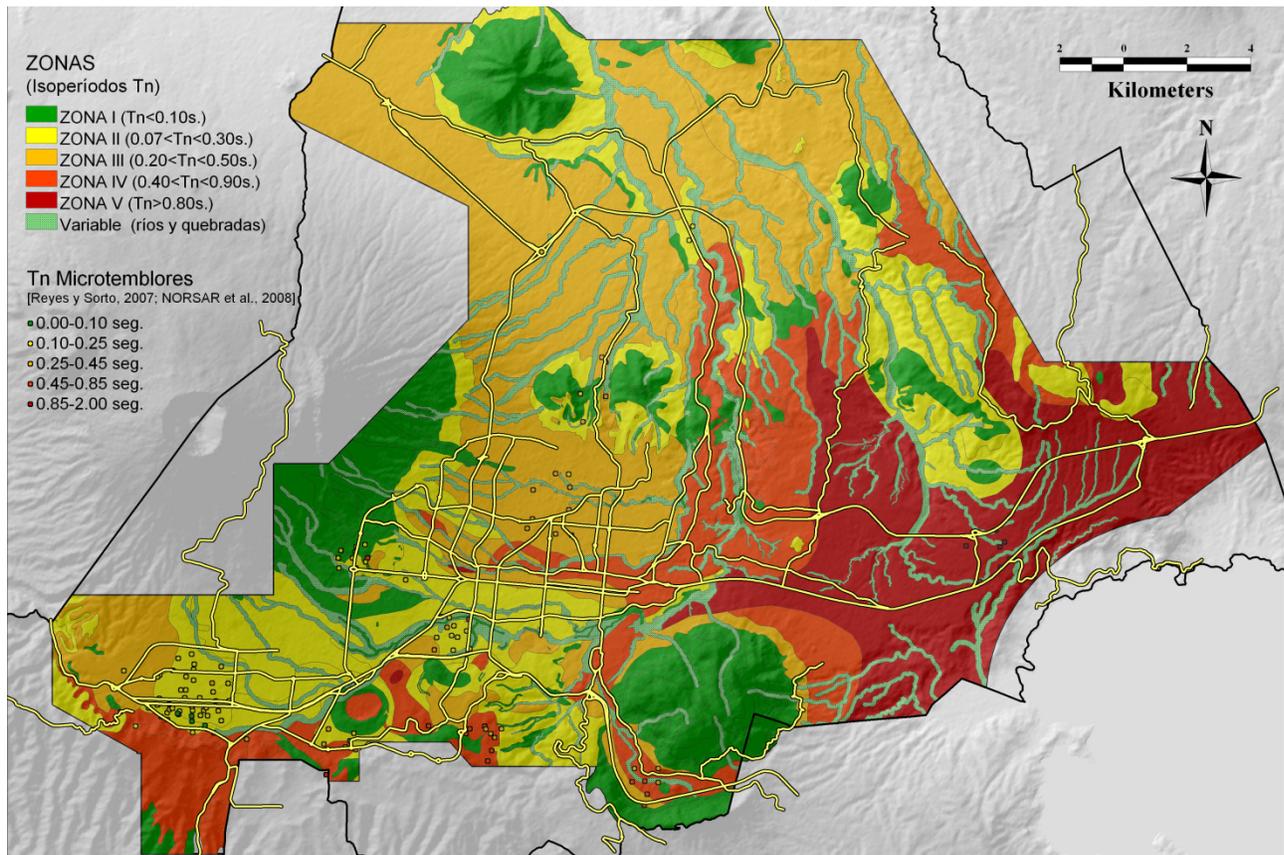
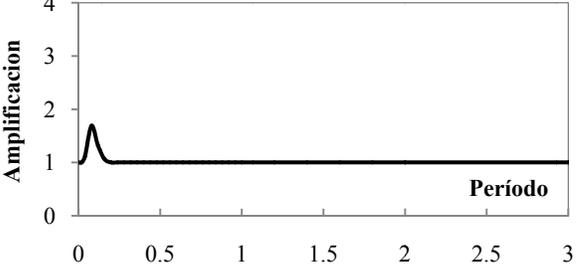
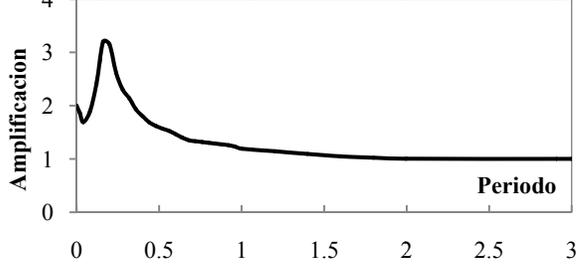
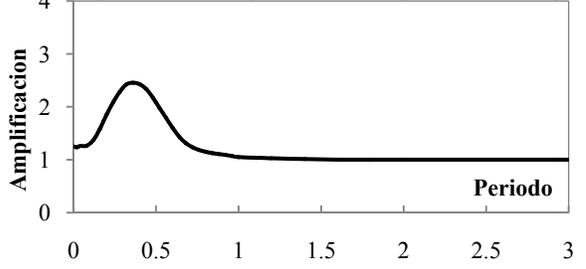
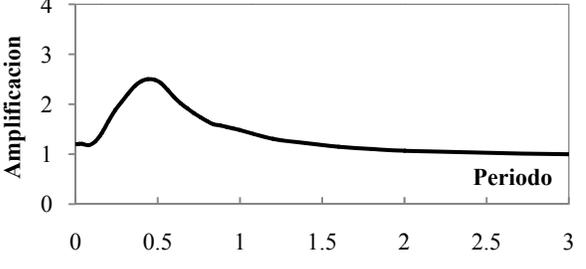
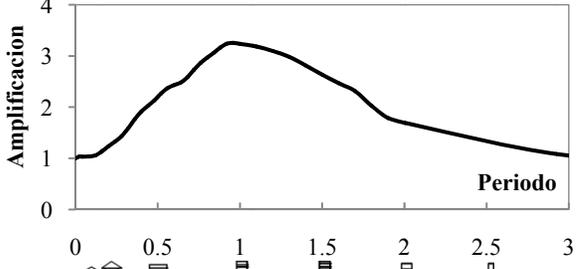
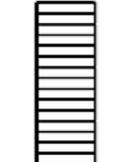


Figura 2.15: Mapa preliminar de zonas de respuesta sísmica similar en función del período predominante del suelo (suelo en rango elástico). Límites obedecen a la disponibilidad de información.

Cuadro 2.2: Condiciones típicas de suelo, funciones de amplificación y estructuras más afectadas por efectos de sitio.

Zona	Condiciones típicas de suelo	Funciones de amplificación (rango elástico) y estructuras más afectada por efectos de sitio	
ZONA I Suelo blando < 5m	 <p><i>Colonia Escalón (2011)</i></p>		 <p>Estructuras 1 Nivel</p>
ZONA II Suelo blando 5-15m	 <p><i>Zona de Multiplaza (2007*)</i></p>		 <p>Estructuras 1-3 Niveles (Típico 2)</p>
ZONA III Suelo blando 15-25m	 <p><i>Centro de Gobierno (2010)</i></p>		 <p>Estructuras 2-5 Niveles (Típico 3)</p>
ZONA IV Suelo blando 25-50m	 <p><i>Altos del Boulevard (2008*)</i></p>		 <p>Estructuras 4-9 Niveles (Típico 5)</p>
ZONA V Suelo blando >50m	 <p><i>Rio Las Cañas (2010)</i></p>		 <p>Estructuras >8 Niveles (Típico 10)</p>
*Fotografías cortesía de Walter Hernández			

2.4.8 Discusión de Resultados

El análisis de respuesta de sitio es crucial para obtener estimaciones confiables de los efectos del sismo sobre la infraestructura existente en la ciudad y evaluar posibles escenarios de daños durante probables eventos futuros. Además, la influencia de las condiciones locales de suelo en el daño potencial sísmico para diferentes tipos de edificaciones, debe ser considerada tanto en los planes de desarrollo y ordenamiento territorial como en las normativas de diseño sismorresistente, permitiendo seleccionar el mejor tipo de estructura para un sitio específico, factores de sitio que definan formas adecuadas de los espectros de diseño, etc. Se ha observado una clara dependencia entre el nivel de daño máximo probable y las condiciones de suelo en el emplazamiento.

Por la geología particular del Área Metropolitana de San Salvador, los menores períodos se obtienen en las cercanías del volcán de San Salvador, aumentando hasta alcanzar los máximos en las orillas del Lago de Ilopango, donde se alcanzan los mayores espesores de piroclastos no consolidados. El estudio permitió identificar amplificaciones importantes en un amplio rango de períodos de interés ingenieril y períodos de resonancia cercanos a los períodos característicos de las estructuras dominantes en la mayoría de las zonas.

En la actualidad, muchos códigos no toman en cuenta la profundidad de los depósitos de suelo y utilizan únicamente la velocidad de onda de corte de los 30m superiores (V_{s30}) como el parámetro básico para la clasificación, sin embargo, pese a las múltiples ventajas que esta simplificación presenta en la práctica, obviar la importancia de la profundidad del suelo blando puede llevar a deficiencias significativas [Rodríguez-Marek et al., 2000].

En esta primera fase se realizó la estimación de la respuesta de sitio en la zona urbana del Área Metropolitana de San Salvador, considerando la geología de la región y aplicando principalmente métodos empíricos basados en registros de datos sísmicos (considerando únicamente el comportamiento elástico de los suelos) y tomando en cuenta, en la medida de lo posible, información geológica/geotécnica existente. No obstante, la información recopilada requiere mucha interpretación y el mapa presentado deberá ser revisado y actualizado a medida se tenga más y/o mejor calidad de información. Los límites considerados obedecen a la disponibilidad de datos.

Por otra parte, existe poco conocimiento sobre el efecto que pueda tener la intercalación de estratos de piroclastos no consolidados y lavas. De los estudios realizados se han podido identificar distintas formas de afectación, la más relevante relacionada a amplificaciones de largo período que pueden afectar edificaciones de gran altura. A este nivel del estudio se volvió complicado extrapolar estos resultados, ya que la delimitación inicial de zonas se trabajó en función del suelo superficial y registros de microtemblores (información existente). Este es un factor importante a considerar en estudios posteriores, puesto que puede llegar a tener una gran influencia en la amenaza y en la

respuesta estructural de edificaciones que albergan un gran número de personas y cuya construcción aumenta cada día más.

Asimismo, los datos de los sismos del 13 de enero del 2001 y del 10 de octubre de 1986 han puesto en evidencia el comportamiento no lineal de los suelos del AMSS, identificándose variaciones en el período predominante en función de la amplitud del sismo. La cantidad de datos sísmicos de gran amplitud resulta, sin embargo, insuficiente para estudiar detalladamente este comportamiento. Se deben realizar estudios sobre la base de las propiedades físicas y características dinámicas de los suelos para especificar períodos predominantes y amplificaciones en términos de la aceleración máxima esperada.

Se trata de una primera aproximación para la estimación de respuesta de sitio, y debe ser considerada como tal; no pretende, bajo ningún punto de vista, reemplazar ni descartar estudios de detalle.

2.4.9 Hacia una Microzonificación Sísmica del AMSS

El estudio realizado ha permitido reconocer las principales limitantes y/o vacíos, especialmente en el conocimiento de los parámetros físicos y características dinámicas de los suelos del AMSS, que por su ubicación geográfica presenta una geología muy variable y compleja.

Para formular una microzonificación más detallada del Área Metropolitana de San Salvador, será necesario recurrir a modelos analíticos que permitan modelar la respuesta sísmica de los suelos del AMSS con base en los parámetros físicos y propiedades dinámicas, permitiendo considerar efectos no-lineales como función de la aceleración máxima en roca, efectos de la intercalación de piroclastos y lavas, etc.

Por otra parte, una microzonificación no trata únicamente de identificar efectos de amplificación por condiciones locales de suelo, sino que debe integrar otros peligros geológicos/geotécnicos asociados, tales como la posibilidad de licuación de un depósito dado, amplificaciones por efectos topográficos, susceptibilidad a deslizamientos, efectos de falla cercana, entre otros.

3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN DE EXPOSICIÓN

3.1 Información de Exposición

La amenaza se convierte en riesgo cuando existen edificaciones/obras expuestas al movimiento del terreno, y el nivel de riesgo depende no solo del nivel de movimiento sino también de la capacidad de las estructuras expuestas para resistirlo.

Para este estudio se seleccionaron edificaciones de los portafolios de educación, salud y gobierno, las cuales fueron inspeccionadas tanto para obtener información básica de exposición, como para examinar las características más influyentes en la capacidad de las estructuras de resistir las cargas sísmicas.

El proceso de levantamiento de la información comprendió las siguientes etapas: a) definición del conjunto de instituciones a ser evaluadas en los portafolios de salud, educación y gobierno, b) definición de la ficha técnica para el levantamiento de información de exposición y características influyentes en la vulnerabilidad ante sismos, c) selección y capacitación del personal de campo encargado de las evaluaciones, d) levantamiento de información en campo, y e) revisión interna de la información obtenida.

3.2 Instituciones Evaluadas

Con el apoyo de los Ministerios de Educación (MINED) y Salud (MINSAL), se definió el universo de instituciones ubicadas en la zona de estudio para cada portafolio, resultando en 42 instituciones de salud y 987 instituciones de educación. Sin embargo, debido a limitaciones tanto presupuestarias como de tiempo, fue necesario reducir la cantidad de establecimientos a evaluar, para lo cual se definió una muestra correspondiente al 20% del total de centros educativos, es decir 197 centros de estudios. Adicionalmente, fueron seleccionadas 18 instituciones del portafolio de gobierno de las cuales fueron evaluadas 17, sumando un total de 256 instituciones como conjunto de trabajo.

Para la selección de la muestra se aplicó un procedimiento estadístico basado en una distribución estratificada y proporcional para finalmente aplicar una selección aleatoria, de acuerdo a los siguientes criterios: a) ubicación geográfica, b) sector público o privado (10% privado, 90% público) c) urbano o rural, d) tamaño físico.

La Figura 3.1 muestra el detalle de instituciones evaluadas en relación al total de instituciones existentes en el AMSS, así como el número total de edificios estudiados. El término de edificio es sinónimo de módulo de construcción independiente y por consiguiente, se generó una ficha por cada uno de ellos: un total de 1550 edificios fueron inspeccionados en las 256 instituciones.

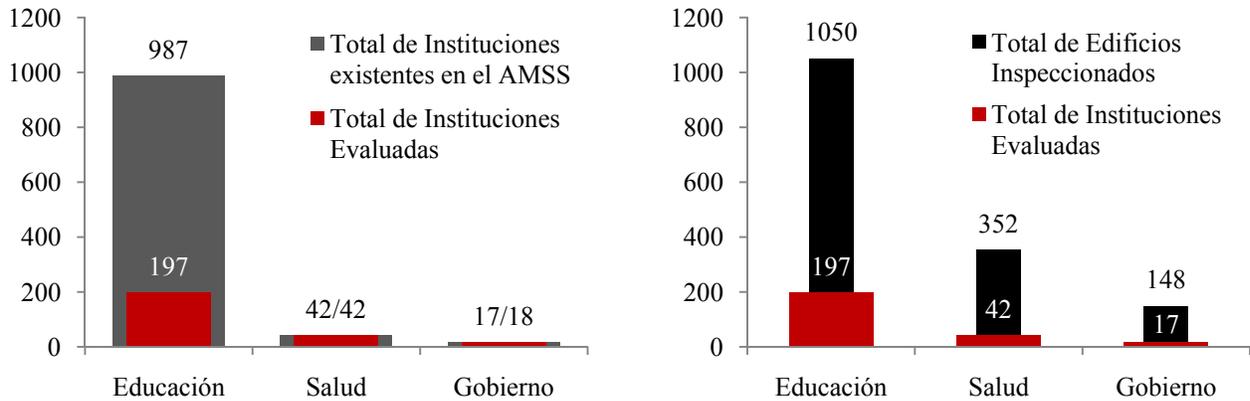


Figura 3.1: Detalle de instituciones y edificios evaluados por cada portafolio.

Debido a algunos inconvenientes, fue necesario modificar el listado de instituciones a evaluar originalmente propuesto. El portafolio con mayores modificaciones fue el de educación y las causas más relevantes fueron (i) trabajos de reconstrucción en proceso de ejecución, (ii) dificultades de acceso a la institución, (iii) dificultades de acceso vial, e (iv) inseguridad por delincuencia. Un total de diez centros escolares fueron sustituidos por instituciones de iguales características, con el fin de conservar la distribución que originalmente había sido considerada. En el caso del portafolio de gobierno, se unió el Ministerio de Gobernación con la Dirección Nacional de Protección Civil debido a que ambas instituciones ocupan un mismo edificio.

3.3 Ficha Técnica

Para cada una de las edificaciones, en cada una de las instituciones, se levantó tanto información general como información técnica considerada a tener mayor influencia en la vulnerabilidad sísmica de las construcciones, prestando atención a las principales causas estructurales de daños durante eventos sísmicos pasados (ej. defectos estructurales).

3.3.1 Información general

La información general o información básica de exposición se definió como la información necesaria para identificar el inmueble, ubicarlo geográficamente, y definir su valor tanto económico como en término de vidas humanas. Se incluyen en esta categoría: a) portafolio y código de institución, b) nombre del inmueble c) coordenadas geográficas, d) uso, e) área de construcción, f) número de ocupantes (mañana, tarde y noche), y f) valor de reposición.

En muchos casos no se logró obtener la información relacionada al número de ocupantes y a los costos de mobiliario y equipo por parte de las instituciones. Para el portafolio de educación, se

establecieron criterios conjuntos con MINED para estimar estos datos, sin embargo, para el portafolio de salud, donde el número de instituciones que no entregaron esta información fue considerable (13 de las 42 instituciones, incluyendo 7 de los 8 hospitales), el nivel de complejidad dificultó el establecimiento de criterios para el cálculo, acordando con MINSAL fijar el valor de ocupantes a la unidad para obtener pérdidas humanas relativas. El mismo criterio se tomó para las 4 instituciones del portafolio de gobierno que no contaban con la información solicitada. Estos datos podrán ser incorporados al análisis una vez se disponga de la información.

3.3.2 Información Técnica Indispensable

La información técnica indispensable es aquella que, como su nombre lo dice, resulta indispensable para determinar el comportamiento sísmico esperado de la edificación. Se incluyen en esta categoría a) sistema estructural, b) año de construcción (relacionado al nivel de diseño sismorresistente de acuerdo al código vigente al momento de la construcción), y c) número de pisos y altura típica de entrepiso (relacionado al período estructural).

Considerando los sistemas contemplados en la Norma Técnica de Diseño por Sismo (MOP, 1994), así como las prácticas constructivas típicas de la región y su historia, se definieron distintas tipologías constructivas, dejando una opción abierta para todos aquellos sistemas que no se ajustaran a las definiciones previas (posteriormente reclasificados). Las distintas tipologías identificadas se detallan en el Cuadro 3.1

La selección de los rangos de número de pisos se basó en la comparación de los espectros de diseño de los códigos de 1966 y 1994 (para un suelo tipo S3), con el fin de poder incorporar en la vulnerabilidad, el nivel de diseño sismorresistente como función del rango de altura [Figura 3.2]. Por ejemplo, para estructuras bajas la vulnerabilidad no depende tanto del año de construcción, mientras que para edificaciones de mediana altura, la influencia puede llegar a ser considerable (de acuerdo al tipo de suelo, ver Figura 2.9). El rango de pisos se estableció de la siguiente forma: 1 = un piso, 2 = de dos a cinco pisos, y 3 = más de seis pisos.

El año de construcción se utilizó para definir (asumir) el nivel de diseño sismorresistente, de acuerdo a los períodos de vigencia de los códigos sísmicos nacionales:

PC: Pre código, construcciones anteriores a 1965:

Previo a la adopción del primer reglamento de diseño sismorresistente.

CB: Código Bajo, construcciones entre 1966 y 1989:

Período de vigencia del Reglamento de Diseño Sísmico de 1966 [MOP, 1966].

CM: Código medio, construcciones posteriores a 1990:

El actual Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones y su Norma Técnica para Diseño por Sismo fue adoptado en 1994 [MOP, 1994], sin embargo, en 1989 se adoptó un Reglamento de Emergencia, cuyo espectro de diseño fue muy similar.

Cuadro 3.1. Caracterización de las tipologías constructivas.

Sistema (Código)	Descripción	Ejemplo
Marcos de Concreto con paredes de relleno Con Junta de dilatación (MCCJ)	Sistema de columnas y vigas de concreto reforzado (C/R) conectados por nudos rígidos formando una retícula tridimensional resistente a momentos. Las paredes de relleno, si existieren, se encuentran desligadas estructuralmente y en consecuencia, actúan como estructuras secundarias.	
Marcos de Concreto con paredes de relleno Sin Junta de dilatación (MCSJ)	Sistema de columnas y vigas de C/R conectados por nudos rígidos formando una retícula tridimensional resistente a momentos, con la presencia de paredes, construidas de mampostería o C/R, sin separación estructural visible. El caso más común es el de edificios diseñados como sistemas de marcos de C/R, pero que constructivamente no presentan separación estructural con las paredes de relleno.	
Marcos de Acero Con Arriostramiento (MACA)	Marcos de acero estructural en los que la resistencia a carga lateral o la estabilidad es proporcionada principalmente por elementos en diagonal o cualquier otro sistema auxiliar de arriostramiento.	
Marcos de Acero Sin Arriostramiento (MASA)	Sistema de columnas y vigas de acero estructural, de sección constante o variable, de alma llena o abierta, conectados por nudos rígidos formando una retícula tridimensional resistente a momentos. No hay presencia de elementos rigidizantes como arriostramientos o paredes ligadas al sistema estructural primario.	

Cuadro 3.1. Caracterización de las tipologías constructivas (continuación)

Sistema (Código)	Descripción	Ejemplo
Paredes de Mampostería Reforzada (PMR)	Sistema estructural a base de paredes de mampostería, que proveen soporte para cargas verticales y resistencia sísmica. Se incluyen sistemas de mampostería confinada con nervios y soleras de C/R y mampostería con refuerzo integral, de ladrillos de arcilla o de concreto.	
Paredes de Mampostería Sin Refuerzo (PMSR)	También conocida como mampostería simple. Sistema constructivo a base de unidades sólidas o huecas (usualmente ladrillos de arcilla o concreto) unidas con mortero, que carecen o que no cumplen los requisitos mínimos de refuerzo integral o confinante.	
Prefabricados de Concreto Reforzado (PR)	Sistemas de paredes pre elaboradas de C/R, que luego se ensamblan en el sitio de la obra. Se incluye el sistema conocido como “bloque panel”, el cual consiste en columnas de C/R y placas que sirven como material de relleno entre columnas.	
Sistemas Precarios (SP)	Corresponde a sistemas estructurales incompletos o deficientes, que presentan combinaciones de materiales o configuraciones que denotan falta de planificación o supervisión profesional. Se incluye el caso de sistemas de vigas de concreto apoyadas en columnas metálicas.	

Cuadro 3.1. Caracterización de las tipologías constructivas (continuación)

Sistema (Código)	Descripción	Ejemplo
Estructuras de Madera (M)	Sistema construido con piezas formando entramados y/o paredes de madera, muchas veces en combinación con láminas metálicas. La mayoría de estos sistemas no están diseñados bajo reglamentos de diseño sísmoresistente, aunque pueden tener capacidad de resistencia lateral.	
Sistema a Base de Polines (PO)	Sistema de elementos metálicos, construido con secciones constantes de pared delgada tipo “C”, generalmente dobles, con conexiones soldadas sin garantizar nudos rígidos. En estos sistemas las conexiones no aseguran la ductilidad y los perfiles pueden presentar pandeo local.	
OTROS (OS): Sistemas que en el levantamiento de datos no pudieron clasificarse en ninguna de las categorías anteriores, y fueron posteriormente reclasificados		
OTROS: Galeras Metálicas (GM)	Sistemas metálicos formados por columnas y vigas, de sección tubular o armadas, generalmente de alma abierta, con poco detallado estructural en los apoyos y nudos sin rigidez suficiente para mantener la relación angular de los miembros que unen. Su comportamiento estructural es inferior al de un marco metálico rígido.	
OTROS: Vigas Metálicas apoyadas sobre Columnas o Paredes (VM/CP)	Sistemas de vigas metálicas, generalmente de alma abierta, o armaduras metálicas que se apoyan en columnas de concreto reforzado o en paredes estructurales. En algunos casos de combina con paredes de mampostería reforzada en la dirección longitudinal.	

Cuadro 3.1. Caracterización de las tipologías constructivas (continuación)

Sistema (Código)	Descripción	Ejemplo
OTROS (OS): Sistemas que en el levantamiento de datos no pudieron clasificarse en ninguna de las categorías anteriores, y fueron posteriormente reclasificados		
OTROS: Materiales Livianos (ML)	Sistemas a base de paneles de fibrocemento, tabla roca, durock o polímero reforzado. Este último está formado de una estructura tridimensional de alambre y de un núcleo de poliuretano o poliestireno con altas propiedades termo acústicas, que se recubre con mortero reforzado que le da las propiedades estructurales	
OTROS: Sistemas Autoportantes Metálicos (SAM)	Sistema a base de paneles metálicos estructurales o cubierta curvada auto portante.	
OTROS: Bóveda de Concreto Reforzado (BCR)	Sistema de techo auto portante de forma curvada, apoyada en sus extremos.	
OTROS: Sistema Dual de Marcos y Muros de Corte (DUAL)	Corresponde a combinación de marcos de concreto reforzado y paredes o muros de corte, generalmente de concreto reforzado.	
Tipologías muy particulares que se denominaron por el nombre de la institución : Ej. Hospital Nacional Rosales, Cafetería del Instituto Nacional Inframen, Cuartel Central de la Policía Nacional Civil		

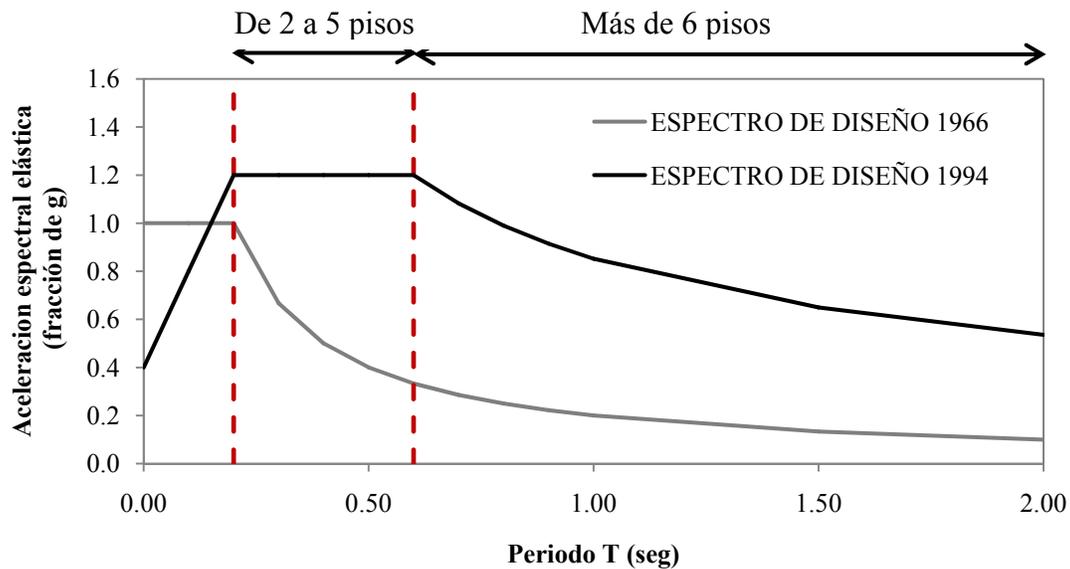


Figura 3.2: Comparación de espectros de diseño 1966 y 1994 (a partir de MOP, 1966 y MOP 1994).

3.3.3 Información Técnica Complementaria

La Información técnica complementaria se consideró como aquella información que aunque puede llegar a tener gran influencia en el comportamiento estructural ante sismos, no siempre resulta evidente durante una inspección de campo. Se incluyeron en esta categoría a) tipo de estructura de techo, b) defectos estructurales, c) información de daños por sismo. Los principales defectos estructurales evaluados se detallan en el Cuadro 3.2.

Cuadro 3.2. Defectos estructurales considerados.

Defecto	Descripción
Columna corta (CC)	Las paredes de relleno de mampostería integradas al sistema principal de resistencia lateral restringen el desplazamiento lateral de la estructura y con frecuencia acortan la longitud libre de la columna, convirtiéndolas en elementos rígidos que absorben la mayor parte de las cargas laterales [Sauter, 1987].
Irregularidad en planta (IP)	Las configuraciones irregulares de planta, por ej. forma de H, L, T, U, etc, resultan en concentración de esfuerzos en las esquinas y en torsión.
Irregularidad torsional (IT)	La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación son: a) posición de elementos rígidos de manera asimétrica, b) colocación de grandes masas en forma asimétrica, c) combinación de las dos situaciones anteriores. Las paredes de relleno ligadas a la estructura principal pueden ser causantes de torsión, como es el caso de los edificios de esquina (distribución asimétrica de las paredes de relleno). Como resultado de la torsión, los elementos sujetos a mayores desplazamientos sufren mayor daño.

Cuadro 3.2. Defectos estructurales considerados

Defecto	Descripción
Piso débil o flexible (PF)	Pisos vulnerables al daño sísmico debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Este es uno de los casos más comunes de irregularidad en elevación, y ocurre comúnmente en edificios que tienen el primer nivel abierto (estacionamientos y/o locales comerciales) y paredes de relleno de mampostería integradas al sistema principal en los niveles superiores. Los niveles superiores se transforman, sin intención, en un sistema rígido, y grandes deformaciones ocurren en el piso flexible, induciendo daños en las columnas e incluso el colapso de la edificación.
Entrepiso sin vigas (SV)	Corresponde al caso de losas o placas planas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. La disipación de energía se concentra en la articulación losa-columna, que generalmente no es adecuada para soportar deformaciones inelásticas, resultando en graves daños en dichas uniones e incluso en el colapso total de la estructura (colapso tipo "pancake").
Paredes esbeltas y sin amarre (PE)	Corresponde a paredes cuya relación de esbeltez excede el valor de 30 y se incluye el caso de paredes sin viga de amarre. Se consideró este defecto ante cualquiera de los siguientes casos: a) paredes sin un adecuado arriostramiento lateral, b) con una relación de esbeltez (h/t) mayor a 30, c) relación de esbeltez ≤ 30 pero con arriostramientos laterales separados a una distancia > 7 m, d) paredes de mampostería que han sido construidas sobre paredes existentes con una inadecuada unión entre ellas.
Irregularidad en elevación (IE)	Configuraciones verticales irregulares resultan en concentración de esfuerzos y torsión, a consecuencia de los cambios repentinos en el volumen y la masa. Irregularidades verticales comunes son: a) cambios bruscos en elevación del sistema resistente cargas laterales, b) variación de rigidez en diferentes cuerpos, c) cambio en la ubicación de los elementos estructurales en pisos adyacentes, d) entrepisos inusualmente altos, e) entrepisos inusualmente cortos, y e) variación brusca en la masa entre pisos consecutivos.
Sobrepeso en el edificio (SP)	Concentración de cargas en algún nivel del edificio, usualmente no consideradas en el diseño. Se puede deber a la disposición de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, o archivos.
Golpeteo (G)	Se produce por el impacto de dos edificaciones construidas sin una adecuada separación entre ellas.
Columna débil, viga fuerte (CD)	Se identifica cuando las dimensiones de las vigas son notablemente superiores a las de las columnas. Cuando las columnas son más débiles que las vigas, tienden a sufrir daños severos localizados en las partes superior e inferior de un piso particular, lo cual puede ocasionar el colapso de un edificio.
Baja calidad de materiales (BCM)	Materiales que por su baja calidad inicial y/o materiales deteriorados o corroídos en elementos estructurales, que por su cantidad y ubicación pueden ocasionar fallas estructurales.

La asignación del código de las tipologías se basó en el sistema estructural, el número de pisos y el año de construcción [Figura 3.3]. Posteriormente se incluyó un factor de modificación K para considerar defectos estructurales (ver Apartado 4.3).



Figura 3.3: Codificación básica de tipologías constructivas.

La Figura 3.4 muestra un ejemplo de ficha técnica final y la Figura 3.5 la interfaz de consulta de la información levantada (Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas, 2011).

3.4 Caracterización de las Edificaciones

Las tipologías encontradas más frecuentemente fueron paredes estructurales de mampostería reforzada (456 módulos) y paredes estructurales de mampostería confinada (302 módulos). En tercer lugar se encontró la categoría "OTROS", con 255 módulos, en la que se clasificó a todos aquéllos sistemas que no estaban indicados en la ficha de campo y que fueron posteriormente reclasificados (ver Cuadro 3.1). En cuarto lugar se encontraron los marcos de concreto con pared de relleno sin junta, con 248 módulos, y en quinto, los marcos de concreto con pared de relleno con junta, con 88 módulos.

La Figura 3.6 muestra los porcentajes de las tipologías encontradas en la investigación de campo para todos los portafolios. Las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9 muestran las características de las edificaciones evaluadas para las instituciones de educación, salud y gobierno.

 		PROGRAMA NACIONAL DE REDUCCIÓN DE RIESGO CONTRATO MARN/PNRR No. 067/2011	
PORTAFOLIOS DE EDUCACIÓN, SALUD Y GOBIERNO		PORTAFOLIO:	Educación
FORMATO DE CARACTERIZACIÓN DE ESTRUCTURAS		FECHA:	9-8-2011
MARCOS DE CONCRETO SIN JUNTA DE DILATACIÓN, MEDIOS, CÓDIGO MEDIANO		CÓDIGO:	MCSJ-2CM
Inspección: NAVR	Rev. Inspección: JARH	Procesó: WARR	Revisión: PDH
Código Institución: E11669-1	Nombre: Centro Escolar General Ramón Beloso		
Dirección: Colonia Montserrat, Calle Principal, entre Diagonal Huizúcar y Pasaje A			
Municipio: San Salvador	Coordenadas: Latitud: 13.682765 Longitud: -89.214508		
FACHADA		ESQUEMA DE UBICACIÓN	
			
CARACTERÍSTICAS GENERALES		SISTEMA ESTRUCTURAL	DEFECTOS ESTRUCTURALES
Uso: <u>Aulas</u>		Dirección paralela fachada (x): <u>marcos de concreto con paredes de relleno sin junta</u>	<input checked="" type="checkbox"/> Columna corta <input type="checkbox"/> Irregularidad en planta <input type="checkbox"/> Irregularidad torsional <input type="checkbox"/> Piso flexible o débil <input type="checkbox"/> Entrepiso sin vigas <input type="checkbox"/> Paredes esbeltas y sin amarre <input type="checkbox"/> Irregularidad en elevación <input type="checkbox"/> Sobre peso en el edificio <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Columna débil, viga fuerte <input type="checkbox"/> Baja calidad en materiales
Año de construcción: <u>2001</u>		Dirección perpendicular fachada (y): <u>marcos de concreto con paredes de relleno sin junta</u>	
Número de pisos: <u>2</u>			
Altura típica entresijos: <u>3.0 m</u>			
Área de construcción: <u>437.8 m²</u>			
Estructura de techo: <input type="checkbox"/> Rígido: <input checked="" type="checkbox"/> Flexible con viga amarre <input type="checkbox"/> Flexible sin viga amarre			
Daños en sismos anteriores: <input type="checkbox"/> 1986 <input type="checkbox"/> 2001			
No ocupantes: Mañana: <u>291</u> Tarde: <u>0</u> Noche: <u>0</u>			
			VALOR DE REPOSICIÓN
			Edificación: <u>\$147087</u> Mob. y equipo: <u>\$9879</u>

Figura 3.4: Ejemplo de ficha final.

Ocultar Filtrado 1

Filtrado por: Todos Cantidad ubicaciones: 248

Educación Salud Gobierno Todos los portafolios

Mapa Satélite

Sistema **Tipología**

Filtrar las ubicaciones por los siguientes sistemas estructurales:

- Marcos de concreto con arriostramiento diagonal
- Marcos de concreto sin arriostramiento diagonal
- Marcos de concreto con paredes de relleno con junta
- Marcos de concreto con paredes de relleno sin junta**
- Marcos de acero con arriostramiento diagonal
- Marcos de acero sin arriostramiento diagonal
- Paredes estructurales de concreto reforzado
- Paredes estructurales de mampostería confinada
- Paredes estructurales de mampostería reforzada
- Madera

Filtrar las ubicaciones por los siguientes defectos estructurales:

- Se puede golpear a otro edificio
- Piso flexible o débil
- Columna débil, viga fuerte
- Entrepiso sin vigas
- Baja calidad de materiales evidente
- Paredes esbeltas y sin amarre
- Daños sismo 10/10/86
- Daños Sismos de enero y febrero de 2001
- Todos**

Centro Escolar General Ramón Belloso

Código: E11669-06

Galería

Tipología: MCSJ-2CM

Ficha Documento[PDF]

Ocupantes	Costo
Mañana: 40	Mobiliario: \$0
Tarde: 40	Edificación: \$13440
Noche: 0	

2 **Legenda y Etiquetas**

Ver leyenda inicial
quitar/mostrar etiquetas

Por nivel de la estructura:

<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C
1 piso	2-5 pisos	6 pisos

Por año de construcción:

<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C
mencres a 1965	entre 1965-1988	mayores 1988

Por área de construcción:

<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C
mencr a 500	entre 500-2000	mayor a 2000

Por ocupantes:

- mañana
- tarde
- noche
- todos

<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C
mencr a 50	entre 50-200	mayor a 200

Por Costo:

- edificación
- mobiliario
- edificación y mobiliario

<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C
mencr a \$50,000	entre \$50,000-\$200,000	mayor a \$200,000

"PROGRAMA NACIONAL DE REDUCCIÓN DE RIESGO"

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales Kilómetro 5 ¼ Carretera a Santa Tecla, Calle y Colonia Las Mercedes, Edificio MARN (anexo al edificio ISTA) No. 2, San Salvador, EL Salvador, Centro América. Tel: (503) 2132-6276. Visitanos en www.marn.gov.sv
Desarrollado por Universidad Centroamericana - UCA

- 1) Opciones de Filtrado: sistema estructural, defectos para todos o un portafolio en específico
- 2) Opciones de visualización: número de niveles, año de construcción, área de construcción, número de ocupantes, costo de reposición

Figura 3.5: Ejemplo de pantalla de la interfaz de consulta, en la que se pueden visualizar las distintas opciones para el filtrado y visualización de la información levantada en campo.

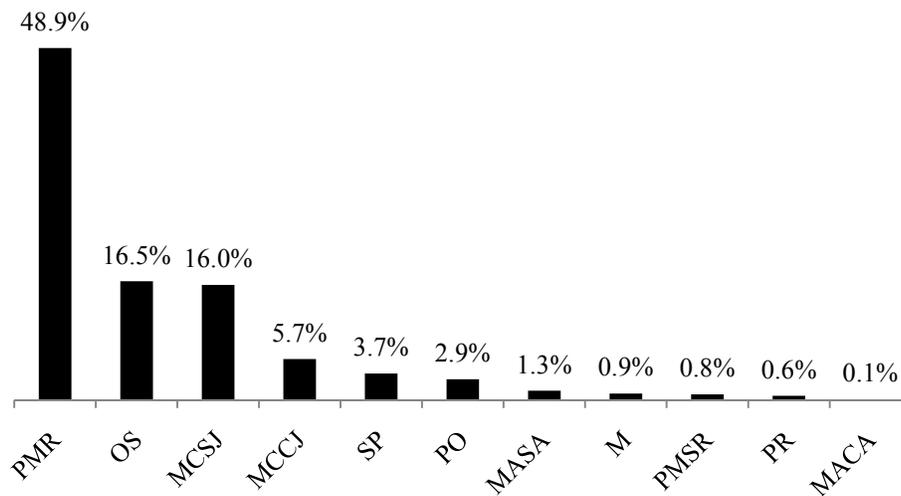


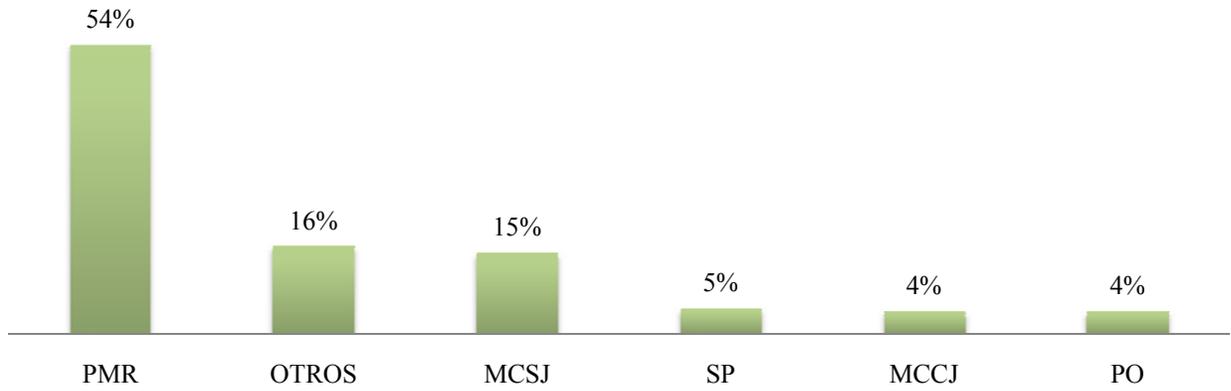
Figura 3.6: Tipologías constructivas evaluadas en los portafolios de educación, salud y gobierno.

3.5 Discusión de Resultados

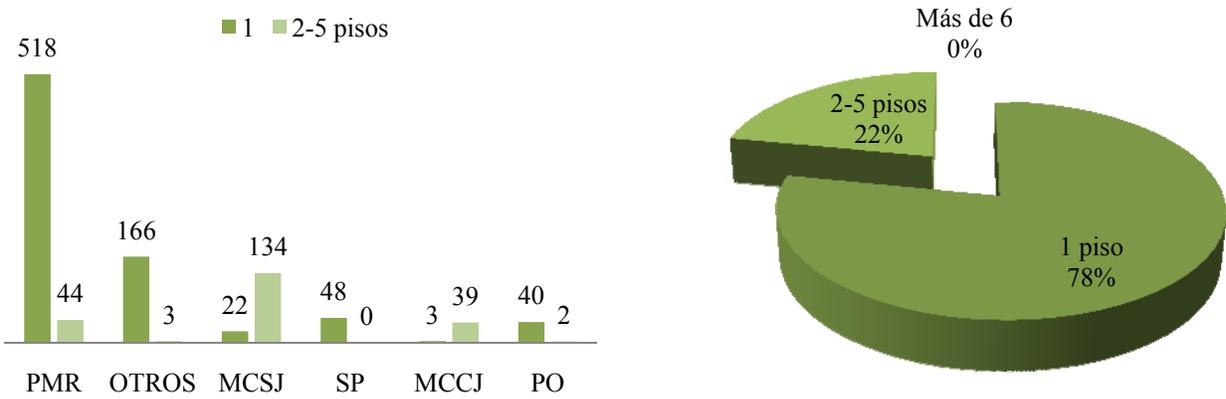
La distribución de las tipologías constructivas varía para cada portafolio, sin embargo, para todos los casos, la mayor parte de edificaciones corresponden a los sistemas de paredes de mampostería reforzada (PMR), sistemas clasificados como “OTROS”, marcos de concreto con paredes de rellenos sin junta de dilatación (MCSJ), y marcos de concreto con paredes de relleno con junta de dilatación (MCCJ).

Por otro lado, el levantamiento de información de elementos expuestos evidenció el crecimiento desordenado que se viene dando en la ciudad, por un lado por la impresionante cantidad de edificaciones (1550) en únicamente 257 instituciones, y por otro, en la improvisación observada al momento de construir, resultando en combinación de sistemas estructurales y prácticas constructivas, y por tanto, en defectos estructurales asociados.

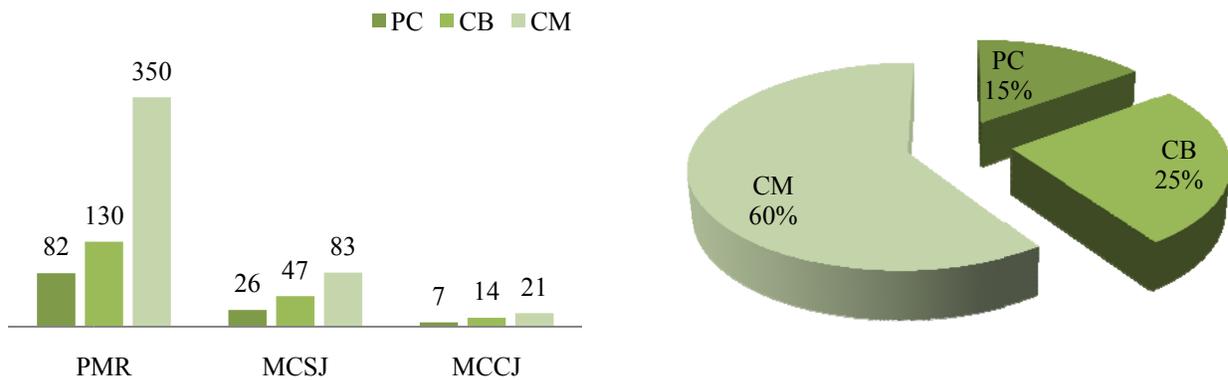
Se encontró un porcentaje de sistemas precarios, que aunque bajo en comparación a los otros sistemas, resulta alto para las condiciones de amenaza del país, y se debe poner especial atención a estos “sistemas” ya que suponen un mal comportamiento sísmico.



a) Según tipologías constructivas.

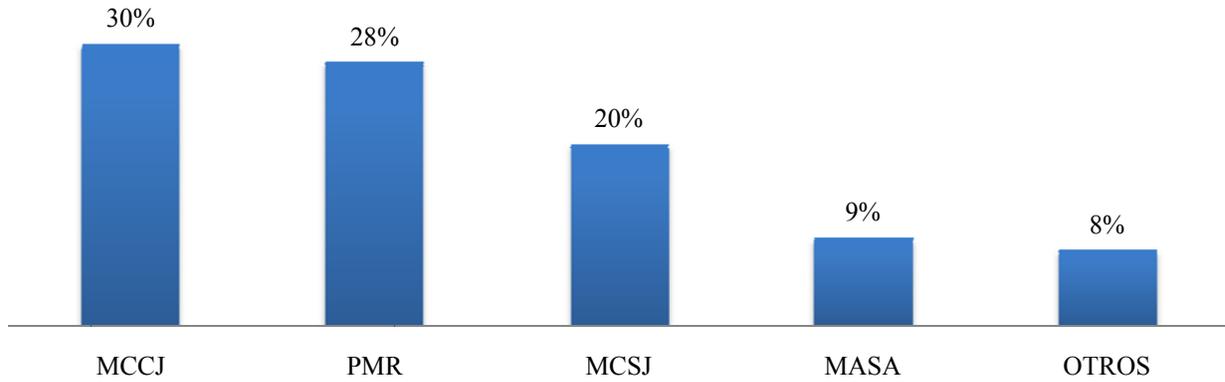


b) Según tipología constructiva y número de pisos.

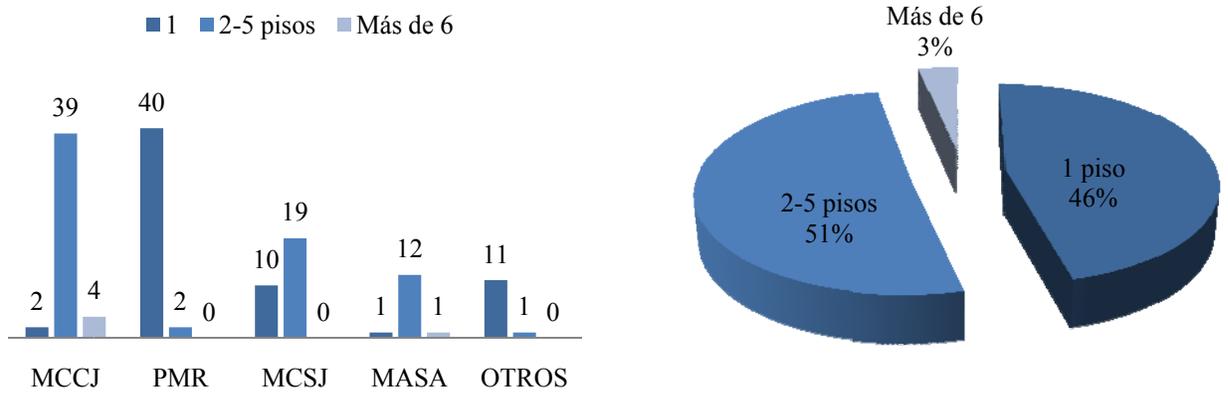


c) Según tipología constructiva y nivel de código de diseño sismoresistente.

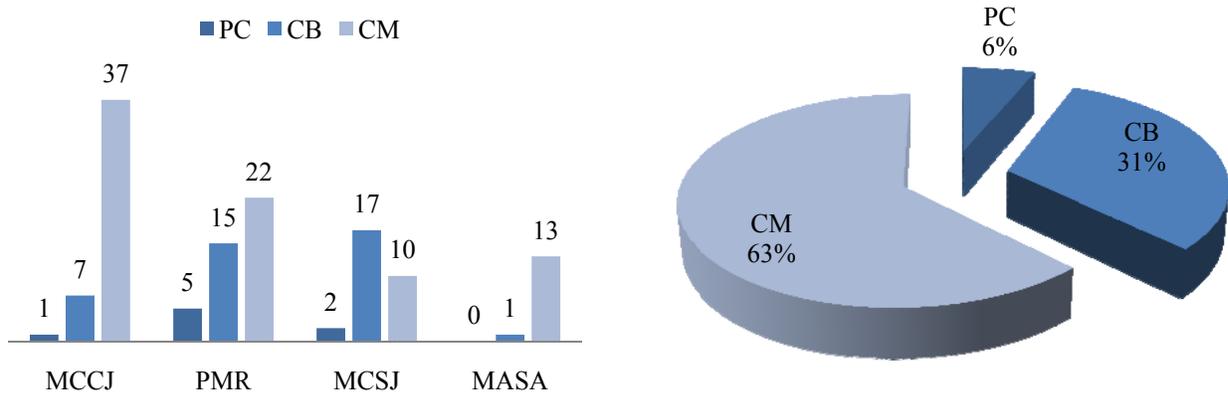
Figura 3.7: Características de las edificaciones evaluadas en el portafolio de educación.



a) Según tipologías constructivas.

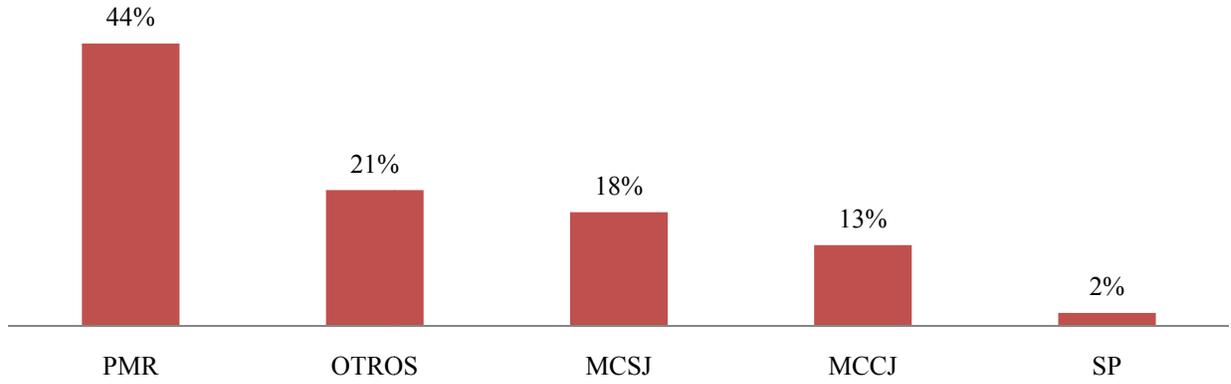


b) Según tipología constructiva y número de pisos.

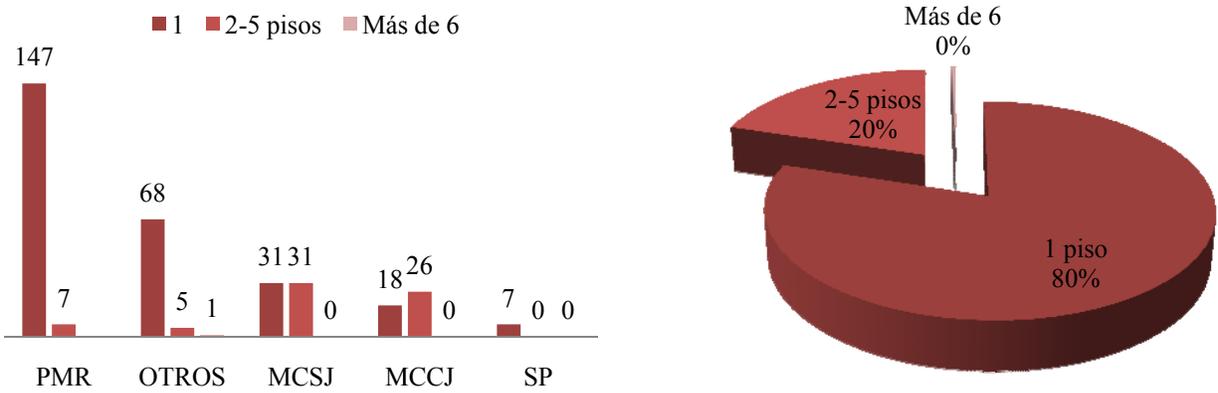


c) Según tipología constructiva y nivel de código de diseño sismoresistente.

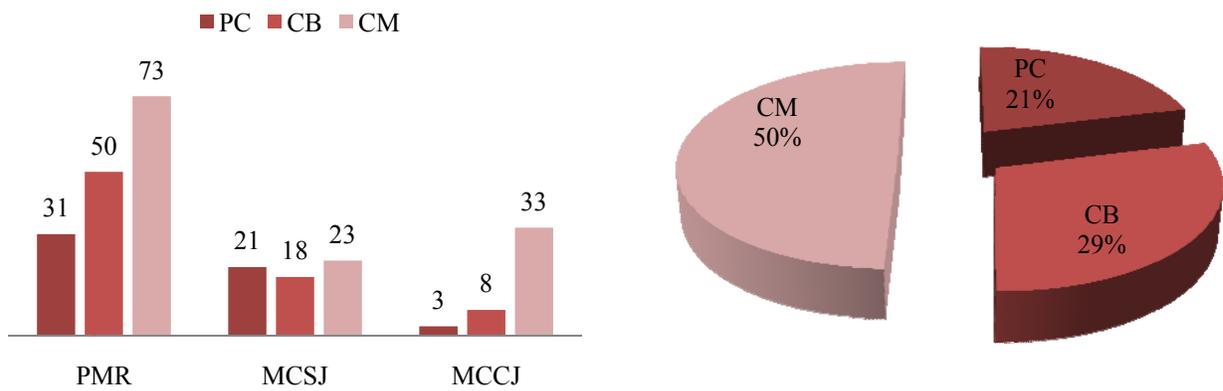
Figura 3.8: Características de las edificaciones evaluadas en el portafolio de gobierno.



a) Según tipologías constructivas.



b) Según tipología constructiva y número de pisos.



c) Según tipología constructiva y nivel de código de diseño sismoresistente.

Figura 3.9: Características de las edificaciones evaluadas en el portafolio de salud.

4 GENERACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

4.1 Vulnerabilidad Sísmica

Parte fundamental del análisis de riesgos es definir la susceptibilidad al daño o vulnerabilidad de un activo cualquiera sometido a una amenaza determinada, en este caso la amenaza sísmica. La vulnerabilidad se mide en términos de un porcentaje medio de daño, definido en general como el costo necesario para llevar el bien a su estado inicial (costo de reposición), en porcentaje del valor total del bien. Se llama función de vulnerabilidad a la relación entre este valor con el parámetro de intensidad seleccionado para el fenómeno amenazante, para este caso la aceleración espectral correspondiente (considerando únicamente vulnerabilidad estructural)

El análisis de la vulnerabilidad sísmica consistió en reconocer y caracterizar las tipologías constructivas de los portafolios de educación, salud y sedes de gobierno, a partir de la información de campo, identificar estructuraciones típicas, y generar curvas de capacidad de carga y funciones de vulnerabilidad para las tipologías identificadas.

En el presente apartado se describen las metodologías y los parámetros utilizados para generar las curvas de vulnerabilidad, los resultados obtenidos de las mismas y su respectiva asignación a las tipologías constructivas.

4.2 Metodología y Parámetros para la Generación de Funciones de Vulnerabilidad

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las tipologías identificadas se realizó a partir de curvas de vulnerabilidad existentes en la bibliografía, criterio de expertos, procedimientos aproximados, resultados experimentales y métodos analíticos, para finalmente calibrar los resultados a partir de registros sísmicos e información de daños de eventos sísmicos históricos. Las principales herramientas, métodos, e información utilizada para la generación de las curvas de vulnerabilidad se detalla a continuación:

- Software ERN-Vulnerabilidad [ERN-AL, 2010b].
- Procedimientos aproximados a partir de HAZUS [FEMA, 2003].
- Resultados experimentales de pruebas de carga [Alfato et al., 2007 y Merlos et al., 2008].
- Procedimientos analíticos en edificios con suficiente información para generar curvas de capacidad a partir de análisis sísmicos no lineales (pushover), a fin de generar curvas de capacidad y obtener puntos de control en las curvas de vulnerabilidad.
- Calibración de curvas utilizando como puntos de control la información de daños de los sismos de 2001 y las aceleraciones espectrales registradas en distintas estaciones en el AMSS.

4.2.1 Software ERN-Vulnerabilidad

La plataforma CAPRA [Banco Mundial, 2009] dispone de un módulo denominado ERN-Vulnerabilidad [ERN-AL, 2010b]. El software posee una librería que con diversas funciones de vulnerabilidad para evaluar el riesgo frente a diferentes amenazas, entre ellas la amenaza sísmica.

La vulnerabilidad se representa como una gráfica que tiene en las abscisas la medida de la intensidad del evento sísmico y en las ordenadas la fracción correspondiente al porcentaje del valor esperado de daño E (β). Esta función se asocia a características físicas del inmueble, determinados por criterios técnicos, constructivos y estructurales.

El módulo fue desarrollado para permitir un proceso de estimación de daño ante la acción de diferentes amenazas, en el cual se recopilan una serie de funciones y procedimientos de cálculo de las mismas a partir de la información disponible en diferentes niveles, tales como a) observaciones del comportamiento de diferentes tipos estructurales, b) estudios experimentales de componentes estructurales particulares, c) estudios analíticos de componentes estructurales o de estructuras completas, d) experiencia acumulada de expertos y e) funciones publicadas en la bibliografía internacional.

La aplicación permite consultar, modificar y crear funciones de vulnerabilidad para cada una de las estructuras dependiendo de sus características, tipificando su comportamiento ante cualquier tipo de amenaza. El módulo brinda herramientas no solo para la estimación del daño físico de los activos, sino también para determinar la posible afectación a la población asociada a cada activo.

Las funciones de vulnerabilidad pueden generarse a partir de las curvas de capacidad de carga, que se definen como el cortante basal que actúa sobre un edificio en función del desplazamiento horizontal de la parte superior de dicho edificio. La curva de capacidad puede ser representada como un espectro de capacidad, convirtiendo las fuerzas de corte en aceleraciones espectrales y los desplazamientos de la parte superior del edificio en desplazamientos espectrales [ATC-40,1996]:

$$S_d = [V/W]/\alpha_1 \quad \text{EC. 4.1}$$

$$S_d = d_{techo}/[\gamma_1 \phi_{techo}] \quad \text{EC. 4.2}$$

Donde: V es la fuerza cortante, d_{techo} el desplazamiento del techo, W la masa del edificio, α_1 : el coeficiente de masa modal del primer modo, el factor γ_1 modal participación y ϕ_{techo} la amplitud de modo 1 a nivel del techo.

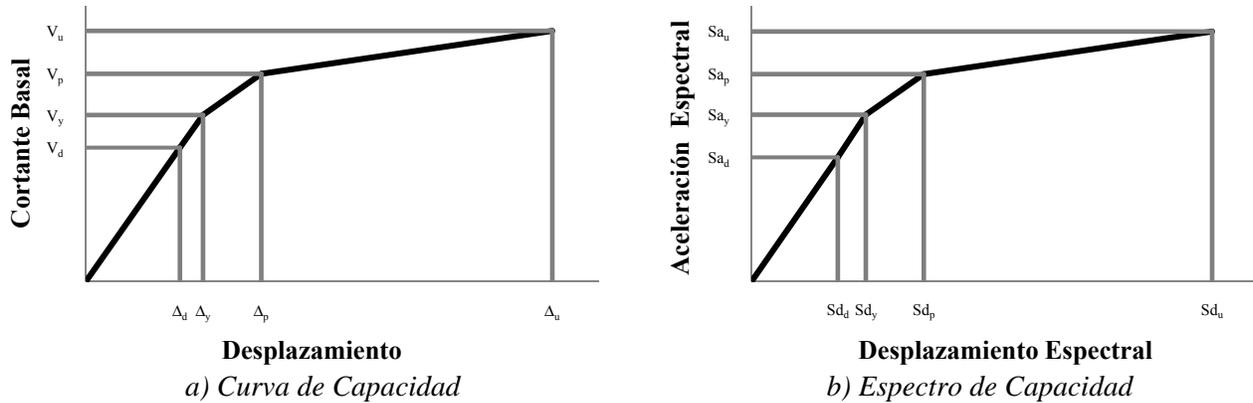


Figura 4.2: Curva y espectro de capacidad [ERN-AL, 2010b].

Fijados los puntos de comportamiento plástico (Sd_p , Sa_p) y comportamiento último (Sd_u , Sa_u) [Figura 4.2], los cuales típicamente corresponden a porcentajes de daño entre 0% y 20% y entre 80% y 100%, respectivamente, se ajusta la curvatura de la función, haciendo uso de la ecuación 4.3 [ERN-AL, 2010b]:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln(1 - D_c) \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_c} \right)^{\rho_j} \right] \quad \text{EC. 4.3}$$

Donde D_c es el daño para la intensidad γ_c y ρ_j es la curvatura del tramo correspondiente. Si se toma $D_c = 0.5$, $\gamma_c = \gamma_o$, es decir el valor de intensidad correspondiente al 50% del daño, la ecuación se modifica y se convierte en la Ec. 4.4:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln(0.5) \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_c} \right)^{\rho_j} \right] \quad \text{EC. 4.4}$$

Las bases teóricas del software ERN-Vulnerabilidad proponen que la mejor manera de representar la correlación del daño de la estructura es con la deriva de entrepiso como parámetro de referencia, y en consecuencia su respectivo desplazamiento espectral S_d . Sobre esa base, se asume que la metodología CAPRA, parte del valor de S_d para definir la función en términos de S_a , a través de la expresión:

$$S_d = (1/\omega) S_v = (1/\omega^2) S_a \quad \text{EC. 4.5}$$

La herramienta ERN-Vulnerabilidad [ERN-AL, 2010b] permite generar nuevas curvas sobre la base de las preexistentes, siguiendo el procedimiento detallado a continuación:

- Definir la curva de referencia a utilizar, identificando la amenaza por sismo, seleccionando el código de identificación de la curva (Id Curva) y el nivel de código de diseño. El nivel de código tiene las opciones “pre code”, “low code”, “moderate code” y “high code”.
- Definir parámetros de capacidad. Estos pueden obtenerse por procedimientos experimentales, procedimientos analíticos, procedimientos empíricos o procedimientos aproximados.
- Definir parámetros de daño, para lo cual puede recurrirse a procedimientos empíricos, basados en datos históricos de terremotos registrados o basado en criterios de expertos en el tema. Se puede asumir que en el punto de comportamiento plástico los daños oscilan entre 0% y 20% ; y en el punto de comportamiento último entre el 80% y el 100%.
- Convertir la curva de capacidad en curva de vulnerabilidad utilizando el método propuesto por Miranda (1999).
- Seleccionar la medida de intensidad (para el caso intensidad espectral).

4.2.2 Parámetros de Capacidad por Procedimientos Aproximados: HAZUS [FEMA, 2003]

Los espectros de capacidad pueden obtenerse de manera conveniente utilizando una serie de coeficientes y funciones características que establece el manual técnico de HAZUS [FEMA, 2003]. HAZUS fue diseñado para facilitar la estimación de daños producidos por terremotos a nivel regional.

El método HAZUS [FEMA, 2003] utiliza los mismos factores utilizados por la herramienta CAPRA: Coeficiente de esfuerzo sísmico (C_s), periodo estructural elástico (T_e), fracción del peso efectivo en el “pushover” (α_1), fracción de la altura total en el punto de observación del desplazamiento (α_2), sobre resistencia en función de la aceleración de fluencia ($\eta = A_y/A$ siendo A la aceleración de diseño), la sobre resistencia de la estructura en función de la aceleración última ($\lambda = A_u/A_y$), y el factor de ductilidad (μ) que relaciona el desplazamiento último y λ veces el desplazamiento de fluencia (ver FEMA, 2003)

Las curvas de capacidad pueden construirse de forma rápida a partir de los puntos de fluencia (y) y de comportamiento último (u), y cumpliendo con las siguientes condiciones:

- La curva pasa por el punto de fluencia (D_y, A_y)
- La curva pasa por el punto de comportamiento último (D_u, A_u),
- La curva es lineal desde el origen hasta el punto de fluencia,
- La curva conserva la pendiente inicial en el punto de fluencia, y
- La curva es horizontal en el punto de comportamiento último.

Asimismo, HAZUS establece categorías que dependen del nivel de diseño de la estructura para mejorar su curva de capacidad media para cada clasificación estructural (High Code Seismic Design Level - asociado a zona 4 del UBC, Medium Code Seismic Design Level - asociado a la zona 2B del UBC, Low Code Seismic Design Level - asociado a la zona 1 del UBC, y Pre-Code Seismic Design Level - asociado a la zona 0 del UBC [ICBO, 1997])

4.2.3 Parámetros de Capacidad a Partir de Procedimientos Experimentales

En pruebas a escala natural se puede modelar la respuesta de estructuras sujeta a fuerzas laterales y evaluar la curva de capacidad (envolvente de curva de histéresis), para así establecer fuerzas y desplazamientos de fluencia, agrietamiento y último.

El proyecto TAISHIN es una iniciativa que surgió con el propósito de promover tecnologías sismo-resistentes y desarrollar de forma progresiva los elementos necesarios para la implementación de estas tecnologías en la construcción de viviendas más seguras en El Salvador, a fin de mejorar la calidad de vida de las personas afectadas constantemente por sismos.

El proyecto cuenta con la participación del Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), la Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima (FUNDASAL), Universidad de El Salvador (UES) y Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” (UCA), con la asistencia técnica del Gobierno de Japón a través de su Agencia de Cooperación Internacional (JICA) y del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), dependencia de la Secretaría de Gobernación de México.

Los sistemas estructurales ensayados son: adobe sismorresistente, bloque panel, mampostería de suelo cemento confinada y bloque de concreto con refuerzo integral. Considerando que en las tipologías investigadas en este estudio no se encontraron edificaciones de adobe ni de suelo cemento, se analizaron resultados de las curvas de capacidad para bloque panel y bloque de concreto con refuerzo integral.

a) Espectro de capacidad para paredes de mampostería reforzada (PMR) a partir de los datos del proyecto TAISHIN

La tipología PMR corresponde al 48.9% de la muestra estudiada, es decir 756 de los 1550 edificios analizados, de los cuales 456 son de mampostería de bloque de concreto con refuerzo integral y el resto de mampostería confinada. Los espectros de capacidad se calcularon considerando una masa de 2,200 kg [Cuadro 4.1]. Las características de los sistemas BC-MCA y BC-MCR y las curvas obtenidas se muestran en las Figura 4.3 y 4.4 respectivamente.

b) Espectro de capacidad para prefabricados (PR) a partir de los datos del proyecto TAISHIN

La tipología PR es de las menos frecuentes (6 casos), sin embargo corresponde al sistema bloque panel ensayado en el proyecto TAISHIN, razón por la cual se hizo este ejercicio de obtención de espectros de capacidad, siguiendo la metodología aplicada para el caso de paredes de bloque de concreto con refuerzo integral.

El Cuadro 4.2 y la Figura 4.5 presentan los resultados obtenidos de las curvas de capacidad linealizadas con degradación post fluencia para los sistemas denominados AS (AS1: pared ensayada con carga monótona; AS2: pared ensayada con carga reversible; AS3: pared ensayada con carga reversible), correspondientes a paredes sólidas de 3.15 m de largo x 3.22 de alto, con un peso estimado de 1040 kg.

Cuadro 4.1: Cálculo de espectros de capacidad de paredes de bloque de concreto con refuerzo integral: BC-MCA y BC-MCR [Merlos et al., 2008].

ID	Puntos	d (mm)	F (ton)	F (Kgf)	F (N)	Sd (plg)	Sa (gal)	Sa (g)
BC-MCA	Agrietamiento	0.7	3.10	3,100.00	30,380.00	0.03	1,380.91	1.41
	Fluencia	3.5	8.00	8,000.00	78,400.00	0.14	3,563.64	3.64
	Máximo	11.72	8.79	8,790.00	86,142.00	0.46	3,915.55	4.00
	Último	48	7.00	7,000.00	68,600.00	1.89	3,118.18	3.18
BC-MCR	Agrietamiento	1	3.50	3,500.00	34,300.00	0.04	1,559.09	1.59
	Fluencia	3.5	8.60	8,600.00	84,280.00	0.14	3,830.91	3.91
	Máximo	11.56	8.72	8,720.00	85,456.00	0.46	3,884.36	3.96
	Último	46.8	7.14	7,140.00	69,972.00	1.84	3,180.55	3.25

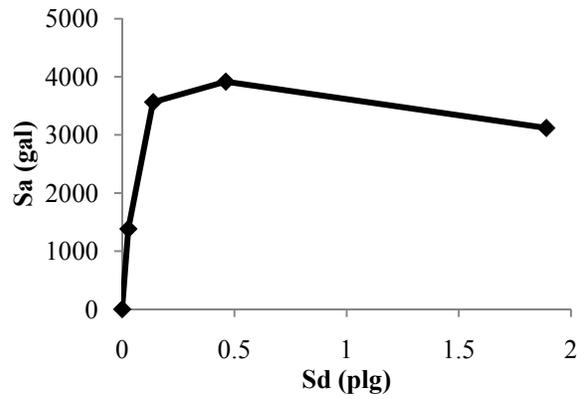
Cuadro 4.2: Cálculo de espectros de capacidad de sistemas de bloque-panel [Alfaro et al., 2007].

ID	Puntos	d (mm)	F (ton)	F (Kgf)	F (Newton)	Sd (plg)	Sa (cm/s2)	Sa (g)
AS1	Agrietamiento	3	3.70	3,700.00	36,260.00	0.12	3,486.54	3.56
	Fluencia	25.5	10.00	10,000.00	98,000.00	1.00	9,423.08	9.62
	Máximo	37.5	10.87	10,870.00	106,526.00	1.48	10,242.88	10.45
	Último	40	8.00	8,000.00	78,400.00	1.57	7,538.46	7.69
AS2	Agrietamiento	1	3.50	3,500.00	34,300.00	0.04	3,298.08	3.37
	Fluencia	9	6.10	6,100.00	59,780.00	0.35	5,748.08	5.87
	Máximo	18.6	6.78	6,780.00	66,444.00	0.73	6,388.85	6.52
	Último	30	6.50	6,500.00	63,700.00	1.18	6,125.00	6.25
AS3	Agrietamiento	1.3	4.00	4,000.00	39,200.00	0.05	3,769.23	3.85
	Fluencia	10.8	7.00	7,000.00	68,600.00	0.43	6,596.15	6.73
	Máximo	26	8.50	8,500.00	83,300.00	1.02	8,009.62	8.17
	Último	40	6.00	6,000.00	58,800.00	1.57	5,653.85	5.77



a) Instrumentación y Estado Final de Daño

Información de Refuerzo:
 Solera de Fundación 6#3, Est.#2@20cm;
 Acero Vertical: 1#3@60cm;
 Acero Horizontal 1#3@40cm;
 Solera de Corona: 4#3, Est.#2@20cm.



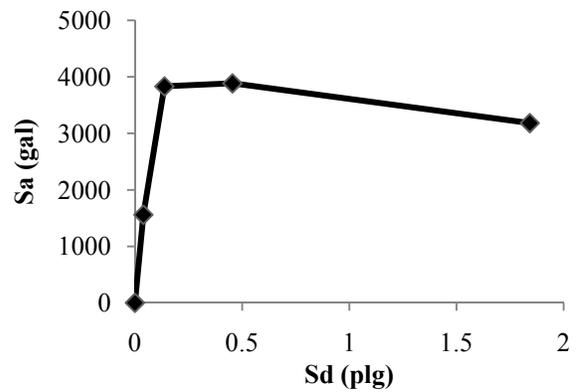
b) Espectro de Capacidad

Figura 4.3: Resultados obtenidos para BC-MCA [a partir de Merlos et al., 2008].



a) Instrumentación y Estado Final de Daño

Información de Refuerzo:
 Solera de Fundación 6#3, Est.#2@20cm;
 Acero Vertical: 1#3@60cm;
 Acero Horizontal 1#3@60cm;
 Solera de Corona: 4#3, Est.#2@20cm.



b) Espectro de Capacidad

Figura 4.4: Resultados obtenidos para BC-MCR [a partir de Merlos et al., 2008].

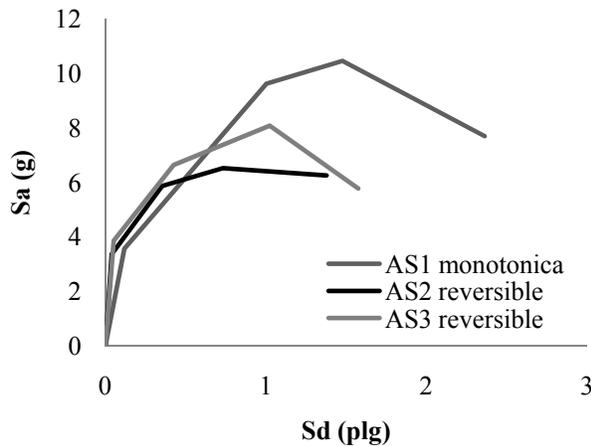


Figura 4.5: Resultados obtenidos de las curvas de capacidad liberalizadas del Proyecto TAISHIN para bloque panel [a partir de Alfaro et al., 2007].

Los valores obtenidos a partir de los resultados experimentales son considerablemente elevados para un sistema de mampostería reforzada, si se compara con los valores que presenta HAZUS, esto se debe en parte a las condiciones idóneas en las que los ensayos son realizados (carga paralela al plano de la pared, carencia de huecos de puertas y ventanas, buenas prácticas, etc.).

Dentro de metodología HAZUS, se consideran implícitos diferentes factores de reducción de las características estructurales, mientras que los resultados acá presentados se obtuvieron directamente de las pruebas, sin involucrar ninguno de los factores antes comentados, lo que puede llevar a una gran dispersión entre los resultados [conversación con Carlos Avelar, ERN-AL]. Por lo anterior, estos resultados no fueron considerados directamente para la generación de las curvas de vulnerabilidad.

4.2.4 Parámetros de Capacidad a Partir de Procedimientos Analíticos

Las curvas de capacidad se pueden obtener a partir de análisis sísmicos no lineales, conocidos como pushover, que intentan representar la envolvente de los ciclos de histéresis producidos durante un evento sísmico.

El análisis pushover consiste en aplicar a nivel de entrepiso en la estructura, cargas estáticas monotónicas, en forma incremental, con variación constante, de acuerdo a diferentes criterios (generalmente en función de los modos de vibrar). La rigidez de los elementos se modifica de acuerdo al grado de daño (formación de rótulas plásticas) y el resultado que se obtiene es la relación entre el cortante basal V_o y el desplazamiento lateral máximo en la cubierta del edificio d_i . (ver ATC-40, 1996 y FEMA-273, 1997 para más información).

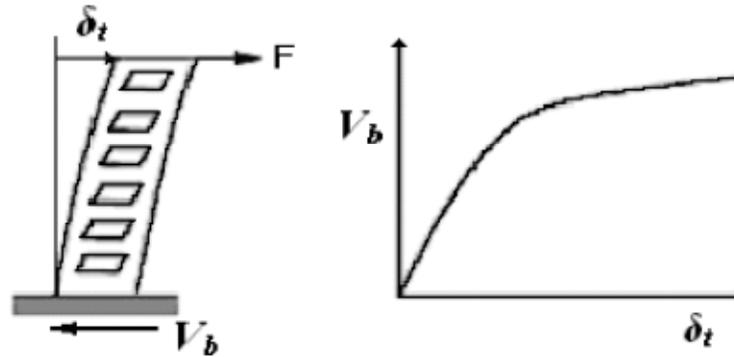


Figura 4.6: Concepto de la curva Pushover [Guzmán y Menguar, 2008].

Para realizar un procedimiento analítico utilizando la técnica del pushover, es condición necesaria disponer de información sobre el sistema estructural: dimensiones, refuerzo, conexiones. Debido a que no fue posible acceder a planos estructurales de las edificaciones evaluadas, se realizaron levantamientos de campo en la escuela Walter T. Deininger, ubicada en Antiguo Cuscatlán, edificio de Aulas H y en el Edificio 1 del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

El primero corresponde a una estructuración típica del portafolio de Educación (MCCJ-2 – techo flexible), mientras que el segundo se consideró típico del portafolio de gobierno y permitía considerar dos sistemas estructurales (MCCJ-2 como sistema original y DUAL-2 tras la incorporación de muros de corte construidos como reforzamiento después del terremoto de 1986). El acero de refuerzo fue obtenido asumiendo un diseño de acuerdo al código vigente al momento de construcción.

a) Escuela Walter T. Deininger

El edificio fue inaugurado en 1988, por lo que el diseño estructural para la determinación de las cantidades de acero de refuerzo de los elementos estructurales fue realizado (en un primer momento) aplicando el Reglamento de Diseño Sísmico de 1966 (ver Figura 3.2) y asumiendo el diseño de los elementos de concreto de acuerdo al ACI 318/84. El resultado del pushover corresponderá a una estructuración típica MCCJ-1CB, aclarando que se considera en el nivel de altura 1 por tener un techo flexible. Para el cálculo se utilizó el software ETABS 9.04 realizando el diseño estructural automatizado con el Reglamento ACI-318/99 (opción más antigua disponible en el software) y verificaciones de acuerdo al ACI-318/84 para comprobar que la influencia no fuera significativa.

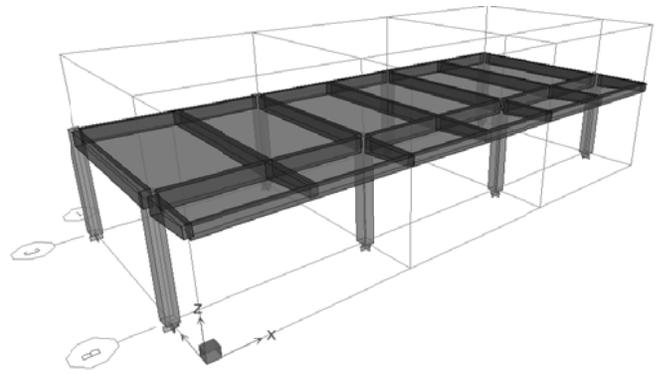
La información recopilada y las consideraciones tomadas, se presentan en el Cuadro 4.3 y las fotográficas y modelos en la Figura 4.7.

Cuadro 4.3: Información de campo escuela Walter T. Deininger.

Elemento	Dimensiones	Consideraciones
Columnas	0.40 m x 0.50 m	Concreto 210 kg/cm ² Acero de refuerzo grado 40
Vigas entrepiso	0.25 m x 0.60 m	
Viga coronamiento techo	0.25 m x 0.40 m	
Losas	Vigueta y bovedilla	Tipo COPRESA 20 cm
Paredes primer nivel	Bloque de concreto 15 cm	Desligadas de la estructura
Paredes segundo nivel	Bloque de concreto 15 cm	Cargan con la cubierta de techo
Piso segundo nivel	Ladrillo de cemento	En aulas
Cubierta de techo	Fibrocemento	Techo flexible
Estructura de techo	Polines espaciales	Apoyados en mojinetes de paredes



a) Fotografía de Fachada.



b) Modelo Tridimensional.

Figura 4.7: Modelo utilizado para el análisis estático no-lineal de la escuela Walter T. Deininger.

Posteriormente, con el fin de visualizar diferencias relacionadas al nivel de diseño sismoresistente y contar con puntos de control adicionales, se realizó el diseño estructural en base al Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador, vigente desde 1994. En este caso, el resultado del pushover corresponde a una estructuración típica MCCJ-1CM.

Caso I: Código de 1966: Del diseño estructural se obtuvo un armado de columnas de 36 cm² (1.8%), equivalente a 8 varillas No 8; y una cuantía de acero en vigas de 16 cm² para momento negativo y 8 cm² en el positivo.

Caso II: Código de 1994: A partir de los resultados del diseño estructural se consideró que las columnas están armadas con 12 varillas de 1" grado 40 y que las vigas poseen un área de acero de 30 cm² en el lecho superior en los apoyos y 15 cm² en el lecho inferior en el centro.

La Figura 4.8 muestra las curvas de vulnerabilidad obtenidas a partir del pushover para el edificio H de la escuela W. Deininger de acuerdo a los códigos de diseño considerados.

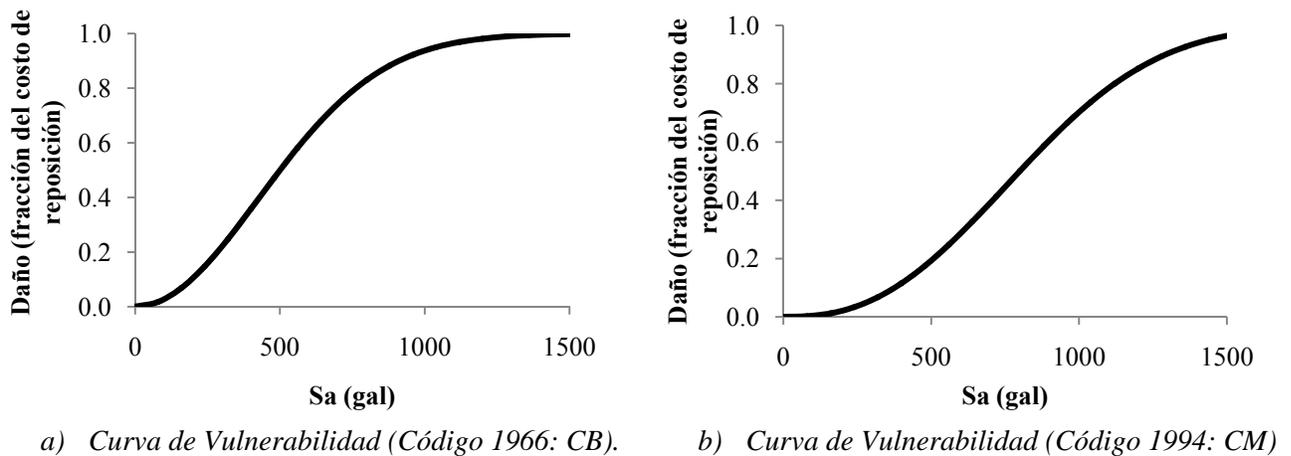


Figura 4.8: Curvas de vulnerabilidad obtenidas a partir del pushover para el edificio H de la escuela W. Deininger de acuerdo a los códigos de diseño considerados (tipología MCCJ-1).

b) Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Edificio 1

Se tuvo acceso a planos arquitectónicos del edificio central del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales, MARN (código G-05 del presente estudio) y se complementó la información con mediciones de campo de los elementos estructurales, distancias entre ejes y altura de entrepiso.

En la inspección realizada se comprobó la existencia de muros de corte construidos como reforzamiento después del terremoto de 1986, y el edificio se reclasificó como DUAL-2. En vista de lo anterior, se consideraron dos modelos distintos, el primero correspondiente al edificio original (MCCJ-2) y el segundo correspondiente al sistema DUAL-2 tras la incorporación de los muros de corte. La información recopilada con algunas consideraciones, se presenta en el Cuadro 4.4, fotografías en la Figura 4.9 y los modelos considerados en la Figura 4.10.

Cuadro 4.4: Información de campo edificio MARN.

Elemento	Dimensiones	Consideraciones
Columnas	0.40 m x 0.40 m	Concreto 210 kg/cm ² Acero de refuerzo grado 40
Vigas entrepiso	0.30 m x 0.60 m longitudinales	
Viga coronamiento techo	0.20 m x 0.45 m transversales	
Losas	Vigueta y bovedilla	Tipo COPRESA 20 cm
Paredes primer nivel	Bloque de concreto 15 cm	Aparentemente ligadas a la estructura
Enladrillado de piso	Terrazo	
Cubierta de techo	Fibrocemento	Techo flexible
Estructura de techo	Polines y tijeras metálicas	Apoyados en columnas 30 x 30

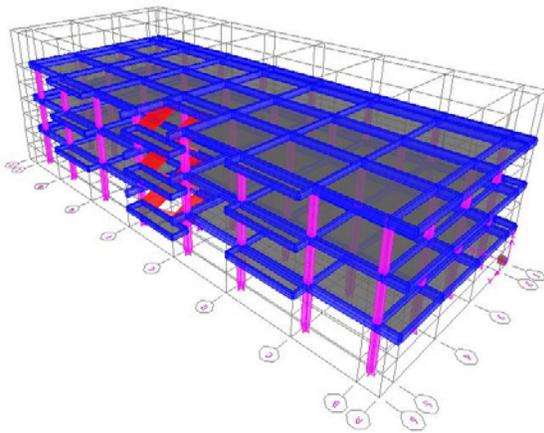


a) *Entrada Principal*

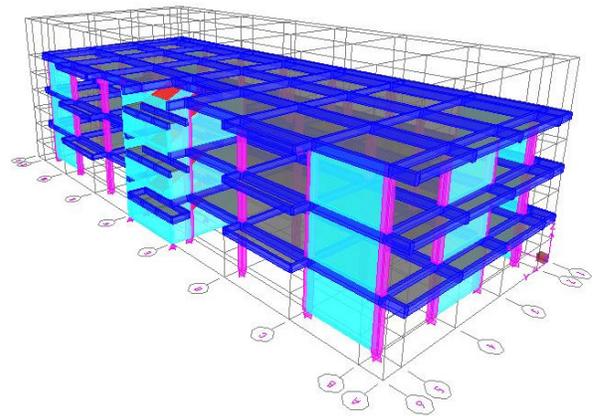


b) *Fachada Trasera*

Figura 4.9. Fachadas del Edificio 1 del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.



a) *Modelo Tridimensional s/ muros.*



b) *Modelo Tridimensional c/muros.*

Figura 4.10. Modelos utilizados para el análisis estático no-lineal del MARN.

El acero de refuerzo de las vigas y las columnas se determinó considerando el modelo del edificio original (sin muros de corte), utilizando para el diseño el espectro de 1966. El análisis para los muros de corte se realizó sobre la base del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador (1994).

Columnas:	12 No.8 grado 60.
Viga 30x60 Nivel 1 y 2:	14cm ² lecho superior, 6 cm ² lecho inferior.
Viga 20x45 Nivel 1 y 2:	14cm ² lecho superior, 12 cm ² lecho inferior.
Viga 30x60E Nivel 1y2 (escalera)	20cm ² lecho superior, 20 cm ² lecho inferior.
Viga 30x60 Nivel 3:	10 cm ² lecho superior, 5 cm ² lecho inferior.
Viga 20x45 Nivel 3:	10 cm ² lecho superior, 5 cm ² lecho inferior.
Viga 30x60E Nivel 3 (escalera)	12cm ² lecho superior, 12 cm ² lecho inferior.

El software ETABS solo permite considerar elementos de marco (columnas y vigas) para el análisis sísmico no lineal y obliga a modelar los muros de corte como columnas equivalentes. Los muros se modelaron como columnas de sección 0.30 x 2.50 m con una rigidez tal que proveyera un período de vibración cercano a 0.17 seg, y una desplazabilidad cercana a 0.13 cm en el nivel superior, valores obtenidos de un diseño estructural preliminar modelando los muros de corte como tales. Para proporcionar conectividad entre las paredes, las columnas equivalentes se conectan a nivel del suelo con enlaces rígidos y/o con vigas con restricción de desplazamiento en toda su longitud.

La asignación de las rótulas plásticas de los elementos estructurales se realizó sobre la base de su comportamiento, asignando a los muros de corte rótulas del tipo V2 y a los elementos flexionantes (vigas y columnas) rótulas M3 en sus extremos. Las curvas de vulnerabilidad obtenidas se muestran en la Figura 4.11

La curva propuesta para el edificio original del MARN (sin muros) se ajusta muy bien a lo observado durante el sismo del 10 de octubre de 1986. En estaciones cercanas se obtuvieron aceleraciones espectrales correspondientes al período estructural de la edificación de aproximadamente 700 gales (ver Figura 2.9), las cuales se traducen, a partir de la curva de vulnerabilidad, en un nivel de daño cercano al 80%, consistente con el daño observado durante el evento (bandera naranja: fuertemente dañado).

La curva obtenida para la estructura con muros parece ser muy conservadora, mostrando niveles muy bajos de daño ante aceleraciones esperadas, aun considerando que al reducir el período de la estructura las aceleraciones espectrales aumentarán. Es necesario realizar estudios de detalle para verificar los resultados (información real de acero de refuerzo, verificar conexiones, etc), en tanto, se consideran los resultados únicamente como indicadores.

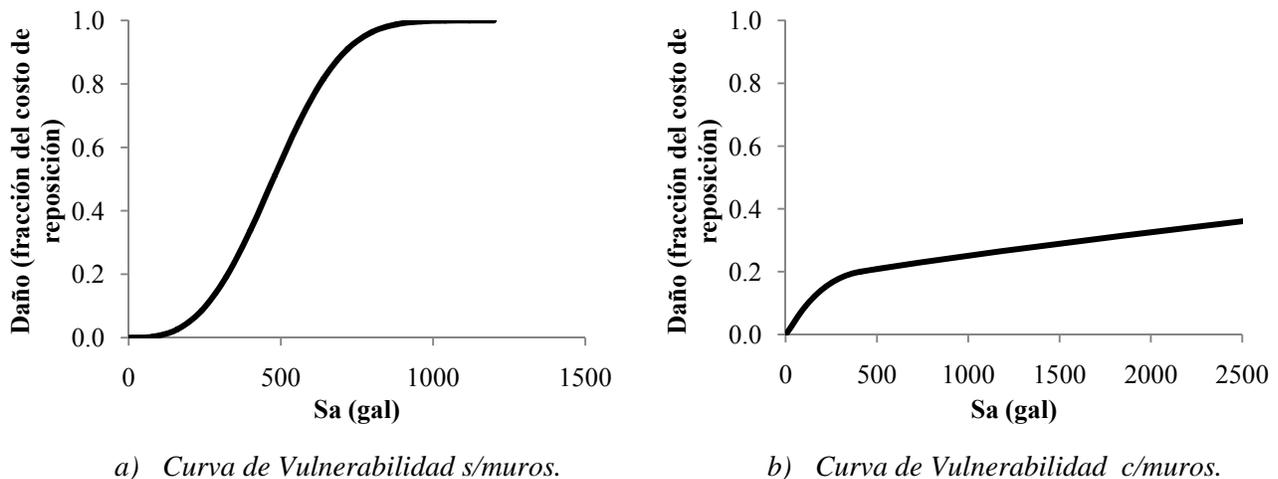


Figura 4.11: Espectro de capacidad obtenido del pushover MCCJ-1CM

4.2.5 Calibración de Curvas utilizando datos de Sismos Históricos

Después de los eventos sísmicos del año 2001 se organizaron equipos técnicos de evaluación de daños, algunos con el enfoque de cuantificar los daños y otros con el propósito de determinar la habitabilidad de las edificaciones. Este fue el caso del Comité de Evaluación de Daños, formado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), la Federación de Ingenieros, Arquitectos y Ramas Afines (FESIARA) y la Asociación Salvadoreña de Empresas de Seguros (ASES), quienes convocaron a sus miembros para que evaluaran los daños causados por los terremotos de enero y febrero de ese año.

De esa evaluación se dispone de la siguiente información: número de informe, nombre del inmueble, longitud y latitud, dirección del inmueble, municipio, tipo de propiedad, uso principal, sistema estructural principal, año de construcción, número de pisos, irregularidad en planta, calidad de la construcción, evidencia de reparaciones, fecha del evento, fecha de inspección y calificación final: bandera (verde, amarilla, naranja, roja). Estos datos fueron procesados y analizados en el documento “Caracterización del movimiento del suelo y sus efectos en la infraestructura durante los terremotos de 2001, El Salvador”, realizado por un equipo de investigadores de la Universidad Politécnica de Madrid, la Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”, UCA de El Salvador y el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (ahora Dirección General del Observatorio Ambiental DGOA/MARN).

Para cada uno de los sistemas estructurales analizados, se relacionó la aceleración espectral correspondiente (según la altura de la edificación) en la estación acelerográfica más cercana que cumpliera con condiciones similares de suelo, con el nivel de daño asociado a la calificación por bandera [Figura 4.12 y Cuadro 4.5]. La Figura 4.13 muestra un ejemplo de la calibración de las curvas a partir de datos históricos.

Cuadro 4.5 Consideración de porcentaje de daños según color de bandera.

Bandera Asignada	Nivel	Significado	Rango de % Daños	Porcentaje Promedio
Verde	1	Sin daños visibles en elementos estructurales.	0% a 20%	10%
Amarilla	2	Fisuras en elementos estructurales, disminución en la capacidad sismo resistente	20% a 50%	35%
Anaranjada	3	Grietas con dislocación en elementos estructurales. Capacidad sismoresistente disminuida	50% a 80%	65%
Roja	4	Daños severos en elementos estructurales, colapso parcial o total	80% a 100%	90%

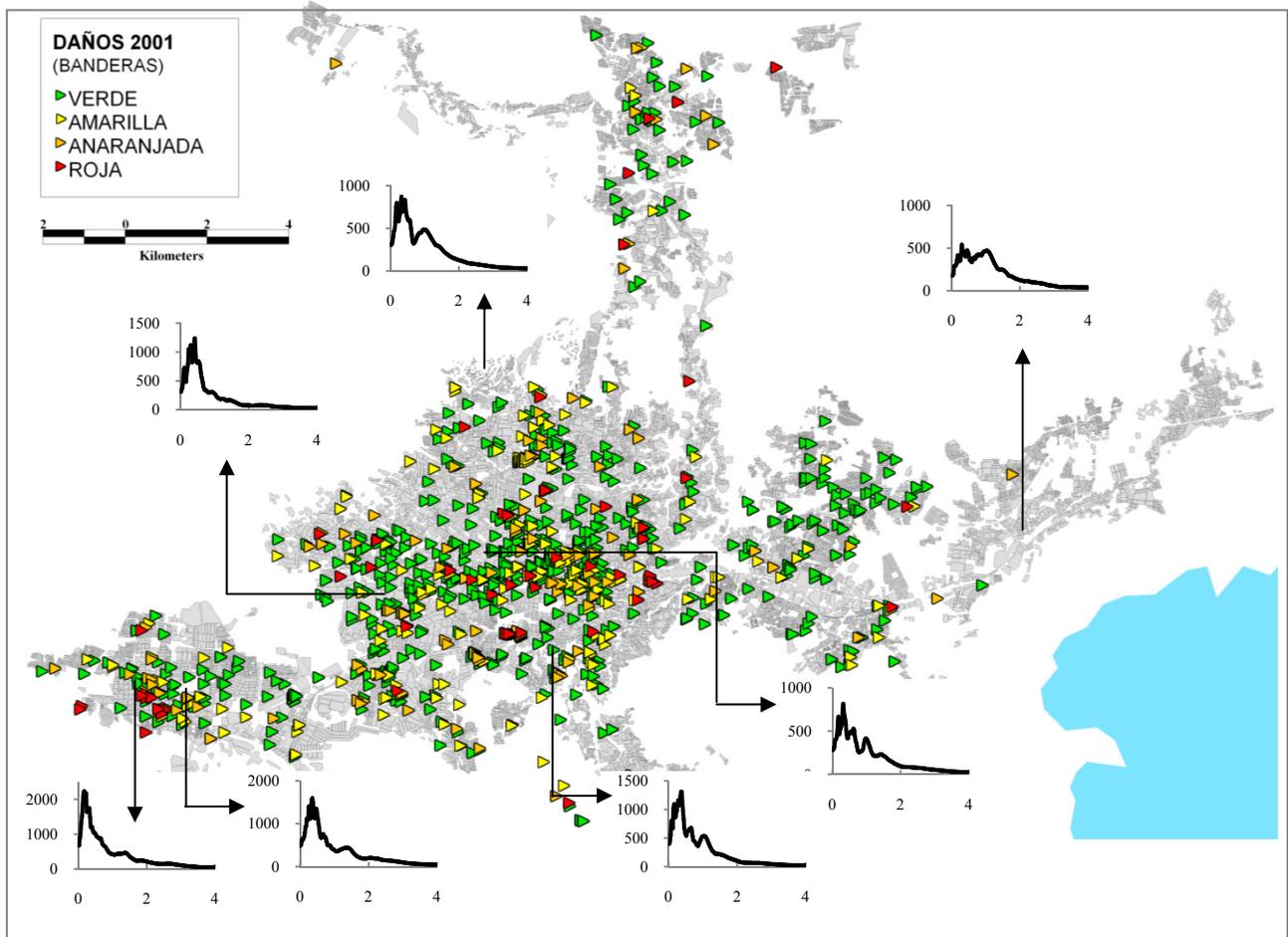


Figura 4.12: Aceleraciones espectrales y daños observados (banderas) para el sismo del 13.01.2001.

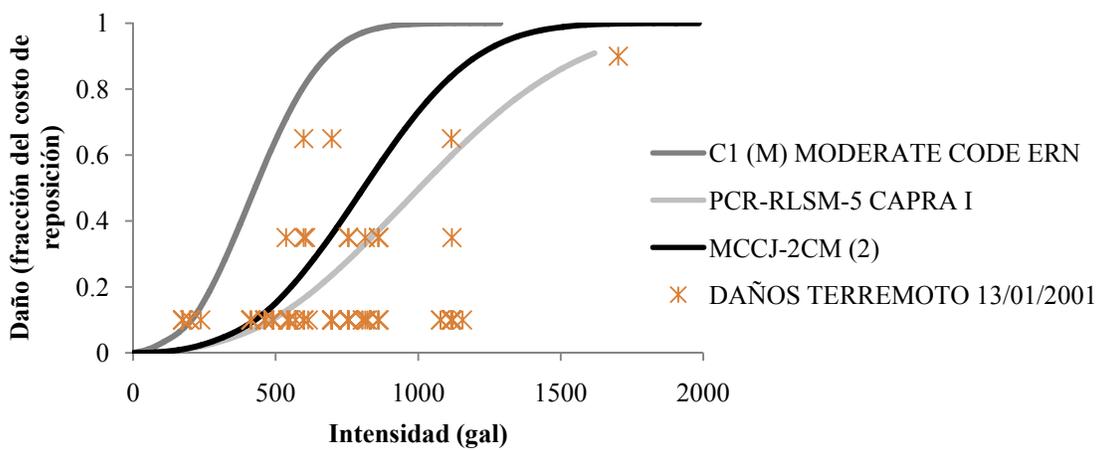


Figura 4.13: Ejemplo de curvas de vulnerabilidad y daños pos sismo del 13.01.2001 para MCCJ-2CM.

4.3 Defectos Estructurales

En el levantamiento de campo se identificaron una serie de defectos estructurales (ver Cuadro 3.2), los cuales deben ser considerados dentro de las curvas de vulnerabilidad. Para ello, se optó por afectar los valores de intensidad por una serie de factores K , de la siguiente manera:

$$E = K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 K_6 (I) \quad \text{EC4.5}$$

Donde I es la intensidad de la aceleración (en términos de S_a elástica) y E es el daño esperado como fracción del costo de reposición. Los parámetros K son factores de reducción de la intensidad que se definen de acuerdo con los siguientes valores:

$K1$ = factor de modificación por irregularidades en planta = 0.9

$K2$ = factor de modificación por irregularidades en altura = 0.9

$K3$ = factor de modificación por golpeteo con edificaciones vecinas = 0.9

$K4$ = factor de modificación por columnas cortas = 0.9

$K5$ = factor de modificación por irregularidad torsional = 0.85

$K6$ = factor de modificación por piso flexible o entrepisos sin vigas = 0.85

La definición de estos valores K se basó en los criterios de reducción del factor de ductilidad R , usado en algunos códigos de diseño sísmico para incrementar la resistencia de las estructuras con algún tipo de irregularidad. Para el caso se utilizó el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 [ver AIS et al., 2010]. Al aplicar estos coeficientes a los 1,550 registros de edificios estudiados, se obtienen valores que varían desde $K = 0.5$ hasta $K = 1.0$ [Figura 4.14 - 4.15].

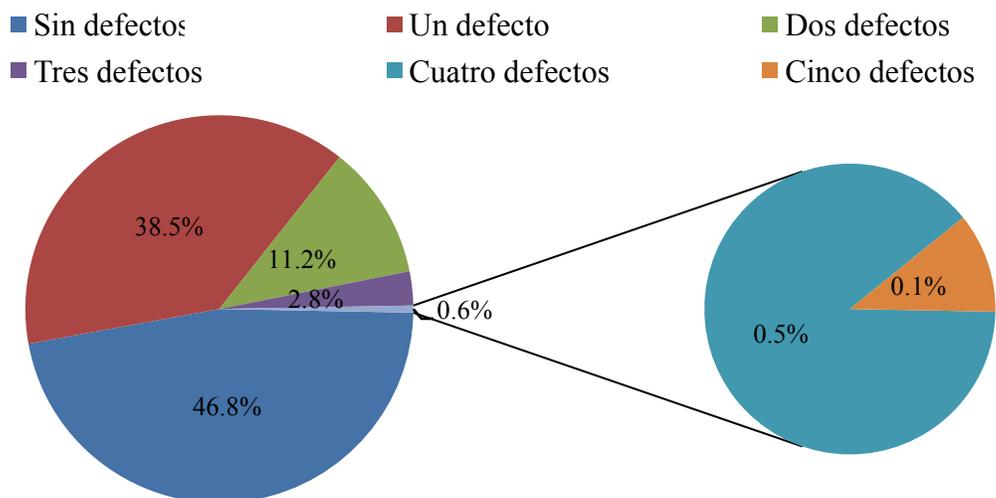


Figura 4.14. Frecuencia y porcentaje de edificios con defectos estructurales.

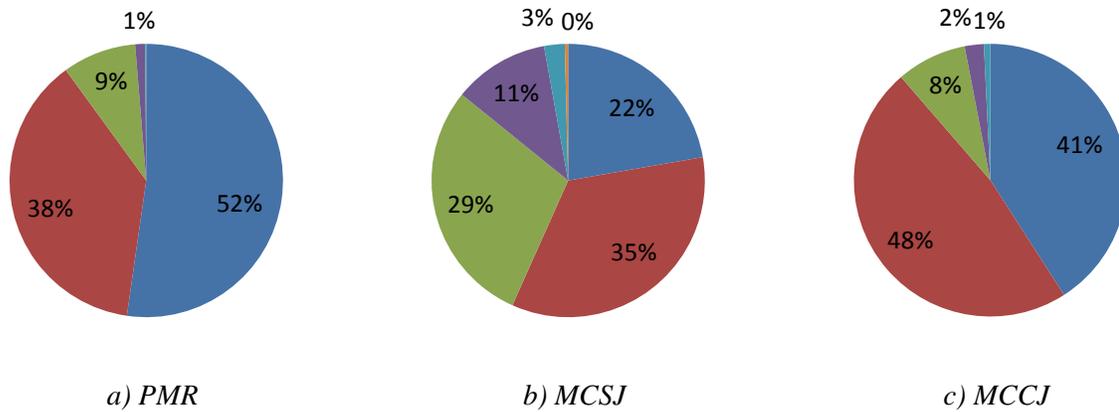


Figura 4.15: Porcentaje de edificios con defectos estructurales para las tipologías predominantes.

De lo anterior podemos observar claramente que el sistema MCSJ presenta el mayor porcentaje de defectos estructurales, con solo un 22% de sus estructuras sin defectos, un 34% con uno, un 29% con dos y un 11% con tres defectos; siendo los más frecuentes el golpeteo y columna corta. Para MCCJ y PMR aproximadamente la mitad de las edificaciones no presentan defectos, y un alto porcentaje solo uno, siendo el más frecuente el golpeteo.

Al aplicar los factores de reducción K a las intensidades en las curvas de vulnerabilidad se obtienen nuevas curvas desplazadas hacia la izquierda en proporción al valor de dicha reducción. A manera de ejemplo se presenta el caso de la curva MCSJ-2CM [Figura 4.16].

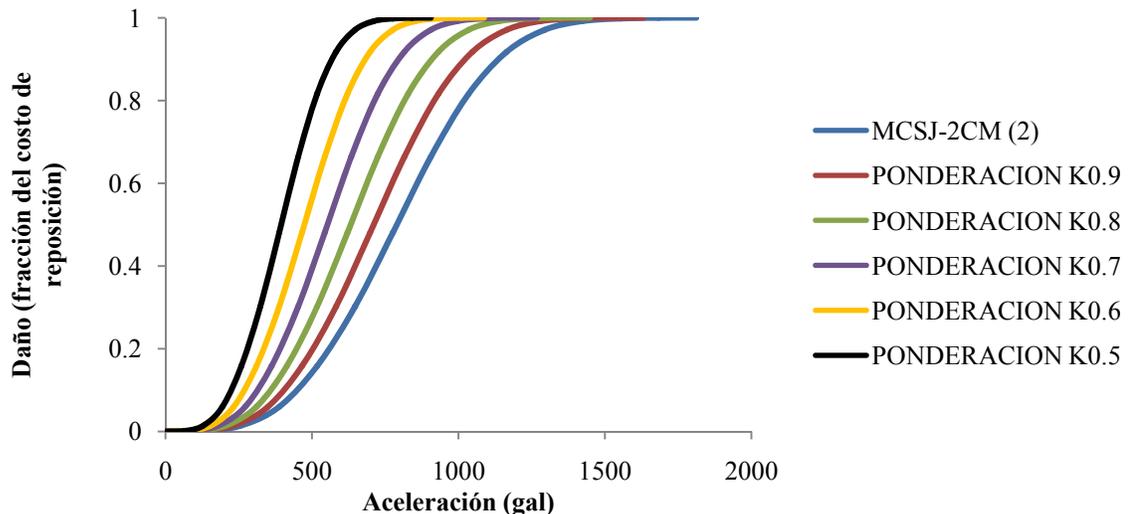


Figura 4.16: Ajuste de la curva de vulnerabilidad MCSJ-2CM por defectos estructurales.

4.4 Discusión de Resultados

Las curvas de vulnerabilidad representan la capacidad de las estructuras a resistir las solicitaciones sísmicas y son una medida indirecta del grado de seguridad sísmica que tienen los diferentes elementos que conforman la estructura de un edificio. Su representación gráfica es fácil de visualizar al considerar que una curva con menos pendiente corresponde a una menor vulnerabilidad que una de mayor pendiente, aquella que alcanza un menor grado de daño ante un mismo nivel de intensidad.

A partir del estudio realizado, podemos observar una tendencia en escala ascendente de vulnerabilidad (sin considerar defectos estructurales) así: marcos de acero, marcos de concreto con juntas de dilatación, marcos de concreto sin juntas de dilatación, paredes de mampostería reforzada. Asimismo, como es de esperarse, la vulnerabilidad disminuye en a medida aumenta el año de construcción, de acuerdo a las etapas definidas por la vigencia de los códigos de construcción.

Las curvas de capacidad obtenidas por métodos experimentales del proyecto TAISHIN (mampostería reforzada y prefabricados de tipo bloque panel), resultan muy conservadoras al compararlas con valores de referencia del HAZUS. Dentro de la metodología HAZUS se consideran implícitos diferentes factores de reducción de las características estructurales, mientras que los resultados acá presentados se obtuvieron directamente de las pruebas, sin involucrar ninguno de los factores antes comentados, lo que puede llevar a una gran dispersión entre los resultados [conversación con Carlos Avelar, ERN-AL]. Por lo anterior, estos resultados no fueron considerados directamente para la generación de las curvas de vulnerabilidad.

No fue posible obtener planos estructurales completos para definir los datos de entrada al análisis no lineal, por lo que fue necesario realizar levantamientos de campo y suponer el diseño estructural de acuerdo al código vigente al momento de construcción de las edificaciones para determinar el acero de refuerzo. Con estas limitaciones, los resultados del pushover sirvieron de indicadores para la formulación de las curvas de vulnerabilidad respectivas.

La influencia de los defectos estructurales en el comportamiento sísmico de las estructuras es un factor muy importante a considerar, especialmente en sistemas estructurales que suponen una considerable cantidad de defectos (ej. marcos de concreto sin junta de dilatación) y que han evidenciado un mal comportamiento durante eventos sísmicos pasados. El 53.2% de las edificaciones expuestas presentan al menos un defecto estructural y/o constructivo.

Se debe poner especial atención a los sistemas identificados con defectos críticos (tales como entrepiso sin vigas, piso flexible, irregularidad torsional y columna corta), realizar verificaciones de campo, estudios de detalle e intervenciones en caso necesario. Estos defectos tienen una fuerte influencia no solo en el potencial de daño, sino también en el tipo de colapso que puede presentarse, lo cual de momento no ha sido debidamente incorporado y debe ser estudiado en detalle.

5 MODELO DE RIESGO SÍSMICO PARA EL AMSS

El análisis probabilista de riesgo sísmico consideró 24,996 posibles escenarios sísmicos y 1550 edificaciones de los Portafolios de Educación, Salud y Gobierno.

Del Análisis Probabilista de Escenarios de Riesgo Sísmico se obtuvo un valor de “Prima Pura” (costo anual del riesgo, sin considerar gastos de gestión) de US \$14.7 Millones, lo que representa aproximadamente un 5.78% del valor de infraestructura expuesta. La prima pura indica el valor que debe ser reservado anualmente para cubrir las pérdidas esperadas futuras y está dada por la pendiente de las pérdidas acumuladas en el tiempo [Figura 5.1]. La Figura 5.2 presenta los resultados en términos de pérdida máxima probable para diferentes períodos de retorno.

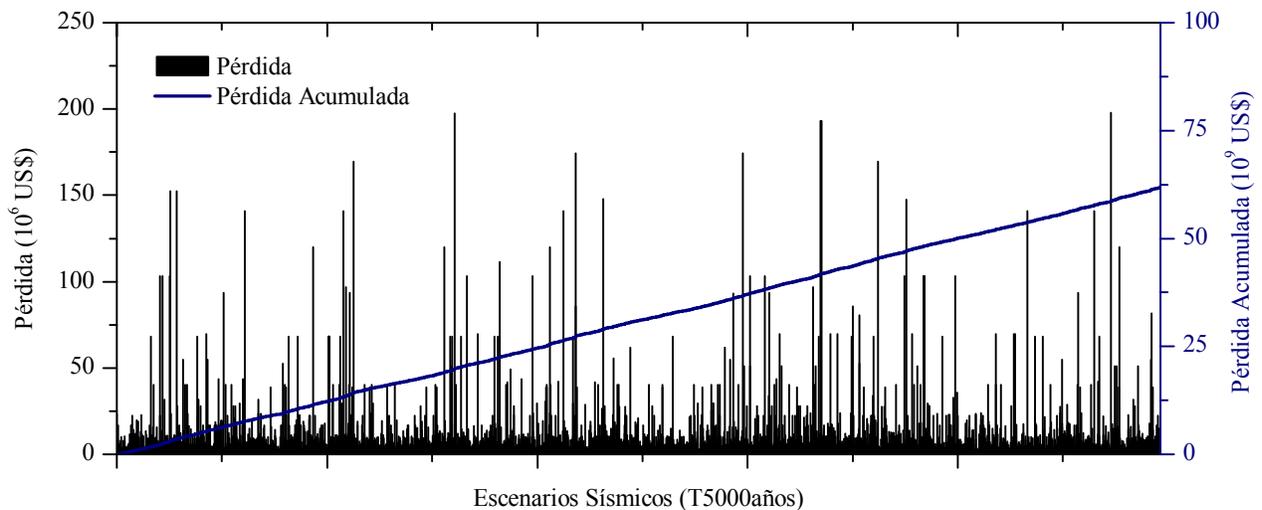
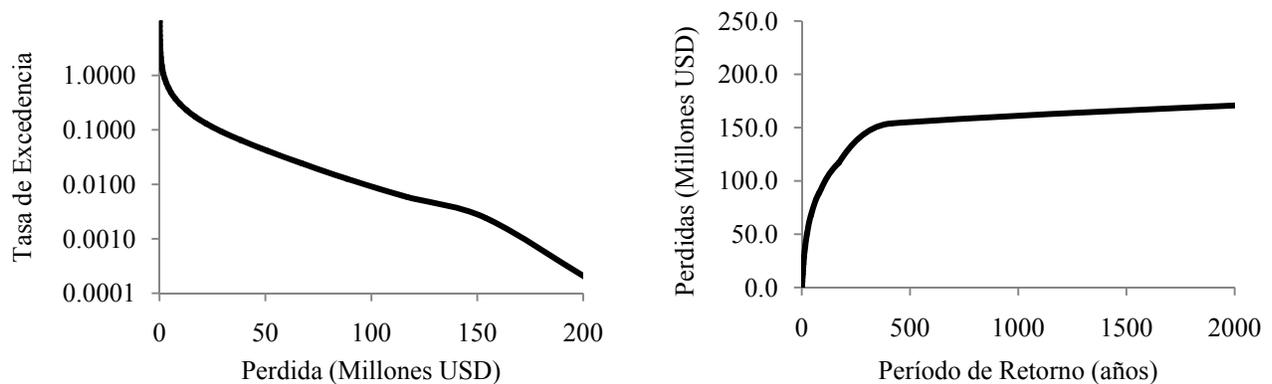


Figura 5.1: Resultados del análisis probabilista de riesgo - prima pura (costo anual del riesgo).



a) Curva de tasa de excedencia de pérdidas

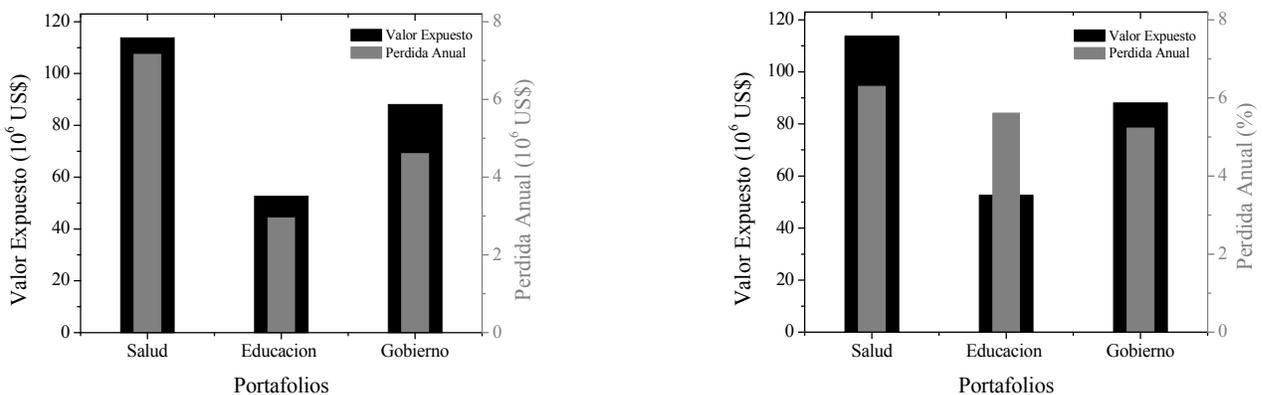
b) Variación de PML con el Período de Retorno

Figura 5.2: Resultados del análisis probabilista de riesgo – pérdida máxima probable (PML).

Debido a la falta de información, los costos de mobiliario y equipo no fueron considerados en el análisis, por lo que las pérdidas físicas están relacionadas únicamente al valor de reposición de la infraestructura.

Las mayores pérdidas físicas las concentra el portafolio de salud, con una prima pura o pérdida anual esperada de US\$7.16 Millones, que corresponde al 6.29% del valor total expuesto para este portafolio. Para los portafolios de educación y gobierno, se estiman pérdidas físicas anuales esperadas de US\$2.95 Millones y US\$4.61 Millones respectivamente, 5.61% y 5.22% de los valores expuestos de la infraestructura analizada. La Figura 5.3 presenta los resultados obtenidos para cada portafolio en términos de pérdida anual esperada o prima pura.

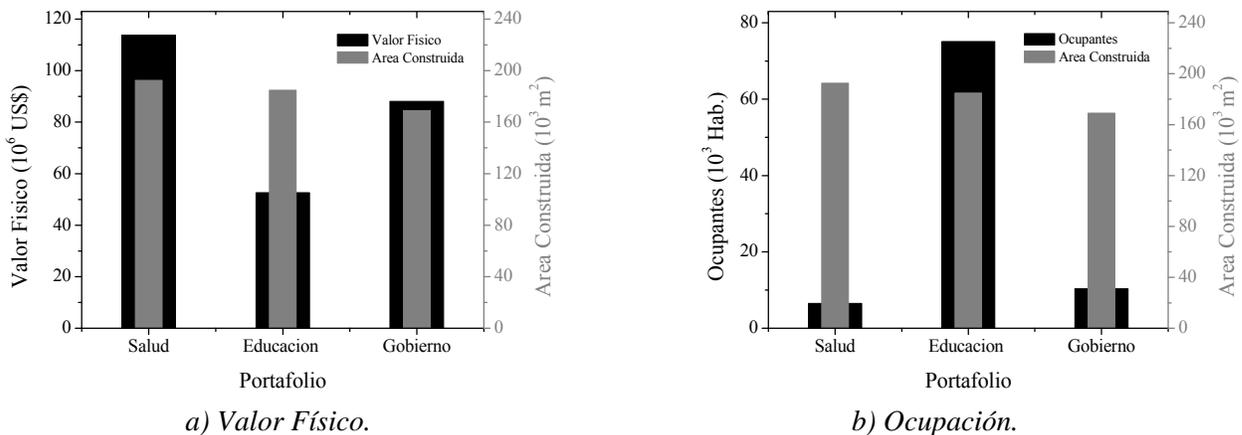
Es importante notar que en el portafolio de salud, a pesar de estar constituido por únicamente 42 de las 256 instituciones evaluadas, el total del área construida y el valor físico expuesto es considerablemente mayor que para el resto de carteras [Figura 5.4]. La población expuesta parece estar concentrada en su mayoría en el sector educativo, lo cual se debe en gran parte a que no se cuenta con información completa para los portafolios de salud y gobierno.



a) *Pérdida anual esperada en Millones US\$.*

b) *Pérdida anual esperada en % del valor expuesto.*

Figura 5.3: Valor expuesto y pérdida anual esperada para los portafolios analizados.

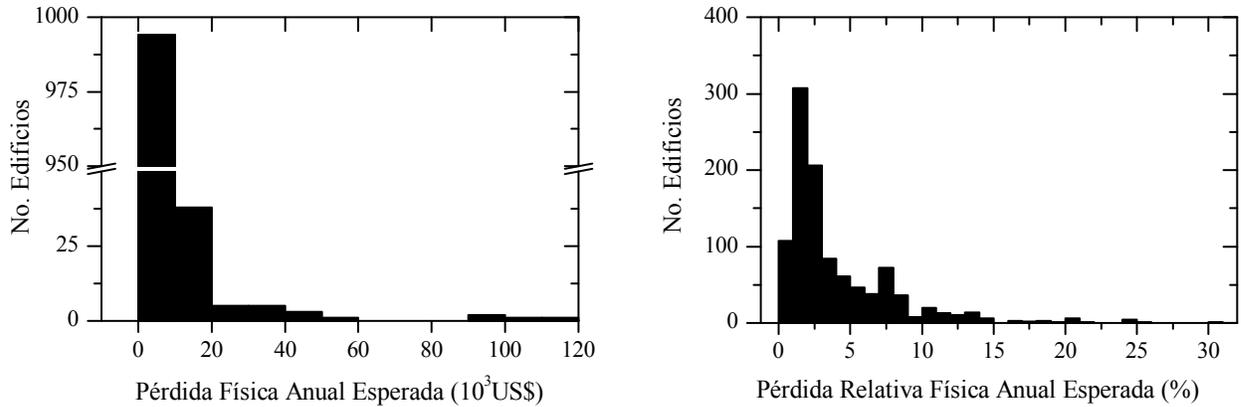


a) *Valor Físico.*

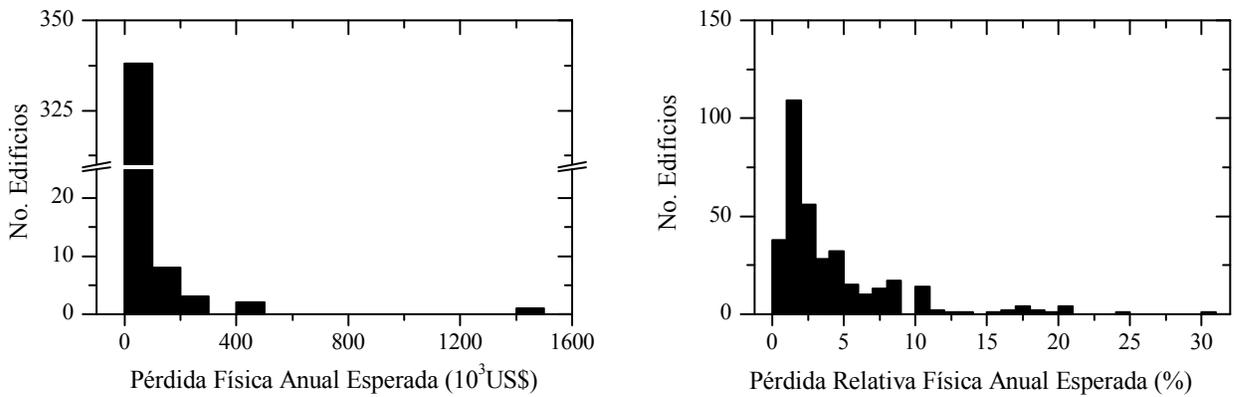
b) *Ocupación.*

Figura 5.4: Distribución de valores expuestos y área construida para los portafolios analizados.

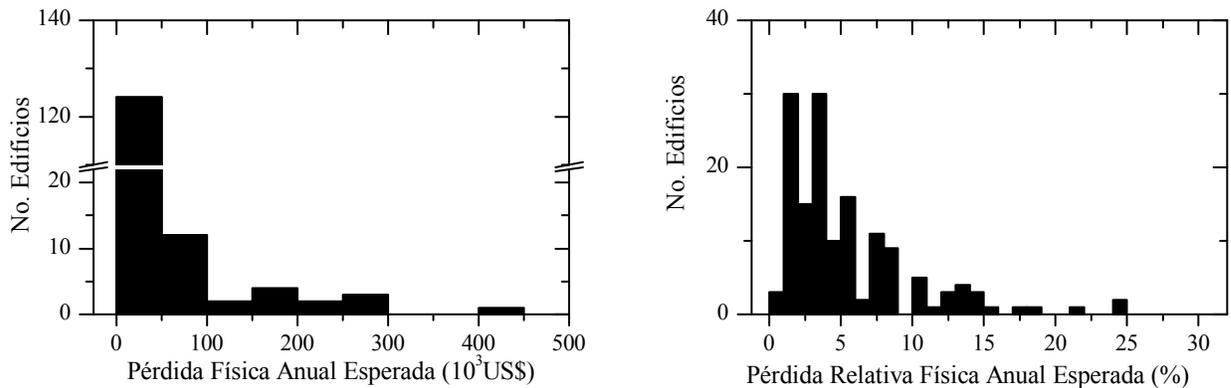
La Figura 5.5 muestra los histogramas de las pérdidas para cada uno de los portafolios, en términos de pérdidas anuales esperadas físicas (totales y como porcentaje del valor expuesto). La Figuras 5.6 y 5.7 muestran la distribución espacial de las pérdidas (prima pura) para todos los portafolios.



a) *Portafolio de educación.*



b) *Portafolio de salud.*



c) *Portafolio de gobierno.*

Figura 5.5: Histogramas de pérdidas físicas para cada uno de los portafolios.

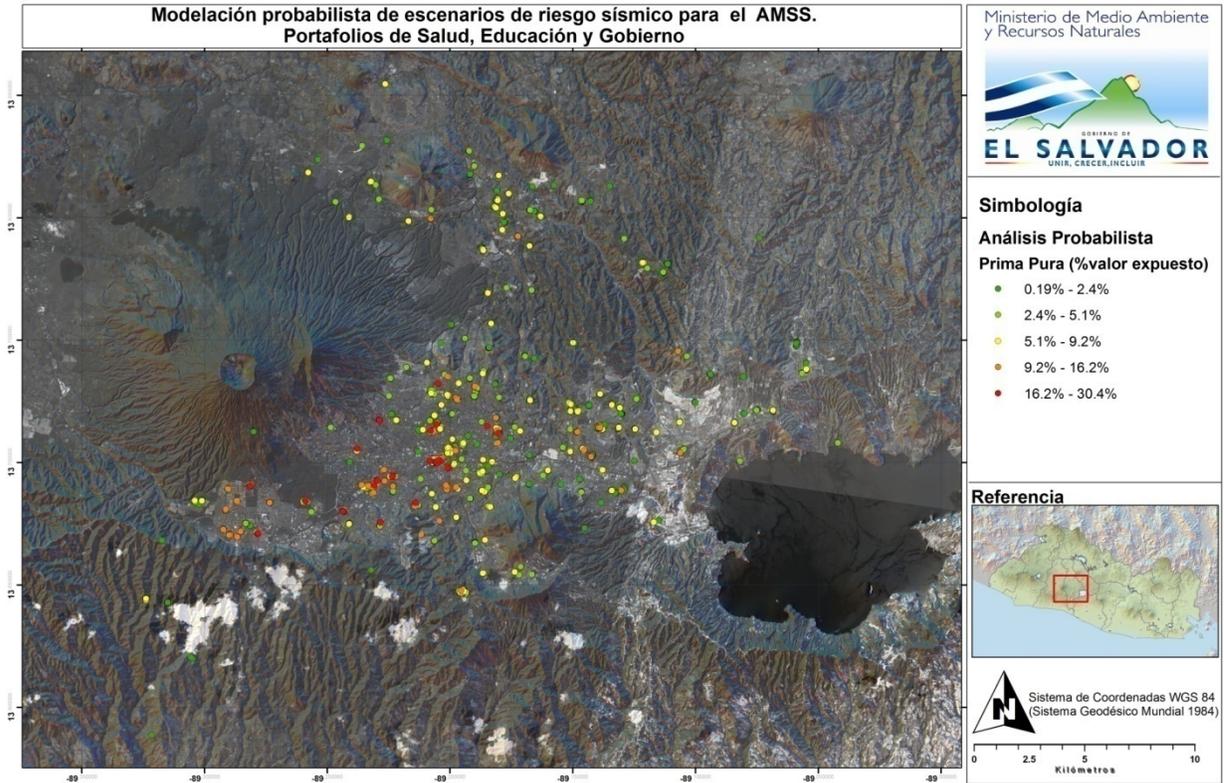


Figura 5.6: Pérdida anual esperada (prima pura) como porcentaje del valor expuesto.

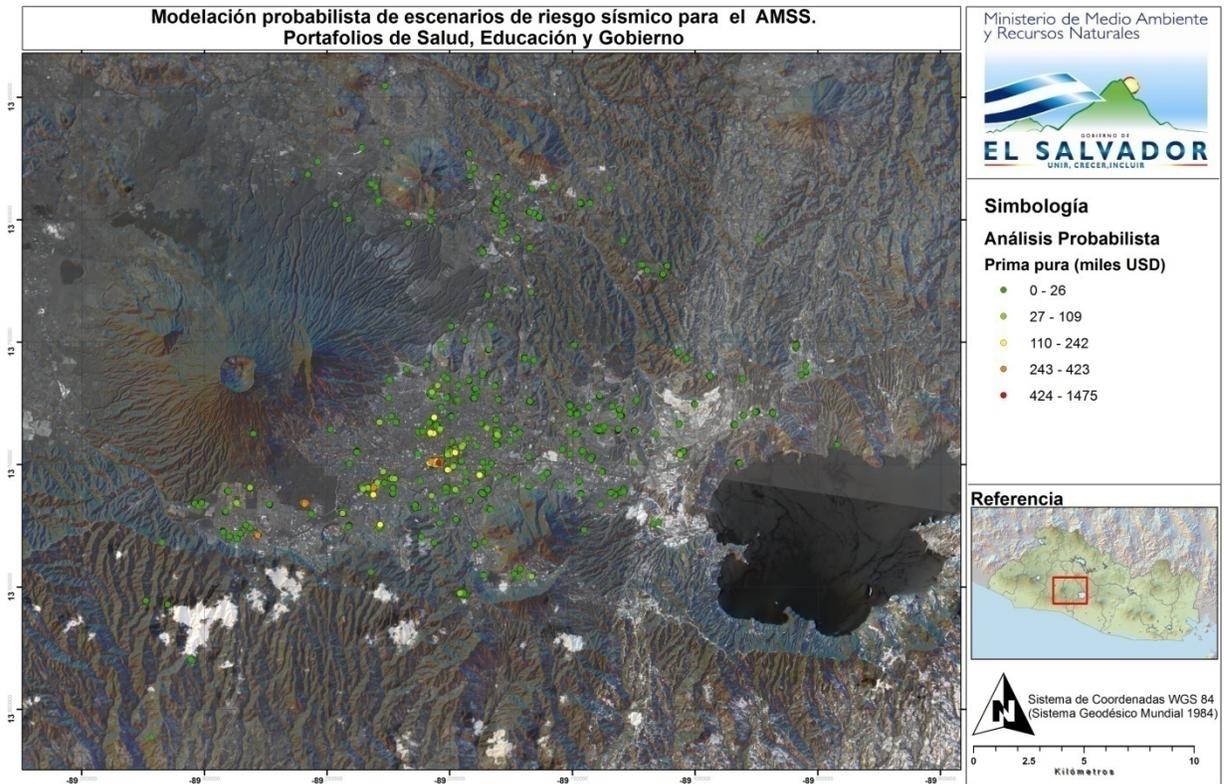


Figura 5.7: Pérdida anual esperada (prima pura) en monto económico.

Estos resultados representan el monto por infraestructura expuesta que debería ser reservado anualmente para cubrir el costo de las pérdidas futuras (por ej., una pérdida anual esperada del 2% del valor de la edificación, representa que anualmente se debe reservar el 2% del costo de la edificación para cubrir pérdidas futuras por sismo) y permiten priorizar las edificaciones que deben ser estudiadas en detalle y posiblemente intervenidas: aquellas en las que es más rentable invertir en reforzamiento estructural que afrontar las pérdidas futuras. Los resultados muestran que las mayores pérdidas están concentradas en un pequeño porcentaje de las edificaciones expuestas.

Las pérdidas físicas máximas pueden estar concentradas en edificios en los que los niveles de daño no sean los más altos, pero que tengan un alto costo de reposición. Las pérdidas relativas físicas nos indican los sistemas que pueden resultar más dañados, sin que esto necesariamente represente pérdidas económicas o humanas significativas, ya que puede tratarse de sistemas de muy bajo costo (ej. sistemas precarios) o de edificaciones con bajos niveles de ocupación.

Se estudiaron también escenarios sísmicos con características similares a eventos históricos, para los sismos del 10 de octubre de 1986 (5.7 Mw) y 13 de enero de 2001 (7.7 Mw) (ver Figuras 5.8 y 5.9). La Figura 5.10 muestra los resultados para el escenario que representa las máximas pérdidas, siendo este un sismo de Mw 6.8 con epicentro en el AMSS a 10 km de profundidad.

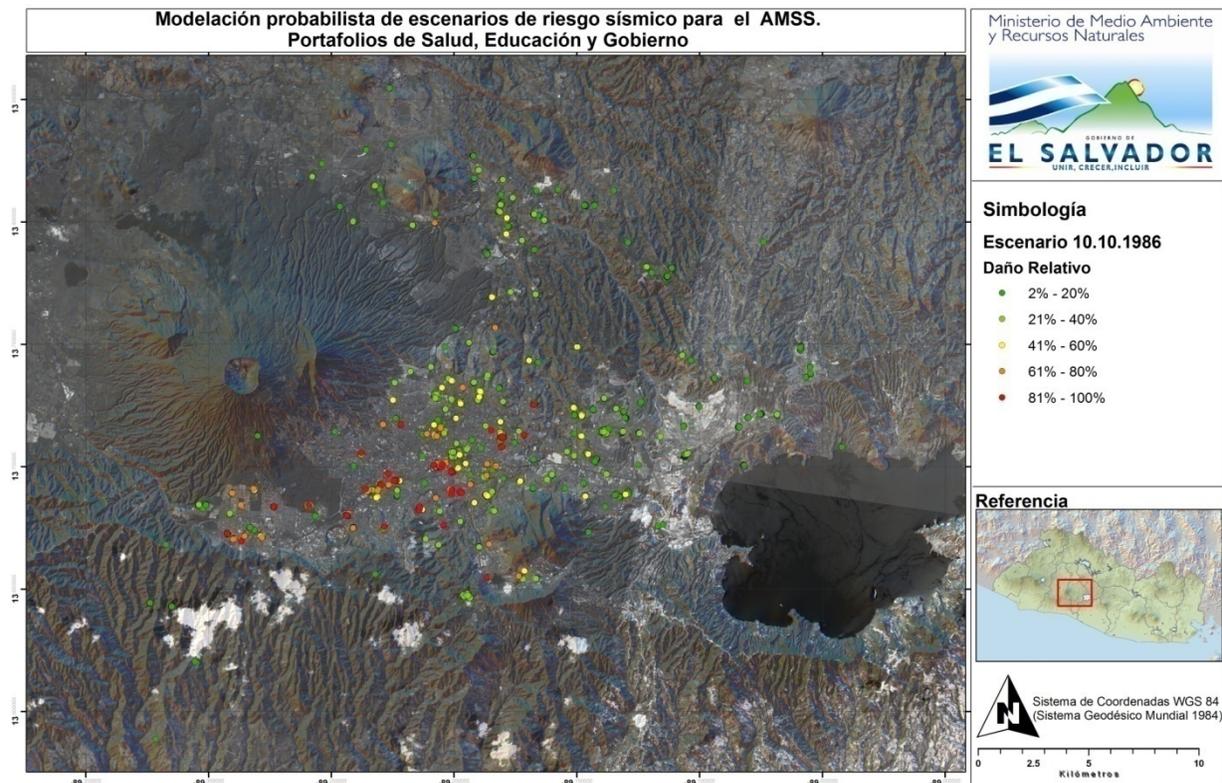


Figura 5.8: Resultados para sismo con las mismas características del evento del 10.10.1986.

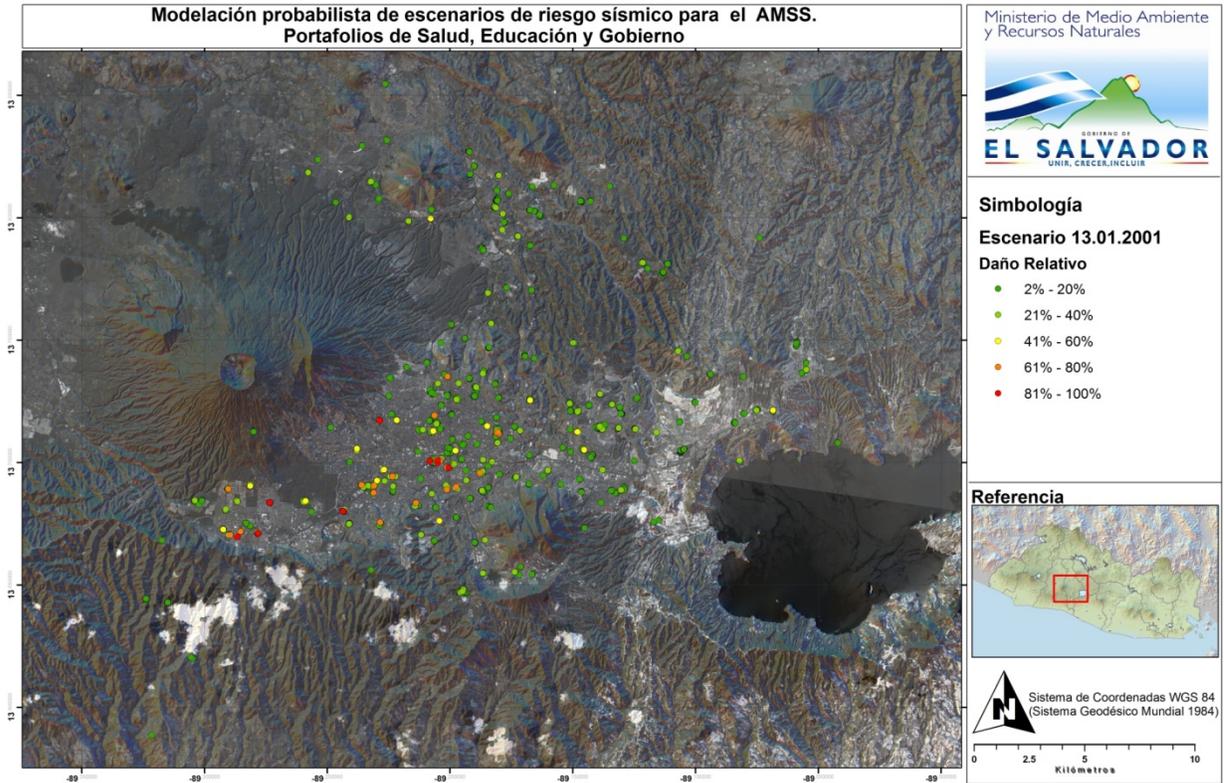


Figura 5.9: Resultados para sismo con características similares a las del evento del 13.01.2001.

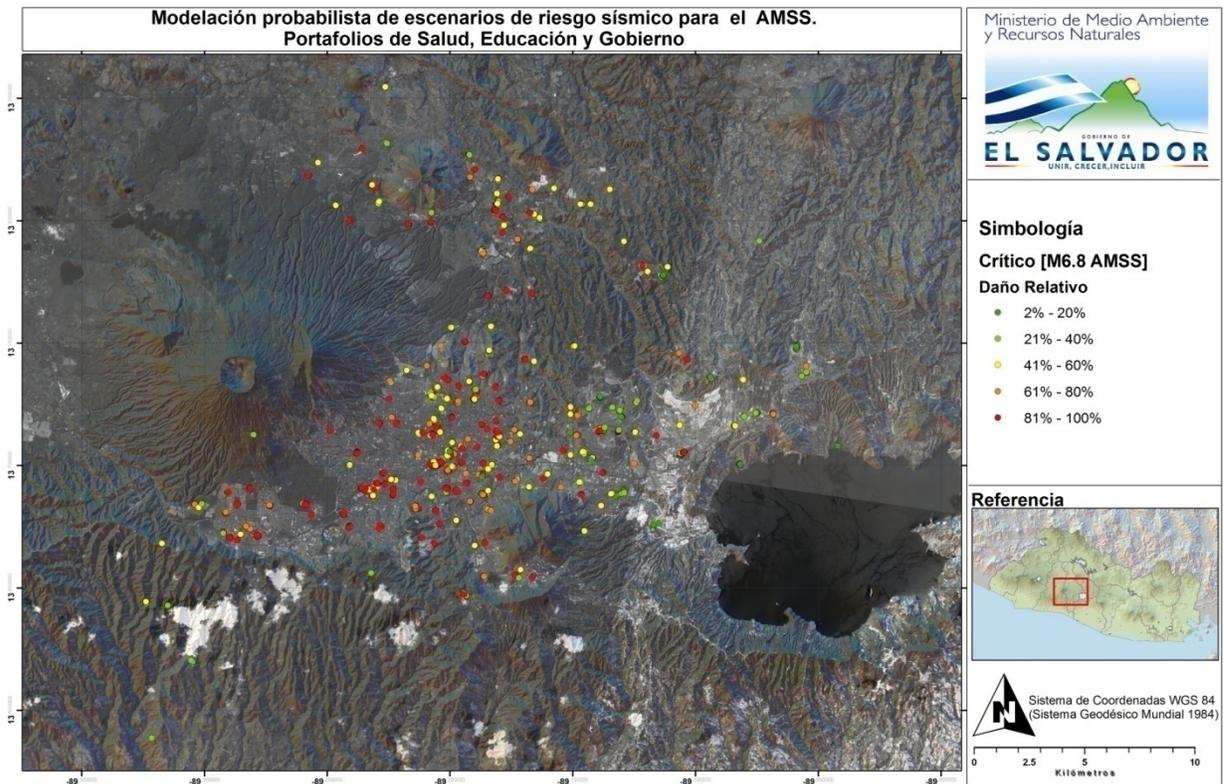


Figura 5.10: Resultados para el escenario crítico (Mw 6.8 con epicentro en el AMSS, prof. 10 km).

CONCLUSIONES

El análisis de riesgo sísmico presentado para el Área Metropolitana de San Salvador, particularmente para los portafolios de educación, salud y gobierno, debe considerarse como una estimación inicial según la información existente, y debe ser complementada y revisada a medida que nuevo conocimiento sea adquirido. Aún con las limitantes del caso, los resultados obtenidos son ya valiosos para efectos de toma de decisiones.

Del análisis de riesgo sísmico para el AMSS, para la infraestructura de los portafolios seleccionados, se obtiene una pérdida máxima probable de US\$154.76 Millones para un período de retorno de 500 años, lo que equivale al 60.81% del valor expuesto. La condición de riesgo es considerable y se deben tomar medidas para reducirlo.

La prima pura del riesgo sísmico calculada para los sectores es del orden del US\$14.7Millones, aproximadamente el 5.78% del valor total expuesto, con las máximas pérdidas concentradas en un pequeño porcentaje de edificaciones. Los resultados del análisis de riesgo permiten priorizar edificaciones estratégicas, a las cuales se les deberán realizar estudios de detalle para determinar posteriormente su posible intervención.

Durante el levantamiento de información de exposición se seleccionaron los parámetros considerados como más influyentes en el comportamiento sísmico de las edificaciones, prestando atención a las principales causas estructurales de daños durante eventos sísmicos pasados. El trabajo de campo evidenció el crecimiento desordenado que se viene dando en la ciudad, tanto por la impresionante cantidad de edificaciones (1550 edificaciones en únicamente 256 instituciones), como por la improvisación observada al momento de construcción, resultando en combinación de sistemas y defectos estructurales/constructivos y, por tanto, en una alta vulnerabilidad sísmica.

La influencia de los defectos estructurales en el comportamiento sísmico de las estructuras es un factor muy importante a considerar, especialmente en tipologías que suponen una considerable cantidad de defectos (ej. marcos de concreto sin junta de dilatación) y que han evidenciado un mal comportamiento durante eventos sísmicos pasados. El 53.2% de las edificaciones expuestas presentan al menos un defecto estructural y/o constructivo. Se debe poner especial atención a los sistemas identificados como precarios o con defectos críticos, realizar comprobaciones de campo, estudios de detalle e intervenciones en caso necesario. Estos defectos, pueden tener una fuerte influencia no solo en el porcentaje de daño esperado, sino también en el tipo de colapso, lo cual debe ser estudiado en detalle para mejorar análisis futuros.

Los escenarios de riesgo para eventos sísmicos históricos muestran buena consistencia en cuanto a la distribución de daños observada. Esto se debe principalmente a las condiciones de sitio,

demostrando la importancia de su investigación. La influencia de las condiciones locales de suelo en el daño potencial sísmico para diferentes tipos de edificaciones, debe ser considerada tanto en los planes de desarrollo y ordenamiento territorial como en las normativas de diseño sismorresistente.

Lineamientos para la Reducción del Riesgo Sísmico

El objetivo del análisis de riesgo sísmico es determinar el nivel de riesgo existente en un determinado lugar, con el fin último de reducirlo a niveles “aceptables” dentro de las limitaciones económicas del país. La valoración del riesgo sísmico es, entonces, el punto de partida para la definición de líneas de acción que permitan avanzar hacia una gestión integral del mismo.

En El Salvador, como es el caso de muchos países en vías de desarrollo, la gestión de riesgos ha estado enfocada principalmente en una gestión reactiva. Eventos pasados han evidenciado las consecuencias del desordenado proceso de urbanización, la falta de planificación y de definición de políticas para la prevención y reducción del riesgo, y eventos futuros podrían causar enormes pérdidas tanto económicas como en términos de vidas humanas.

Los desastres "naturales" se encuentran íntimamente relacionados con los procesos de desarrollo humano, y este a su vez, puede generar nuevos riesgos al no considerar debidamente los peligros naturales. En ciudades ubicadas en zonas sísmicas, como es el caso del AMSS, donde existe una elevada amenaza sísmica y un alto nivel de exposición, el nivel de riesgo está controlado por la vulnerabilidad sísmica de la infraestructura existente, relacionada a su vez al nivel de conocimiento de la peligrosidad de la región.

La gestión integral del riesgo sísmico debe incorporar desde la identificación de la amenaza y las características de la infraestructura existente, hasta la implementación de medidas correctivas para reducir la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, el desarrollo y actualización de normativas de ordenamiento territorial por riesgo sísmico y códigos de diseño sismorresistente, así como la definición de planes de respuesta ante emergencia. La adecuada gestión debe utilizar la valoración del riesgo como insumo para definición de lineamientos para su reducción y mitigación, incluyendo tanto medidas de prevención (gestión correctiva y prospectiva) como de preparación (gestión reactiva y protección financiera).

Los resultados del análisis de riesgo sísmico permiten, por una parte, identificar la infraestructura crítica de acuerdo a las condiciones de riesgo, permitiendo priorizar aquellas edificaciones que deben ser estudiadas en detalle y posiblemente intervenidas (gestión correctiva). Asimismo, los resultados de cada uno de los componentes (amenaza sísmica nacional, efecto de sitio, características de los sistemas constructivos y vulnerabilidad) pueden servir de insumo para la definición o actualización de normativas de ordenamiento territorial y códigos de diseño

sismorresistente, que permitan reducir la vulnerabilidad de construcciones futuras ante sismos (gestión prospectiva). Escenarios específicos de riesgo sísmico pueden ser utilizados para la definición de planes de respuesta ante emergencias, y el conocimiento sobre la atenuación sísmica regional y los efectos de sitio, pueden ser incorporados para la generación de mapas de intensidades al momento de un sismo y de conocer las características de la infraestructura existente en la ciudad, para la generación de mapas de daños esperados en tiempo real, que permitan dirigir ayuda a donde sea más necesario (gestión reactiva).

Lo anterior implica una serie de estudios de detalle, los cuales suponen tiempo y dinero. Los estudios realizados han permitido identificar los principales vacíos y reconocer aspectos críticos que deben ser investigados (ej. respuesta sísmica de los suelos del AMSS). La condición de riesgo en el AMSS es considerable y es necesario tomar acciones para reducirlo. Se deben realizar investigaciones, pero más importante, se deben tomar los resultados de estas investigaciones para la implementación de medidas de reducción del riesgo, siendo la principal medida de mitigación a largo plazo la normativa de diseño por sismo, la cual no ha sido actualizada desde 1994.

Es necesario fortalecer vínculos, articular y concertar esfuerzos entre las distintas entidades involucradas en la temática, incluyendo instituciones gubernamentales, universidades, gremiales, instituciones privadas, organismos internacionales y la sociedad civil en general.

La aplicación de medidas de mitigación y reducción del riesgo sísmico permitirán reducir las pérdidas de vidas humanas durante futuros terremotos, promoviendo el desarrollo sostenible de la ciudad.

REFERENCIAS

- Alfaro, A., Ayala, A., Ventura, E., Hércules, D (2007) *Informe de resultados, Evaluación experimental del sistema constructivo Bloque Panel*, Proyecto de Cooperación Técnica "Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Sistema de Difusión de la Vivienda Social Sismo-Resistente" (TAISHIN), San Salvador, El Salvador
- Alvarado, D., Demets, C., Tikof, B., Hernández, D., Wawrzyneic, T.F., Pullinger, C., Mattioli, G., Tuner, H.L., Rodriguez, M. & Correa-Mora, F. (2011) *Forearc motion and deformation between El Salvador and Nicaragua: GPS, seismic, structural, and paleomagnetic observation*. *Lithosphere*, 3(1): 3-21.
- Applied Technology Council ATC (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, volumes 1 and 2, Report No. ATC-40, Redwood City, CA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS y Ministerio del Medio Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, República de Colombia (2010) *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*, Bogotá D.C, Colombia
- Benito B., Hasbun, P., Cepeda, J., Hernández, D., Pullinger, C., Marroquin, G., Martínez, J., (2005) *Caracterización del Movimiento del Suelo y sus Efectos en la Infraestructura durante los Terremotos del 2001, El Salvador*, Universidad Politécnica de Madrid, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas y Servicio Nacional de Estudios Territoriales, San Salvador, El Salvador
- Benito, B., Cabañas, L (2000) *Caracterización del Movimiento del Suelo en Ingeniería Sísmica*. Universidad Politécnica de Madrid, Física de la Tierra, Vol. 11, pp. 47-77.
- Bommer, J. (1996) *Sismología para Ingenieros*. Papeles Técnicos UCA. San Salvador. El Salvador. Centro América.
- Bommer J., D. A. Hernandez, J. Navarrete y W. Salazar (1996b) *Seismic hazard assessments for El Salvador*, *Geofísica Internacional*, 35, 227-244.
- Bommer, J., W. Salazar, R. Samayoa. (1998) *Riesgo Sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador*. Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA).
- Consorzio Salvador E. ITALTEKNA-ITALCONSULT (1988): *Valutazione della Pericolosità Sismica Nelle Aree del Distretto Sanitario A3 (San Salvador) e del Distretto 7 (Apopa), Parte 4ª: Studi di Risposta Sismica Locale ed Elaborazione delle Carte di Microzonazione Sísmica*,

Repubblica Italiana, Ministero Degli Affari Esteri, Direzione Generale per la Cooperazione allo Sviluppo, Programm di Reconstruzione, San Salvador, El Salvador.

EM-DAT (2012): The OFDA/CRED International Disaster Database, www.em-dat.net - Université Catholique de Louvain - Brussels - Belgium.

Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina, Consultores en Riesgos y Desastres (ERN-AL) (2010a) *Informe Técnico Subtarea 4.2: Evaluación de Riesgo de Desastre en San Salvador, Tarea IV: Mapas de Amenazas y Riesgos, Aplicaciones en la Gestión del Riesgo*

Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina, Consultores en Riesgos y Desastres (ERN-AL) (2010b) Software ERN-Vulnerabilidad versión 1.0

Federal Emergency Management Agency FEMA (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, Washington, DC

Guzmán, W. y Menguar M. (2008) *Análisis dinámicos no lineales de sistemas de un grado de libertad e ilustración de la aplicación de los métodos de análisis sísmico estáticos no lineales*, Trabajo de Graduación para optar , Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” (UCA)

Hernández, W. (2007), *Aspectos Geológicos que Influyen en las Aguas Subterráneas y en la Respuesta Sísmica del Área Metropolitana de San Salvador*, Revista de la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), San Salvador, El Salvador.

Hernández-Moreno, C. (2011) *Análisis Morfotectónico De Las Deformaciones Cuaternarias De La Cordillera De Jucuarán – Intipuca (El Salvador)*, Tesis para optar al grado de *Máster en Geología Ambiental y Recursos Geológicos*, Especialidad en Procesos y Dinámica de la Litosfera, Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid

Ingvarsson M. y Johansson J. (1996), *Amplification of Earthquake Induced Ground Motions*, San Salvador, El Salvador. Instituto Real de Tecnología, KTH, Estocolmo, Suecia.

International Conference of Building Officials ICBO (1997), *Uniform Building Code*, Whittier, CA.

Kattan Jokisch, C. (2010). *Re-Interpretation of Seismic Damage Scenarios: Risk Mapping for the case Study of San Salvador (El Salvador, 1986)*, Master Thesis, Bauhaus Universität Weimar & Earthquake Damage Analysis Center, Weimar, Alemania.

López M, Bommer, J.J., y Pinho, R. (2004) *Seismic Hazard Assessments, Seismic Design Codes and Earthquake Engineering in El Salvador*, in Rose, W.I, et al., eds., *Natural Hazards in El Salvador*, Boulder, Colorado, Geological Society of America, Special Paper 375, p.p. 301

Marroquín G. y Benito, B (2009), *Evaluación de la Amenaza Sísmica en El Salvador*. Informe nacional derivado del estudio RESIS II

Merlos, R., Ventura, E., Hasbun P., Gutierrez, M., Escobar, C., Ortiz, A., Guevara, N. (2008) *Informe de resultados de la Investigación del sistema constructivo Bloque de Concreto con refuerzo Integral*, Proyecto de Cooperación Técnica "Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Sistema de Difusión de la Vivienda Social Sismo-Resistente" (TAISHIN), San Salvador, El Salvador

Molina, E., Marroquín, G., Escobar J., Talavera, E., Rojas, W., Climent, A., Camacho, E., Benito, B., Lindholm, C. (2008), *Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica*, NORSAR Informe de Proyecto RESIS II

Ministerio de Obras Públicas MOP (1966), *Regulaciones para el Diseño Sísmico de la República de El Salvador*, San Salvador, Diario Oficial, 21 de Enero de 1966, v. 210, no. 12.

Ministerio de Obras Públicas MOP (1989), *Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador*, San Salvador, Diario Oficial, 14 de Agosto de 1989, v. 304, no. 14.

Ministerio de Obras Públicas MOP (1994), *Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS), Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESESCO)*, San Salvador

National Institute of Building Sciences/FEMA, (2003) *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*, HAZUS®MH MR4, Technical Manual.

NORSAR y OPMASS (2008), *Earthquake Risk Reduction in Guatemala, El Salvador, and Nicaragua with regional cooperation to Honduras, Costa Rica, and Panama, Task 6: Microzonation in San Salvador*, Norway.

Ordaz, M., Aguilar Aa., Arboleda J. (2007) *CRISIS2007, Program for Computing Seismic Hazard Ver 5.1*. Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, México.

Reyes, J.C, Sorto, M.J. (2007) *Evaluación de Microsismos en la Ciudad de Santa Tecla*. Tesis para Optar al Grado de Ingeniero Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, San Salvador, El Salvador.

Rodriguez-Marek, A., Bray, J., Abrahamson, N (2000), *A Geotechnical Seismic Site Response Evaluation Procedure*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering (12th WCEE), Auckland, New Zealand

Schmidt, V., (2010): *Avances para Estudios del Riesgo Sísmico a Escala local y Regional: Aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz (Sur de España)*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.

Servicio Nacional de Estudios Territoriales SNET, ahora DGOA (2004), *Sismos En El Salvador 1900-2001: Contexto* <http://www.snet.gob.sv/Riesgo/analisis/SISMOSELSALVADORyCA.pdf>

Servicio Nacional de Estudios Territoriales SNET, ahora DGOA, *Cronología de sismos destructivos en El Salvador* <http://www.snet.gob.sv/ver/sismologia/registro/estadisticas>

Zhao et al., (2006): *Attenuations Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period*, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 96, pp. 898-913.