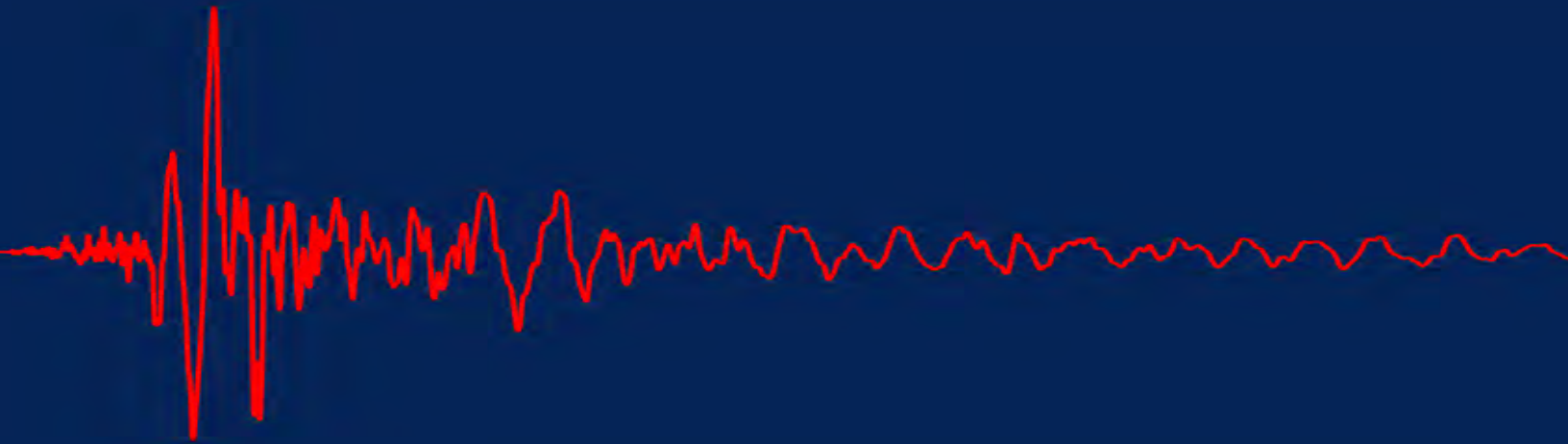
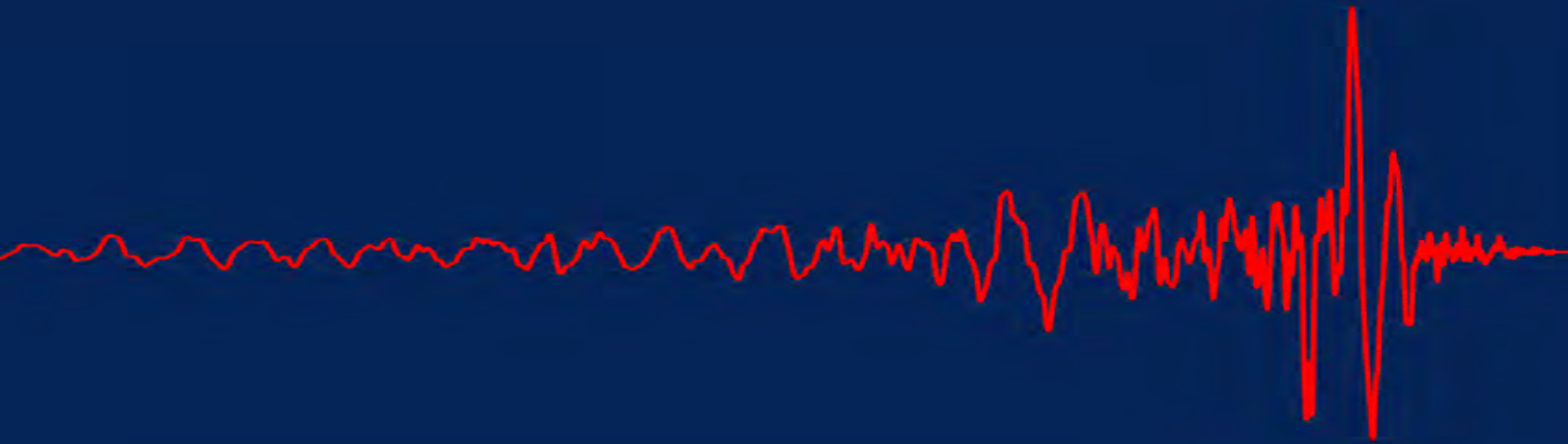


Riesgo Sísmico en Caracas y Estrategias de Mitigación



Oscar A. López y Gustavo Coronel D.
Editores





Este libro es el resultado de 15 años de investigaciones sobre el riesgo sísmico de Caracas. Se presenta una evaluación del riesgo de las construcciones existentes ante la acción de los terremotos, tanto las formales hechas por profesionales siguiendo criterios técnicos normativos, como las construcciones informales que abundan en los barrios.

Se evalúan centros de salud, escuelas, estaciones de bomberos y protección civil, edificios patrimoniales, edificios de vivienda, viviendas populares y puentes.

Se identifican los sistemas más vulnerables y se dan recomendaciones para reducir el riesgo y resguardar la vida de las personas y el valor de las construcciones.

Su intención es motivar las acciones necesarias para proteger a la población de los efectos de los terremotos que vendrán en el futuro. Está dirigido especialmente a las autoridades municipales, regionales y nacionales, así como a las comunidades que deben conocer el riesgo a que están expuestas y tomar iniciativas para su reducción.

Riesgo Sísmico en Caracas y Estrategias de Mitigación



Oscar Andrés López, Ph.D.

Gustavo Coronel D., M.Sc.

Editores

Profesores del IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela

Asesores de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS)



Mincyt
Ministerio del Poder Popular
para Ciencia y Tecnología



IMME



Instituto de Materiales y Modelos Estructurales



funvisis

Fundación Venezolana de
INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS

Editores: Oscar Andrés López
oalsf@yahoo.com

Gustavo Coronel D.
gustavocoroneld@gmail.com

Asesoría de Edición, Portada, Diseño gráfico,
Diagramación y Montaje: Elizabeth Raven
nenuraven@yahoo.com

Depósito Legal: MI2023000731

ISBN: 978-980-18-3841-8

ISBN: 978-980-18-3841-8



9 789801 838418

@2023 Reservados todos los derechos

Hecho el Depósito de Ley

Prohibida la reproducción total o parcial de esta obra por cualquier
vía o método sin autorización por escrito de los editores

Hecho en la República Bolivariana de Venezuela

Primera Edición, Caracas, Octubre 2023

PREFACIO

Oscar A. López y Gustavo Coronel D.

Motivación

Un sismo de magnitud moderada afectó a Caracas el 29 de julio de 1967, causando el derrumbe de cuatro edificios modernos y varias casas en la zona antigua de la ciudad. Pero, la ciudad capital ha sido afectada por terremotos de mayor tamaño en el pasado. El evento de 1812 liberó 16 veces más energía que el de 1967 y provocó la muerte de aproximadamente un 20% de la población de Caracas. Aun de mayor tamaño fue el evento de 1900, que liberó unas 100 veces más energías que el de 1967, de magnitud similar a la del terremoto de Turquía (2023) que ocasionó aproximadamente 50.000 víctimas fatales. Afortunadamente, el epicentro del evento de 1900 estuvo a unos 100 km de Caracas, en el mar Caribe, lo suficientemente lejos para no causar daños mayores.

Los edificios derrumbados en Caracas en 1967 habían sido bien diseñados y construidos, cumplían con las normas de la época. Los edificios se derrumbaron, debido a su poca capacidad para resistir terremotos, porque la norma de diseño sísmico, no suministraba una adecuada protección. A la misma conclusión llegaron los profesores que investigaron las causas del derrumbe de cuatro edificios escolares en el sismo de Cariaco de 1997. Se concluye que las construcciones antiguas de la ciudad son vulnerables a los terremotos, por haber sido construidas con normas técnicas insuficientes, bajo el marco del conocimiento actual. Por otro lado, buena parte de las viviendas de la ciudad son construcciones populares que se han desarrollado de manera empírica, sin cumplimiento estricto de normas técnicas, lo cual aumenta significativamente el riesgo sísmico de la ciudad. El terremoto de Haití (2010) con sus aproximadamente 250.000 víctimas, constituye un poderoso llamado de atención sobre las terribles consecuencias de los sismos en construcciones desarrolladas informalmente sin cumplimiento de normas técnicas.

Antecedentes

Luego del terremoto de Caracas de 1967 se iniciaron estudios de riesgo sísmico de la ciudad, publicados por la Comisión Presidencial en 1978. En 1973 se inicia en el IMME-FI-UCV el Curso Multinacional de Maestría en Ingeniería Sismorresistente con el apoyo de la OEA. En el 2001, un grupo de profesores de *Columbia University* publica el estudio de Caracas Resistente a Desastres. En el 2003 el Proyecto Ávila del IGVSBS desarrollado por varias instituciones, propone un indicador de vulnerabilidad urbana de la ciudad. Entre 2002 y 2005 se desarrolló un Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas (JICA-FUNVISIS-IMME). Luego entre el 2005 y 2009 desde FUNVISIS se impulsa el proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas y Barquisimeto y se dan avances en caracterizar la vulnerabilidad de edificios mediante curvas de fragilidad. Por otro lado, el Instituto de Protección Civil y Ambiente de Chacao (IPCA) junto a FUNVISIS llevan a cabo un estudio de la vulnerabilidad de los edificios del sector de los Palos Grandes. Entre 2006 y 2011 se ejecuta el Proyecto de Reducción de Riesgo sísmico en Edificios Escolares de Venezuela incluyendo

Caracas. Entre 2012 y 2017 se desarrolla el Proyecto SismoCaracas coordinado en FUNVISIS con el apoyo del IMME, que evalúa el riesgo de la ciudad. En el 2015 se hicieron convenios con la fundación GEM y con el INE para contribuir a las evaluaciones de riesgo. Posteriormente se desarrollan en el IMME y FUNVISIS varios proyectos individuales sobre el riesgo de algunas edificaciones de la ciudad.

Objetivos

Este libro tiene como finalidad presentar la metodología seguida y los resultados de las evaluaciones del riesgo sísmico de las construcciones existentes en Caracas, desarrollados en los últimos 15 años, tanto las formales hechas por profesionales siguiendo criterios técnicos normativos, como las construcciones informales. Se evalúan edificaciones escolares, centros de salud, centros educativos, estaciones de bomberos, edificios patrimoniales, edificios de vivienda, viviendas populares y puentes, se identifican los sistemas más vulnerables y se dan recomendaciones para reducir el riesgo y resguardar la vida de las personas y el valor de las construcciones.

Las investigaciones y proyectos que aquí se describen han sido desarrolladas bajo el marco de varios proyectos, principalmente los proyectos de grupo denominados SismoCaracas y el Proyecto Escuelas, impulsados desde el IMME, FUNVISIS y FEDE, con el apoyo del FONACIT, del convenio INE-FUNVISIS y del convenio GEM-FUNVISIS. Sus objetivos han sido, a) la generación de conocimiento sobre la vulnerabilidad de las construcciones de la ciudad, b) la promoción de acciones específicas de reforzamiento estructural de las edificaciones más vulnerables, y c) la socialización del conocimiento mediante la difusión de información a la población y a las autoridades locales y regionales. Como objetivo complementario, se forman estudiantes de pregrado y de postgrado en ingeniería sísmica mediante su participación en los diversos proyectos. Ver Figura 1.

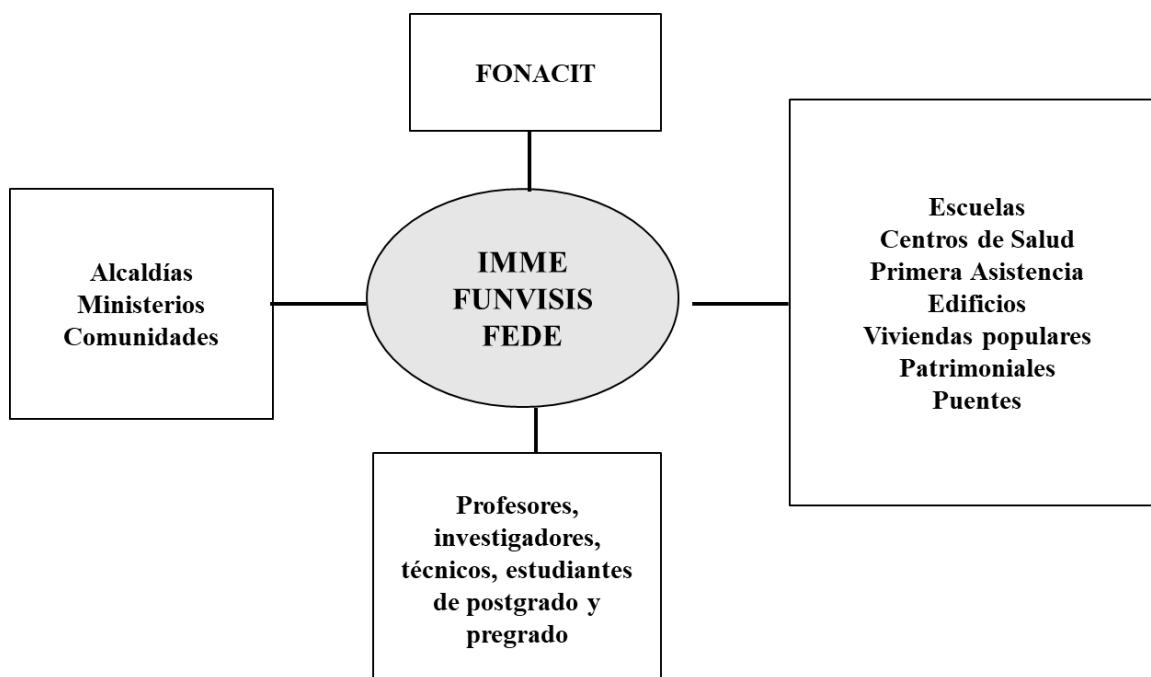


Figura 1

Instituciones, participantes y construcciones evaluadas en los diversos proyectos.

Contenido

El libro se divide en seis partes. La Parte A presenta la determinación del riesgo sísmico del área metropolitana de Caracas. En un primer Capítulo 0 se describe el origen e historia de las construcciones de la ciudad y de los sismos que la han afectado. Luego en el Capítulo 1 se determina el riesgo integral utilizando las bases de datos del censo nacional, bajo un marco integral, que incorpora variables socioeconómicas y urbanas además de las variables físicas-estructurales. En el siguiente Capítulo 2 se describe el método de inspección rápida desarrollado para evaluar construcciones existentes el cual fue aplicado a numerosas edificaciones de la Gran Caracas. Se presentan los índices de amenaza, vulnerabilidad, riesgo y de priorización sísmica obtenidos para esas edificaciones. Se evaluaron viviendas populares, edificios de viviendas, centros de salud, estaciones de bomberos y edificios patrimoniales. Luego (Capítulo 3), se desarrolla un modelo de exposición de las edificaciones de uso residencial de la ciudad a partir de información geográfica, del censo y una muestra de inspecciones, que permite estimar la cantidad de edificaciones en la ciudad por cada tipología estructural y clasificarlas según su altura y antigüedad.

En la Parte B se presenta el desempeño de edificaciones típicas de Caracas ante una simulación de la eventual repetición de sismos ocurridos en el pasado y se determinan daños y pérdidas probables. En el Capítulo 4 se examina el desempeño de edificios formales de mediana altura durante el sismo de Caracas de 1967 y se discuten las consecuencias de ocurrir un evento similar al de 1812. En el siguiente Capítulo 5 se evalúa el desempeño de viviendas populares y se determinan los daños potenciales de ocurrir una repetición del evento de 1967. El Capítulo 6 evalúa el desempeño de las edificaciones educativas de la ciudad y se identifican las edificaciones más vulnerables a ser atendidas prioritariamente. El Capítulo 7 examina los daños en edificios durante el sismo de Caracas de 1967 y propone un espectro de respuesta del movimiento ocurrido.

En la Parte C, Capítulos 8 al 14, se presentan los resultados de la evaluación de edificaciones de diversos tipos de uso: vivienda, centros de salud, patrimoniales, de primera asistencia y viviendas populares del Área Metropolitana de Caracas. Para cada tipo, se identifican, se listan y se inspeccionan los edificios más vulnerables. Se presentan resultados de la evaluación detallada de varias construcciones, consistentes en cuatro edificios de vivienda con estructura de pórticos, tres edificios de vivienda con estructura de muros, tres viviendas populares, cinco edificios pertenecientes a centros de salud, dos estaciones de bomberos y dos edificaciones patrimoniales. Mediante modelos matemáticos se determinaron sus índices demanda/capacidad para los movimientos sísmicos previstos en la norma y se recomendaron acciones para la reducción del riesgo. Finalmente se evalúan los puentes y viaductos más importantes de la ciudad y se presentan estudios detallados de dos de ellos.

En la Parte D (Capítulos 15 a 22) se presenta un resumen de 8 proyectos piloto de refuerzo sísmico pertenecientes a construcciones de elevada vulnerabilidad, con la intención de reducir el riesgo en ellas, así como promover la puesta en práctica de proyectos similares en otras construcciones de la ciudad. Se presentan los proyectos de refuerzo en tres edificios de viviendas, un centro de salud, una vivienda popular, dos edificios educativos y un puente de cuatro tramos.

En la Parte E, Capítulo 23, se presenta una síntesis de los principales resultados, así como las conclusiones y las recomendaciones.

Agradecimientos

A los investigadores, estudiantes universitarios de la UCV y de la UNEFA y al personal técnico, que participaron en cada una de las fases de esta investigación.

A la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), al IMME de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (UCV), al FONACIT del Ministerio del Poder Popular para Ciencia y Tecnología, a la Fundación *Global Earthquake Model* (GEM), al Instituto Nacional de Estadística (INE), a la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE) y a las Alcaldías del área metropolitana de Caracas.

Muy especialmente se agradece el cuidadoso trabajo de diagramación, diseño gráfico y edición, realizado por la Arq. Elizabeth Raven.

CONTENIDO GENERAL

PARTE A:

Riesgo Sísmico del Área Metropolitana de Caracas

CAPÍTULO 0. Caracas, su Origen y los Terremotos <i>Rafael González, Oscar A. López y Elizabeth Raven G.</i>	1
CAPÍTULO 1. Riesgo Sísmico Integral <i>Gustavo Coronel D. y Oscar A. López</i>	45
CAPÍTULO 2. Inspecciones y Evaluación Rápida de Edificaciones <i>Oscar A. López, Romme Rojas y Gustavo Coronel D.</i>	73
CAPÍTULO 3. Modelo de Exposición de las edificaciones de Uso Residencial <i>Gustavo Coronel D. y Oscar A. López</i>	87

PARTE B:

Desempeño Sísmico de Edificaciones

CAPÍTULO 4. Desempeño Sísmico de Edificios Antiguos en Los Palos Grandes-Altamira <i>Alejandra J. Guerrero y Oscar A. López</i>	105
CAPÍTULO 5. Desempeño Sísmico de Viviendas Populares <i>Oscar A. López, Valentina Páez y Gustavo Coronel D.</i>	143
CAPÍTULO 6. Desempeño Sísmico de Edificaciones Educativas <i>Oscar A. López, Gustavo Coronel D., Rafael González B. y Félix Fierro</i>	163

CAPÍTULO 7.

**Espectro de respuesta del Terremoto de Caracas de 1967
estimado a partir del Daño**

Alfredo Urich y Oscar A. López

PARTE C:

Evaluación Detallada de Construcciones

Capítulo 8.

Edificios de Vivienda con Estructuras de Pórticos

Romme Rojas, Gustavo Coronel D. y Oscar A. López

227

Capítulo 9.

Edificios de Vivienda con Estructuras de Muros

José Gregorio Rengel y Oscar A. López

259

Capítulo 10.

Viviendas Populares

Valentina Páez y Oscar A. López

299

Capítulo 11.

Edificaciones Patrimoniales

Florian Olbrich y Angelo Marinilli

325

Capítulo 12.

Centros de Salud

William Ascanio, Grecia Zeoli y María Lozada

367

Capítulo 13.

Edificaciones de Primera Asistencia

Jorge González y Oscar A. López

403

Capítulo 14.

Puentes y Tramos Elevados

Gilberto De Gouveia y Oscar A. López

427

PARTE D:

Proyectos Piloto de Refuerzo Estructural

CAPÍTULO 15.

Edificio de Pórticos tipo 6M8-66

Eliud Hernández

465

CAPÍTULO 16. Edificio de Pórticos tipo IM5-66 <i>José Jácome, CJ Ingenieros Consultores</i>	469
CAPÍTULO 17. Edificio de Muros tipo Túnel <i>Norberto Fernández</i>	473
CAPÍTULO 18. Vivienda Popular <i>Norberto Fernández</i>	477
CAPÍTULO 19. Centro de Salud El Algodonal <i>José Jácome, CJ Ingenieros Consultores</i>	483
CAPÍTULO 20. U. E. N. Domingo Faustino Sarmiento <i>Esteban Tenreiro</i>	487
CAPÍTULO 21. U. E. N. Padre Sojo <i>Denis Rodríguez</i>	491
CAPÍTULO 22. Puente-Tramo Elevado Valle-Coche <i>Gilberto De Gouveia y José Juan Nieto†, PSN Ingeniería S.C.</i>	495
PARTE E: Síntesis de Resultados y Conclusiones	
CAPÍTULO 23. Síntesis de Resultados y Conclusiones <i>Oscar A. López y Gustavo Coronel D.</i>	501
AUTORES Y EDITORES	507

A seismogram graphic is positioned on the left side of the page, extending horizontally across the middle. It features a vertical line on the far left, from which a series of vertical oscillations of varying amplitudes and frequencies emerge, tapering off towards the right. The main text is overlaid on the right side of this graphic.

PARTE A

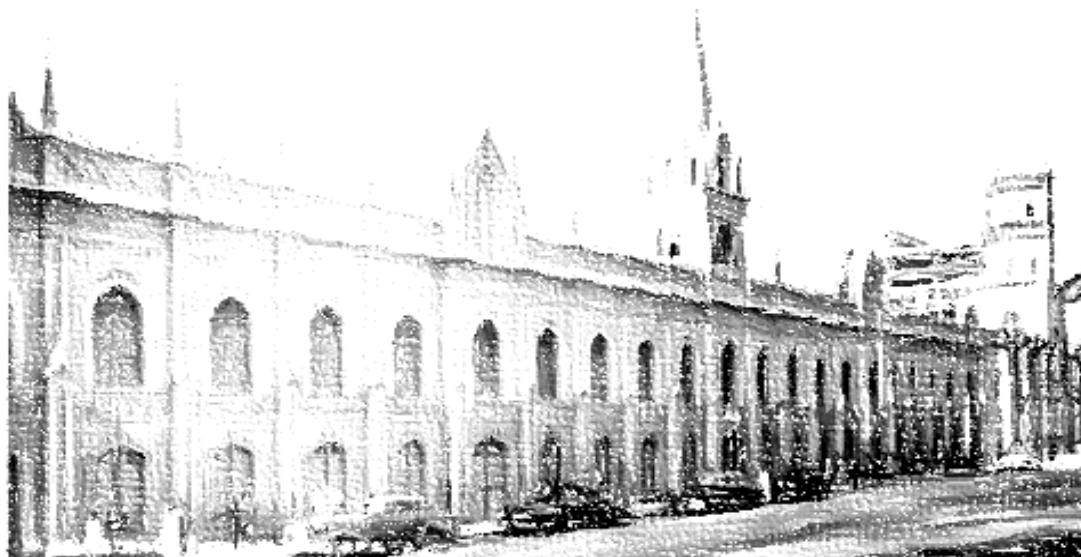
**Riesgo Sísmico del
Área Metropolitana
de Caracas**



Capítulo 0

CARACAS, SU ORIGEN Y LOS TERREMOTOS

Rafael González B., Oscar A. López y Elizabeth Raven G.



RESUMEN

Se revisa la historia de la ciudad desde su fundación en 1567, se muestran los primeros planos de Caracas y se señalan las principales construcciones antiguas que permanecen al día de hoy. Se identifican y describen los cinco grandes terremotos que han causado destrucción en Caracas. Se describe el crecimiento de la ciudad en el Siglo XX y se presentan las construcciones más significativas como la Ciudad Universitaria, sede de la Universidad Central de Venezuela, la Urbanización El Silencio, la vialidad, puentes y distribuidores viales y el Metro de Caracas. En particular se describen los principales distribuidores viales El Pulpo, La Araña, El Ciempiés, el 2do. Piso de la Autopista del Este y la Avenida Boyacá.

Se destaca el riesgo sísmico a que están expuestas las construcciones antiguas, por haber sido hechas con normas de diseño que hoy se consideran insuficientes para proveer una protección adecuada contra los terremotos. Por tal motivo, las obras civiles antiguas, edificaciones en general y obras de vialidad, que han sido construidas en la ciudad a lo largo de los años con normas insuficientes, deben ser evaluadas en detalle. En el caso de ser necesario, se deben desarrollar los proyectos de refuerzo estructural y luego ejecutar a la brevedad posible estas obras, para lograr la seguridad de todos los usuarios. En particular, se señala el elevado riesgo sísmico a que están expuestas las viviendas informales de los barrios, que ameritan programas especiales de reforzamiento estructural o de sustitución por viviendas seguras.

TABLA DE CONTENIDO

CARACAS, SU ORIGEN Y LOS TERREMOTOS.....	1
0.1 Introducción.....	3
0.2 Historia de la ciudad de Caracas	3
0.2.1 Periodo Colonial.....	3
0.2.2 Periodo de la Independencia	8
0.2.3 Periodo Republicano	9
0.2.4 Vulnerabilidad sísmica en los tres períodos.....	13
0.3 Los Cinco Terremotos destructores que han afectado a Caracas.....	14
0.3.1 Terremoto de “San Bernabé” - Año 1641.....	14
0.3.2 Terremoto de “Santa Úrsula” - Año 1766	15
0.3.3 Terremoto del Jueves Santo – Año 1812.....	16
0.3.4 Terremoto de “San Narciso” – Año 1900	16
0.3.5 Terremoto “Cuatricentenario de Caracas” – Año 1967	17
0.4 Crecimiento de la ciudad de Caracas en el Siglo XX.....	18
0.5 Obras significativas construidas durante el siglo XX	21
0.5.1 El Teatro Nacional de Venezuela – Año 1905	21
0.5.2 Museo de Bellas Artes y Museo de Ciencias – Años 1938 y 1940	21
0.5.3 Construcción de la Universidad Central de Venezuela - Año 1943	22
0.5.4 Construcción de la Urbanización El Silencio - Año 1944	24
0.5.5 Centro Simón Bolívar - Año 1954.....	25
0.5.6 Conjunto Parque Central - Años 1969-1983	25
0.5.7 Complejo Cultural Teresa Carreño. Años 1971 - 1983	26
0.5.8 Los Centros Comerciales.....	26
0.5.9 Construcción de la vialidad, puentes, autopistas y distribuidores.....	27
0.5.10 Construcción del Metro de Caracas	32
0.6 Grandes distribuidores viales del Área Metropolitana de Caracas ...	33
0.6.1 Distribuidor “El Pulpo”	33
0.6.2 Distribuidor “La Araña”	35
0.6.3 Distribuidor “El Ciempies”	35
0.6.4 Segundo Piso de la Autopista del Este	36
0.6.5 Avenida Boyacá o Cota Mil.....	37
0.7 Situación actual del AMC en Noviembre del año 2023.....	38
0.8 Conclusiones y Recomendaciones	42
0.9 Referencias	42
Anexo A / Autores de figuras (fotos y mapas)	43

0.1 Introducción

La amenaza sísmica en Venezuela proviene de la interacción entre la Placa del Caribe y la Placa Suramericana, que se manifiesta en el sistema de fallas cuaternarias ubicadas en una franja de terreno de dimensiones aproximadas de 100 km de ancho y 1.400 km de largo, la cual a su vez define los sistemas montañosos de Los Andes - Falla de Boconó, la Cordillera de Central - Falla de San Sebastián y la Cordillera Oriental - Falla de El Pilar, desarrollados en los dos bloques contiguos de las placas con una velocidad de desplazamiento de 2,0 cm/año aproximadamente.

Caracas tiene una historia de 456 años desde su fundación y según el Censo de población y vivienda del INE (2011), en su área metropolitana habitan 2.904.376 personas en 912.869 unidades de vivienda. En el Centro Histórico de la ciudad, la mayoría de las edificaciones construidas en el siglo XVI y Siglo XVII fueron destruidas por eventos sísmicos o demolidas para permitir otras construcciones. Se construyeron nuevas edificaciones sobre las bases de las fundaciones o mediante la reconstrucción de algunas de ellas que quedaron afectadas. Sin embargo, existen edificaciones emblemáticas construidas en el Siglo XVIII y Siglo XIX las cuales permanecen en el tiempo.

Desde su fundación hasta la presente fecha, la ciudad de Caracas y sus alrededores inmediatos, han sido afectados por los terremotos. Numerosas obras civiles antiguas, edificaciones en general y obras de vialidad que han sido construidas con técnicas pasadas o con normas insuficientes, pueden estar en riesgo y deben ser evaluadas, y de ser necesario, se deben desarrollar los proyectos de refuerzo estructural y luego ejecutar a la brevedad las obras para lograr la seguridad de los usuarios.

En este Capítulo se presenta una síntesis de la fundación, crecimiento y expansión de la ciudad de Caracas y de los cinco (5) eventos sísmicos destructores que la han afectado a lo largo de su historia. En el Anexo 1 se listan los autores de las fotografías, imágenes y mapas que se presentan en el Capítulo. En los Capítulos subsiguientes de este Libro, se evalúa en detalle el riesgo sísmico en las construcciones antiguas de la ciudad y en viviendas populares y se proponen medidas para su reforzamiento estructural. Por último, todos los créditos de las figuras y fotografías se encuentran en el Anexo A, al final del capítulo.

0.2 Historia de la ciudad de Caracas

La región estaba habitada principalmente por los pueblos Caribe y Arawacos quienes pelearon tenazmente contra la ocupación del invasor, pero terminaron cediendo ante la superioridad militar y las enfermedades que trajeron los españoles. La ciudad de Santiago de León de Caracas, fue fundada por Diego de Losada el 25 de julio de 1567. Su crecimiento estuvo concentrado en el área limitada al Norte por el Cerro “El Ávila” o la Montaña “Waraira - Repano” (Sierra Grande - voz indígena original), al Sur por el Río “Guaira”, al Este por la Quebrada “Anauco” y al Oeste por la Colina de “El Calvario” y la quebrada “Caroata”. El trazado de la trama urbana del Centro Histórico de la ciudad de Caracas, es atribuido al capitán Diego de Henares y al capitán Francisco de Brea Lezama.

0.2.1 Periodo Colonial

“...En sus primeros años en la ciudad de Caracas, se respetó el trazado urbano de una cuadrícula con los recuadros o manzanas de iguales dimensiones, en cada manzana existían 4 casas y cada casa media 70 varas”, según las indicaciones de las Leyes de Indias. Desde la época de La Colonia, las calles

de la ciudad de Caracas, eran de dimensiones reducidas con aceras a ambos lados y la vía de circulación de un solo canal para permitir el paso de los coches o carruajes tirados por caballos en dirección Norte - Sur, Este - Oeste (estas dimensiones aún se conservan en el Centro Histórico de Caracas y actualmente corresponden a 7,50 m aproximadamente de ancho de calle). Los primeros planos de la ciudad de Caracas, eran una aproximación a lo construido. En los planos iniciales (siglo XVI, XVIII y XIX) se indica la existencia de una cuadrícula perfecta, pero lo construido es algo diferente, considerando la topografía del terreno con variaciones en la pendiente (elevaciones y depresiones), la existencia de varios cursos de aguas con trazados irregulares provenientes de la montaña del Ávila (cauces que modifican el relieve), y las diferencias en la ubicación del recorrido del río Guaire en el límite sur de la ciudad. En esa época existían técnicas y herramientas rudimentarias de construcción y movimientos de tierras, las obras civiles eran ejecutadas por alarifes y aprendices de maestros de construcción, con importantes limitaciones económicas. Solo fue hasta 1870, cuando en el plano de la ciudad de Caracas, se da inicio a la representación de realidad de lo construido, con la expresión de sus accidentes geográficos y el trazado correcto de las calles.

En Gasparini y Posani (1998) se menciona lo siguiente *“...Con el instrumento legal de las Leyes de Indias y gracias a la sencillez del plano ajedrezado, que permitía un fácil repartimiento de solares y un replanteo expeditivo sobre el terreno, los españoles pudieron llevar a cabo su ingente tarea de fundación de ciudades, a la vez que guerreaban con poblaciones hostiles en medio de una naturaleza muchas veces áspera y siempre desconocida. Aquellos soldados algo tocados de geómetras, que tenían que planear y edificar las ciudades al mismo tiempo que dominaban a los indígenas y abrían surcos en la tierra, no tuvieron tiempo para pensar en agrupaciones urbanas complejas y artísticamente concebidas. En América se imponían, ante todo, las soluciones prácticas, fáciles y expeditivas, ya que a ninguna nación se le ha presentado en el curso de la Historia, ni aun lejanamente, el problema de la creación de nuevas ciudades en tal número, en tiempo relativamente reducido y esparcidos en un área tan extensa...”*

Además, los conquistadores españoles debían tomar en cuenta:

- La competencia con Portugal, Inglaterra, Holanda, para establecer con mayor celeridad asentamientos urbanos.
- La amenaza que representaban los ataques de los corsarios y piratas europeos en la búsqueda de tesoros, en el área del Mar Caribe.

Conviene destacar que el español era el invasor de la tierra que habían habitado los pueblos indígenas originarios por milenios, por lo que era natural la resistencia de éstos a la ocupación de sus tierras y a la dominación española.

La Figura 0.1 muestra el 1er plano de Caracas de 1578, hecho por el Gobernador Juan de Pimentel, once años después de la fundación de la ciudad, es un verdadero prototipo de esa disposición simple y ortogonal y, además, el documento más antiguo de nuestro origen urbano. El área urbana correspondiente al primer plano, se reducía a 25 manzanas o al cuadrado inscrito entre las esquinas llamadas actualmente de “Cuartel Viejo, Abanico, Doctor Díaz y La Gorda”, y estaba cruzado por cuatro calles de Norte a Sur y cuatro calles de Este a Oeste. Las esquinas de La Gorda y Cuartel Viejo se ubican actualmente en la Avenida Baralt. El área estaba limitada por la Quebrada Caroata al oeste y la Quebrada Catuche al este. Poco a poco, la ciudad fue ampliando sus dimensiones, pero conservó la cuadrícula original.

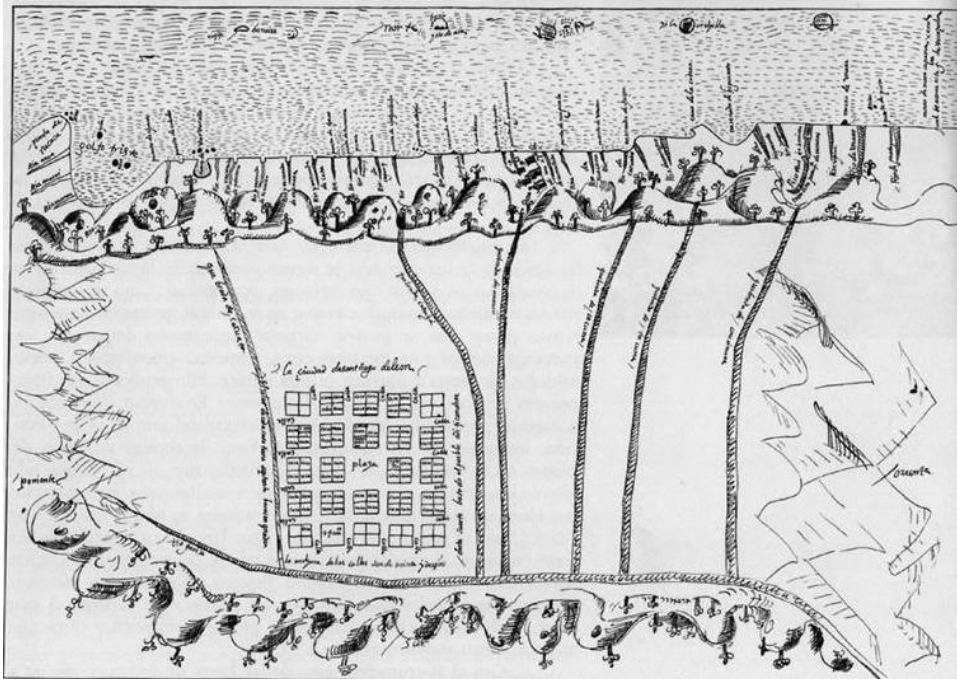


Figura 0.2 Contexto urbano del Centro Histórico de Caracas para el Año 1578.

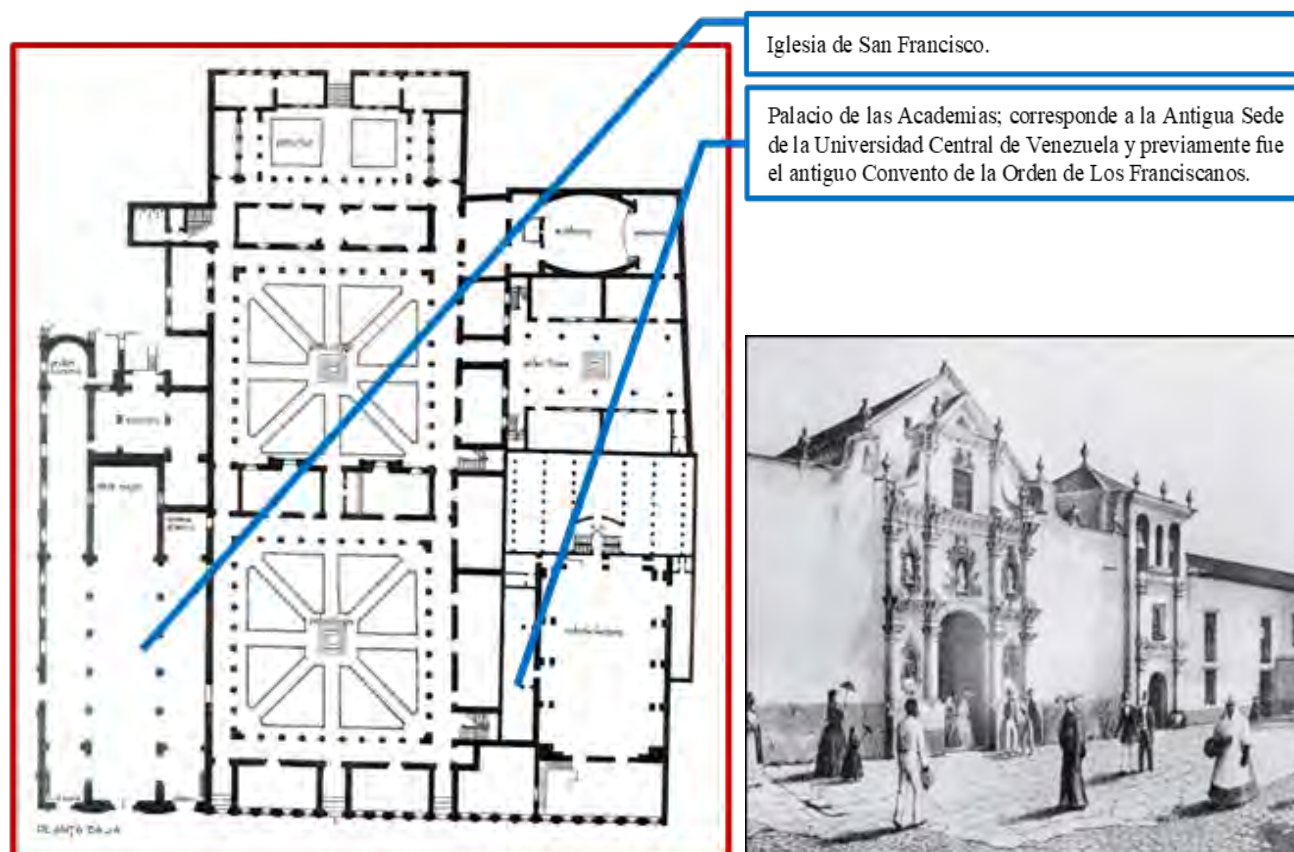
En relación al crecimiento de la ciudad, en Gasparini y Posani (1998) se menciona lo siguiente “...Las fuentes documentales informan de las limitadas actividades constructivas y de las medidas dictadas por el Cabildo a fin de mejorar las condiciones de la incipiente ciudad. Una de las primeras disposiciones emanadas del Cabildo es la de empedrar las calles. Otra, la de cubrir las acequias de aguas que corrían por las calles. Es preocupación que se manifiesta ya en 1591 durante el gobierno de Diego de Osorio (1589-1597) y que se puede interpretar como una de las primeras medidas dictadas en beneficio de la comunidad. Sin embargo, es difícil de creer que “...antes de terminar el siglo (XVI), Caracas dejó de ser una ciudad de calles de tierra y lodo, y se convirtió en un lugar agradable sin las molestias del polvo...”.

“...De igual manera se hizo en la carretera a La Guaira en el denominado “Camino de Los Españoles”, vía para llegar al puerto de Caraballeda (vía de enlace marítimo con España) ...”

Adicionalmente, Gasparini y Posani (1998) mencionan lo siguiente “...En la descripción de los Iglesias antiguas de la ciudad, se encuentra la Iglesia de La Candelaria, fue edificada en 1708 por los Isleños de las Canarias. Para esa fecha se consideraba que estaba ubicada en los límites urbanos de la ciudad de Caracas. Este dato deja ver el lento desarrollo de la ciudad hacia el Este, donde el Río Anaucó establece el límite a la expansión urbana colonial. Con el Terremoto de 1812, sufrió severos daños y fue reconstruida en forma progresiva hasta su configuración actual.”

El 22 de Diciembre de 1721, mediante Cédula Real del Rey Felipe V, se crea la Universidad Real de Caracas con categoría equivalente a la Universidad Real de Santo Domingo. Luego el 18 de Diciembre de 1722, mediante Bula Apostólica de Inocencio XIII, se convierte en Pontificia. Finalmente, el 09 de agosto de 1725, el Consejo de Indias declaró oficialmente la denominación bajo el nombre de “Real y Pontificia Universidad de Caracas”.

La Figura 0.3 muestra una planta de arquitectura de la Iglesia de San Francisco y del Convento de la orden religiosa de los Franciscanos, que fue la Sede de la Universidad Central de Venezuela desde aproximadamente el año 1872 hasta el año 1952, y es actualmente el Palacio de Las Academias. En la imagen de la derecha se muestra un grabado de la fachada de la Iglesia y del antiguo Convento. La primera construcción que hubo en este lugar fue destruida por el Terremoto del 11 de junio de 1641. Se estima que la nueva construcción fue realizada en el año 1745 aproximadamente.



Iglesia de San Francisco.

Palacio de las Academias; corresponde a la Antigua Sede de la Universidad Central de Venezuela y previamente fue el antiguo Convento de la Orden de Los Franciscanos.

Planta de Arquitectura de la Iglesia y del Convento de San Francisco. A la derecha, grabado de ambos.

Figura 0.3

Ya para el siglo XVI, ninguna casa ocupaba la cuarta parte de una manzana como se había previsto inicialmente (Figura 0.1); éstas fueron subdivididas y vendidas con diferentes configuraciones de sus poligonales, áreas de terreno y de construcción. En este sentido todas las viviendas construidas eran pareadas, sus diseños y orientación diferentes con las habitaciones alrededor de uno o más patios internos, para lograr así la iluminación y ventilación de los espacios. La Figura 0.4 muestra que para el siglo XVI las manzanas estaban divididas en muchas parcelas, como se muestra en el centro histórico de la ciudad (Gasparini y Posani, 1998).

A lo largo de los años se constituyeron varias poblaciones hacia el Este y Oeste de la ciudad. En dirección al Este surgieron varias haciendas y pequeños centros poblados en Sabana Grande, Chacao, Los Dos Caminos, Petare, entre otros, y desde allí continuaban los caminos en dirección a la región oriental del país (Barcelona, Cumaná, entre otras). En dirección al Oeste se encontraba Antímano, La Vega y se continuaba en dirección a Los Teques, Valencia y otros destinos.

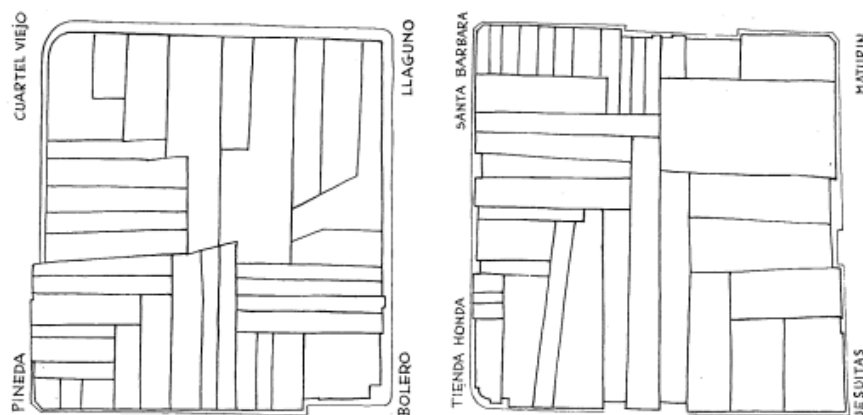


Figura 0.4 División de manzanas en parcelas para el siglo XVI.

La Catedral de Caracas conserva su ubicación original desde la fecha de fundación de la ciudad; en Gasparini y Posani (1998) se menciona lo siguiente “...la obra original fue construida en el año 1666, 25 años después del Terremoto del 11 de junio de 1641, que destruyó la pequeña iglesia que estaba en este lugar. La obra fue contratada a Juan Medina en 1666. La poca altura de las naves debe interpretarse como un justificado recelo a los temblores (sismos). La fachada del elevado imafrente es obra de Francisco Andrés Meneses quien la construyó en 1771. En los primeros años del siglo XIX se contemplaba la construcción de una catedral más grande y espaciosa, pero el Terremoto de Caracas de 1812 y los acontecimientos de la Independencia no permitieron la realización del proyecto. La Torre de la Catedral perdió la altura y esbeltez a raíz del terremoto de 1812...”.

“...En el año 1932, la Catedral de Caracas fue sometida a trabajos de reformas en la cubierta de techos, al eliminar los techos mudéjares de las naves, de igual manera los pilares de sección octogonal perdieron su forma original con las refacciones...”.

Dentro de las obras construidas en la época de La Colonia, vale la pena destacar que aún existe un puente de dimensiones reducidas, corresponde al Puente “Carlos III” (Rey Carlos III de Borbón), ubicado en la Parroquia La Pastora, entre las esquinas de Dos Pilitas a Doctor Portillo, sobre el cauce de la Quebrada “Catucho”. Este puente permitía la circulación entre Caracas y La Guaira; tiene una longitud de 30 metros y se indica que su construcción se inició en el año 1772 y fue terminado en el año 1784. Esta obra es un Monumento Histórico y Patrimonio de la ciudad de Caracas.

0.2.2 Periodo de la Independencia

Para la fecha de 1804, la ciudad de Santiago de León de Caracas, tenía una población estimada de 40.000 habitantes, y comienzan a construirse casas con dimensiones de 6 m de frente y 50 o 60 de fondo, lo cual favoreció el aumento de la densidad de población. Esta situación se puede observar en las Parroquias de La Pastora, San José y Santa Rosalía.

El 26 de Marzo de 1812, en horas de la tarde ocurrió el violento “Terremoto de Caracas de 1812”, que ocasionó en la ciudad una terrible situación de ruina, desolación y destrucción. Se estima que la ciudad tenía una población de 50.000 personas, al ocurrir el terremoto, hubo una cantidad de 10.000 a 12.000 personas fallecidas y una situación de devastación que destruyó más del 60% de las casas, iglesias y edificios públicos de la ciudad. En 1825, la población aproximada era de 29.850 habitantes.

Luego de la terrible situación adversa que produjo el Terremoto de Caracas de 1812, la situación de la Guerra y la caída de la 1ra. República, al abandonar las fuerzas patriotas la ciudad de Caracas, ésta es ocupada nuevamente por los realistas, el Consejo Municipal de 1820, establece nuevas leyes o reglamentos de Gobierno, en vista del proceso de Independencia que se había declarado en esta ciudad, entre ellas se puede mencionar:

Según Gasparini y Posani (1998) “... **Limitación del crecimiento de la ciudad de Caracas.**

Artículo 3: *Se declara que sólo el nombre de ciudad de Caracas, la población que hay y en adelante hubiere en el terreno contenido entre el río Anauco por el oriente, la Quebrada llamada Lazarinos por el Occidente y entre el río Guayre al Sur, y por el norte una curva tirada desde el nacimiento de dicha Quebrada de Lazarinos a la Hermita de El Calbario de allí rectamente a la de La Pastora; desde ésta a la calle, y puente que guía y sale al Cuartel de San Carlos y desde éste en dirección del Este suerte a terminar en el expresado Río Anauco, frente a la Estancia que llaman de Los Solórzano, cita del otro lado del mismo.*

Artículo 4 *Se prohíbe fabricar casas fuera de los límites que se dejan enmarcados, y se manda a los Alarifes, Alvañiles y Carpinteros, no trabajen, ni se ajusten para edificios que no se hayan de levantar dentro de dicho terreno, y que denuncien al Ilustre Ayuntamiento cualquiera obra que se intenté, so pena de la privación de sus mismos oficios, y aplicárseles dos meses a obras públicas de ciudad, a ración y sin sueldo.*

Estas ordenanzas no tuvieron tiempo suficiente para ser aplicadas. En 1821, después del triunfo de la Batalla de Carabobo, se acaba para siempre la larga etapa histórica colonial que había comenzado a fines del siglo XV con la llegada de tres carabelas al continente americano...”.

0.2.3 Periodo Republicano

Luego de la Guerra de Independencia, la difícil situación económica en la cual se encontraba el país hacia imposible la realización de obras públicas para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos y recoger los escombros de las edificaciones destruidas por el Terremoto de 1812.

Solo fue hasta 1845, cuando se pudo ejecutar una de las pocas obras públicas, y se pudo “poner en servicio” la carretera de Caracas a La Guaira, la cual se identificó como la primera vía o camino que se abrió en el país, durante el nuevo periodo republicano.

En Mayo de 1827, por convocatoria del Rector José Cecilio Ávila, se reúne el Claustro Universitario y se elige como Primer Rector de la Universidad Central de Venezuela, al Doctor José María Vargas. Luego de la Guerra de Independencia, Simón Bolívar y José María Vargas elaboran unas nuevas normas de funcionamiento de la Universidad, que dan origen a la promulgación de “Los Estatutos Republicanos de la Universidad Central de Venezuela en 1827”. Éste era el único instituto de educación pública para la formación y educación de la población.

Debido a las situaciones de poca estabilidad política del país, a la Guerra Federal y a las severas limitaciones económicas, la ciudad de Caracas va aumentando en forma lenta su población, dentro de los límites conocidos, y ya para el año 1870 alcanzaba la cifra de 48.000 habitantes. La ciudad va a cambiar su imagen colonial y recibir una gran transformación, a partir del Gobierno del General Antonio Guzmán Blanco, que dura dieciocho (18) años interrumpidos. En este sentido se identifican 3 periodos presidenciales y no consecutivos, los cuales son identificados como:

1.- Periodo 1870-1877 identificado como “el Septenio”: durante este tiempo se inicia el proceso de transformación del país, se crea como tal el Estado Venezolano, se crea el Bolívar como la Moneda Nacional y se establece la figura del Libertador “Simón Bolívar” como la figura principal de la Historia Nacional.

2.- Periodo 1879-1884, identificado como “el Quinquenio”.

3.- Periodo 1886-1887, identificado como el de “la Aclamación”.

A partir del año 1870, una de las primeras acciones es demoler las edificaciones en ruinas, recoger todos los escombros y desechos que había dejado el Terremoto de 1812 (ocurrido 58 años antes), y se inicia la construcción de varias obras de importancia que van a transformar la imagen de la ciudad.

A continuación, se indican algunas de las obras civiles construidas durante el largo periodo de Gobierno de Guzmán Blanco, las cuales son íconos urbanos y se conservan en funcionamiento desde la época:

- Plaza Bolívar de Caracas, fue inaugurada en 1874.
- Palacio Federal Legislativo (actual Congreso Nacional), fue inaugurado el 20 de Febrero de 1877. En esta manzana anteriormente se ubicaba el Convento de las Concepciones.
- Edificio sede de la Universidad, se ubica al lado de la Iglesia de San Francisco, corresponde al antiguo Convento de los Franciscanos. La edificación fue construida originalmente desde la época de La Colonia. El edificio original se somete a la remodelación de la fachada y la obra es inaugurada en 1872.
- Boulevard Antonio Guzmán Blanco, ubicado entre el Palacio Federal Legislativo y la Universidad, fue inaugurado en 1872. Fue demolido varios años después ante el crecimiento de la ciudad y desarrollo de la vialidad local.
- Panteón Nacional; corresponde a la antigua Iglesia de La Santísima Trinidad, fue remodelada y se convierte en el Panteón Nacional. Los restos mortales del Libertador Simón Bolívar reposan allí desde el 28 de octubre de 1876.
- Iglesia de Santa Teresa, fue inaugurada el 27 de octubre de 1876.
- Teatro Municipal, es inaugurado el 1 de enero de 1881.
- Iglesia de San Francisco, construida desde la época de La Colonia, fue afectada por el Terremoto de 1812 y luego fue reparada. Años después se somete a una nueva remodelación y la obra es inaugurada en 1887.
- Hospital Vargas, fue construido en 1881.
- Iglesia de Santa Capilla, fue inaugurada en 1883.
- Acueducto de Caracas y Matadero Municipal.

Red de Ferrocarriles, la cual inicio sus servicios de pasajeros en 1883. La ruta de Caracas a Valencia, inició su construcción en 1887.

La Figura 0.5 muestra la fachada principal de la antigua sede de la Universidad Central de Venezuela. Esta fachada fue diseñada por el Arquitecto Juan Hurtado Manrique en el año 1872. Este edificio fue

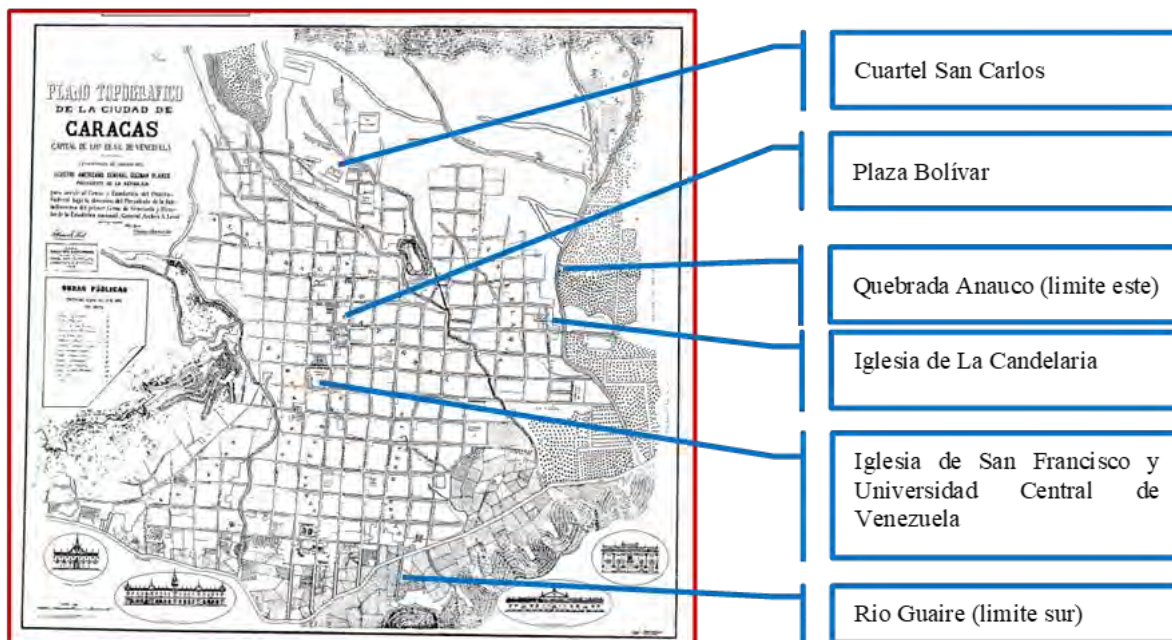
hasta el año 1952, la sede principal de la Universidad y actualmente es el edificio sede del Palacio de las Academias. Se encuentra en la misma parcela ubicada al lado de la Iglesia de San Francisco.



Fachada principal de la antigua sede de la Universidad Central de Venezuela, a principios del siglo XX.

Figura 0.5

La Figura 0.6 muestra el plano de Caracas para el año 1870 elaborado por el General André A. Level, para el presidente Guzmán Blanco.



Plano de Caracas del año 1870, donde se destacan algunos sitios de importancia.

Figura 0.6

Se muestran la huella urbana de la ciudad, concentrada en el área del centro urbano antiguo. La ciudad desde el río Guaire presentaba 17 calles en dirección Sur a Norte, y 18 calles en dirección

Oeste a Este (Cerro El Calvario hasta la Quebrada Anauco). En esta imagen se puede observar que ya están delimitadas las parroquias de ciudad entre ellas están: San Juan, San Pablo, Santa Teresa, Santa Rosalía, Altagracia, Catedral y La Candelaria.

Desde la época de la Colonia, la Independencia y hasta los primeros años del Siglo XX, la ciudad de Caracas, fue conocida como “la ciudad de los techos rojos”. Esta denominación fue atribuida por diversos motivos (políticos, económicos y sociales). Caracas era la capital de un país con una actividad económica con predominio agrícola, la gran mayoría de las viviendas y edificaciones en general eran pequeñas y de 1 nivel, pocas de 2 niveles, adosadas unas con otras y con cubiertas de techos de madera con tejas criollas de arcilla de “color rojo”.

Durante estos años, las habladurías de la época, asociadas a los eventos y sucesos que impactaron a la comunidad, fueron reflejados con la denominación que identifican las esquinas del Centro Histórico de la Ciudad (Figura 0.7, preparada por E. Raven). Se estima la existencia de una cifra aproximada de 450 esquinas con nombres particulares, asociados con hechos ocurridos o de personajes icónicos de la ciudad. Detrás de estos nombres se encuentran muchas anécdotas y leyendas, sobre una Caracas antigua que conserva su historia.



Figura 0.7 Nomenclatura de esquinas en Caracas (izquierda) y de avenidas a partir de 1876 (derecha).

La Gobernación de Caracas en 1876 aprobó un plan para modificar la nomenclatura de las calles de Caracas. El plan fue propuesto por los cronistas Arístides Rojas y Cesáreo Rojas, quienes propusieron hacer una nomenclatura oficial que acabara con la costumbre provinciana de llamar a una calle por la denominación de las esquinas. Dentro de la cuadrícula urbana de la ciudad, se tomó como “punto cero o punto base de referencia” la esquina La Torre, al lado de la Catedral de Caracas o esquina Norte-Este de la Plaza Bolívar. A partir de allí, las calles tenían ahora la denominación de los “puntos cardinales” y se identificaban con números pares o impares, en los cuatro cuadrantes, como se muestra en la Figura 0.7. Igualmente se aplicaban criterios similares a las otras calles de la ciudad de acuerdo a su ubicación geográfica (cuatro cuadrantes). Tanto Esquinas como avenidas coexisten hoy.

La construcción de ferrocarriles fue uno de los grandes aportes de este período de Guzmán Blanco. En Gasparini y Posani (1998) se menciona lo siguiente: “...Sin duda entre las obras realizadas por Guzmán Blanco, la de mayor importancia para el país, fue la puesta en servicio de los ferrocarriles. La línea férrea más importante fue la que enlazo la capital con el Puerto de La Guaira. El primer tren llegó a Caracas el 27 de junio de 1883 y la ceremonia inaugural se efectuó los días 25 y 26 de julio de 1883. La obra significa el periodo de apoteosis de Guzmán Blanco y el acontecimiento más importante en la celebración del Centenario del Nacimiento del Libertador Simón Bolívar...”. La Figura 0.8 presenta un mapa de 1932 con el proyecto del recorrido del Ferrocarril de Caracas a La Guaira.



Mapa de 1932 con el recorrido proyectado para el Ferrocarril Caracas-La Guaira (el Norte está hacia abajo).

Figura 0.8

0.2.4 Vulnerabilidad sísmica en los tres períodos

La elevada vulnerabilidad sísmica de las edificaciones durante el periodo Colonial, el periodo de Independencia, hasta llegar al Siglo XX, se debe en parte a la utilización de las técnicas de construcción que usan la tierra como material predominante, como tapia, adobe y bahareque. Estos procesos constructivos, llegan a constituir la base de la tecnología del periodo colonial venezolano, dadas las limitaciones económicas y técnicas que dificultaban el trabajo de mampostería. Igualmente, la mano de obra indígena y esclava, tenían conocimientos básicos tradicionales sobre el uso de estos sistemas, y serán elemento de importancia para entender su amplia utilización. Ya es a finales del siglo XIX cuando se da inició al uso de nuevos materiales de construcción, como el concreto y el hierro, pero exceptuando algunas construcciones capitalinas, las técnicas de tierra cruda siguen manteniendo su predominio. Durante estos periodos las obras eran ejecutadas por Albañiles, Alarifes y maestros de obras. Es importante considerar que estas edificaciones eran “pareadas” (sin ningún tipo de retiro de frente, lateral y de fondo), frágiles y ocupaban toda la parcela. Por tal motivo al ocurrir el sismo y fallar la edificación, ésta se derrumbaba y sus escombros afectaban la vivienda que tenía a su lado, y así en forma sucesiva. En el Capítulo 11 de este Libro se evalúa la vulnerabilidad sísmica de varias edificaciones antiguas de la ciudad.

En 1860, se crea el Colegio de Ingenieros de Venezuela - CIV, por medio de un Decreto Reglamentario de la Academia de Matemáticas, pero su instalación efectiva se realizó el día 28 de octubre de 1861. Esta instancia es de gran importancia para las nuevas obras civiles que se van a ejecutar en el país. De acuerdo a la información disponible, a partir del Gobierno de Guzmán Blanco, es cuando las obras son dirigidas por Arquitectos e Ingenieros como profesionales del área de la construcción. En la época de Antonio Guzmán Blanco los Arquitectos e Ingenieros más destacados eran: Juan Hurtado Manrique, Juan José Aguerrevere, Jesús Muñoz Tebar, Luciano Urdaneta, Esteban Ricard, Roberto García, entre otros.

Durante varios años los estudiantes de Ingeniería realizaban sus estudios Universitarios, en la Facultad de Ciencias Exactas. Con la aparición del Colegio de Ingenieros de Venezuela, para agrupar y ordenar las actividades de los profesionales de la especialidad, arquitectura y afines, se favorece la ejecución de obras de mayor envergadura. Transcurridos unos años, en 1912 mediante el Código de Instrucción Pública, se cambió la denominación a Facultad de Matemáticas y Física y se crea la Escuela de Ingeniería, Arquitectura y Ciencias.

0.3 Los Cinco Terremotos destructores que han afectado a Caracas

Desde la época de su fundación, a lo largo de la historia, la ciudad de Santiago de León de Caracas, ha sido afectada, en forma severa por cinco eventos sísmicos destructores, los cuales se identifican en la Tabla 0.2. I_0 es la intensidad epicentral, M_w es la magnitud estima.

Tabla 0.2 Terremotos que han causado daños severos en Caracas.

Fecha	I_0	M_w	Observaciones
11 de Junio de 1641 (Terremoto de San Bernabé) HLV: 08:30 AM	IX	7,3	Dstrucción de Caracas y La Guaira. Mas de 200 fallecidos
21 de Octubre de 1766 (Terremoto de Santa Úrsula) HLV: 04:30 AM	IX	7,8	Fue el evento sísmico más sentido en toda Venezuela. Su área epicentral fue en el Estado Sucre. Daños severos en la mayoría de las Iglesias de Caracas.
26 de Marzo de 1812 (Terremoto del Jueves Santo) HLV: 04:30 PM	X	7,1	El sismo más destructor. Más de 20.000 fallecidos. Fueron dos eventos (1 hora después). Dstrucción en Caracas, San Felipe, Barquisimeto y Mérida.
29 de Octubre de 1900 (Terremoto de San Narciso) HLV: 04:42 AM	IX	7,7	Dstrucción de Caracas, La Guaira, Macuto, Guarenas, Guatire. 21 fallecidos y 50 heridos. Originó un Tsunami que afectó los Estados Miranda, Anzoátegui, La Guaira.
29 de Julio de 1967 (Terremoto Cuatricentenario) HLV: 8:05 PM	VIII	6,6	Daños graves en Caracas y Caraballeda. Más de 300 fallecidos y 3000 heridos

0.3.1 Terremoto de “San Bernabé” - Año 1641

Los efectos adversos del sismo de 1641, originaron la destrucción general de las edificaciones existentes en la ciudad, entre ellas se puede indicar: la Iglesia de la Catedral, la Iglesia de Concepciones, el Convento e Iglesia de San Francisco, la Hospedería de La Merced. La gran mayoría de las casas sufrieron daños severos y hubo muchas casas con daño total. A raíz del nivel de

destrucción, los habitantes se plantearon la posibilidad de mudar la ciudad. Para tal efecto el planteamiento realizado era ubicarla en el área correspondiente a la Sabana de Chacao (La palabra “Chacao” en la lengua indígena quería decir el gran arenal, lo cual era producto de los volúmenes de material aluvial arenoso sin consolidar, que se han depositado durante varios siglos desde la zona de montaña del Ávila y al ocurrir un evento sísmico producen la amplificación de la vibración del terreno denominado “efecto de sitio”). Este planteamiento fue rechazado por las autoridades de la ciudad, por el Obispo Fray Mauro de Tovar y luego prohibido por Real Cedula del 15 de Noviembre de 1642. Con esta decisión la ciudad de Caracas permaneció en su ubicación original y se indicó proceder a su reconstrucción progresiva con grandes limitaciones económicas.

0.3.2 Terremoto de “Santa Úrsula” - Año 1766

El día 21 Octubre de 1766, en horas de la madrugada, la ciudad sufrió el impacto de un gran evento sísmico que produjo daños generalizados en las iglesias de la ciudad. Hubo gran daño en las Iglesias de San Pablo, San Lázaro y los Conventos de las Monjas de las Concepciones y de las Carmelitas. La Catedral de Caracas, así como la Iglesia de San Jacinto presentaron daños severos. Las iglesias de San Francisco, Altagracia, La Candelaria, Santa Rosalía, La Pastora y La Trinidad sufrieron daños de consideración. Las casas particulares presentaron daños. Los habitantes acamparon en las calles durante 1766 y 1767. La ciudad de Cumaná, fue destruida. En la Isla de Margarita, según el Obispo Martí, los temblores se sintieron en la isla y provincias inmediatas. En la Isla de Trinidad (para esta fecha este territorio todavía pertenecía a la Provincia de Nueva Andalucía - España), se registró un severo movimiento de tierra a las 4:30 am. Hubo una ruina general, las iglesias y el único hospicio de los Religiosos Franciscanos fue derribado (Mocquet, 2007).

El mapa de isosistas de Intensidad de Mercalli Modificada (Grases, 1990, modificado de R. González) que se muestra en la Figura 0.9 suministra una representación gráfica de los efectos de este gran terremoto. Aun cuando su origen estuvo en el estado Sucre, al oriente del país, donde alcanzó la máxima intensidad, fue un evento sísmico sentido prácticamente en todo el territorio nacional (Isosistas III y IV y causó daños en Caracas (Isosista VI).

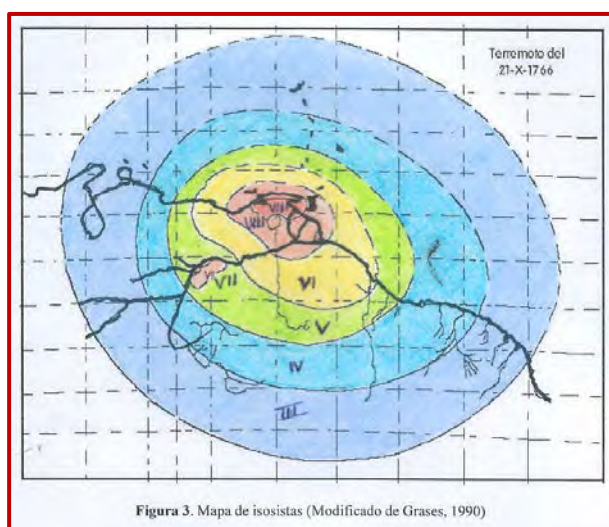


Figura 3. Mapa de isosistas (Modificado de Grases, 1990)



Terremoto de 1766. A la izquierda, mapa de Isosistas. A la derecha, escala de Intensidades.

Figura 0.9

0.3.3 Terremoto del Jueves Santo – Año 1812

El día 26 de Marzo de 1812, en horas de la tarde, ocurrió este evento sísmico que coincidió con la fecha del día Jueves Santo y la población de la ciudad, de mayoría católica, participaba en la conmemoración de esta celebración religiosa.

En esta fecha ya se había iniciado la Independencia (19 de abril de 1810 y 5 de julio de 1811) de Venezuela del Reino de España; al ocurrir el violento evento sísmico, los religiosos españoles utilizaron la destrucción de la ciudad de Caracas (así como San Felipe, Barquisimeto y Mérida), para asustar a la población al indicar que se había tratado de “una manifestación de la voluntad de Dios, como señal de rechazo ante la rebelión y participación en el proceso de la Independencia”. Se estima que fallecieron unas 10.000-12.000 personas en Caracas. Ante esta situación, el movimiento de Independencia toma la difícil decisión de abandonar la ciudad y trasladarse al oriente del territorio en dirección a las ciudades de Barcelona y Cumaná que para esa fecha correspondían a la Provincia de Cumaná.

De igual manera; ese mismo día a los pocos minutos se produjeron otros eventos sísmicos que causaron muerte y destrucción en las ciudades de San Felipe, Barquisimeto y Mérida.

0.3.4 Terremoto de “San Narciso” – Año 1900

El día 29 de Octubre de 1900, en horas de la madrugada, ocurre otro violento evento sísmico el cual afectó en forma severa la ciudad de Caracas. La información sismológica ubica el epicentro en el Mar Caribe al sur de la Isla de La Tortuga. Este evento produjo daños de consideración en bóvedas o cubiertas de techos de varias Iglesias de Caracas, considerando la altura interna que presentan estas edificaciones. Este evento fue uno de los primeros sismos destructores de elevada magnitud, registrado por la recién creada red sismológica mundial. Se observaron numerosos daños en las viviendas de la ciudad de Caracas, así como en las Iglesias de La Catedral, San Francisco, Santa Capilla, La Pastora, Las Mercedes, La Trinidad, Santa Teresa y Santa Rosalía.

Luego de la ocurrencia del Terremoto de Caracas del año 1900, se propuso la implantación de casas prefabricadas para ensamblar, con láminas metálicas (Figura 0.10), en la nueva área de expansión de la ciudad, la Urbanización El Paraíso (al sur-oeste del Centro Histórico).

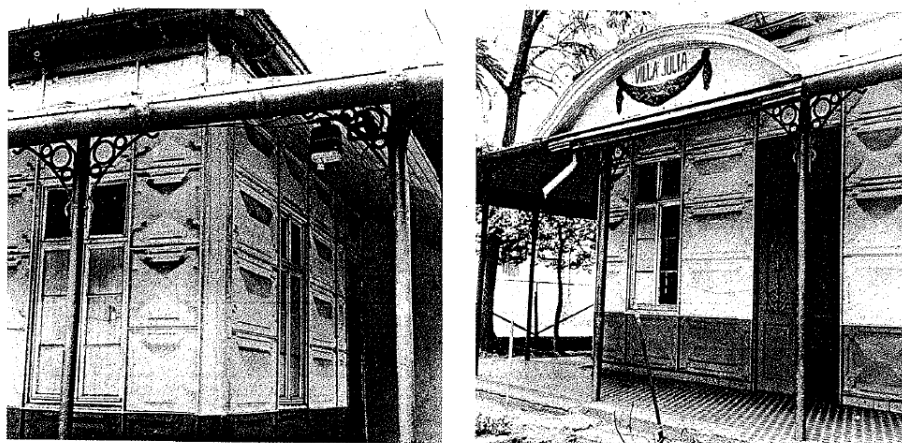
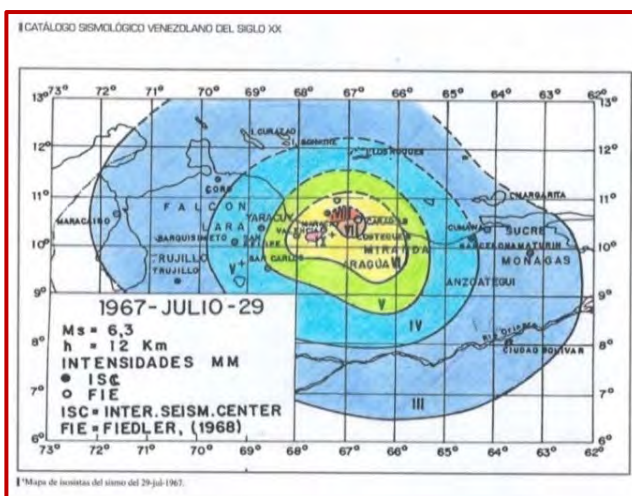


Figura 0.10 Viviendas unifamiliares en El Paraíso, luego del terremoto del año 1900, con la oferta de ser “antisísmicas”.

Estas viviendas, fueron construidas bajo la oferta de ser “contra terremotos” o utilizando la denominación errónea de “antisísmicas” (término que se utilizó por cierto tiempo). Las parcelas eran de amplias dimensiones, con terrenos de bajas pendientes y todos los lotes estaban desocupados o vacíos con retiros (lateral, frente y de fondo) lo cual favorecía la obra.

0.3.5 Terremoto “Cuatricentenario de Caracas” – Año 1967

El día 29 de julio de 1967, en horas de la noche, ocurre un violento evento sísmico que afecta en forma severa la ciudad de Caracas y que deja 300 personas fallecidas, más de 2.000 personas heridas y una cantidad aproximada de un millón de U.S. dólares en daños materiales. El evento produjo la caída completa de 4 edificios en la ciudad de Caracas (Residencias “Mijagual”, “Neverí”, “San José” y “Palace Corvin”) y la caída de los cuatro niveles superiores del edificio residencial “Mansión Charaima” y daños estructurales severos en el Hotel “Macuto Sheraton”, ubicados ambos en la población de Caraballeda, en el actual Estado La Guaira (denominado para esa fecha Departamento Vargas del Distrito Federal) y muchos daños en viviendas en ambas ciudades. La Figura 0.11 muestra el mapa de isosistas del evento, elaborado por Gunter Fiedler (Altez y Rodríguez 2009; modificado por R. González), donde se destaca una intensidad máxima de VIII en la zona de Altamira-Los Palos Grandes.



Mapa de isosistas del Terremoto de Caracas de 1967.

A la derecha, escala de Intensidades.

Figura 0.11

La Figura 0.12 muestra la ubicación de los cuatro edificios derrumbados en la zona de Los Palos Grandes y Altamira y la intensidad de daños en las otras edificaciones.

En resumen, la ciudad de Caracas ha sido afectada desde su fundación por eventos sísmicos destructores. Pero las características geológicas particulares del país, hacen que estos grandes eventos queden separados durante muchos años (grandes periodos de retorno) lo cual favorece su olvido. El evento de 1967 ($M_w = 6,6$) fue un terremoto de tamaño moderado, al compararlo con los otros terremotos que han afectado a la ciudad. Por ejemplo, el terremoto de 1900 ($M_w = 7,7$) liberó 96 veces más energía que el de 1967, su magnitud fue similar a la del terremoto de Turquía del 06 de febrero de 2023 ($M_w = 7,8$) que causó 50.000 víctimas, pero afortunadamente, su epicentro estaba lo suficientemente lejos (en el Mar Caribe) para no causar mayores daños en ese momento, pero a su vez originó un tsunami que afectó las costas de los Estados La Guaira, Miranda y



Edificio del Instituto Sismológico Nacional y la estación sismológica “Cagigal”. Fotografía del 2017.

Figura 0.13

En la ciudad de Caracas, para el año 1906 existían los siguientes planteles educativos privados para la enseñanza de la población:

- Academia de Bellas Artes / Esq. de Beroes a Esquina de Santa Capilla.
- Escuela de Artes y Oficios / Esquina de San Lazaro.
- Antiguo Seminario Metropolitano de Caracas / Esquina de Torre a Esquina de Gradillas.
- Colegio Nacional de Niños / Esquina de Doctor Paul a Esquina Salvador de León.
- Colegio Chaves / Esquina de Carmelitas a Esquina de Llaguno.
- Colegio San Francisco de Sales / Esquina de Paradero a Esquina de María Auxiliadora
- Colegio San José de Tarbes / Urb. El Paraíso (en 1902 entregado a la orden religiosa).

El 17 de Diciembre de 1935 fallece Juan Vicente Gómez, quien gobernó el país durante 27 años aproximadamente, para esta fecha la ciudad de Caracas tenía una población de 203.342 habitantes (Venezuela tenía 3.364.347 habitantes). Al fallecer J.V. Gómez se designa al General Eleazar López Contreras como presidente de Venezuela. Es a partir de 1936, cuando según la opinión de varios historiadores, Venezuela y Caracas ingresan al siglo XX. A partir de ese año, se da inicio al proceso progresivo y continuo de modernización de la ciudad de Caracas, que se termina de consolidar entre las décadas de los años 1950 y 1960, hasta lograr la configuración actual de la ciudad. Varios años después, favorecidos con el progreso económico del país por la actividad petrolera, se produjo la expansión de la ciudad en dirección al Este y fueron desarrollándose en forma aislada entre ellas, las urbanizaciones Los Caobos, La Florida, Campo Alegre, Altamira, Bello Campo, entre otras, de igual manera se produjo la creación de las urbanizaciones Las Acacias, El Prado de María, Santa Mónica, Los Chaguaramos y Bello Monte, entre otras.

Para lograr la interconexión de todas estas nuevas áreas urbanas, se requería disponer de una nueva red de vialidad que pudiera facilitar las conexiones vehiculares y evitar el congestionamiento que ya presentaba la ciudad. A principios del Siglo XX Sabana Grande era una vía de conexión rural entre el Centro de Caracas y Los Chorros, hacia el Este de la ciudad. En la década de 1940 crecen edificaciones

comerciales, sitios culturales, de entretenimiento, en el que destacaban cines y cafés. Esta importante avenida de la ciudad también fue conocida como la Calle Real de Sabana Grande (Figura 0.14), actualmente corresponde al Boulevard de Sabana Grande, luego de la construcción del Metro de Caracas en 1983.



Figura 0.14 Vista de la Avenida Principal de Sabana Grande en el año 1910.

Durante las primeras acciones del mandato del Presidente López Contreras se presentaron varios planes urbanos para el reordenamiento de Caracas. En este sentido, se decidió contratar a un grupo de arquitectos franceses para ordenar la futura expansión de la ciudad. En 1939 aprueban el Plan Monumental de Caracas, denominado como el “Plan Rotival”, presentado por el Arquitecto Francés Maurice Rotival, que entre algunos de sus planteamientos destacaban el reordenamiento del casco histórico, la construcción de edificios gubernamentales dentro de un eje central de la ciudad, la construcción de amplias avenidas y el ensanchamiento de las vías ya existentes. De todo este proyecto solo se implementó el plan de vialidad urbana.

La Figura 0.15 muestra el plano de Caracas para el año 1930, en donde se destacan el casco central original de la ciudad, la nueva Urbanización El Paraíso y el sector de Catia al oeste.

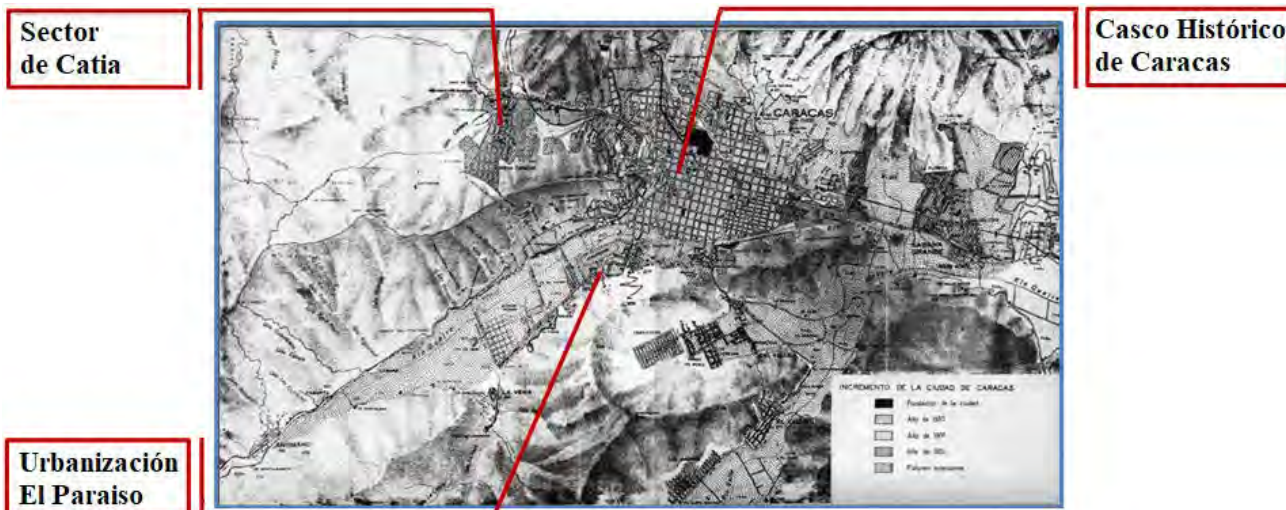


Figura 0.15 Plano de Caracas de 1930 indicando el crecimiento de la ciudad.

A comienzos de la década de 1940, el presidente Isaías Medina Angarita, ordenó el inicio de la construcción de la nueva sede de la Universidad Central de Venezuela, con la finalidad de concentrar las actividades docentes, administrativas y culturales de sus diferentes facultades, las cuales se encontraban dispersas por la ciudad. Para ello se plantea la construcción de la Ciudad Universitaria de Caracas y una importante cantidad de edificaciones educativas (Escuelas Repúblicas y Grupos Escolares) en todo el país, así como el Paseo de Los Próceres, el Círculo Militar y la Escuela Militar.

0.5 Obras significativas construidas durante el siglo XX

Se presentan algunas de las obras significativas construidas en el Área Metropolitana de Caracas:

0.5.1 El Teatro Nacional de Venezuela – Año 1905

Fue ordenado por el presidente Cipriano Castro en 1904 para ser construido en Caracas, un poco más abajo de la esquina de Cipreses y en apenas un año fue concluido, para ser inaugurado en 1905.

Realizado por el arquitecto venezolano Alejandro Chataing, se caracterizó por su estilo ecléctico afrancesado, en forma de herradura con estructura reforzada de hierro (Figura 0.16).



Teatro Nacional en 1911 (izquierda) y en la actualidad (derecha). **Figura 0.16**

Siendo su construcción muy poco después del terremoto de 1900, se dice que Castro ordenó que la edificación fuese muy bien reforzada ante sismos, lo cual tiene sentido, ya que, según anécdotas de la época, él mismo fue presa del pánico durante ese terremoto, al punto de lanzarse de un balcón de la Casa Amarilla, entonces sede de la presidencia. Y efectivamente dicha obra sobrevivió el terremoto de Caracas de 1967 y sigue siendo un importante ícono cultural de Venezuela.

0.5.2 Museo de Bellas Artes y Museo de Ciencias – Años 1938 y 1940

El Museo de Bellas Artes fue encargado con urgencia en 1935 al arquitecto venezolano Carlos Raúl Villanueva, por el ya enfermo dictador Juan Vicente Gómez, quien falleció ese mismo año, por lo que fue inaugurado en 1938 por el general Cipriano Castro. Le siguió El Museo de Ciencias, culminado en 1940. El proyecto fue completado con el encargo, hecho en 1970 por parte del presidente Rafael Caldera, de la ampliación del Museo de Bellas artes por el mismo arquitecto Villanueva (Arraiz, 2023).

Son los museos más importantes de Venezuela y se construyeron en el extremo oeste del Parque Los Caobos, rodeando la llamada Plaza de los Museos. Ambas edificaciones de estilo neoclásico, contrastan con la ampliación posterior del Museo de Bellas Artes inaugurada en 1973, de estilo modernas (Figura 0.17). Ambos Museos se encuentran en pleno funcionamiento.



Figura 0.17 Museo de Bellas Artes (Izquierda), Plaza de Los Museos y Museo de Ciencias (derecha).

0.5.3 Construcción de la Universidad Central de Venezuela - Año 1943

En la década de 1934–44, la población estudiantil de la UCV experimentó un rápido crecimiento, en 1934 estaba inscritos 684 estudiantes y en 1944 aumentó a 2.830 estudiantes, y esto obligaba a pensar seriamente en medidas que tendieran a proporcionar espacios docentes y alojamiento a esa gran masa juvenil. Por otra parte, las Escuelas e Institutos que integraban las distintas Facultades se hallaban dispersos por toda la ciudad, frecuentemente a distancias considerables entre sí, lo que obligaba a los estudiantes a realizar largos recorridos en la ciudad, sin los medios adecuados de transporte urbano. En materia de edificios, laboratorios y bibliotecas, la situación no era nada fácil. Algunas Escuelas funcionaban en casas viejas, muchas asignaturas se enseñaban sólo teóricamente por falta de laboratorios, y cuando había posibilidades de disponer de ellos, resultaban casi siempre insuficientes por el número de alumnos, reduciéndose las prácticas de laboratorios a simples demostraciones del profesor.

Se requería no sólo de espacios docentes, sino también de ubicar todos los Institutos de Investigación. Y en esa Ciudad existirían edificios adecuados para todas las facultades, un moderno Hospital Clínico que sustituyera al ya anticuado Hospital Vargas, laboratorios bien equipados, una amplia Biblioteca, campos de deportes, una imprenta y residencias para estudiantes y profesores. Disponer de los espacios en una Ciudad Universitaria funcional, era una aspiración de toda la Comunidad Universitaria, tanto para el estudiante residente de la ciudad como para los que venían del interior del país.

El rector de UCV, el Doctor Antonio José Castillo, fue quien realizó la propuesta de crear una Ciudad Universitaria. El presidente, General Isaías Medina Angarita, mediante la firma de un decreto el día 02 de octubre de 1943, dio inicio a la construcción de la obra; y el proyecto todo en cuanto a arquitectura se refiere fue diseñado por el arquitecto y profesor universitario Carlos Raúl Villanueva.

Para la ubicación de la Ciudad Universitaria inicialmente se estudiaron cuatro zonas, que se indican en la Figura 0.18 (FAU-UCV, 1985):

- La primera comprendía el Parque “El Pinar” y además una zona delimitada por la Avenida “9 de Diciembre” y “La Vega”, el río Guaire y una recta de 262 metros al Este de la Avenida “O’Higgins”.

construyó sobre una superficie de 203,53 hectáreas y a la fecha tiene una cifra aproximada de cien edificios construidos.

El día 2 de Marzo de 1954, el Presidente Marcos Pérez Jiménez, inauguró la 1ra etapa constituida por la Plaza Cubierta del Rectorado, el Aula Magna (el primer gran auditorio de la ciudad de Caracas con una capacidad aproximada de 2.000 asistentes) y la Biblioteca Central, con motivo de la celebración de la Conferencia Iberoamericana de Caracas. En sus primeros años el nuevo campus se convirtió en un gran complejo urbano con un total de 40 edificios. La construcción de la UCV fue desarrollada en diferentes etapas y los edificios de las diferentes Facultades fueron entregados en forma progresiva durante los siguientes años.

0.5.4 Construcción de la Urbanización El Silencio - Año 1944

Apenas fundada la ciudad de Caracas en 1567, el área que hoy ocupa actualmente la Urbanización El Silencio, se le había denominado “El Tartagal”. Estos terrenos se ubicaban al sur oeste de las 25 manzanas originales de la creación de la ciudad, corresponde a las áreas de crecimiento natural que estaban previstas en la expansión de la ciudad y Garci González de Silva compró esos terrenos pocos años después de la fundación de Caracas. El nombre de El Silencio se presume se originó luego de una epidemia que causó la muerte a todos los habitantes de esa zona. Con el crecimiento de la ciudad, durante varios años, se siguieron asentando barriadas pobres en esa área, con espacios destinados a viviendas unifamiliares, bares y prostíbulos (Wikipedia, 2023).

Durante la II Guerra Mundial en Europa y el Océano Pacífico, el petróleo de Venezuela era una fuente segura de combustible para las “fuerzas aliadas occidentales” y así aumentan los ingresos económicos al país. El Gobierno del General Isaías Medina Angarita, decide ordenar la demolición de todas las edificaciones del sector “El Tartagal”, y eliminar otros usos irregulares que perturbaban las actividades, la moral y el orden público de la ciudad. Para realizar el proyecto se designa al Arquitecto Carlos Raúl Villanueva y de igual manera participa el escultor Francisco Narváez. Los trabajos de demolición se iniciaron el 25 de julio de 1942, y los trabajos de construcción se iniciaron el 04 de enero de 1943. Para el periodo comprendido entre los años 1941 a 1945, la ciudad de Caracas tenía una población estimada de 270.000 habitantes. El bloque Número 1 fue iniciado en Febrero de 1944, y el primer edificio en ser inaugurado fue el Número 7 el día 5 de julio de 1944. El 26 de agosto de 1945, es inaugurada la Urbanización “El Silencio”, con 7 bloques y 2 plazas, la Plaza O’Leary en el centro de la zona y la Plaza “Miranda” ubicada al Este de la urbanización. En el año 1999, la Urbanización “El Silencio”, es declarada “Bien de Interés Cultural”.

El diseño y la construcción de la Urbanización “El Silencio”, es una obra ejemplar de “renovación urbana” (Figura 0.19); luego de ingresar al área residencial, los usuarios se encontraban con amplias áreas de jardines interiores con caminerías que permitían la conexión entre los diferentes edificios, áreas de parque infantil, balcones panorámicos. En las áreas exteriores se planteó la circulación peatonal bien diferenciada de la acera pública (incluso a un nivel superior sobre la acera), y arcadas exteriores frente a los espacios de los locales comerciales que permiten una circulación peatonal horizontal cubierta para proteger al usuario de los factores climáticos (sol, lluvia). En la urbanización y las plazas se colocan obras de arte para embellecer los espacios exteriores de la urbanización, así como la ciudad. La Urbanización “El Silencio” es un ejemplo del diseño moderno, con la escala de los edificios y la vialidad, con calles y avenidas de amplias dimensiones para permitir una circulación fluida en toda el área.



Vista de la Urbanización "El Silencio", desde la Avenida San Martín. **Figura 0.19**

0.5.5 Centro Simón Bolívar - Año 1954

Diseñado por el arquitecto Cipriano Domínguez, en colaboración con Tony Manrique de Lara y José Joaquín Álvarez, El Centro Simón Bolívar, fue construido en El Silencio e inaugurado el 6 de Diciembre de 1954 y se convirtió en sede administrativa y oficial de la ciudad, con un funcional estilo modernista.

Su atractivo diseño consistió en dos cuerpos bajos paralelos alargados y dos torres de 32 pisos, todos de oficinas. Por largo tiempo fueron las más altas de Caracas y se convirtieron en el símbolo de una ciudad que sucumbe ante la modernidad. En 1983, fue eliminada la circulación vehicular entre los edificios y se construyó en su lugar la Plaza Caracas, diseñada por el arquitecto Germán Castro (Figura 0.20).



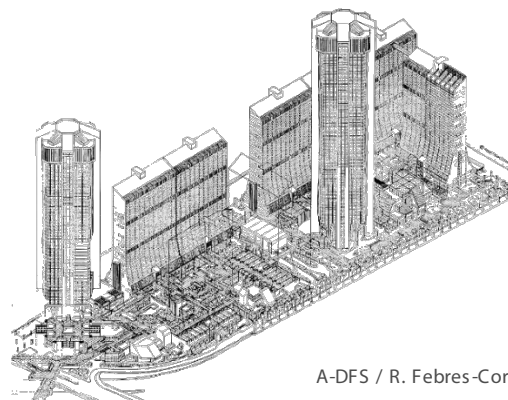
Centro Simón Bolívar en sus inicios (izquierda) y luego, con su Plaza Caracas. **Figura 0.20**

0.5.6 Conjunto Parque Central - Años 1969-1983

Esta gran obra fue una iniciativa del presidente Rafael Caldera que buscaba dotar a la clase media de viviendas céntricas y económicamente accesibles. Su diseño estuvo a cargo de Enrique Siso y Andrés Fernández-Shaw y fue concebida prácticamente como una pequeña ciudad insertada en el corazón de Caracas, ya que aparte de los 8 edificios de vivienda de 44 pisos y las dos torres de oficinas de 60 pisos, las más altas de América Latina para la fecha, posee 8.000 puestos de estacionamientos, más de 1.000 locales comerciales, escuela, museos, cines, teatros, plazas, piscina techada, gimnasio y salas de conferencias, entre otros servicios (Figura 0.21). Es así como Parque Central fue considerada

durante años la obra de concreto armado más grande del hemisferio occidental (Arraiz, 2023) y sus torres gemelas, las más altas de concreto armado del mundo.

Su construcción fue designada por el Centro Simón Bolívar, institución del estado que lo administra, a la empresa DELPRE C.A. y tardó 14 años, concluyendo en 1983.



A-DFS / R. Febres-Cordero

Figura 0.21 Dos vistas opuestas del Conjunto Parque Central.

0.5.7 Complejo Cultural Teresa Carreño. Años 1971 - 1983

Este monumental complejo está ubicado en el corazón cultural de Caracas, cerca de los Museos de Bellas Artes y de Ciencias, de la Universidad de Las Artes y del parque Los Caobos, y es considerado uno de los más importantes de Latinoamérica. Fue diseñada por el arquitecto Tomás Lugo y consta de dos salas principales, la José Félix Rivas de 440 puestos culminada en 1976 y la Ríos Reyna con 2.400 asientos culminada en 1983, contando esta última con la más alta tecnología de la época. Ambas salas están unidas con diversos espacios internos abiertos que se interconectan visualmente y que dan vida a muy variadas actividades artísticas y culturales (Figura 0.22).



Figura 0.22 Vistas exterior e interior del Complejo Cultural Teresa Carreño.

0.5.8 Los Centros Comerciales

En la década de los 70 se inicia construcción de centros comerciales, que con variados diseños arquitectónicos y estructurales, competían entre sí para atraer a los consumidores. Tenemos entre otros: El Paseo Las Mercedes de 1974, con su gran espacio interno de varias alturas, lo cual se repite

en muchos centros posteriores. El Centro Comercial Propatria de 1975. El Centro Ciudad Comercial Tamanaco (CCCT) de 1976, desafiando la gravedad con su forma de pirámide invertida (Figura 0.23). Hasta llegar al Centro Comercial el Recreo de 1999, último construido en el siglo 20.

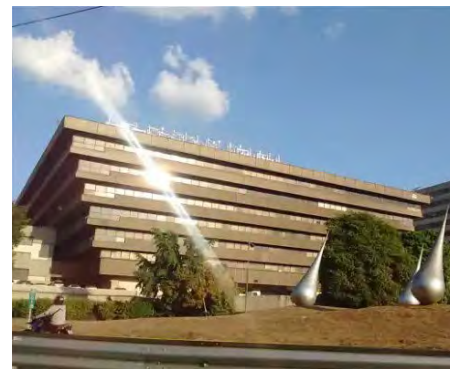
Paseo las Mercedes (1974)



C. C. Propatria (1975)



CCCT (1976)



Algunos Centros comerciales de la década de los 70.

Figura 0.23

0.5.9 Construcción de la vialidad, puentes, autopistas y distribuidores

Durante los siguientes años de auge económico (por el incremento de la actividad petrolera) e inicio de la democracia, se produce una migración de población a la ciudad. De igual manera como resultado de la Guerra Civil de España y la II Guerra Mundial, tomando en cuenta las condiciones de ruina, destrucción y falta de alimentos en Europa, se produjo la llegada de una elevada población de europeos (españoles, portugueses, italianos, entre otros) quienes se adaptaron con gran facilidad en el país y contribuyeron con su trabajo, conocimientos y cultura, a los cambios que experimenta la ciudad.

La creación del Área Metropolitana de Caracas - AMC, se realizó con el Decreto 647 del 11 de Octubre de 1950. Esta expansión se fundamentó en la transformación de varias haciendas agrícolas en áreas urbanas, es así como, la antigua hacienda “Blandín” corresponde al actual Country Club, la hacienda “Ibarra” corresponde a la UCV y a parte de la urbanización Bello Monte, la hacienda “La Carlota” a la Urbanización La Carlota, y La Hacienda “Los Ruices” a la Urbanización Los Ruices, entre otras.

En el año 1951, el Gobierno del presidente German Suárez Flamerich (designado luego del fallecimiento de Carlos Delgado Chalbaud), contrata nuevamente al Arquitecto Maurice Rotival, quien diseña un nuevo Plan de Ordenamiento Urbano de la ciudad. De igual manera se desarrolló el Plan Regulador el cual contenía un importante plan de vialidad que preveía la construcción de más de una docena de amplias avenidas y grandes autopistas con sus distribuidores viales. El objetivo de este importante plan era facilitar la distribución uniforme y la circulación fluida de la población en la ciudad.

La formulación del Plan Regulador del año 1951 propició la importante concentración en Caracas, de las inversiones del Estado en obras públicas. Resultado de los aspectos indicados en el Plan Regulador se puede indicar la construcción de las siguientes vías: Avenida Francisco de Miranda en 1952-1958, Avenida Bolívar en 1952, Avenida San Martín en 1952, Avenida Urdaneta en 1953, Avenida México en 1954, Avenida Fuerzas Armadas en 1956-1959, Avenida Andrés Bello en 1956, Avenida Libertador en 1957-1959, Avenida Sucre en 1953-1959, Autopista del Este (antes Autopista Francisco Fajardo y

hoy Autopista Gran Cacique Guaicaipuro) en 1951-1956, Autopista Caracas La Guaira en 1950-1953, entre otras. Este conjunto de obras causo un gran impacto en la ciudad y en su red vial, lo que permitió su desarrollo y expansión, así como incrementar su densidad de población. Como referencia se estima que la ciudad de Caracas había elevado su población en 1950 a 704.567 habitantes (5.034.838 en Venezuela) y para 1961 ya había 1.657.278 habitantes (7.523.999 en Venezuela), lo cual representa un incremento de 952.711 habitantes.

Al asumir el gobierno el General Marcos E. Pérez Jiménez en 1952, consolidó los cambios que se habían iniciado en la ciudad desde 1936, de igual manera se dio continuidad a la construcción de una cantidad importante de obras civiles y de vialidad, lo cual representó un valioso aporte en el desarrollo y modernización de la ciudad. En el año 1952, de igual manera se realizó la inauguración de la Avenida Bolívar (con dimensiones más reducidas en su momento a las actuales), y luego la Avenida Urdaneta (antigua Calle Las Margaritas y luego denominada Avenida Este 1) fue inaugurada en 1953.

Durante el gobierno de Pérez Jiménez se implementaron importantes medidas orientadas a transformar la imagen de la ciudad. Se construyeron obras como, el Teleférico de Caracas (11 Diciembre 1955), el Hotel Humboldt (19 Abril 1956), el Hotel Tamanaco, los Paseos Públicos de Los Próceres y Los Ilustres. Se inició la construcción de obras como El Helicoide y se culminaron otras como el Centro Simón Bolívar y se dio continuidad a la construcción de la Ciudad Universitaria de Caracas, así como numerosos hospitales y urbanizaciones. Además, a través del Plan Regulador se concluyó un sistema de vialidad en la capital, compuesto por una red de autopistas, vías elevadas, avenidas y distribuidores viales.

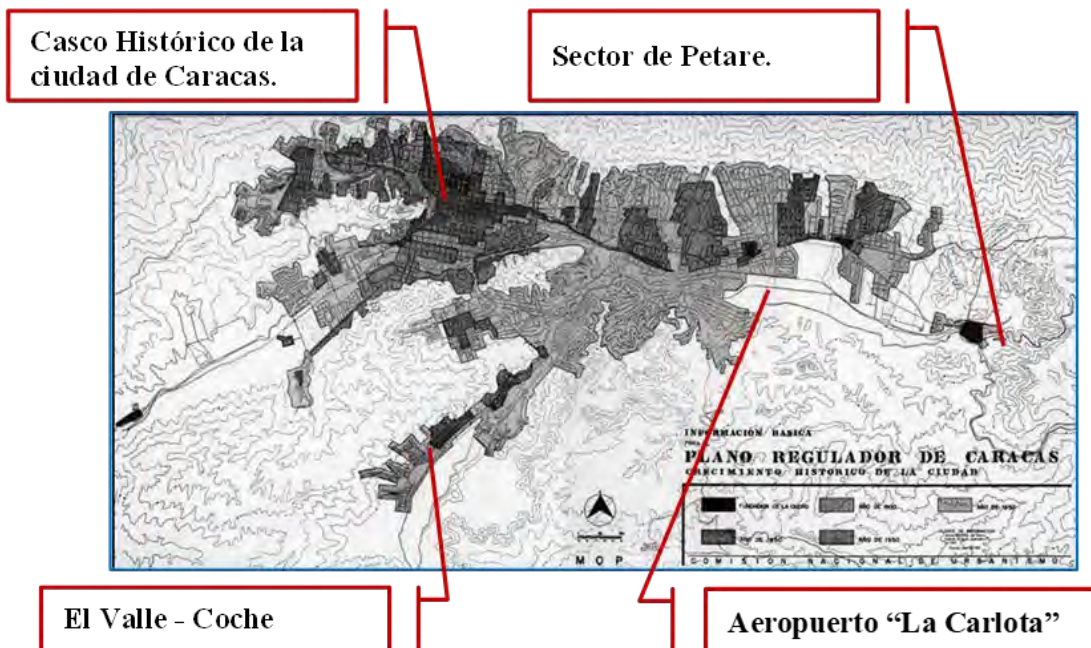
La Figura 0.24 muestra la construcción de la Avenida Luis Roche en Altamira, en 1945. En la imagen se puede observar en dirección al Norte de la ciudad; la Plaza el Obelisco y los inicios de la construcción de la Urbanización Altamira y la vía original de la actual Avenida Francisco de Miranda, en el Municipio Chacao del Estado Miranda.



Figura 0.24 Plaza El Obelisco y avenidas aledañas en construcción en Altamira, 1945.

La Figura 0.25 muestra el Plano Regulador de la ciudad de Caracas para el año 1950, elaborado por la Comisión Nacional de Urbanismo del Ministerio de Obras Públicas. Se puede observar el

planteamiento para desarrollar a partir del Casco Histórico el proceso de expansión y crecimiento histórico de la ciudad en dirección al Este, Centro Sur y Oeste.



Caracas para el año 1950. Plano Regulador de la ciudad de Caracas. **Figura 0.25**

Una vista hacia el Este de la Avenida Urdaneta en construcción en el año 1950, se muestra en la Figura 0.26. La imagen corresponde a la actual esquina de Carmelitas donde está el Edificio del Correo y la Vice Presidencia de la República.



Edificio de la Vicepresidencia de la República
(uso actual año 2023).

Avenida Urdaneta, en construcción en 1950, Esquina de Carmelitas, vista en dirección al Este.

Figura 0.26

La Figura 0.27 muestra una vista parcial de la Avenida Urdaneta durante su construcción en dirección al Este de la ciudad, se observa la Esquina de "Las Ibarras". Esta vía de circulación fue construida en

la época del Presidente General Marcos Pérez Jiménez, y fue inaugurada el 29 de Noviembre de 1953. Permite desde la Avenida Sucre de Catia, recorrer todo el área central de la ciudad, conectar luego con la Avenida Andrés Bello y en forma continua llegar hasta la Urbanización La Florida (Iglesia de la Chiquinquirá).



Figura 0.27

Construcción de la Avenida Urdaneta en el año 1952, vista en dirección al Este.

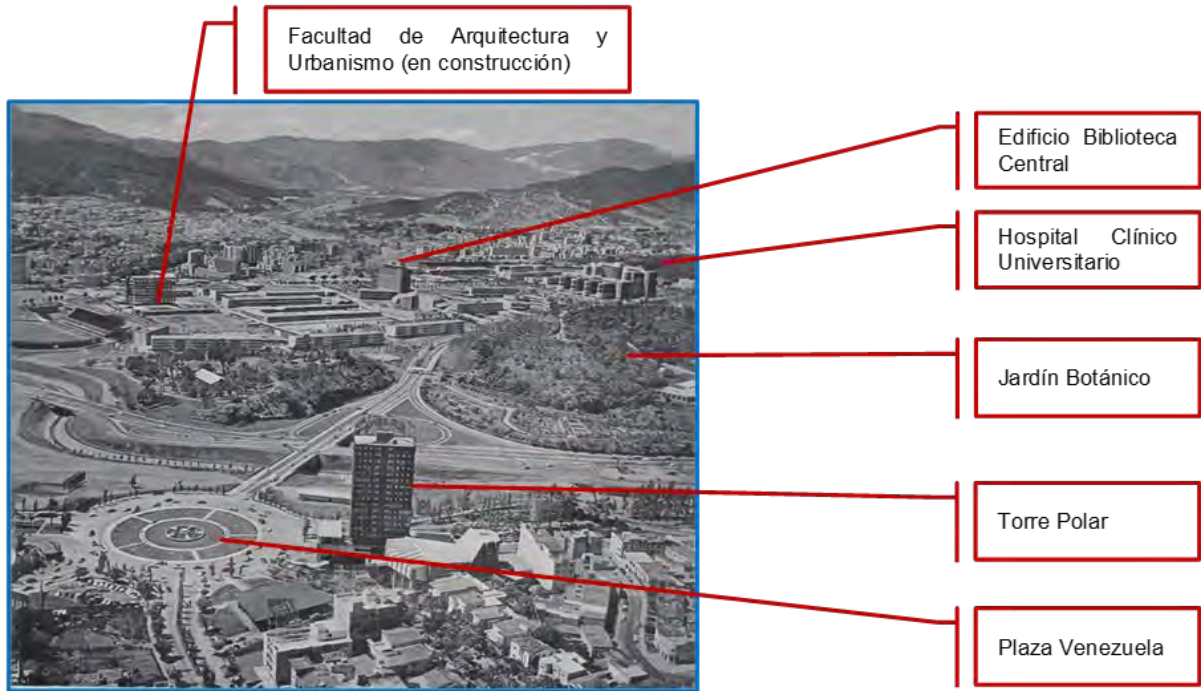
En la Figura 0.28 se muestran los trabajos de canalización del río Guaire, en el área de Colinas de Bello Monte, en el año 1953.



Figura 0.28

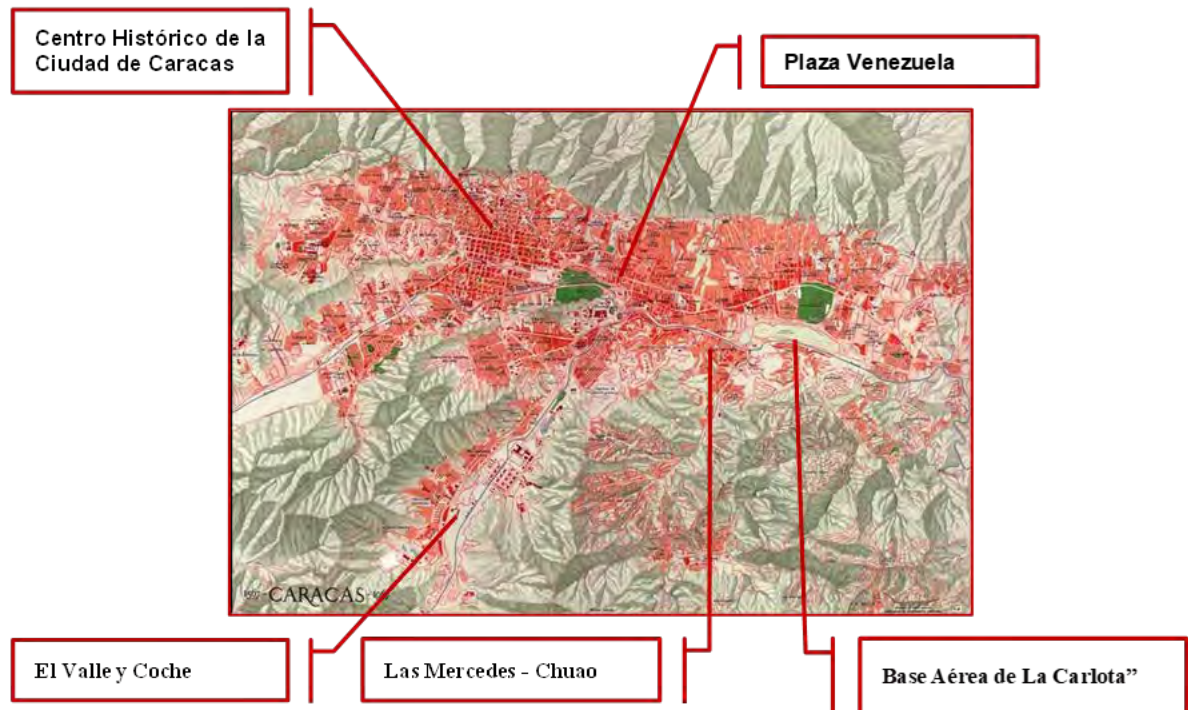
Autopista Francisco Fajardo, a la altura de Bello Monte.

En la Figura 0.29 se muestra el avance en la construcción de la Universidad Central de Venezuela en el año 1954. Se indican algunos de sus edificios emblemáticos y del contexto urbano inmediato. En la Figura 0.30 se presenta la expansión, crecimiento y la densificación de la ciudad en diferentes direcciones para el año 1969. En el año 1975, se realizó la modificación de la Ordenanza de Zonificación del Municipio Sucre del Estado Miranda, que permitió la construcción de las nuevas urbanizaciones en el sur este de la ciudad y entre otras a lo largo del actual Boulevard de El Cafetal.



Vista aérea del avance en la construcción de la Universidad Central de Venezuela en el año 1954.

Figura 0.29



Plano de Caracas para el año 1969. Se observa la expansión de la ciudad en varias direcciones y su densificación.

Figura 0.30

0.5.10 Construcción del Metro de Caracas

La propuesta del Metro de Caracas, fue planteada inicialmente en el año 1947, cuando se consideró la posibilidad de construir en la ciudad un sistema de transporte masivo. Para esa fecha la ciudad ya contaba con una población superior a un millón de habitantes, y se podía prever el posible congestionamiento vehicular. En el año 1954 se propone la construcción de un sistema de transporte masivo del tipo monorriel que se desplazaría en la ciudad a todo lo largo del río Guaire, en una estructura elevada. En el año 1958 la Comisión de Ornato y Mejoramiento de Caracas, recomendó la creación de la oficina especial que se dedicaría al estudio y elaboración de un proyecto de subterráneo para la ciudad y en 1959, el Banco Mundial consideró por primera vez el transporte urbano refiriéndose a Caracas, como un problema que debía solucionarse en favor del crecimiento económico del país (C. A. Metro de Caracas, 1982; C. A. El Diario de Caracas, 1983).

En 1960, Maurice Rotival y Asociados, contratados por el Centro Simón Bolívar elaboran una tesis de desarrollo para el casco central de la ciudad recomendando la perentoria necesidad de un sistema de transporte masivo de alta capacidad. En 1963, el Ministerio de Obras Publicas - MOP, elaboró un estudio sobre el tránsito en Caracas, elaborando el plan de vialidad superficial y otro cuyo eje sería el sistema Metro.

En el año 1974, el anteproyecto desde La Hoyada hasta Chacaíto, es concluido, y se procede a contratar la obra con dos firmas venezolanas. En ese mismo año, y cuando ya era inminente la aprobación definitiva de la construcción de la primera línea del sistema, surge una alternativa propuesta al Ejecutivo el “aerocarril”, un sistema Metro es de estructura elevada que se construiría a lo largo de toda la ruta de la línea Catia – Petare. Se produce un debate público que llega al Colegio de Ingenieros de Venezuela, el cuál en Asamblea General realizada en agosto de 1974, desecha la idea del “aerocarril”.

En 1975, el Presidente de la República anuncia la construcción de la línea Catia – Petare del Metro, iniciando las obras por el oeste de la ciudad. El Ejecutivo da por concluido el análisis del proyecto Metro en su primera línea y solicita al Congreso, en octubre de 1975, la aprobación de la Ley de Financiamiento correspondiente. En noviembre de ese año, se hace el llamado a licitación de las obras civiles de la etapa comprendida entre el parque El Calvario y La Hoyada. El día 30 de septiembre de 1976, se inició la construcción masiva del Metro de Caracas, en el sector oeste de la ciudad

El día 08 de Agosto de 1977, se funda la Compañía Anónima Metro de Caracas. El 28 de septiembre se inicia la perforación de túneles desde la trinchera de Gato Negro, en ruta al Oeste por debajo de las avenidas Sucre, España y El Atlántico. En 1978 se efectúa la demolición del antiguo Cuartel Urdaneta para dar paso a la construcción del patio y talleres de la línea de Catia a Petare. En 1979 se concluyen las estructuras de las estaciones Propatria, Pérez Bonalde, Plaza Sucre, Gato Negro y Colegio de Ingenieros. Se inicia la construcción de las estaciones Caño Amarillo, Capitolio, La Hoyada, Parque Carabobo, Plaza Venezuela, y Sabana Grande. En 1982 se termina la construcción del edificio de Control de Operaciones del sistema Metro de Caracas, se continúan las obras en construcción y se concluye el tramo de Propatria a Chacaíto. El día 02 de Enero de 1983, se inaugura la obra y entra en servicio público el día 03 de Enero la Línea 1, en el tramo de Propatria hasta La Hoyada. La construcción de la obra continuó en forma progresiva (Estaciones Chacaíto, Dos Caminos, Petare) y luego se inaugura la Línea 2 en el recorrido Ruiz Pineda y Caricuao a Capitolio, además de la Línea 3 que recorre desde el Valle hasta la Plaza Venezuela.

Fue de gran importancia para el área metropolitana, el impacto de la construcción del Metro de Caracas, al cambiar el medio de transporte de una cantidad elevada de sus ciudadanos e incorporar nuevos espacios a la comunidad para su disfrute y esparcimiento (boulevard de Sabana Grande, boulevard de Catia y los espacios exteriores entorno a las estaciones del sistema de transporte, entre otros).

En la Figura 0.31 se muestran las tres líneas en funcionamiento y en operación comercial del Sistema Metro de Caracas, en el año 1992. Las líneas segmentadas indican otras líneas o rutas en construcción que conectarían los cinco Municipios que conforman el AMC.



Caracas para el año 1992. Principales líneas del Sistema Metro. **Figura 0.31**

0.6 Grandes distribuidores viales del Área Metropolitana de Caracas

Se presenta una breve descripción sobre los grandes distribuidores construidos durante varias décadas en la ciudad de Caracas. Debido a su antigüedad (año de construcción) y años de servicio, conviene evaluar su posible vulnerabilidad sísmica, tomando en cuenta que fueron construidos con normas de cálculo antiguas, válidas para su época, pero que no disponían de los conocimientos y avances que se tienen en la actualidad en ingeniería vial y sismo resistente. En el Capítulo 14 de este Libro se evalúa la vulnerabilidad sísmica de los principales puentes de la ciudad.

0.6.1 Distribuidor “El Pulpo”

El distribuidor vial “El Pulpo” fue una de las primeras obras viales de envergadura ejecutada en la ciudad de Caracas. De acuerdo a la información de la época, el proyecto fue realizado por el Ministerio de Obras Públicas–MOP a mediados de la década de los años 1950 (Presidente Marcos Pérez Jiménez) y la obra se inició en Septiembre de 1958 (Presidente Wolfgang Larrazábal), pero durante la construcción, hubo dificultades tales como las condiciones urbanas, el tráfico intenso y las obras hidráulicas requeridas para canalizar los ríos El Guaire y El Valle que se encuentran en la Urbanización Bello Monte sobre los estribos de la obra. El Distribuidor “El Pulpo”, fue inaugurado en forma progresiva por etapas y se culminó en 1961 (siendo presidente Rómulo Betancourt) (Fundación Arquitectura y Ciudad, 2017).

En su diseño y trazado los tramos viales bordean los terrenos de la antigua “Hacienda Ibarra”, que había sido adquirida por el MOP para la construcción de la nueva sede de la Universidad Central de Venezuela. El trazado del Distribuidor “El Pulpo” bordea los espacios del Estadio de Beisbol y del Estadio Olímpico de la universidad, como se muestra en la fotografía aérea de la Figura 0.32



Figura 0.32

Vista aérea del Distribuidor “El Pulpo”.

La fotografía de la Figura 0.33 muestra una vista inferior de una porción del Distribuidor “El Pulpo”, debajo de la Autopista del Este en dirección al este de la ciudad.



Se observa el tramo elevado que permite la conexión de la autopista Francisco Fajardo (Este) con dirección a la Autopista Valle Coche (Sur Oeste).

Figura 0.33 Vista parcial de la Autopista Francisco Fajardo Distribuidor “El Pulpo”.

Se estima que este distribuidor vial, de concreto armado, tiene una longitud de 8 kilómetros de recorrido y permite la conexión del flujo de vehículos que viene del centro de la ciudad en dirección a la Universidad Central de Venezuela y la Plaza Venezuela; se puede continuar en dirección al Este de la ciudad, así como en dirección a la Autopista Caracas – Valencia y de igual manera en sentido contrario. Permite también conectar con las urbanizaciones del Sur (Santa Mónica, Los Chaguaramos, Los Rosales, El Valle, Coche) y continuar luego en dirección a la Autopista del Este y en dirección a la Autopista Caracas – La Guaira, así como en sentido contrario.

0.6.2 Distribuidor “La Araña”

El Distribuidor “La Araña”, inició su construcción el 15 de junio de 1962 (durante la Presidencia de Rómulo Betancourt) y fue inaugurado el 12 de marzo de 1968 (durante la Presidencia de Raúl Leoni) (Buffone, 2023). El conjunto de rampas de esta obra, de concreto armado, ubicada en el Oeste de la ciudad de Caracas; permite la conexión vial sin interrupciones de:

- Caracas con la autopista Caracas - La Guaira, en dirección al Aeropuerto Internacional “Simón Bolívar” de Maiquetía, el Puerto de La Guaira y las ciudades del actual Estado La Guaira.
- Desde la autopista Caracas La Guaira con dirección a la autopista del Este, y mediante el túnel de El Valle se conecta con la autopista de El Valle–Coche en ambos sentidos, y de allí con la Autopista Caracas – Valencia.
- Con dirección al Oeste de Caracas en dirección a los sectores de Antímano, Montalbán y Caricuao, en ambos sentidos.
- Con dirección a la Urbanización El Paraíso, el Centro y el Este de la ciudad de Caracas y desde allí la conexión al oriente y sur del país, en ambos sentidos.

La fotografía de la Figura 0.34 muestra una vista aérea del Distribuidor “La Araña” el cual permite al usuario dirigirse, de manera fluida en diferentes direcciones dentro de la ciudad.



Vista aérea del Distribuidor “La Araña”.

Figura 0.34

0.6.3 Distribuidor “El Ciempies”

El proyecto del distribuidor “El Ciempies” fue realizado por el Ministerio de Obras Públicas, inició su construcción en el año 1970 (durante la Presidencia de Rafael Caldera) y fue inaugurado el 23 de julio de 1972 (Wikipedia, 2023). La Figura 0.35 muestra un tramo del Distribuidor “El Ciempies”, la imagen corresponde a la vía elevada de enlace desde la Avenida Andrés Galarraga en dirección a la Autopista de Prados del Este (al Sur Este de la ciudad) frente al Centro Comercial Ciudad Tamanaco.



Figura 0.35 Distribuidor “El Ciempies”, vía elevada de dos canales desde Chacao a la Autopista Prados del Este.

Este distribuidor vial de concreto armado permite el empalme de dos de las vías más importantes de la capital venezolana, la autopista del Este y la autopista de Prados del Este, ya que anteriormente había que cruzar la Urbanización Las Mercedes para lograr la conexión entre ambas vías.

En el sentido Norte-Sur es atravesado por la Avenida Andrés Galarraga y facilita la comunicación entre los Municipios Chacao y Baruta, ambos al noroeste del Estado Miranda.

Para soportar el elevado flujo de tránsito que se tenía estimado a finales de la década de 1960, el recorrido en los tramos principales del distribuidor vial se realiza en vías de cuatro (4) canales y vía de servicio (doble hombrillo) a ambos lados. Es tan elevado el volumen de vehículos que circulan en este distribuidor vial, que hay momentos en los cuales se sobrepasa su capacidad de desplazamiento y se reduce en forma considerable su velocidad en los tramos principales elevados.

0.6.4 Segundo Piso de la Autopista del Este

Esta obra de ampliación fue construida e inaugurada por el MOP en el mes de abril de 1973. La nueva vía de concreto armado tiene 1.185 metros de longitud y un ancho de 27 m, con una capacidad de 5.000 vehículos por hora.

Originalmente la denominada Autopista del Este, luego Autopista “Francisco Fajardo” y actualmente “Cacique Guaicaipuro”, solo tenía dos canales de circulación y un canal de servicio (hombrillo) en cada sentido. Esta ampliación fue construida con la finalidad de disponer de otros canales de circulación en ambos sentidos, para ampliar la cantidad de vehículos que se desplazaban en dirección al Centro, Este y al Oeste de la ciudad de Caracas.

La Figura 0.36 presenta los avances de los trabajos de construcción del 2do. Piso de la Autopista del Este en los primeros años de la década de los años 1970. Esta autopista se puede considerar como la vía rápida más importante de la ciudad de Caracas. Sin embargo, a la presente fecha es insuficiente por el gran volumen de vehículos que se desplazan. Se recomienda poner en práctica el anteproyecto existente para la construcción de una vía alterna, en ambos sentidos este-oeste, que estaría ubicada más al sur sin ingresar al tráfico local de la ciudad de Caracas.



Trabajos de construcción del segundo piso de la Autopista del Este (hoy Cacique Guaicaipuro) en la década de los 70.

Figura 0.36

0.6.5 Avenida Boyacá o Cota Mil

La Avenida Boyacá o la Cota Mil es una vía rápida perimetral que se encuentra ubicada al norte de Caracas y recorre la ciudad desde la Avenida Baralt al oeste en dirección al este hasta llegar al Distribuidor de Petare, y de igual manera en sentido contrario, con una longitud aproximada de 14 kilómetros. La construcción fue ejecutada en forma progresiva. El primer tramo desde la Urbanización San Bernardino hasta la Urbanización La Castellana, se inició aproximadamente en 1964 y se culminó en 1968 (Fundación Arquitectura y Ciudad, 2017). La vía se desarrolla y conserva el trazado de la topografía del área de montaña del Cerro El Ávila, ahora denominada “Waraira Repano” según la lengua indígena.

En 1971, se pone en servicio con motivo del 152 aniversario de la batalla de Boyacá que selló la Independencia de la República de Colombia, una nueva etapa de la Cota Mil renombrándola como Avenida Boyacá. El tramo construido tiene 6 km de longitud, une las urbanizaciones La Castellana con El Marqués, con accesos en La Castellana, Altamira, Sebucán, Boleíta y El Marqués. Incluye en su trazado dos estructuras elevadas el viaducto Adolfo Ernest (que pasa sobre Los Chorros) y el viaducto Altamira.

La Avenida Boyacá permite la conexión con la Autopista “Gran Mariscal de Ayacucho” en dirección a las ciudades de Guarenas y Guatire, y luego continúa en dirección a la región oriental y a la región sur del país. De igual manera, la vía permite la conexión con las Urbanizaciones La California y El Llanito del Municipio Sucre. En dirección Oeste – Este (y en sentido contrario) de la ciudad esta vía presenta varios distribuidores, construidos de concreto armado, los cuales son: Urbanización Maripérez, Urbanización La Florida – Municipio Libertador, Urbanización La Castellana, Urbanización Altamira–Municipio Chacao, Urbanización Los Chorros, Urbanización El Marques, Urbanización La Urbina–Municipio Sucre. La fotografía de la Figura 0.37 presenta los trabajos de construcción de los viaductos ubicados sobre el sector Noreste de la ciudad denominado “Los Chorros”.



**Construcción de los viaductos sobre el sector
Los Chorros en la Avenida Boyacá.**

Figura 0.37

El tramo final de esta importante vía de la ciudad se encuentra todavía en construcción (obra paralizada) y corresponde a la prolongación de la Avenida Boyacá y su conexión mediante un túnel con la Autopista Caracas–La Guaira. Se encuentra también paralizada la construcción del distribuidor de la avenida Baralt, que permitiría el uso de este enlace a los vehículos que circulen en dirección al norte y conectan con la Autopista Caracas La Guaira, o la circulación en dirección al este de Caracas. De igual manera, esta solución va a permitir la circulación por esta vía rápida de los vehículos que vienen desde la ciudad de Guarenas o la región oriental, y desean seguir en dirección a la Autopista Caracas-La Guaira, sin la necesidad de ingresar a la ciudad de Caracas.

0.7 Situación actual del AMC en Noviembre del año 2023

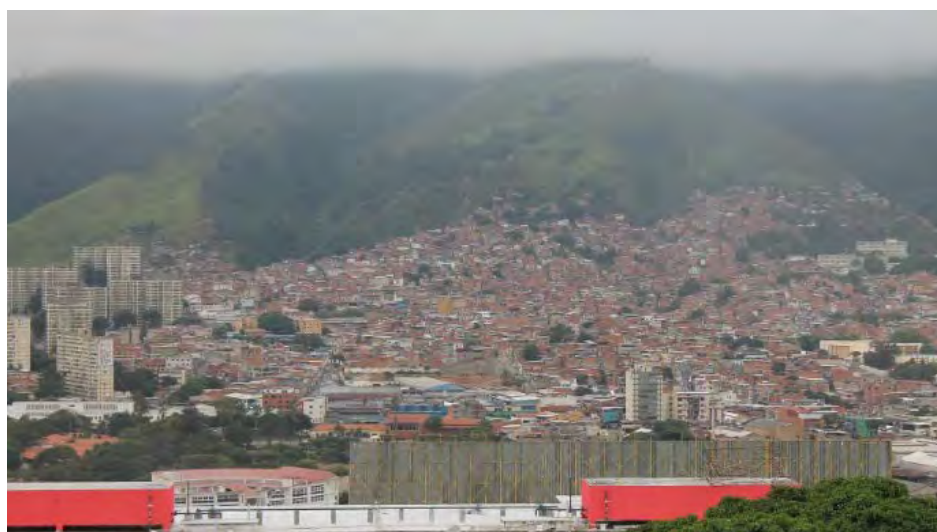
El Área Metropolitana de Caracas, abarca los territorios del Municipio Libertador del Distrito Capital y los Municipios Baruta, Chacao, El Hatillo y Sucre del Estado Miranda, con una población de 2.904.376 habitantes según el Censo del año 2011. Al considerar la Gran Caracas se incluye además el Estado La Guaira, y los Municipios Plaza (Guarenas), Zamora (Guatire) y Guaicaipuro (Los Teques y San Antonio de los Altos) del Estado Miranda, que se extiende en parte de 3 Estados y cuenta con una población de 5.015.072 habitantes siendo la zona más poblada del país. Comprende un área de 810 km² y con una densidad de 10.875 habitantes/km². Varios estudios afirman que este número puede haberse reducido por las situaciones complejas que han ocurrido en los últimos años en el país (estas informaciones y datos pueden variar o presentar diferencia de acuerdo a la fuente consultada).

A mediados de la década de los años 1940 hasta 1955, tomando en cuenta la situación económica favorable del país por la actividad petrolera, el crecimiento y expansión de la ciudad, la demanda de bienes, viviendas y servicios básicos, se produce el aumento importante de la densidad de población y de su área urbanizada en el AMC. Una cantidad significativa de las familias que vivían en área del

Centro Histórico de la ciudad o en la Urbanización El Paraíso, buscan establecerse en las nuevas urbanizaciones que son construidas en dirección al Este de Caracas. En este sentido el Estado venezolano, genera una concentración importante de inversión económica, para la expansión y modernización del AMC. Esta inversión se traduce en la construcción de nuevas obras civiles y de vialidad, de igual manera favorecidas al disponer de una mano de obra calificada extranjera y nacional, lo cual era conveniente para reducir los tiempos de ejecución. Un detalle importante es que la gran mayoría de estas obras civiles, se realizó en forma aislada y sin una visión global de planificación general de toda la ciudad (demanda de servicios básicos).

Por otro lado, una cantidad importante de personas “salen del campo”, abandonan la actividad agrícola y vienen a la ciudad en la búsqueda de una oportunidad para mejorar su calidad de vida. Todos los factores anteriores tienen una incidencia directa en el aumento de la población en el AMC, pero además se genera un déficit de viviendas y de espacios. Surgen áreas de urbanismos sin control (zonas de ranchos), ubicadas principalmente en las laderas desocupadas de la ciudad. Algunas fuentes indican que, en los barrios populares de Caracas vive una cifra aproximada de 2 millones de personas. Por medio de trabajos de campo se ha podido determinar que estas edificaciones presentan condiciones elevadas de vulnerabilidad sísmica (Ver Capítulos 5 y 10).

En la fotografía de la Figura 0.38 se presenta una vista parcial de la ocupación de un sector de un “urbanismo sin control”, conformado en forma predominante por viviendas unifamiliares, en toda la ladera de la montaña del Ávila o “Waraira Repano”, al norte de la ciudad de Caracas.



**Vista parcial del sector “Ruperto Lugo” y “Los Frailes de Catia”
ubicados al norte de la Avenida Sucre de Catia.**

Figura 0.38

En la Figura 0.39, la fotografía permite apreciar un grupo de viviendas populares en Catia, de 3 o 4 niveles estructurales, pareadas, con diferentes configuraciones geométricas en planta y elevación, que presentan colindancia, sin cumplir con las normas de construcción ni con los retiros mínimos con respecto al borde del muro.

En la Figura 0.40 se observa el escalonamiento vertical invertido de la edificación y la ausencia de los elementos estructurales (columnas, vigas) de una vivienda popular ubicada en el Sector El Valle, construida en forma “empírica”, sin el cumplimiento mínimo de normas de construcción.



Figura 0.39 Viviendas populares ubicadas en Catia, cerca del borde del muro.



Figura 0.40 Edificación de vivienda popular, construida en forma empírica.

Las evaluaciones técnicas realizadas en las viviendas populares en estas áreas, indican que en su mayoría están construidas con pórticos poco definidos (secciones de columnas pequeñas, sin vigas altas en dos direcciones, sin losas de entrepiso bien construidas), con paredes portantes de mampostería (con bloques de arcilla o bloques de concreto). Se pudo apreciar la ausencia de elementos de confinamiento o refuerzos en los cerramientos exteriores e interiores, solo algunas de ellas cuentan con elementos de concreto armado (machones y vigas de corona), necesarios para aportar el confinamiento a las paredes.

En la década de los años 1950, hubo varios intentos para controlar el crecimiento anárquico de la ciudad. Entre 1954 y 1957, la acción más importante fue ejecutada durante el gobierno de Pérez Jiménez, con el desalojo y la demolición de las viviendas populares ubicadas en las laderas del oeste de la ciudad, al sur de la Avenida Sucre, y se construyó un conjunto de super bloques de nuevas viviendas, el cual luego fue denominado como la urbanización “23 de Enero”.

Al ocurrir el terremoto del año 1967, los asentamientos informales eran escasos al comparar con los que podemos observar ahora, cincuenta y seis años después. Para 1967, la mayoría de las viviendas informales tenían uno o dos pisos de altura. En la actualidad, estas pueden alcanzar hasta 5 o 6 pisos. La posibilidad cierta de ocurrencia de un nuevo evento sísmico, podría tener consecuencias catastróficas en las viviendas informales, como se discute en los Capítulos 5 y 10 de este Libro. Por tal motivo resulta necesario que las autoridades locales, regionales y nacionales, desarrollen un plan

de “Reducción de la Vulnerabilidad Sísmica de los Urbanismos Informales”, que en conjunto con La Gran Misión Vivienda Venezuela conduzcan a desarrollar viviendas seguras ante los terremotos.

Dentro de las actividades a realizar es importante agregar la reparación y ampliación de la red vial local y de transporte dentro de los urbanismos informales. En el caso de ocurrir un evento sísmico u otro evento adverso, se requiere que vehículos y equipos de rescate de bomberos, protección civil u otro organismo de seguridad, puedan prestar su atención y respuesta en forma eficiente en el sitio.

En los capítulos 8 al 13 de este Libro, se examina en detalle el riesgo de las edificaciones de la ciudad y se dan recomendaciones para reforzar las construcciones más vulnerables. Los puentes y distribuidores viales de mayor antigüedad están también en riesgo, como se demuestra en el Capítulo 14. La interrupción de la circulación en alguno de los distribuidores viales, además de impedir la operación de los servicios de emergencia, puede perturbar significativamente la actividad económica, social y pública de la ciudad. En este sentido podemos recordar los siguientes eventos:

- Las situaciones en el tráfico de la ciudad que se presentaron en el año 2005 y 2006 con la caída del Viaducto # 1 de la Autopista Caracas – La Guaira.
- El elevado congestionamiento de tráfico que se presentó en la ciudad de Caracas, al momento de realizar trabajos de mantenimiento de las juntas de construcción de los puentes del viaducto de la Avenida Boyacá–Cota Mil, (sin circulación de vehículos durante varios días) a finales de la década en los años 1997-1998.

Se recomienda dar inicio a un “Plan Nacional de Prevención ante Amenaza Sísmica”, tomando en cuenta las recomendaciones y los proyectos piloto de refuerzo estructural que puedan ser multiplicados en toda la ciudad y que se presentan en este Libro. Las autoridades deben tomar en cuenta que los trabajos, materiales, especificaciones y acabados finales indicados en los Proyectos de Rehabilitación Integral (Refuerzo Estructural y Reparación General), no deben ser modificados, sin recibir la debida y en forma escrita autorización, por parte de los profesionales que desarrollaron los proyectos. Cualquier modificación o cambio que se ejecute fuera del proyecto original, hace responsable de sus consecuencias a las personas que ejecuten dichos cambios y a los que ejecutan los trabajos de construcción de la obra.

La amenaza sísmica controla el diseño y cálculo de las nuevas edificaciones, de las obras civiles y de vialidad. Los Arquitectos al momento de iniciar un nuevo proyecto, deben tomar en cuenta que sus decisiones de diseño, ubicación de accesos, aspectos de funcionamiento, volumetría y relaciones espaciales, determinan la forma, dimensiones, la ubicación y la modulación de los elementos estructurales, los núcleos de circulación y elementos no estructurales de la edificación, los materiales de construcción y los acabados finales, así como su relación con las edificaciones adyacentes. Dado que todos estos elementos determinan el comportamiento sísmico de una edificación, se sugiere utilizar formas y volúmenes regulares, evitar irregularidades geométricas en planta y en elevación, con el fin de promover el “diseño de edificaciones sismo resistente”, de igual forma conviene considerar el uso de juntas de construcción para separar los volúmenes (Guevara, 2012).

Los llamados eventos adversos o “desastres” son en realidad una **construcción social**; son la consecuencia de las decisiones que toma una sociedad y sus autoridades. Es decir, el peligro que representan los eventos sísmicos está presente, nuestra responsabilidad como Ingenieros o Arquitectos es identificarlos y tomar acciones de prevención. Para que esa amenaza se traduzca en un riesgo, es decir, para que potencialmente pueda generar daños y cobrar vidas, la sociedad tiene

que ser vulnerable, y es justamente en esa materia donde podemos actuar mediante la prevención. Es decir, cumpliendo con las normas técnicas en las nuevas obras civiles y reforzando las construcciones antiguas más vulnerables, de acuerdo a lo establecido en las normas de construcción vigentes. En el caso de Venezuela se debe cumplir con los aspectos establecidos en la Norma COVENIN 1756 Edificaciones Sismorresistentes, del año 2019 y publicada en la Gaceta Oficial Nro. 111 de fecha 02 de Julio de 2021.

0.8 Conclusiones y Recomendaciones

- Desde su fundación el 25 de julio de 1567 la Ciudad de Caracas y luego, el Área Metropolitana de Caracas, a lo largo de su historia ha resultado afectada por 5 eventos sísmicos destructores en los años 1641, 1766, 1812, 1900 y 1967. Esta historia debe servir de reflexión a las autoridades y a la población, a fin de prepararse ante el evento sísmico que ocurrirá en algún momento, durante los próximos años.
- Una cantidad importante de las edificaciones y obras de vialidad de la ciudad de Caracas, fueron diseñadas y construidas con normas de cálculo menos exigentes que las normas actuales, y es conocido que son vulnerables ante los terremotos. Por tanto, se hace necesario una evaluación técnica de las construcciones más antiguas y el reforzamiento de las más vulnerables a fin de garantizar un desempeño sísmico adecuado.
- El mayor número de edificaciones en Caracas son construcciones empíricas, viviendas populares, hechas sin seguimiento estricto de normas técnicas y son vulnerables a los terremotos, lo cual constituye el mayor riesgo de pérdida de vidas y de daños materiales en la ciudad.
- El Estado Venezolano, en los próximos años debe invertir recursos económicos e impulsar el “Plan Nacional de Prevención ante la Amenaza Sísmica”, para el refuerzo estructural de las edificaciones en general y la protección de la población.

0.9 Referencias

Arraiz, R. (2023) Caracas, Historia de una Ciudad (1567 a nuestros días). Depósito legal ISBN 978-9806476-56-1. Editorial Artesa

C.A. Metro de Caracas (1982), el Metro de Caracas, Depósito Legal IF-82-3791, Editorial Arte.

C.A. El Diario de Caracas (1983), el Metro de Caracas, Segundo Cuerpo - Edición Especial, 02 Enero de 1983.

Gasparini G. y Posani J. P. (1998), Caracas a través de su Arquitectura, Armitaño Editores, C.A., ISBN-980-216-163-2, Segunda Edición.

FAU-UCV (1985). Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Curso Urbanismo e Historia de la Arquitectura Moderna III, documentos y notas personales de Rafael González.

Altez A. y Rodríguez J. A. (2009). Catálogo Sismológico Venezolano del Siglo XX, Tomo I y Tomo II, FUNVISIS, ISBN 978-980-6069-14-5.

FUNVISIS (2017). Museo Sismológico de Caracas, Edición Conmemorativa, Página 9, ISBN 978-980-6069-34-3, Textos Cristóbal Griman.

Fundación Arquitectura y Ciudad (2017). <https://fundaayc.com/>. Consultada en octubre 2023.

Grases J. (2006), El Terremoto del 21 de octubre de 1766. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. Vol LXVI, Nos 1-2, Enero-Junio 2006.

Guevara Pérez, T. (2012), Configuraciones Urbanas Contemporáneas en Zonas Sísmicas, Fondo Editorial Sidetur, Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela, Marzo de 2012. ISBN 978-980-6403-74-1.

Buffone M. (2023), @MarioBuffone70, Cuenta en X o Twitter.

Meneses, G. (1967), El Libro de Caracas, Consejo Municipal del Distrito Federal, Diciembre de 1967, Edición Especial.

Mocquet, A. (2007). Analysis and interpretation of the october 21,1766 earthquake in the Southeastern Caribbean. Université de Nantes, Nantes Atlantique Universités, CNRS, Laboratoire de Planetologie et Geodynamique, /UMR 6112 UFR des Sciences et des Techniques, 2 rue de la Hoissinière, BP 92208, 44322 Nantes Cedex 3, France.

Wikipedia (2023). Distribuidores Viales de la Ciudad de Caracas. es.m.wikipedia.org. Consultado en el año 2023.

Anexo A / Autores de figuras (fotos y mapas)

Figura	Figura / Publicado por / Autor
0.1	Plano de la ciudad de Caracas Año 1578 / Meneses, Guillermo 1967, Pag 14.
0.2	Plano de la ciudad de Caracas Año 1578 / Gasparini G. y Posani, J.P. -1998, Pag 8.
0.3	Planta Arquitectura de la Iglesia y Convento de San Francisco y Fachada Principal / Gasparini G. y Posani, J.P. -1998, Página 119 y página 124.
0.4	Distribución de parcelas en dos manzanas del Centro Histórico de Caracas / Gasparini G. y Posani, J.P. - 1998, Página 09
0.5	Fachada del edificio de la Universidad Central de Venezuela / Fuente: Archivo Histórico de Miraflores / Fotografía Autor: Desconocido.
0.6	Plano de la ciudad de Caracas Año 1870 / Gasparini G. y Posani, J.P. -1998, Pag 174.
0.7	Nomenclatura de esquinas y avenidas de Caracas. Autor: Elizabeth Raven
0.8	Mapa del recorrido del Ferrocarril Caracas – La Guaira en 1932. Fuente: Twitter o X Publicación de Colegio de Ingenieros de Venezuela – CIV @CIVoficial, Octubre 2022.
0.9	Mapa de Isosistas Terremoto del año 1766, José Grases 2006, Página 18.
0.10	Fachada de “casas antisísmicas” en la Urb. El Paraíso / Gasparini G. y Posani, J.P., 1998, Página 268
0.11	Mapa de Isosistas Terremoto del año 1967, FUNVISIS 2009, Página 378.
0.12	Mapa de daños en la Urbanización Los Palos Grandes / FUNVISIS, Comisión Presidencial del Sismo de Caracas 1967
0.13	Fachada del edificio del Instituto Sismológico Nacional, Observatorio Cagigal, Caracas / Fuente: Rafael González B.
0.14	Vista de Sabana Grande año 1910 / Fuente: Twitter o X, Publicación de Colegio de Ingenieros de Venezuela – CIV @CIVoficial, 08 Mayo 2023.

0.15	Plano de Caracas año 1930 / Fuente: guíaccs.com, Caracas a través de sus planos, Iván González Viso, Federico Vegas y María Isabel Peña.
0.16	Teatro Nacional / Fuente: Google / Publicaciones de: arquitecturavzl.wixsite.com, 2017 y desdelaplaza.com/ Modificadas por Elizabeth Raven, 2023
0.17	Museo de Bellas Artes y Museo de Ciencias/ Fuente: Google / Publicación de: iamvenezuela.com, 04 - 2015
0.18	Plano de Caracas año 1930 – Terrenos propuestos para construir la UCV / Fuente: Documentos de Historia de la Arquitectura Moderna III, FAU / UCV 1985, elaborado por Rafael González B.
0.19	Vista parcial de la Urbanización “El Silencio” / Fuente: Rafael González B.
0.20	Centro Simón Bolívar / Fuente: Google / Publicaciones de: diariovea.com.ve, 05-12-2021 y lacssquenoseve.blogspot.com, 04-2016. Recortadas por Elizabeth Raven.
0.21	Conjunto Parque Central / Fuente: Google / Publicaciones de: guiaccs.com, Zona1, obra 69.
0.22	Complejo Cultural Teresa Carreño / Fuente: Google / Publicación de: lamananadigital.com y venezuelatuya.com / Recortadas por Elizabeth Raven
0.23	Centros Comerciales / Fuente: Google / Publicaciones de: facebook.com (La Casa 22), caracasciudadvertical .wordpress.com 29-12-2020 y minube.com.ar (Foto: Dagoberto Bastardo) / Recortadas por Elizabeth Raven
0.24	Vista de la Plaza Altamira en los años 1940 / Fuente: Google / Publicación de: Arquitecturayempresa.es
0.25	Plano regulador de Caracas Año 1950 / Fuente: guíaccs.com, Caracas a través de sus planos, Iván González Viso, Federico Vegas y María Isabel Peña.
0.26	Construcción de la Avenida Urdaneta en Año 1950 / Fuente: Twitter o X, Publicación de @Caracascuéntame, Diciembre 2022. Fotografía Autor: Desconocido
0.27	Construcción de la Avenida Urdaneta en Año 1952 / Fuente: Twitter o X / Publicación del Colegio de Ingenieros de Venezuela – CIV, @CIVoficial, Octubre 2022. Fotografía Autor: Desconocido
0.28	Canalización del Río Guaire en el año 1953 /Fuente: Twitter o X, Publicación de @Caracascuéntame, Diciembre 2022. Original de “El Nacional”, Fotografía Arq. Ricardo Rodríguez
0.29	Vista aérea de la construcción de la UCV /Fuente: Twitter o X / Publicación de Colegio de Ingenieros de Venezuela – CIV / @CIVoficial. Fotografía Autor: Desconocido
0.30	Plano de la ciudad de Caracas en 1969 / Fuente: Documentos de Urbanismo FAU / UCV 1984.
0.31	Plano de Caracas Líneas del Metro en año 1992 / Fuente: es.m.wikipedia.org / Wikipedia publicado 2017.
0.32	Vista aérea del Área Metropolitana de Caracas – Distribuidor “El Pulpo” / Fuente: Fundación Arquitectura y Ciudad, / Fundaayc.com, Marzo 2017. Fotografía Autor: Desconocido
0.33	Vista parcial de Autopista Francisco Fajardo – Distribuidor “El Pulpo”, Fuente: Rafael González B.
0.34	Vista parcial autopista Francisco Fajardo - Distribuidor “La Araña” / Publicación de @MarioBuffone70, Abril 2023
0.35	Vista parcial del Distribuidor “El Ciempiés”. / Fuente: Rafael González B.
0.36	Vista parcial construcción 2do piso autopista Francisco Fajardo Año 1970 / Fuente: Colegio de Ingenieros de Venezuela -CIV @CIVoficial / Fotografía cortesía de “El Nacional” / Ricardo Rodríguez B.
037	Vista parcial construcción viaducto en Avenida Boyacá / Fuente: X o Twitter. Fundación Arquitectura y Ciudad / Fundaayc.com Fotografía Autor: Desconocido
0.38	Vista parcial del sector “Ruperto Lugo” y “Los Frailes de Catia”, Parroquia Sucre, Catia, Caracas / Fuente: Rafael González B.
0.39	Vista parcial de viviendas unifamiliares ubicadas en el Sector Catia, Caracas / Fuente: Rafael González B.
0.40	Vista parcial de vivienda unifamiliar ubicada en el “El Valle”; Caracas / Fuente: Rafael González B.

Capítulo **I**

RIESGO SÍSMICO INTEGRAL



Gustavo Coronel Delgado y Oscar A. López

RESUMEN

El Área Metropolitana de Caracas (AMC) conformada por el Municipio Libertador del Distrito Capital y los Municipios Chacao, Sucre, Baruta y El Hatillo del Estado Miranda, está localizada en una zona de elevada amenaza sísmica lo cual se ha manifestado en terremotos del pasado como los de 1812, 1900 y 1967, por lo que es de esperar la ocurrencia futura de eventos destructores. La Ciudad ya no es la misma de aquellas épocas, ha crecido y se ha desarrollado tanto de manera formal como popular, encontrándonos hoy con muchas más construcciones expuestas a los terremotos, numerosas de ellas de elevada vulnerabilidad.

Se propone una metodología para evaluar el riesgo sísmico integral con base en la información recopilada en el Censo de Población y Vivienda, consistente en el tipo de vivienda, el material predominante de pared, año de construcción, número de pisos y la forma en planta y en elevación, además de datos socio-económicos como la condición de pobreza, grupos de edad, condición de discapacidad, dependencia y hacinamiento. Esta información es utilizada para caracterizar la vulnerabilidad física-estructural y socio-económica y se complementa con información local georreferenciada para caracterizar la falta de resiliencia urbana debido a la existencia o no de instalaciones de primera asistencia, espacios o instalaciones estratégicas, accesibilidad vial y servicios básicos.

Se definen indicadores de riesgo sísmico físico-estructural y de riesgo sísmico integral que permite tener una visión más amplia del problema a escala regional en las 32 parroquias del Área Metropolitana de Caracas (AMC), obteniendo como resultados que las parroquias de mayor riesgo físico son Petare y Sucre intercambiando su posición (Sucre y Petare) cuando se determina el Riesgo Integral. De las 32 parroquias 16 mantiene su posición de riesgo integral cuando se compara con el riesgo físico, 9 parroquias suben su nivel de riesgo relativo, específicamente San Agustín y Filas de Mariche suben dos niveles y Altigracia sube tres niveles, y 6 parroquias bajan su nivel de riesgo, específicamente Chacao y Leoncio Martínez bajan 2 niveles mientras San Pedro baja tres. Los resultados son presentados en mapas temáticos útiles para la toma de decisiones en la gestión del riesgo.

TABLA DE CONTENIDO

RIESGO SÍSMICO INTEGRAL	45
1.1 Participantes	47
1.2 Introducción.....	47
1.3 Datos del Censo de población y vivienda.....	48
1.4 Conceptualización del riesgo sísmico integral.....	49
1.5 Metodología propuesta.....	50
1.5.1 Indicadores del riesgo sísmico	50
1.5.2 Indicador de la amenaza sísmica.....	50
1.5.3 Indicador de exposición	51
1.5.4 Indicador de la vulnerabilidad física-estructural	52
1.5.5 Indicador de la vulnerabilidad socio-económica	56
1.5.6 Indicador de la falta de resiliencia urbana	57
1.6 Resultados de la Aplicación al Área Metropolitana de Caracas	59
1.7 Conclusiones	69
1.8 Referencias	70

1.1 Participantes

- Universidad Central de Venezuela (UCV): Misael Puerta, Adrián Hernández, Ricardo Pereira, Jonathan Pérez y Yeslín Azuaje.
- Instituto Nacional de Estadística (INE): Omar Martínez†, Niurka Cabrera, Graciela Fuentes, Ana Cañizales, Víctor González y Rafael Cadenas.

1.2 Introducción

En este capítulo se presenta una metodología para evaluar el riesgo sísmico, desde un enfoque integral, de las parroquias que conforman una ciudad a través de: 1) La caracterización de la amenaza mediante mapas de zonificación o microzonificación sísmica; 2) Información del Censo sobre las viviendas como: tipo de vivienda, material predominante de pared, año de construcción, irregularidades en planta y elevación y la altura; 3) Información socio-económica del Censo sobre la población y su entorno, tal como la condición de pobreza, edad, condición de discapacidad, dependencia y hacinamiento, y 4) Información local georreferenciada sobre las características urbanas como la existencia de instalaciones de primera asistencia, de instalaciones o espacios de uso estratégico post-desastre, la accesibilidad vial y servicios básicos vitales. Esta metodología es aplicada a las 32 parroquias del Área Metropolitana de Caracas (AMC) donde se dispone de la microzonificación sísmica (FUNVISIS, 2009; Schmitz *et al.*, 2011) y de información sobre el censo de población y vivienda (INE, 2011). En este capítulo se presenta tanto la metodología como los resultados obtenidos para el AMC.

Como antecedentes de evaluaciones de riesgo sísmico en Venezuela se puede decir que el trabajo de Grases (1986) fue una de las primeras iniciativas en la evaluación de daños, pérdidas y riesgo sísmico en el país. Luego un grupo de profesores y estudiantes del programa de planeamiento urbano de la universidad de Columbia publican el estudio de Caracas Resistente a Desastre, donde se presenta una evaluación cualitativa de la amenaza sísmica, de deslizamientos e inundaciones y se proponen medidas de mitigación (Columbia University, 2001). El Proyecto Ávila (IGVSB, 2003) desarrollado por varias instituciones venezolanas, surge como respuesta a la tragedia de Vargas de 1999. Se propuso un indicador de vulnerabilidad urbana donde el tema sísmico fue tratado simplifícadamente. Entre 2002 y 2005 se desarrolló el estudio sobre “El Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas” (JICA, 2005) en cooperación con FUNVISIS. Luego entre el 2005 y 2009 desde FUNVISIS se impulsa el proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas y Barquisimeto (FUNVISIS, 2009; Schmitz *et al.*, 2011) y se dan avances en caracterizar la vulnerabilidad de edificios mediante curvas de fragilidad (Hernández, 2009). Por otro lado, el Instituto de Protección Civil y Ambiente de Chacao (IPCA) junto a FUNVISIS llevan a cabo un estudio de la vulnerabilidad de los edificios del sector de los Palos Grandes (Safina *et al.*, 2009). Entre 2006 y 2011 se ejecuta el Proyecto de Reducción de Riesgo sísmico en Edificios Escolares de Venezuela con el impulso del IMME-UCV, FUNVISIS y FEDE (López, Marinilli y Coronel, 2015), donde se evalúan escuelas con distintos enfoques, López (2009), Marinilli *et al* (2012) y Coronel y López (2013).

En el 2012 se da inicio al Proyecto SismoCaracas coordinado por FUNVISIS con la participación del IMME y financiamiento del FONACIT. Uno de los primeros productos de este proyecto es una metodología de inspección de edificios y un procedimiento para el cálculo de índices de priorización

que se presenta en el Capítulo 2, basado en el Informe Técnico de FUNVISIS (López *et al.*, 2014) y en el trabajo de López, Coronel y Rojas (2014). La aplicación de esta metodología requiere de un esfuerzo para la capacitación de inspectores, el desarrollo de la inspección y la posterior revisión y sistematización. En vista de la dificultad en inspeccionar los cientos de miles de edificios de la ciudad, se decidió incorporar en el Censo de Población y Vivienda del 2011, varias preguntas asociadas con las características que condicionan la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, las cuales fueron acordadas previo al inicio del censo entre miembros del IMME, FUNVISIS y el INE. Posteriormente y en el marco del proyecto SismoCaracas se concreta en el 2013 un convenio entre FUNVISIS y el INE con la finalidad de evaluar el riesgo sísmico a partir de la información recopilada en el Censo del 2011. A partir de esta información se desarrolla una propuesta inicial para determinar indicadores de riesgo sísmico integral (Coronel *et al.*, 2014) que luego fue detallada y aplicada al AMC (Coronel y López, 2015), obteniendo resultados preliminares que posteriormente fueron comparados (Hernández y Puerta, 2016), estos últimos antecedentes son la base de este capítulo, el cual contiene descripción y actualización de la metodología y los resultados de su aplicación al AMC.

1.3 Datos del Censo de población y vivienda

El censo nacional está compuesto por dos estructuras de datos: 1) el Registro de Unidades Inmobiliarias (RUI) que se ejecuta previo al censo, y 2) el Cuadernillo del Censo de Población y Vivienda (INE, 2011). En el 2010 como parte del esfuerzo de este estudio se logró incorporar en el RUI la identificación de la forma en planta y la forma en elevación de los edificios y en el cuadernillo el Año de Construcción de la Vivienda (Figura 1.1). En la XV edición del censo nacional de población y vivienda del INE, que inicio en 2021 y que ha continuado hasta el 2023 (debido a los efectos de la pandemia), se ha mantenido y actualizado la pregunta sobre el año de construcción, pero estos resultados no han sido publicados a la fecha. Otros datos que han sido considerados en este estudio son: el Tipo de Vivienda, el Material Predominante de Pared y el Número de Pisos. Desde el punto de vista socio-económico se ha considerado la condición de pobreza, el grupo de edad, la condición de discapacidad, la dependencia y el hacinamiento.

1. TIPO DE VIVIENDA

A) FAMILIAR

- Quinta o casaqinta
- Casa
- Apartamento en edificio
- Apartamento en quinta, casaqinta o casa
- Casa de vecindad
- Rancho
- Refugio → Pase a la pregunta 20 y luego a la Sección IV
- Vivienda indígena
- Otra clase

15. LOS AÑOS DE CONSTRUIDA QUE TIENE APROXIMADAMENTE ESTA VIVIENDA SON:

- Menos de 10 años
- De 10 a 13 años
- De 14 a 28 años
- De 29 a 43 años
- De 44 a 56 años
- Más de 56 años
- No Sabe

18. ESQUEMA DE PLANTA				19. ESQUEMA DE ELEVACIÓN			
CÓD.	FORMA			CÓD.	FORMA		
1	CUADRADO			1	CUADRADA		
2	DE H	1	2	2	RECTANGULAR	1	2
3	DE L			3	DE L		
4	DE U	3	4	4	DE T		
5	RECTANGULAR			5	PIRAMIDAL		
6	DE S o Z	5	6	6	DE PIRAMIDE INVERTIDA		
7	DE CRUZ			7	TORRES MÚLTIPLES		
8	DE T	7	7	8	ESCALONADA		
9	OTRO			9	OTROS		

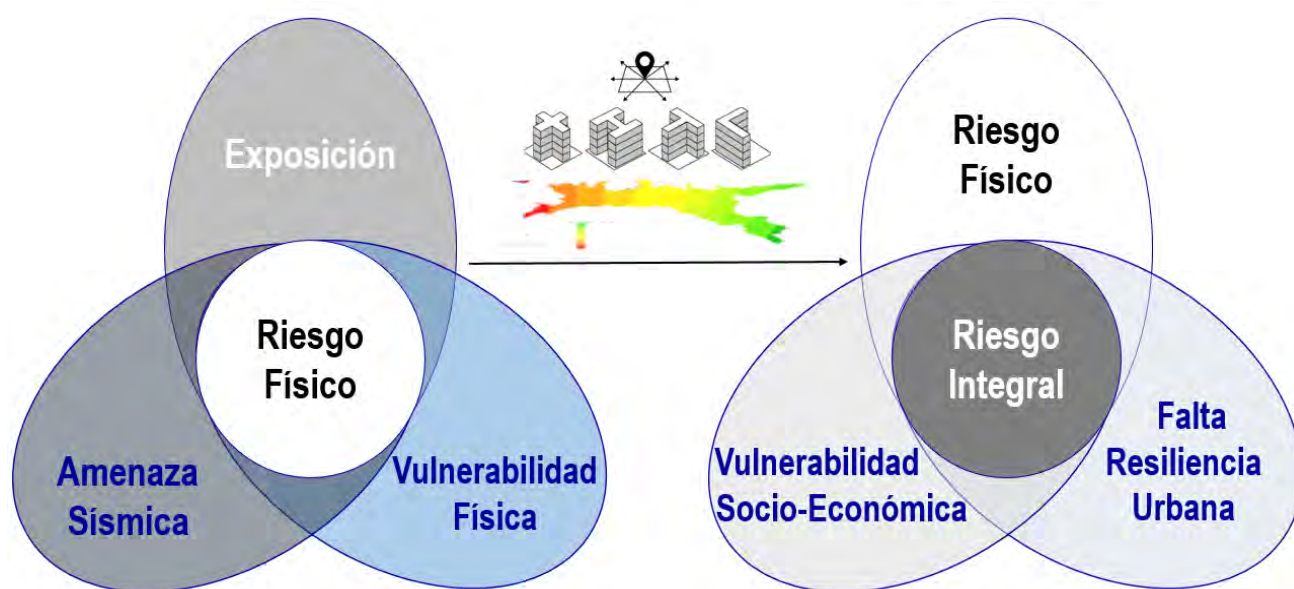
Preguntas del Censo (2011): Tipo de Vivienda y Año de construcción (izquierda). Esquema en Planta y en Elevación del RUI (derecha).

Figura 1.1

1.4 Conceptualización del riesgo sísmico integral

Se propone una metodología para caracterizar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico mediante indicadores, basados principalmente en los datos censales de población y vivienda (Coronel *et al.*, 2014). El objetivo es desarrollar indicadores que permitan comparar relativamente el riesgo sísmico entre elementos expuestos mediante una visión integral. El elemento expuesto se define como una región, zona o sector definido geográficamente, que de acuerdo a la escala en la que se desea hacer la evaluación de riesgo, pudiera ser un Estado, Ciudad, Municipio, Parroquia, Segmento Censal o Manzana, en la que se agrupan datos censales de población y vivienda. En cada elemento expuesto o unidad de análisis se debe conocer los datos censales que se han seleccionado como características que condicionan la vulnerabilidad y el riesgo sísmico. La finalidad es que para cada elemento expuesto se pueda determinar un Indicador de Amenaza y los Indicadores de Vulnerabilidad y de Riesgo Sísmico.

El Riesgo Sísmico se ha conceptualizado desde dos visiones, por un lado, el Riesgo Físico a partir de tres variables que lo determinan: la Exposición, la Amenaza y la Vulnerabilidad Física (Figura 1.2) y, por otro lado, El Riesgo Integral definido de manera más amplia, combinando con un enfoque holístico el Riesgo Físico, con aspectos de vulnerabilidad socio-económica y de falta de resiliencia urbana (Figura 1.2). La idea conceptual se ha tomado y actualizado de las propuestas iniciales de Cardona (2001) y Carreño *et al.* (2006), adaptándolos a la metodología propuesta en este estudio basada principalmente en datos censales, a diferencia del enfoque probabilístico propuesto por estos autores para cuantificar el riesgo físico a través de la pérdida anual promedio, el cual requiere de datos fisco-estructurales más precisos y de mayor esfuerzo en el procesamiento de cálculo. La fortaleza de la metodología propuesta en este estudio está en la disponibilidad de los datos censales que permitirá replicarlos con facilidad en otras ciudades del país e incluso adaptarla a otros países.



Conceptualización del Riesgo Sísmico Integral.

Figura 1.2

1.5 Metodología propuesta

1.5.1 Indicadores del riesgo sísmico

Se define el indicador de riesgo sísmico físico (I_{RF}) a partir del indicador de amenaza sísmica (I_A), del indicador de vulnerabilidad física-estructural (I_{VF}) y del indicador de exposición (I_E) asociado a las unidades de evaluación o elementos expuestos que pudieran ser manzanas, segmentos censales, parroquias, municipios o estados (Formula 1.1). Este indicador es definido de forma tal que varía entre 0 y 100 y permite identificar relativamente las zonas con mayor riesgo asociado a mayores consecuencias esperadas en términos de las pérdidas directas tanto económicas como sociales.

$$I_{RF} = I_E \cdot I_A \cdot I_{VF} \quad (1.1)$$

Por otro lado, se define mediante la Formula 1.2 el indicador de riesgo sísmico integral (I_{RI}) como función del indicador de riesgo sísmico físico (I_{RF}) y el coeficiente de agravamiento (F), considerando $(1+F)$ como un factor de impacto de segundo orden o indirecto como es planteado en el enfoque holístico (Cardona, 2001; Carreño et al. 2006).

$$I_{RI} = I_{RF} \cdot (1+F) \quad (1.2)$$

El Coeficiente de Agravamiento (F) está asociado a los posibles efectos secundarios o pérdidas indirectas debido a la vulnerabilidad socio-económica de la población y la falta de resiliencia urbana o falta de capacidad de respuesta de la ciudad. Para calcular el Coeficiente de Agravamiento (F) en este estudio se propone la Formula 1.3, donde F ha sido normalizado por lo cual varía teóricamente entre 0 y 1. Por lo que el indicador de riesgo sísmico integral (I_{RI}) varía entre 0 y 200, siendo útil para la priorización relativa de los elementos expuestos o sectores tomando en consideración los aspectos sociales y urbanos que pueden impactar a una comunidad luego de un evento sísmico.

$$F = (0,5 I_{VS} + 0,5 I_{FRU}) / 100 \quad (1.3)$$

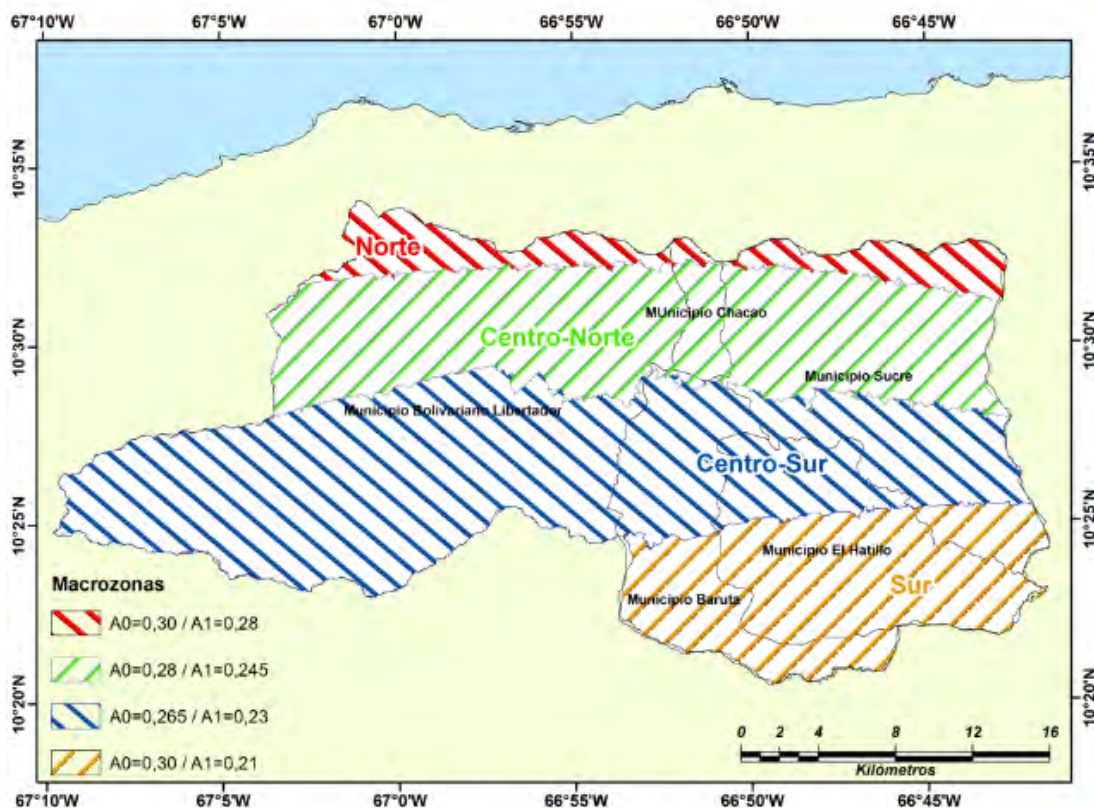
En la Fórmula 1.3, I_{VS} es el indicador de la vulnerabilidad socio-económica e I_{FRU} es el indicador de la falta de resiliencia urbana, ambos indicadores pueden variar entre 0 y 100. La vulnerabilidad física-estructural se asocia a los posibles daños físicos directos condicionados a la ocurrencia de un terremoto, mientras que la vulnerabilidad socio-económica y la falta de capacidad de respuesta y resiliencia urbana se asocian al posible impacto indirecto post-terremoto, reconociendo que estos tres componentes contribuyen en la afectación total (riesgo integral) visto desde una perspectiva holística.

1.5.2 Indicador de la amenaza sísmica

El indicador de la amenaza sísmica (I_A) se determina a partir del coeficiente de aceleración máxima del terreno en roca (A_0) el cual es tomado de un mapa de amenaza o zonificación sísmica para un periodo de retorno de 475 años en similitud a los propuesto en López, Coronel y Rojas (2014). El I_A se normaliza relativamente de forma que varía entre 0 y 1,0.

Para el caso del AMC para cada zona sísmica local o macrozona (Figura 1.3) existe un índice de amenaza (I_A) asociado al valor de A_0 , definido en la Tabla 1.1. Donde exista más de una zona sísmica

o macrozona en el elemento expuesto, se deben ponderar los índices asociados a cada una por la fracción de área abarcada dentro del elemento expuesto.



Mapa de Macrozonas (zonas sísmicas locales) del AMC adaptado de la microzonificación sísmica de Caracas (adaptado de FUNVISIS, 2009; Schmitz *et al.*, 2011).

Figura 1.3

Indicador de Amenaza Sísmica (I_A).

Tabla 1.1

Macrozona	A_0 (g)	I_A	
		Sin efectos topográficos	Con efectos topográficos
Norte	0,30	0,68	0,75
Centro Norte	0,28	0,64	0,70
Centro Sur	0,265	0,60	0,66
Sur	0,30	0,68	0,75

1.5.3 Indicador de exposición

En este caso se define como el elemento expuesto y objeto de estudio a cada parroquia de la ciudad, pero en general pudiera ser cualquier otra unidad de agrupación (estado, municipio, parroquia, segmento o manzana) de un conjunto de edificaciones de vivienda, dado que la información básica

del censo del INE (2011) está asociada a la población y a las unidades de vivienda y suele agruparse en alguna de estas unidades.

El factor de exposición (F_E) de una unidad o elemento expuesto que agrupa población, edificaciones y unidades de vivienda es definida relativamente como la fracción que existe en una unidad respecto al total de todas las unidades en la zona de estudio. Por lo cual es un factor relativo que permite relacionar la cantidad de población, edificaciones o viviendas de cada unidad respecto al total. Mientras que el Indicador de Exposición (I_E) se establece como 1,0 en el caso de la parroquia (o unidad de evaluación) con el mayor factor de exposición y toma un valor proporcional al factor de exposición en cada parroquia.

En primer lugar, con base al censo INE (2011) se pueden determinar para cada parroquia el factor de exposición de la población (F_{EP}) y el factor de exposición de las viviendas (F_{EV}); su uso en la determinación del riesgo sísmico físico permite estimar el potencial de pérdidas sociales (exposición de la población) y pérdidas económicas (exposición de las viviendas) respectivamente.

Actualmente no es posible conocer mediante la información pública del INE (2011) la cantidad de edificaciones por cada parroquia, sin embargo, esta puede ser estimada mediante información estadística o georreferenciada de imágenes aéreas de satélites o de vuelo con drones. Conociendo esta información se puede determinar también el factor de exposición de las edificaciones (F_{EE}).

Para determinar el indicador del riesgo se puede utilizar el factor de exposición de la población (F_{EP}) si lo que se desea es comparar el impacto social sobre la población. Se puede utilizar el factor de exposición de las edificaciones (F_{EE}) si lo que se desea es comparar el impacto físico sobre las edificaciones. Pero utilizar el factor de exposición de viviendas (F_{EV}) para determinar el indicador del riesgo se considera como el más representativo cuando se desea comparar el impacto económico de las posibles pérdidas, ya que en este caso es más representativo del valor económico expuesto de cada edificio (debido a que hay una o más viviendas por edificio).

1.5.4 Indicador de la vulnerabilidad física-estructural

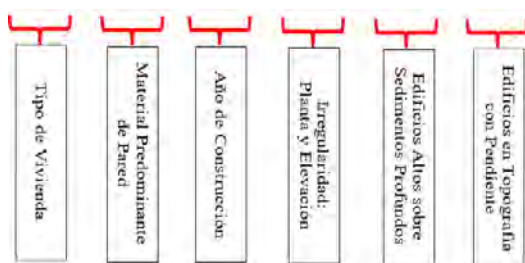
El indicador de vulnerabilidad física-estructural (I_{VF}) se asocia a los posibles daños físicos directos debidos al terremoto. Este indicador refleja de manera simplificada las debilidades o fragilidades físicas de las viviendas que pudiera asociarse a los posibles daños directos (Coronel y López, 2015).

Para este indicador se han considerado seis variables o características que contribuyen a la vulnerabilidad física-estructural las cuales se ponderan en la Fórmula 1.4 por los factores de peso α_i propuestos en la Tabla 1.2 en similitud a lo planteado en López, Coronel y Rojas (2014).

Estos seis indicadores de vulnerabilidad se describen en la Fórmula 1.5. El indicador I_{F1} se basa en el tipo de vivienda (Tabla 1.3), I_{F2} en el material predominante de pared (Tabla 1.4), I_{F3} en el año de construcción o antigüedad (Tabla 1.5), I_{F4} en las irregularidades de forma en planta y en elevación del edificio (Tabla 1.6), I_{F5} incorpora el efecto de grandes depósitos de sedimentos sobre edificios altos y el I_{F6} incorpora el efecto de las topografías en pendiente. La Fórmula 1.4 sintetiza la Fórmula 1.5, donde los α_i son factores de peso los cuales se proponen en la Tabla 1.2. El indicador de la Vulnerabilidad Física-Estructural (I_{VF}) varía entre 12 y 100.

$$I_{VF} = \sum_{i=1}^6 \alpha_i \cdot I_{Fi} \quad (1.4)$$

$$I_{VF} = \alpha_1 I_{F1} + \alpha_2 I_{F2} + \alpha_3 I_{F3} + \alpha_4 I_{F4} + \alpha_5 I_{F5} + \alpha_6 I_{F6} \quad (1.5)$$



Indicadores de vulnerabilidad física-estructural y sus pesos (α_i), propuestos en Coronel y López (2015). **Tabla 1.2**

I_{Fi}	Indicador	α_i
I_{F1}	Tipo de Vivienda	0,25
I_{F2}	Material Predominante en Pared	0,25
I_{F3}	Año de Construcción	0,20
I_{F4}	Irregularidad (planta y elevación)	0,15
I_{F5}	Presencia de edificios altos sobre depósitos profundos	0,075
I_{F6}	Presencia de edificaciones sobre topografía en pendiente	0,075

En la Tabla 1.3 se presenta los valores propuestos para el indicador de vulnerabilidad asociada al tipo de vivienda (I_{F1}), definidos en el censo del INE (2011) como: Quinta o Casa-quinta, Casa o casa-vecindad, Apartamento en edificio y Rancho. Se indica con una breve descripción los tipos de edificaciones a los que pudieran estar asociados.

Descripción y valores del indicador de vulnerabilidad asociado al Tipo de Vivienda (I_{F1}). **Tabla 1.3**

Tipo de Vivienda	Descripción	I_{F1}
Quinta o Casa Quinta	Viviendas desarrolladas con la asesoría técnica de un ingeniero civil, por lo tanto se acepta que fueron hechas cumpliendo las normas oficiales de diseño y de construcción.	30
Casa o Casa de Vecindad	Viviendas desarrolladas sin cumplir con las normas técnicas de diseño y de construcción. Son obras hechas por maestros de obras especializados o no especializados, que no contaron con la asesoría técnica de un ingeniero civil.	90
Apto. en Edificio	Edificios de apartamento con estructuras de desarrollo vertical que debieron cumplir con las normas de diseño y construcción vigentes para la época de su construcción.	40
Rancho	Viviendas de construcción precaria que fueron hechas sin cumplir con las normas, utilizando materiales de muy baja calidad.	100

En la Tabla 1.4 se presentan los valores del indicador de vulnerabilidad asociado al tipo de material predominante en las paredes exteriores (I_{F2}), definidos en el censo del INE (2011) y asociados con el material de pared que usualmente pudiera existir en edificaciones de viviendas formales o populares. Las edificaciones formales de pórticos de concreto y acero suelen tener Bloque frisados (acabado), las edificaciones cuyo material de pared es Concreto se asocian a los edificios de muros de concreto

tipo túnel que son los más típicos en esa tipología, mientras que las viviendas populares se asocian con Bloques sin frisar (no acabado), Tapia o bahareque.

Tabla 1.4 Indicador de vulnerabilidad asociado al Material Predominante de Pared (I_{F2}).

Material Predominante en Pared	I_{F2}
Bloque, ladrillo o adobe frisado (acabado)	10
Bloque, ladrillo o adobe sin frisar (no acabado)	70
Ladrillo, adobe sin frisar (obra limpia)	80
Concreto	20
Madera aserrada	50
Láminas de policloruro de vinilo (pvc)	20
Tapia o bahareque frisado	90
Tapia o bahareque sin frisar	90
Troncos	80
Piedra	90
Palma o similares	100
Otros (zinc, cartón, tablas o similares)	100

En la Tabla 1.5 se presenta el indicador de vulnerabilidad asociada al año de construcción (I_{F3}) el cual ha sido relacionado a la norma de construcción, lo cual es válido en el caso de construcciones asociadas a los tipos de vivienda Quinta y Apartamento en Edificio. Para el caso del tipo de vivienda Casa o Casa Vecindad se ha supuesto un valor de 100 independientemente del año de construcción, dado que se relacionan con viviendas populares sin ingeniería.

Tabla 1.5 Indicador de vulnerabilidad asociado al Año de Construcción o Antigüedad (I_{F3}).

Año de Construcción	Descripción INE (2011)	I_{F3}
Antes de 1955	Más de 56 años	100
Entre 1955 y 1967	Entre 44 a 56 años	90
Entre 1967 y 1982	Entre 29 a 43 años	60
Entre 1982 y 1998	Entre 14 a 28 años	30
Entre 1998 y 2001	Entre 10 a 13 años	10
Después de 2001	Menos de 10 años	15

En la Tabla 1.6 se presentan los valores adoptados para la vulnerabilidad asociada a la irregularidad en la forma en planta y en elevación (I_{F4}). El indicador de vulnerabilidad asociada al efecto de sitio en edificios altos sobre depósitos de sedimento profundos (I_{F5}), se considera $I_{F5}=100$ para edificios de más de 7 pisos localizados en zonas con depósitos de sedimentos de profundidad mayor a 120 metros

(en Caracas son las microzonas 5 y 6) y $I_{F5}=0$ en los demás casos. Para el indicador de vulnerabilidad asociada a edificaciones ubicadas en zonas con topografía en pendiente (I_{F6}), se considera $I_{F6}=100$ para pendientes $\geq 45^\circ$, $I_{F6}=50$ para pendientes entre 20° y 45° y $I_{F6}=0$ para edificios en zonas con pendientes $\leq 20^\circ$.

Descripción y valores del indicador de vulnerabilidad asociado a las Irregularidades en Planta y en Elevación (I_{F4}). **Tabla 1.6**

Irregularidad	Descripción	I_{F4}
Planta	Forma rectangular o cuadrada	0
	Forma de e H, L, U, S, Z, T, + y otros	60
Elevación	Forma rectangular y cuadrada	0
	Forma piramidal, L y T	40
	Forma de pirámide invertida, torres múltiples, escalonada y otras	60

El objetivo es determinar un indicador de vulnerabilidad física-estructural (I_{VF}) de la parroquia o elemento expuesto a partir de los datos del censo del INE (2011). Para ello es posible descargar los datos relacionando el Tipo de Vivienda, Material de Pared y Año de Construcción. Se propone un indicador de vulnerabilidad física parcial (I_{VF-123}) de solo los tres primeros indicadores I_{F1} , I_{F2} e I_{F3} a partir de los datos obtenidos del INE (2011) usando la Fórmula 1.6.

$$I_{VF-123} = \alpha_1 I_{F1} + \alpha_2 I_{F2} + \alpha_3 I_{F3} \quad (1.6)$$

El ejemplo de la Tabla 1.7 ilustra el caso hipotético de una parroquia donde existan 91 unidades de vivienda de dos tipos de vivienda (Casa y Apartamento en Edificio) y se asumen que representan 31 edificaciones (24 casas y 7 edificios), las cuales son todas de una misma época de construcción (después del 2001) y con diferentes materiales de pared. Cada fila de la Tabla 1.7 representa un grupo de edificaciones del mismo tipo de vivienda, material de pared y antigüedad. Se muestran los valores calculados para I_{F1} , I_{F2} e I_{F3} . Se han supuesto igual a 0 los índices I_{F4} , I_{F5} e I_{F6} suponiendo que las edificaciones sean de formar regular, ubicadas en suelo rocoso y sin pendiente. Por lo tanto, el índice de vulnerabilidad física I_{VF} es igual al índice de vulnerabilidad física parcial I_{VF-123} dado por la Fórmula 1.6.

Luego se puede obtener un indicador I_{VF} como un promedio ponderado de toda la parroquia a través de dos opciones: 1) multiplicando el I_{VF} de cada grupo de edificios (cada fila) por la cantidad de viviendas (#Viv.), sumando todas las filas y dividiendo entre el total de viviendas; y 2) multiplicando el I_{VF} de cada grupo de edificios (cada fila) por la cantidad de edificaciones (#Edif.), sumando todas las filas y dividiendo entre el total de edificaciones.

Se observa en la Tabla 1.7 que realizar este proceso con la cantidad de viviendas puede subestimar el indicador de vulnerabilidad física que resulta en este ejemplo 36,4, un 21% menos que el 46,2 que resulta de obtener el promedio ponderado a partir de la cantidad de edificios(#Edif.).

En la sección 1.6 de aplicación al área Metropolitana de Caracas se ha determinado el indicador promedio de vulnerabilidad física-estructural (I_{VF}) de cada parroquia a partir de la estimación de la cantidad de edificaciones (#Edif) en vez de la cantidad de vivienda (#Viv).

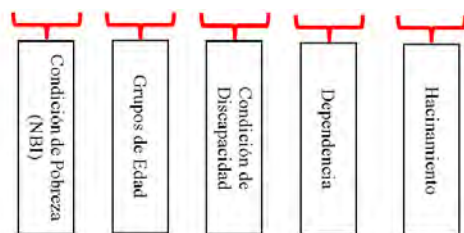
Tabla 1.7 Ejemplo de cálculo del I_{VF} promedio de una parroquia con datos hipotéticos.

Tipo de Vivienda	Material en Paredes	I_{F1}	I_{F2}	I_{F3}	I_{F4} I_{F5} I_{F6}	I_{VF-123} $= I_{VF}$	#Viv	I_{VF} ·#Viv	#Edif	I_{VF} ·#Edif
Casa	Bloque, ladrillo o adobe frisado	90	10	100	0	45,0	28	1260	14	630
Casa	Bloque, ladrillo o adobe sin frisar	90	70	100	0	60,0	13	780	7	420
Casa	Ladrillo, adobe sin frisar (obra limpia)	90	80	100	0	62,5	8	500	4	250
Casa	Concreto	90	20	100	0	47,5	2	95	1	47,5
Casa	Madera aserrada	90	50	100	0	55,0	0	0	0	0
Casa	Láminas de PVC	90	20	100	0	47,5	0	0	0	0
Casa	Tapia o bahareque frisado	90	90	100	0	65,0	0	0	0	0
Casa	Tapia o bahareque sin frisar	90	90	100	0	65,0	0	0	0	0
Casa	Palma o similares	90	100	100	0	67,5	0	0	0	0
Casa	Otros (láminas de zinc, cartón, tablas)	90	100	100	0	67,5	0	0	0	0
Apartamento	Bloque, ladrillo o adobe frisado	40	10	15	0	15,5	32	248	4	31
Apartamento	Bloque, ladrillo o adobe sin frisar	40	70	15	0	30,5	0	0	0	0
Apartamento	Ladrillo, adobe sin frisar (obra limpia)	40	80	15	0	33,0	0	0	0	0
Apartamento	Concreto	40	20	15	0	18,0	24	432	3	54
Totales							91	3315,0	31	1432,5
Promedio ponderado							-	36,4	-	46,2

1.5.5 Indicador de la vulnerabilidad socio-económica

Este indicador tomado de Coronel *et al.*, (2014) y Coronel y López (2015) busca incorporar debilidades o fragilidades sociales y económicas asociadas al elemento expuesto. Se proponen cinco variables o características descritas en la Formula 1.7 y fundamentadas en la información disponible en el censo del INE (2011).

$$I_{VS} = \varphi_1 I_{S1} + \varphi_2 I_{S2} + \varphi_3 I_{S3} + \varphi_4 I_{S4} + \varphi_5 I_{S5} \quad (1.7)$$



En la Formula 1.7 el indicador I_{S1} está asociado a la condición de pobreza medida por el indicador de Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI), el I_{S2} está asociado con los grupos de edad (grupos etareos) de la población, el I_{S3} a la condición de discapacidad, el I_{S4} a la dependencia y el I_{S5} al hacinamiento. Los valores de ϕ_i son los factores de peso de cada variable o característica socio-económica y fueron definidos dándole mayor importancia a la Condición de Pobreza basada en la Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI) y a los Grupos de Edad (Tabla 1.8).

Indicadores de vulnerabilidad socio-económica y sus pesos (ϕ_i). Tabla 1.8

I_{Si}	Indicador	Descripción	ϕ_i
I_{S1}	Condición de Pobreza (NBI)	Ponderación de la fracción de población considerada Pobre Extremo (vulnerabilidad=100), Pobre No Extremo (vulnerabilidad=50) y No Pobre (vulnerabilidad=0).	0,50
I_{S2}	Grupo de Edad	Ponderación de la fracción de población Menor de 15 años (vulnerabilidad=50), Entre 15 y 65 años (vulnerabilidad=0) y Mayor de 65 años (vulnerabilidad=100).	0,20
I_{S3}	Condición de discapacidad	Ponderación de la fracción de población Sin Discapacidad (vulnerabilidad=0) y para la población Con Discapacidad (vulnerabilidad=100).	0,10
I_{S4}	Dependencia	Ponderación de la fracción de población Sin Dependencia (vulnerabilidad=0) y Con Dependencia (vulnerabilidad=100).	0,10
I_{S5}	Hacinamiento	Ponderación de la fracción de población Sin Hacinamiento (vulnerabilidad=0) y Con Hacinamiento (vulnerabilidad=100).	0,10

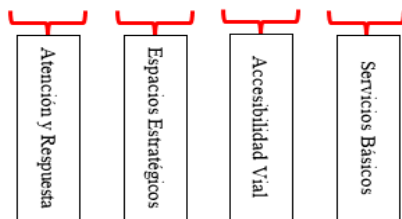
1.5.6 Indicador de la falta de resiliencia urbana

Este indicador fue principalmente concebido en Coronel *et al.*, (2014) y Coronel y López (2015) pero mejorado sustancialmente por Hernández y Puerta (2016). El indicador de la falta de resiliencia urbana (I_{FRU}) busca incorporar de manera simplificada las debilidades del entorno urbano para afrontar y recuperarse de un sismo, debido a la falta o no de instalaciones para atención de emergencias, sitios para refugio o resguardo de personas, accesos viales y servicios básicos, que pueden propiciar consecuencias secundarias (pérdidas indirectas) dado un evento sísmico. Estas características urbanas se determinan mediante información disponible en el censo del INE (2011) y/o información local georreferenciada de la ciudad que puede manejarse mediante un Sistemas de Información Geográfica (SIG).

El indicador de la falta de resiliencia urbana (I_{FRU}) se define mediante cuatro variables o características urbanas (Formula 1.8), representadas en los siguientes variables de capacidad de respuesta urbana: I_{U1} asociada a la capacidad de atención y respuesta (primera asistencia, medico asistencial y seguridad ciudadana), I_{U2} asociada a la existencia de instalaciones o espacios estratégicos (edificaciones de gobierno, edificaciones educativas, instalaciones deportivas (canchas y estadios), espacios públicos (parques y plazas)), I_{U3} asociada a la capacidad de acceso vial; I_{U4} asociada a la presencia y calidad de los servicios básicos (agua potable, eliminación de excretas, disposición de la basura y electricidad). Estas variables representan una capacidad o fuente de

resiliencia por lo que deben ser negativas en la Fórmula 1.8 para determinar el indicador de falta de resiliencia (I_{FRU}).

$$I_{FRU} = 100 - (\gamma_1 I_{U1} + \gamma_2 I_{U2} + \gamma_3 I_{U3} + \gamma_4 I_{U4}) \quad (1.8)$$



Estos indicadores se combinan a través de factores de peso γ_i de la Tabla 1.9, junto con cada variable o característica urbana, consideradas algunas de ellas mediante información dispuesta en un SIG y otras del censo INE (2011).

Tabla 1.9 Indicadores de capacidad de respuesta urbana de y sus pesos (γ_i)
(Adaptado de Hernández y Puerta, 2016)

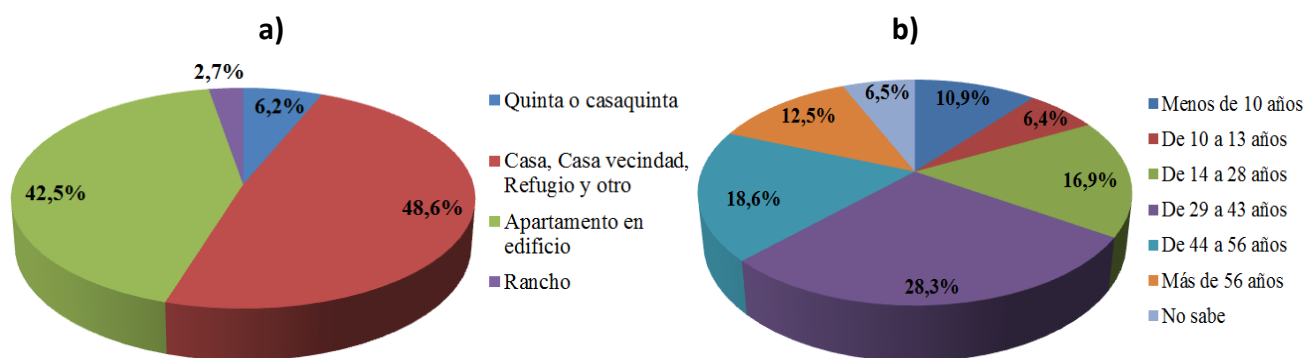
I_{U_i}	Indicadores	Indicadores y/o Descripción	γ_i
I_{U1}	Atención y Respuesta	<u>Primera Asistencia</u> : cantidad de estaciones de Bomberos, Protección Civil y Grupos de Rescate respecto a la población (peso interno de 0,4). <u>Medico Asistencial</u> : cantidad de camas hospitalarias respecto a la población (peso interno de 0,4). <u>Seguridad Ciudadana</u> : Cantidad de funcionarios policiales respecto a la población (peso interno de 0,2).	0,30
I_{U2}	Espacios Estratégicos	<u>Edificaciones gubernamentales</u> : cantidad de edificaciones respecto a la población (peso interno de 0,20). <u>Edificaciones de Educativas</u> : área estimada a partir de la cantidad de escuelas respecto a la población (peso interno de 0,25). <u>Indicador de Instalaciones Deportivas</u> : área disponible estimada mediante SIG respecto a la población (peso interno de 0,25). <u>Indicador de Espacios Abiertos</u> : área disponible estimada mediante SIG respecto a la población (peso interno de 0,30).	0,30
I_{U3}	Accesibilidad Vial	Longitud total de vialidad principal estimada mediante SIG respecto a la población.	0,20
I_{U4}	Servicios Básicos	<u>Servicio de Agua Potable</u> : cantidad de viviendas con servicio de agua directo respecto al total (peso interno de 0,25). <u>Eliminación de Excretas</u> : cantidad de viviendas conectadas a cloacas o pozos sépticos respecto al total (peso interno de 0,25). <u>Disposición de Basura</u> : cantidad de viviendas que disponen adecuadamente la basura respecto al total (peso interno de 0,25). <u>Servicio Eléctrico</u> : cantidad de viviendas que disponen de adecuado servicio (peso interno de 0,25). Datos proveniente del INE (2011)	0,20

Cabe destacar que en este estudio el indicador I_{FRU} no valora la vulnerabilidad propia de estos sistemas urbanos, sino la presencia de las instalaciones y calidad del servicio en cada zona, lo cual puede influir en la posterior recuperación luego de un terremoto.

1.6 Resultados de la Aplicación al Área Metropolitana de Caracas

Se aplicó la metodología descrita a las 32 parroquias del AMC, a partir de la información asociada a la vulnerabilidad física-estructural y socio-económica pública del INE (2011) y de la información urbana georreferenciada. Se han considerado las estadísticas del RUI del INE (2011) para definir la vulnerabilidad asociada a la forma en planta y en elevación e información disponible en SIG para hacer una estadística de edificios de más de 7 pisos en zonas de sedimento profundo (ya que la información de número de pisos del RUI del INE (2011) no estuvo disponible para esta investigación). Del censo INE (2011) se obtuvo que en el AMC existe una población para ese año de 2.904.376 personas y un total de 912.869 unidades de viviendas (Tabla 1.10). Tal como se indicó antes, el censo de población y vivienda iniciado en 2021 y completado el 2023, no está disponible a la fecha.

En la Figura 1.4a se presenta la distribución porcentual del tipo de vivienda; se puede observar que predominan 48,6% la denominación Casa la cual podemos asociar a las viviendas populares de mampostería de Caracas. Si a estos se le suma el 2,7% de Ranchos construidos con materiales más precarios, el total representa un 51,3% de las unidades de vivienda. Por otro lado, el 6,2% de Quintas o Casa Quintas se asocia a viviendas de estratos sociales altos. El 42,5% de unidades de vivienda en Apartamento, el cual representa un porcentaje mucho menor de edificios como se determina en el Capítulo 3 y en Coronel (2016), se asocia a edificios formales de varios pisos que debieron seguir alguna norma de diseño y construcción. En la Figura 1.4b se muestra el resultado del censo sobre el año de construcción de las viviendas en el AMC (INE, 2011). Los rangos se corresponden con las fechas en que cambiaron las normas venezolanas de diseño y construcción. Se obtuvo como resultado que 59,4% de las viviendas fueron declaradas por los entrevistados como viviendas construidas antes de 1982, indicando que aquellos edificios formales fueron diseñados con las normas antiguas las cuales eran menos exigentes que las actuales.



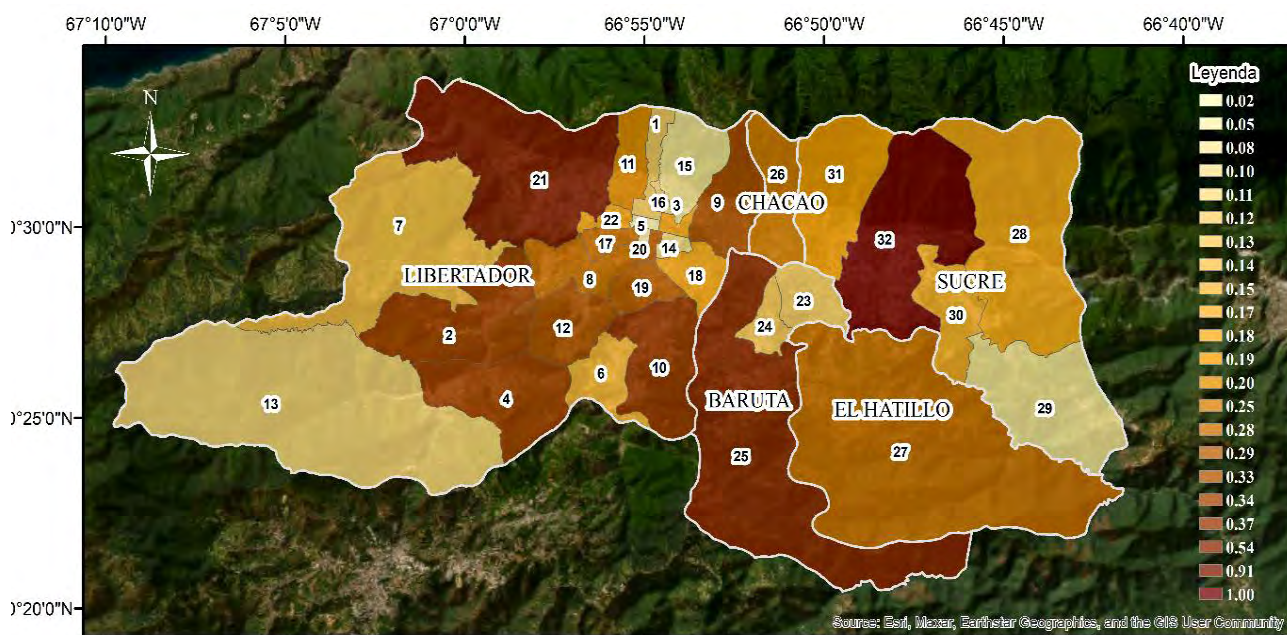
Distribución porcentual en el AMC de: a) del Tipo de Vivienda; b) año de construcción de viviendas. Fuente INE (2011).

Figura 1.4

En la Tabla 1.10 se muestra la distribución por parroquia del factor de exposición de la población (F_{EP}), de exposición de vivienda (F_{EV}) y de exposición de edificaciones (F_{EE}). La cantidad total de

edificaciones en el AMC y su distribución porcentual no fue posible conocerla mediante la información del Censo, sin embargo, se estimó del modelo de exposición (Capítulo 3; Coronel, 2016) a partir de la definición de zonas homogéneas asociadas a Casa, Quintas, Edificios y Ranchos y datos de polígonos de edificios disponible en un SIG proveniente de imágenes aéreas.

Para este estudio del AMC se ha optado por utilizar el factor de exposición de vivienda (F_{EV}) para determinar el indicador de exposición (I_E) y posteriormente de riesgo físico asociado al impacto de las posibles pérdidas económicas. En la Figura 1.5 se muestra la distribución espacial en el AMC del indicador de exposición de vivienda (I_E) para cada una de las 32 Parroquias, notándose que las parroquias con más exposición de viviendas son Petare (12,4% de las viviendas y un $I_E=1,0$) y Sucre (11,3% de las viviendas y un $I_E=0,91$).



Distribución espacial del índice de exposición en las 32 Parroquias del AMC.

Figura 1.5

Con base a la información recopilada se calcularon los indicadores presentados en las Figuras 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 1.10 y las Tablas 1.10, 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, donde las parroquias han sido organizadas de forma tal que las numeradas de la 1 a la 22 corresponde a las parroquias del Municipio Libertador, de la 23 a la 25 al Municipio Baruta, la 26 es el Municipio Chacao, la 27 es el Municipio El Hatillo y desde la 28 a la 32 las parroquias del Municipio Sucre. Los mayores valores de los indicadores, se resaltan con negritas en dichas tablas.

En la Figura 1.6 y Tabla 1.11 se presentan los resultados de la vulnerabilidad física-estructural (I_{VF}) donde resultaron las parroquias más vulnerables: Filas de Mariche, con $I_{VF}=56,6$, seguida de Caucagüita, Coche, La Vega, Antímano, Macarao y Caricuao todas con I_{VF} entre 53,8 y 50,4, mientras que las menos vulnerables resultaron ser Leoncio Martínez con $I_{VF} = 28,6$. y El Cafetal con $I_{VF}= 29,5$, los únicos por debajo de 30.

Factores de exposición en el AMC.

Tabla 1.10

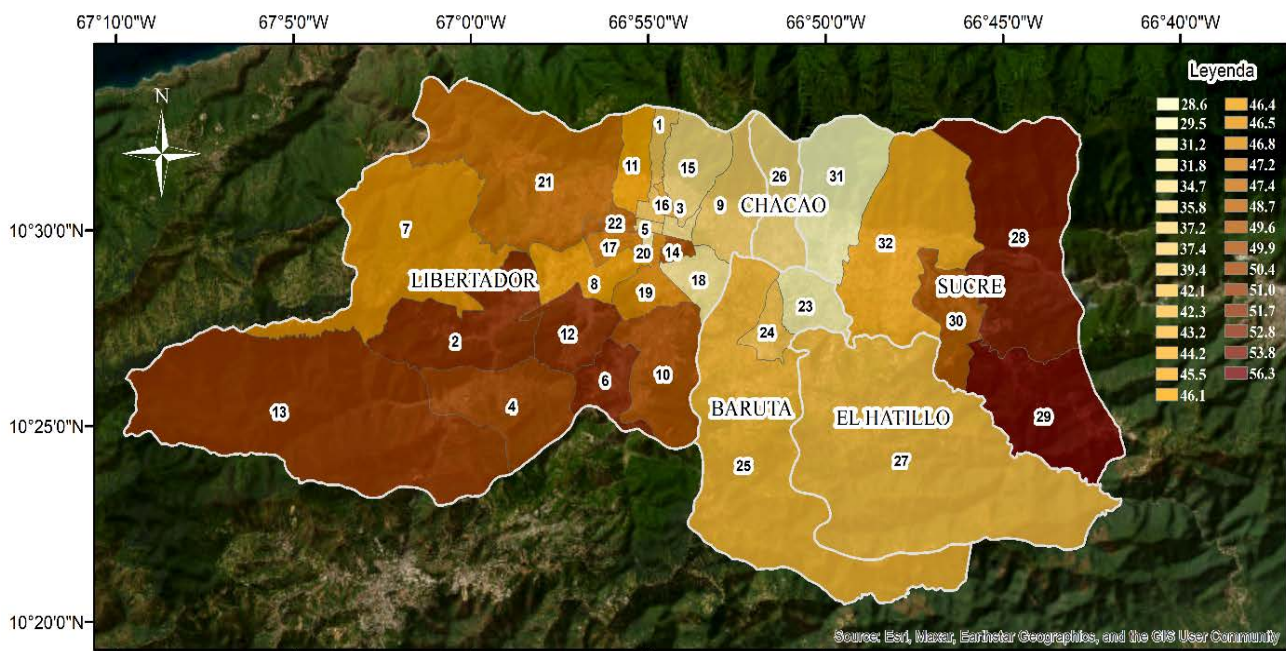
N°	Parroquias	Población	F _{EP}	Viviendas	F _{EV}	Edificaciones	F _{EE}	I _E
1	Altagracia	47.922	0,016	14.116	0,015	1.765	0,006	0.12
2	Antímano	131.963	0,045	38.741	0,043	21.266	0,066	0.34
3	Candelaria	66.486	0,023	20.495	0,022	1.732	0,005	0.18
4	Caricuao	138.659	0,048	37.891	0,042	8.611	0,027	0.34
5	Catedral	12.777	0,004	2.406	0,003	474	0,001	0.02
6	Coche	59.889	0,021	16.725	0,018	5.245	0,016	0.15
7	El Junquito	50.470	0,017	16.162	0,018	7.451	0,023	0.14
8	El Paraíso	109.622	0,038	31.872	0,035	8.651	0,027	0.28
9	El Recreo	112.809	0,039	37.702	0,041	8.308	0,026	0.33
10	El Valle	142.893	0,049	42.223	0,046	16.919	0,053	0.37
11	La Pastora	80.397	0,028	22.690	0,025	11.876	0,037	0.20
12	La Vega	123.863	0,043	37.535	0,041	14.554	0,045	0.33
13	Macarao	47.851	0,016	12.902	0,014	10.940	0,034	0.11
14	San Agustín	38.476	0,013	11.562	0,013	4.291	0,013	0.10
15	San Bernandino	27.353	0,009	9.271	0,010	1.876	0,006	0.08
16	San José	39.604	0,014	12.012	0,013	2.582	0,008	0.11
17	San Juan	106.507	0,037	31.509	0,035	10.419	0,032	0.28
18	San Pedro	58.254	0,020	20.537	0,023	4.471	0,014	0.18
19	Santa Rosalía	101.103	0,035	32.415	0,036	14.315	0,045	0.29
20	Santa Teresa	23.715	0,008	6.184	0,007	785	0,002	0.05
21	Sucre	345.944	0,119	103.013	0,113	46.561	0,145	0.91
22	23 de enero	77.344	0,027	20.439	0,022	5.402	0,017	0.18
23	El Cafetal	41.543	0,014	13.628	0,015	4.150	0,013	0.12
24	Minas de Baruta	40.070	0,014	14.150	0,016	2.661	0,008	0.13
25	Baruta	159.142	0,055	61.500	0,067	20.439	0,064	0.54
26	Chacao	61.213	0,021	28.557	0,031	5.776	0,018	0.25
27	El Hatillo	58.156	0,020	31.568	0,035	8.467	0,026	0.28
28	Caucagüita	67.013	0,023	20.850	0,023	5.691	0,018	0.18
29	Fila de Mariche	32.303	0,011	8.914	0,010	6.320	0,020	0.08
30	La Dolorita	65.159	0,022	18.702	0,021	8.281	0,026	0.17
31	Leoncio Martínez	63.260	0,022	21.924	0,024	5.509	0,017	0.19
32	Petare	372.616	0,128	113.009	0,124	44.909	0,140	1.00
		2.904.376	1,000	911.204	1,000	320.697	1,000	

El resultado de vulnerabilidad física es marcado por el indicador de vulnerabilidad física parcial I_{VF-123} , Fórmula 1.6, que involucra a los tres primeros indicadores I_{F1} , I_{F2} e I_{F3} asociados al tipo de vivienda, material de pared y año de construcción, debido a su mayor peso relativo.

El indicador de irregularidad en la forma en planta y elevación (I_{F4}) resultó mayor en las parroquias El Cafetal y Chacao, zona de edificaciones formales y arquitectura variada, quizás debido a que no fueron identificadas estas irregularidades en viviendas populares.

Resalta en la Tabla 1.11 que el indicador I_{F5} asociado a la existencia de edificios de más de 7 pisos sobre depósitos de sedimentos profundos (microzonas 5 y 6 en Caracas), resulte la parroquia La Candelaria como la más vulnerable desde este aspecto, esto es debido a que se estima en Hernández y Puerta (2016) que 67% de sus edificios se encuentran en la microzona 5 y 17% de ellos tendría más de 7 pisos resultando aproximadamente 11,4% del total de la parroquia con esta condición, mientras que en Chacao se estiman 20% de las edificaciones se encuentran en la microzona 6 (solo 19% de ellos con más de 7 pisos) y 34% en la microzona 5 (solo 7% de ellos con más de 7 pisos) resultando 6,2% del total de los edificaciones con esta condición y en San Bernardino se estiman 20% en la microzona 6 (solo 13% de ellos con más de 7 pisos) y 59% en la microzona 5 (solo 9% de ellos con más de 7 pisos) resultando 7,9% del total de edificaciones de esta parroquia con esta condición. Este efecto solo pudiera presentarse en 6 de las 32 parroquias y se estiman que tan solo un 0,3% de las edificaciones de toda el AMC (~960 edificaciones) presentarían esta condición.

Finalmente, el I_{F6} , asociado a edificaciones en pendientes resultó más alto en las parroquias La Vega, Macarao y El Junquito.



Distribución espacial del índice de Vulnerabilidad Física-Estructural en el AMC.

Figura 1.6

Indicadores de Vulnerabilidad Física-Estructural en el AMC. **Tabla 1.11**

N°	Parroquia	I _{VF-123}	I _{VF4}	I _{VF5}	I _{VF6}	I _{VF}
1	Altagracia	38	8	3	0	39,4
2	Antímano	51	4	0	1	51,7
3	Candelaria	33	6	11	0	34,7
4	Caricuao	49	9	0	0	50,4
5	Catedral	34	21	1	0	37,2
6	Coche	51	12	0	0	52,8
7	El Junquito	45	9	0	2	46,5
8	El Paraíso	45	9	0	0	46,4
9	El Recreo	36	9	0	0	37,4
10	El Valle	49	6	0	0	49,9
11	La Pastora	45	7	0	1	46,1
12	La Vega	49	17	0	2	51,7
13	Macarao	49	12	0	2	51,0
14	San Agustín	46	26	0	0	49,9
15	San Bernandino	34	8	8	0	35,8
16	San José	40	26	4	0	44,2
17	San Juan	46	8	0	0	47,2
18	San Pedro	31	5	0	0	31,8
19	Santa Rosalía	46	5	0	0	46,8
20	Santa Teresa	30	8	0	0	31,2
21	Sucre	47	2	0	1	47,4
22	23 de enero	46	18	0	0	48,7
23	El Cafetal	25	30	0	0	29,5
24	Minas de Baruta	38	27	0	0	42,1
25	Baruta	39	28	0	0	43,2
26	Chacao	31	29	6	0	35,8
27	El Hatillo	40	15	0	0	42,3
28	Caucagüita	53	5	0	0	53,8
29	Fila de Mariche	56	2	0	0	56,3
30	La Dolorita	49	4	0	0	49,6
31	Leoncio Martínez	28	3	2	0	28,6
32	Petare	45	3	0	0	45,5

Desde el punto de vista socio-económico el indicador (I_{VS}) señala que las parroquias más vulnerables serían: Filas de Mariche ($I_{VS}=25,5$), Macarao ($I_{VS}=17,5$), Caucagüita ($I_{VS}=16,0$) y Antímano ($I_{VS}=15,0$), principalmente debido su mayor condición de pobreza (I_{S1}), mientras que Chacao, El Cafetal, Leoncio

Martínez y San Pedro resultan con menor pobreza y por lo tanto menor vulnerabilidad socio-económica (Figura.1.7 y Tabla 1.12). Los indicadores de capacidad de respuesta urbana (I_{U1} , I_{U2} , I_{U3} , I_{U4} e I_{CRU}) y de falta de resiliencia urbana (I_{FRU}) se presentan en la Tabla 1.13 y Figura 1.8, en la cual se aprecia que el I_{FRU} resulta mayor (menos resiliencia urbana) en las parroquias El Junquito ($I_{FRU}=74,0$), Caucagüita ($I_{FRU}=70,8$), La Dolorita ($I_{FRU}=68,7$) y 23 de Enero ($I_{FRU}=60,0$), y resulta menor el indicador (mas resiliencia urbana) en la parroquia Chacao ($I_{FRU}=9,7$).

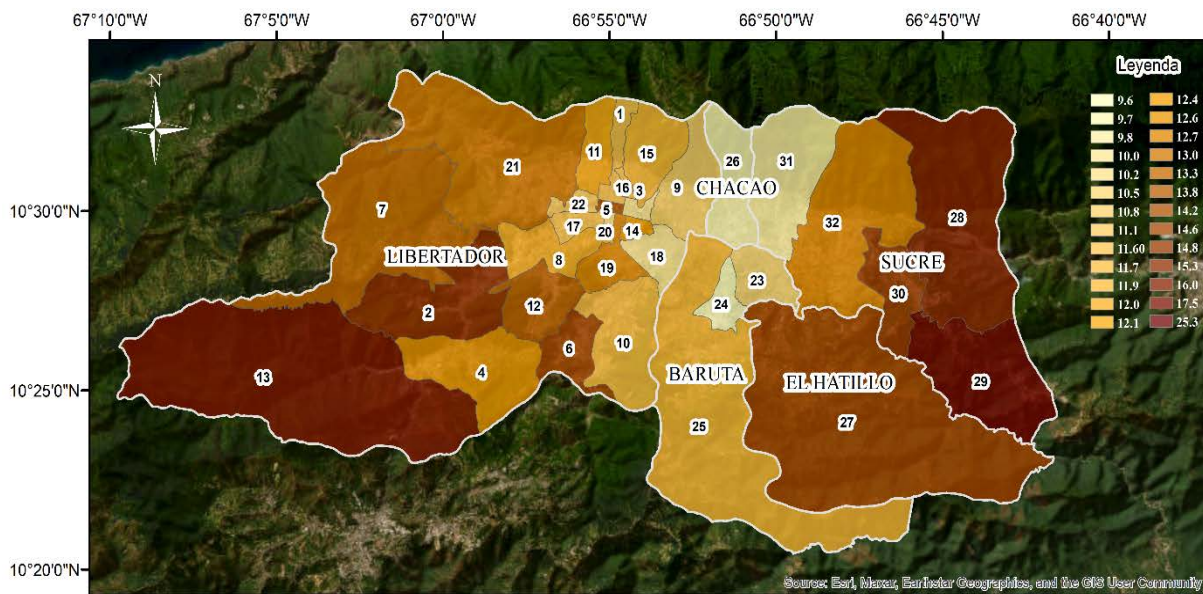


Figura 1.7

Distribución espacial del índice de Vulnerabilidad Socio-Económica en el AMC.

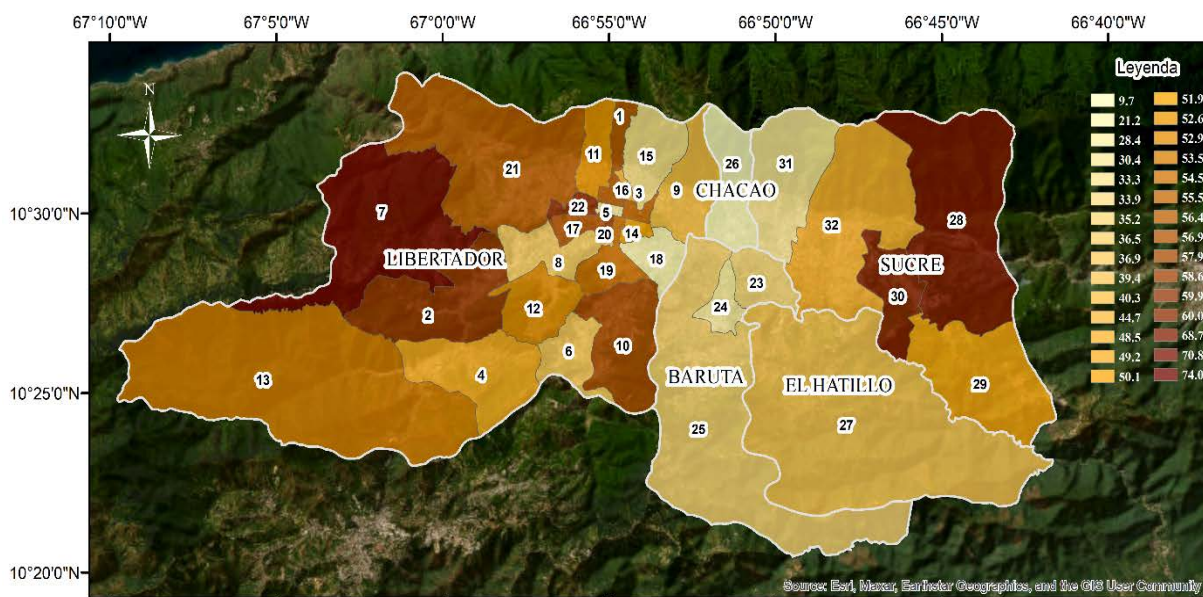


Figura 1.8

Distribución espacial del índice de Falta de Resiliencia Urbana en el AMC.

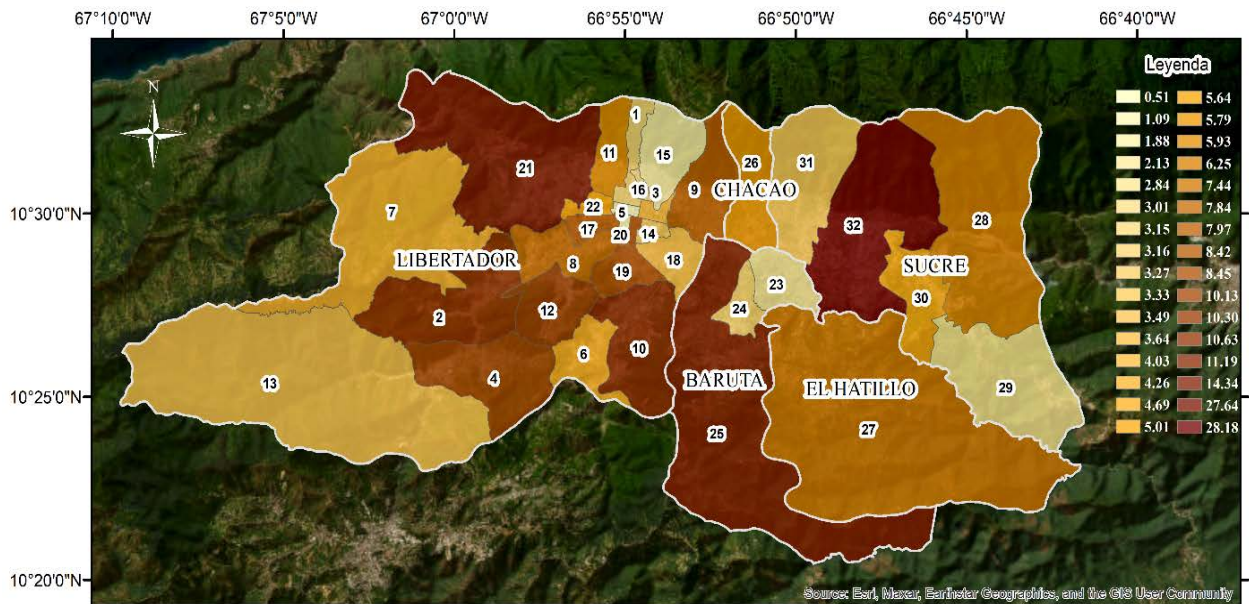
Indicadores de Vulnerabilidad Socio-Económica en el AMC. **Tabla 1.12**

N°	Parroquias	lvs1	lvs2	lvs3	lvs4	lvs5	lvs
1	Altagracia	5	19	6	40	7	11,6
2	Antímano	11	18	5	47	10	15,3
3	Candelaria	3	19	4	39	4	10,0
4	Caricuaao	6	20	4	45	7	12,6
5	Catedral	7	19	6	51	12	14,2
6	Coche	10	20	4	47	5	14,6
7	El Junquito	9	18	4	42	6	13,3
8	El Paraíso	6	20	4	41	5	12,0
9	El Recreo	3	21	5	42	4	10,8
10	El Valle	6	18	4	42	5	11,7
11	La Pastora	6	19	4	42	7	12,1
12	La Vega	9	19	5	43	7	13,8
13	Macarao	15	19	5	47	10	17,5
14	San Agustín	6	19	5	43	8	12,4
15	San Bernardino	4	22	6	44	5	11,9
16	San José	5	19	7	40	6	11,6
17	San Juan	6	18	5	39	6	11,6
18	San Pedro	2	22	4	40	2	10,0
19	Santa Rosalía	7	19	5	42	7	12,7
20	Santa Teresa	3	18	6	41	4	10,2
21	Sucre	8	18	4	43	7	13,0
22	23 de enero	4	19	5	42	6	11,1
23	El Cafetal	2	24	3	43	1	10,5
24	Minas de Baruta	3	18	4	37	4	9,6
25	Baruta	6	20	4	41	4	11,9
26	Chacao	2	22	3	38	2	9,7
27	El Hatillo	12	20	3	40	3	14,6
28	Caucagüita	13	18	3	46	10	16,0
29	Fila de Mariche	28	19	7	53	15	25,3
30	La Dolorita	10	18	5	48	9	14,8
31	Leoncio Martínez	2	21	4	40	2	9,8
32	Petare	7	19	4	43	7	12,7

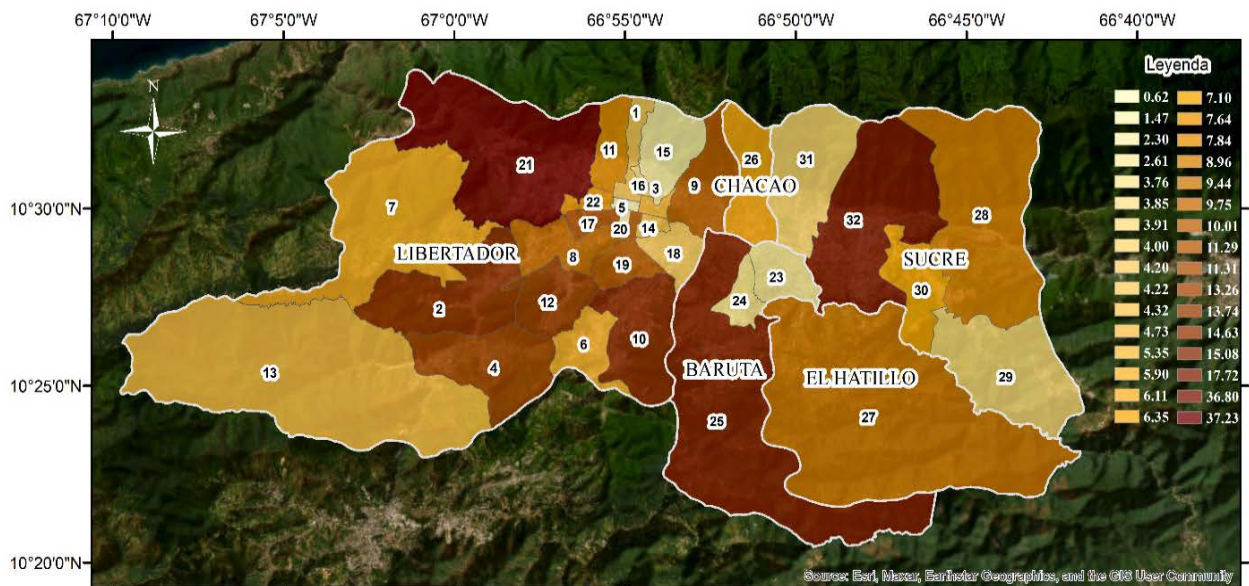
Tabla 1.13 Indicadores de Capacidad y de Falta de Resiliencia Urbana en el AMC.

N°	Parroquias	I _{U1}	I _{U2}	I _{U3}	I _{U4}	I _{FRU}
1	Altagracia	25	45	15	98	56,4
2	Antímano	56	5	17	92	59,9
3	Candelaria	44	29	14	99	55,5
4	Caricuao	56	40	15	95	49,2
5	Catedral	69	77	42	97	28,4
6	Coche	67	54	39	95	36,9
7	El Junquito	10	14	2	92	74,0
8	El Paraíso	82	43	33	97	36,5
9	El Recreo	60	47	39	99	40,3
10	El Valle	49	18	14	96	57,9
11	La Pastora	74	12	10	98	52,6
12	La Vega	46	39	13	95	52,9
13	Macarao	46	39	16	89	53,5
14	San Agustín	37	42	24	98	51,9
15	San Bernandino	77	50	44	99	33,3
16	San José	96	15	11	99	44,7
17	San Juan	60	7	18	97	56,9
18	San Pedro	100	62	51	100	21,2
19	Santa Rosalía	65	8	21	97	54,5
20	Santa Teresa	24	32	25	98	58,6
21	Sucre	38	34	14	96	56,4
22	23 de enero	21	37	14	99	60,0
23	El Cafetal	61	66	41	99	33,9
24	Minas de Baruta	71	49	47	97	35,2
25	Baruta	71	71	45	100	28,4
26	Chacao	94	79	92	100	9,7
27	El Hatillo	44	52	68	91	39,4
28	Caucagüita	13	9	22	91	70,8
29	Fila de Mariche	55	46	15	83	50,1
30	La Dolorita	12	19	14	96	68,7
31	Leoncio Martínez	61	71	50	100	30,4
32	Petare	63	30	21	97	48,5

En las Figuras 1.9 y 1.10 se presenta la distribución espacial de los indicadores del riesgo sísmico físico (I_{RF}) y del riesgo sísmico integral (I_{RI}), respectivamente. Estos resultados se muestran con detalle en la Tabla 1.14 donde se puede observar que las parroquias en mayor riesgo sísmico son Petare y Sucre, tanto desde el punto de vista físico como integral. Esto se debe principalmente a que el riesgo es visto como el potencial de pérdidas económicas y a esta escala de evaluación resulta muy marcada por el efecto que tiene el factor de exposición de vivienda.



Distribución espacial del Indicador de Riesgo Sísmico Físico-Estructural. **Figura 1.9**



Distribución espacial del Indicador de Riesgo Sísmico Integral. **Figura 1.10**

Estos indicadores de riesgo sísmico son de utilidad para priorizar las políticas públicas en materia de reducción de riesgo de desastre. Se puede apreciar que la evaluación del riesgo sísmico integral logra que 9 parroquias suben su nivel de riesgo relativo, específicamente San Agustín y Filas de Mariche

suben dos niveles y Altagracia sube tres niveles, 6 parroquias bajan su nivel de riesgo, específicamente Chacao y Leoncio Martínez bajan 2 niveles mientras San Pedro baja tres y 16 parroquias mantiene su posición de riesgo integral cuando se compara con el riesgo físico.

Tabla 1.14 Resultado de los indicadores en el AMC.

N°	Parroquias	I _E	I _A	I _{VF}	I _{VS}	I _{FRU}	F	I _{RF}	I _{RI}
1	Altagracia	0,12	0,64	39,4	11,6	56,4	0,340	3,15	4,22
2	Antimano	0,34	0,60	51,7	15,3	59,9	0,376	10,63	14,63
3	Candelaria	0,18	0,64	34,7	10,0	55,5	0,328	4,03	5,35
4	Caricuao	0,34	0,60	50,4	12,6	49,2	0,309	10,13	13,26
5	Catedral	0,02	0,64	37,2	14,2	28,4	0,213	0,51	0,62
6	Coche	0,15	0,60	52,8	14,6	36,9	0,258	4,69	5,90
7	El Junquito	0,14	0,64	46,5	13,3	74,0	0,437	4,26	6,11
8	El Paraíso	0,28	0,60	46,4	12,0	36,5	0,243	7,84	9,75
9	El Recreo	0,33	0,64	37,4	10,8	40,3	0,256	7,97	10,01
10	El Valle	0,37	0,60	49,9	11,7	57,9	0,348	11,19	15,08
11	La Pastora	0,20	0,64	46,1	12,1	52,6	0,324	5,93	7,84
12	La Vega	0,33	0,60	51,7	13,8	52,9	0,334	10,30	13,74
13	Macarao	0,11	0,60	51,0	17,5	53,5	0,355	3,49	4,73
14	San Agustín	0,10	0,64	49,9	12,4	51,9	0,322	3,27	4,32
15	San Bernardino	0,08	0,64	35,8	11,9	33,3	0,226	1,88	2,30
16	San José	0,11	0,64	44,2	11,6	44,7	0,282	3,01	3,85
17	San Juan	0,28	0,64	47,2	11,6	56,9	0,343	8,42	11,31
18	San Pedro	0,18	0,63	31,8	10,0	21,2	0,156	3,64	4,20
19	Santa Rosalía	0,29	0,63	46,8	12,7	54,5	0,336	8,45	11,29
20	Santa Teresa	0,05	0,64	31,2	10,2	58,6	0,344	1,09	1,47
21	Sucre	0,91	0,64	47,4	13,0	56,4	0,347	27,64	37,23
22	23 de Enero	0,18	0,64	48,7	11,1	60,0	0,356	5,64	7,64
23	El Cafetal	0,12	0,60	29,5	10,5	33,9	0,222	2,13	2,61
24	Minas de Baruta	0,13	0,60	42,1	9,6	28,4	0,190	3,16	3,76
25	Baruta	0,54	0,61	43,2	11,9	35,2	0,236	14,34	17,72
26	Chacao	0,25	0,64	35,8	9,7	9,7	0,097	5,79	6,35
27	El Hatillo	0,28	0,63	42,3	14,6	39,4	0,270	7,44	9,44
28	Caucagüita	0,18	0,63	53,8	16,0	70,8	0,434	6,25	8,96
29	Fila de Mariche	0,08	0,64	56,3	25,3	50,1	0,377	2,84	3,91
30	La Dolorita	0,17	0,61	49,6	14,8	68,7	0,418	5,01	7,10
31	Leoncio Martínez	0,19	0,60	28,6	9,8	30,4	0,201	3,33	4,00
32	Petare	1,00	0,62	45,5	12,7	48,5	0,306	28,18	36,80

1.7 Conclusiones

Se propone un marco conceptual y metodológico para la evaluación del riesgo sísmico integral a partir principalmente de los datos del censo de población y vivienda, adaptando ideas y metodología internacionales.

Se definió el indicador de amenaza sísmica para cada parroquia con base en el factor de aceleración máxima del terreno (A_0) provenientes del proyecto de microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009), reportando este indicador la mayor amenaza en las parroquias ubicadas al norte de la ciudad, debido a la influencia de Macrozona Centro-norte la cual posee una mayor aceleración que la Centro-sur. Sin embargo, esta tendencia tiene una excepción en las parroquias Baruta y El Hatillo, ambas ubicadas al sur de la ciudad, debido a la influencia en éstas de la Macrozona Sur que tiene el valor máximo del indicador de amenaza.

Se definieron factores de exposición de la población, vivienda y de las a partir los resultados del Censo de Población y Vivienda (INE, 2011) y la información disponible en SIG, con base en la cantidad de población, viviendas y las edificaciones expuestas en las 32 parroquias del Área Metropolitana de Caracas y su distribución relativa, resultando con los mayores niveles de exposición las parroquias Petare y Sucre.

Se definió el indicador de vulnerabilidad física-estructural en función de las variables: distribución porcentual de tipo de edificación, material en paredes, año de construcción, irregularidades en planta y elevación de las edificaciones, cantidad de edificaciones altas en zonas de depósitos profundos y edificaciones en zonas de pendiente desfavorable. Como resultado se obtuvo una mayor vulnerabilidad en las parroquias: Filas de Mariche, Caucagüita, Coche, La Vega, Antímamo, Macarao y Caricuao. Las parroquias con mayores sectores populares obtuvieron los valores mayores de vulnerabilidad, mientras que por otro lado las menos vulnerables resultaron ser las Parroquias Leoncio Martínez y El Cafetal.

Se definieron y calcularon los indicadores de vulnerabilidad socio-económica y de falta de resiliencia urbana. Desde el punto de vista socio-económico a partir de los datos del INE (2011), el indicador dio como resultado que las parroquias más vulnerables son: Filas de Mariche, Macarao, Caucaguita y Antímamo, mientras las menos vulnerables resultaron ser Chacao, El Cafetal, Leoncio Martínez y San Pedro. Desde el punto de vista urbano resultaron con menor resiliencia urbana las parroquias El Junquito, Caucaguita, La Dolorita y 23 de Enero y mayor resiliencia urbana la parroquia Chacao.

Se cuantificó el valor del riesgo sísmico físico y del riesgo sísmico integral, resultando que las parroquias Petare y Sucre son las de mayor riesgo físico, intercambiando su posición (Sucre y Petare) cuando se determina el Riesgo Integral, principalmente influenciados por mayores niveles de exposición y por lo tanto mayor potencial de pérdidas. La comparación de ambos resultados es de gran utilidad en la priorización de las políticas públicas para la gestión del riesgo de desastre, obteniendo que de las 32 parroquias, 16 mantiene su posición de riesgo integral cuando se compara con el riesgo físico, 9 parroquias suben su nivel de riesgo relativo, específicamente San Agustín y Filas de Mariche suben dos niveles y Altagracia sube tres niveles, y 6 parroquias bajan su nivel de riesgo, específicamente Chacao y Leoncio Martínez bajan 2 niveles mientras San Pedro baja tres.

Finalmente se elaboraron mapas de riesgo sísmico del Área Metropolitana de Caracas, donde se resume gráficamente los resultados de esta investigación. Esto facilita su comprensión, así como

también la identificación de patrones y prioridades que son de utilidad para el desarrollo de planes de Gestión del Riesgo Sísmico.

1.8 Referencias

Cardona, O. D. (2001). Estimación Holística del Riesgo Sísmico Utilizando Sistemas Dinámicos Complejos. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Barcelona. España.

Carreño M. L., Cardona O. D., Marulanda M. C., Barbat A. (2006). Evaluación de Riesgo Sísmico Urbano: Un Enfoque Holístico. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 11, 1, 45-76.

Columbia University (2001). Disaster Resistant Caracas, Urban Planning Studio. Caracas, 126p.

Coronel D. G. y López O. A. (2013). Metodología para la Estimación de Daños Por Sismos en Edificios Escolares de Venezuela Mediante Curvas de Fragilidad. Revista de la Facultad de Ingeniería, UCV, Vol. 28, Nº 2, 2013.

Coronel D. G. y López O. A. (2015). El Riesgo Sísmico en Caracas desde una Visión Integral. Memorias del X Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica (CONVESIS), Cumaná, 28 al 30 de octubre de 2015.

Coronel D. G., López O. A., Pereira R., Martínez O., Cabrera N. y Fuentes G. (2014). Indicadores de Riesgo Sísmico a partir de la Información Censal de Venezuela. II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y Sismorresistente. Valencia del 28-29 de marzo de 2014.

Coronel D., G. (2016). Exposición a la Amenaza Sísmica de las Edificaciones Residenciales en el Área Metropolitana de Caracas. Jornadas de Investigación de la Facultad de Ingeniería (JIFI), Caracas, 14 al 18 de noviembre 2016.

FUNVISIS (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738. Disponible en <http://www.funvisis.gob.ve>

Grases, J. (1986). Pérdidas como Consecuencia de Terremotos, Métodos para su Estimación. Seguros Caracas. Caracas, Venezuela.

Hernández A. y Puerta M. (2016). Riesgo Sísmico Integral en el Área Metropolitana de Caracas Mediante Indicadores Determinísticos de Amenaza y Vulnerabilidad. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela (Tutor: Prof. Gustavo Coronel D.).

Hernández, J. J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes de Caracas. Proyecto Pensar en Venezuela, C.I.V., Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Memorias, 115 pp.

IGVSB (2003). Proyecto Ávila, Mapa de Riesgos, escala 1:25.000. Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar / Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales, Caracas, Venezuela, CD.

INE (2011). Censo Nacional de Población y Vivienda. Instituto Nacional Estadística (INE) <http://www.ine.gov.ve/>.

JICA (2005). Estudio sobre el plan básico de prevención de desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA).

López O. A. (2009). Indicadores de Riesgo Sísmico en Edificios Escolares de Venezuela. Boletín Técnico IMME, Vol. 47, N. 1, pp 17-46.

López O. A., Coronel D. G., Ascanio W., Rojas R., Páez V., Olbrich F., Rengel J. G. y González J. (2014). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe Técnico FUNVISIS, FUN-002, 2014.

López O. A., Coronel D. G., Rojas R. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existente. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

López, O. A., Marinilli A., Coronel D., G. Editores (2015). Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. IMME-UCV, FUNVISIS y FEDE. ISBN: 978-980-12-7455-1 Depósito Legal: If25220146202146, 1046 pp.

Marinilli A., Fernández N., López O. A. y Coronel D. G. (2012). Inspection of School Buildings in Seismic Prone Areas in Venezuela. 15 World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 24-28 de septiembre 2012.

Safina S., López A., Luis A. Lirio B., Castillo L., Marval N., Gonzalez J. y Prieto J. (2009). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones en el Municipio Chacao, Área Metropolitana de Caracas. Informe Final. Proyecto IPCA-FUNVISIS. Caracas.

Schmitz, M., Hernández, J.J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Valleé, M., Tagliaferro, M., Delavaud, É., Singer, A., Amarís, E., Molina, D., González, M., Leal, V. y el grupo de trabajo del proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (2011). Principales resultados y recomendaciones del proyecto de microzonificación sísmica en Caracas. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 26, N° 2, pp. 53–59, 2011.

Capítulo **2**

INSPECCIONES Y EVALUACIÓN RÁPIDA DE EDIFICACIONES



Oscar A. López, Romme Rojas y Gustavo Coronel D.

RESUMEN

Las inspecciones tienen como finalidad evaluar de manera rápida el grado de vulnerabilidad y riesgo ante la acción sísmica de una construcción. Para ello se desarrolló y utilizó un instrumento de recolección de información básica, aplicado por grupos de dos personas cada uno, que en un tiempo corto obtiene imágenes digitales, esquemas estructurales e información de materiales, antigüedad y ocupación de la construcción. Esta información es luego procesada para determinar índices de vulnerabilidad y riesgo e índices de priorización que permitirán la toma de decisiones hacia la gestión del riesgo.

El índice de priorización se determina como el producto de los índices de amenaza, vulnerabilidad e importancia el cual considera el uso del edificio y el número de ocupantes. El procedimiento considera las tipologías constructivas típicas del país, incluyendo viviendas populares, e incorpora las experiencias de los sismos destructores de Caracas en 1967 y Cariaco en 1997. Para edificaciones localizadas en el Área Metropolitana de Caracas, el procedimiento propuesto toma en consideración la microzonificación sísmica de la ciudad. Los resultados de la aplicación del procedimiento propuesto sirven para seleccionar aquellas edificaciones críticas que requieran evaluaciones estructurales más detalladas y apuntalar decisiones hacia una gestión integral del riesgo sísmico.

Se efectuaron un total de 1.048 inspecciones rápidas a diferentes tipos de edificios en el Área Metropolitana de Caracas. Entre las estructuras inspeccionadas se encuentran edificios de vivienda y oficinas, viviendas populares, edificios de primera asistencia (estaciones de bomberos y protección civil), instalaciones de salud y edificaciones patrimoniales. Las inspecciones fueron realizadas por estudiantes de ingeniería de la Universidad Experimental de las Fuerzas Armadas, Núcleo Chuao (UNEFA) y por estudiantes de ingeniería civil de la Universidad Central de Venezuela (UCV).

Se presentan los resultados en términos de índices de amenaza, vulnerabilidad, riesgo y priorización sísmica, discriminadas según su uso. En el Capítulo 14 se presentan los resultados de las inspecciones realizadas en 70 puentes en el área metropolitana de Caracas, usando un instrumento de inspección especialmente diseñado para puentes y tramos elevados.

TABLA DE CONTENIDO

INSPECCIONES Y EVALUACIÓN.....	73
RÁPIDA DE EDIFICACIONES.....	73
2.1 Participantes.....	75
2.2 Objetivos y Alcance.....	75
2.3 Taller de Formación de Inspectores.....	75
2.4 Instrumento de inspección.....	76
2.5 Índices de Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo y Priorización.....	77
2.6 Aplicación a una Muestra de Edificaciones en el centro de Caracas .	83
2.7 Referencias	85

2.1 Participantes

Ingenieros: Valentina Páez, Jorge González, William Ascanio, Florian Olbrich, José Rengel, Grecia Zeoli, Alejandra Guerrero.

Estudiantes (UCV): Gabriela Ramírez, Gabriela Strubinger, Renny Fragiél, Gina Sánchez, Elsa Manrique, Rossana Gosende, Estefanía Nieres, Rommy Rojas, Gabriela Romero, Nepdry Arzola, Aury Carrasco, Carlos Berrios, Luis Possamay, Theo Ibarra y los demás estudiantes de servicio comunitario.

Estudiantes (UNEFA): Pier Oberti, Neisy Palma, Sheila Maneiro, Aidcel Pérez, Susana Verde, Oriana Barrios, Wendy Bello y Ariyuri Lobo.

En la organización de las inspecciones se contó con la colaboración de personal de las Alcaldías del Municipio Libertador y del Municipio Chacao.

2.2 Objetivos y Alcance

El objetivo es evaluar mediante una inspección rápida el grado de vulnerabilidad y riesgo de una construcción ante la acción sísmica. Para ello se utilizó un instrumento de recolección de información básica, aplicado por grupos de dos personas cada uno, que en un tiempo corto obtiene imágenes digitales, esquemas estructurales e información de materiales, antigüedad y ocupación de la construcción. Esta información es luego procesada para determinar índices de vulnerabilidad y riesgo e índices de priorización que permitirán la toma de decisiones hacia la gestión del riesgo.

Se efectuaron un total de 1.048 inspecciones rápidas a diferentes tipos de estructuras en el Área Metropolitana de Caracas. Entre las estructuras inspeccionadas se encuentran edificios de vivienda y oficinas, viviendas populares, edificios de primera asistencia (estaciones de bomberos y protección civil), instalaciones de salud y edificaciones patrimoniales. Las inspecciones fueron realizadas por estudiantes de ingeniería de la Universidad Experimental de las Fuerzas Armadas, Núcleo Chuao (UNEFA), y por estudiantes de ingeniería civil de la Universidad Central de Venezuela (UCV). Los estudiantes fueron especialmente entrenados para llevar a cabo las inspecciones las cuales se hicieron bajo la coordinación de los miembros del Departamento de Ingeniería Sísmica de Funvisis y con la colaboración de representantes de las Alcaldías de los Municipios Libertador y Chacao.

2.3 Taller de Formación de Inspectores

Antes de las jornadas de inspección los estudiantes recibieron un taller teórico-práctico, sobre la metodología denominada "Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico" desarrollada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas – Funvisis (López et al., 2014-b). Este taller tuvo una semana de duración y el programa del mismo contenía información teórica-conceptual sobre los sismos y sus efectos en las construcciones, uso y llenado en campo de la planilla de inspección, reconocimientos de las características estructurales de la edificación, tipo de fotografías a realizar y actividades posteriores o de oficina relativas a la transferencia de la información de campo hacia la base de datos de Funvisis, la generación y codificación del registro fotográfico por edificio y la elaboración del resumen de actividades realizadas en la semana de

inspección, esto con el fin de tener un control y seguimiento de todas las actividades ejecutadas por los inspectores.

2.4 Instrumento de inspección

El instrumento utilizado para realizar las inspecciones (Figura 2.1) asigna un índice de priorización sísmica a una edificación existente, localizada en cualquier parte del país, tomando en cuenta el estudio de microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009).

Lado frontal

Formulario de inspección rápida - Lado frontal. Incluye secciones para: 1. Datos generales (Fecha, Hora inicio, Hora culminación, Código); 2. Datos de los participantes (Inspector, Revisor, Supervisor); 3. Datos del entrevistado (Relación con la Edif., Nombre y apellido, Teléfono, Correo Electrónico); 4. Identificación y ubicación de la edificación (Nombre o N°, N° de pisos, N° de semi-sótanos, N° de sótanos, Estado, Ciudad, Municipio, Parroquia, Urb., Barrio, Sector, Calle, Vereda, Pto. de Referencia, Huso); 5. Uso de la edificación (Gubernamental, Militar, Médico-Asistencial, Industrial, Otro); 6. Capacidad de ocupación (Número de personas, Ocupación durante); 7. Año de construcción; 8. Condición del terreno (Pendiente, Localización, Pendiente del talud, Separación al talud); 9. Tipo estructural (Pórticos de concreto armado, Muros de concreto armado, etc.); 10. Esquema de planta; 11. Esquema de elevación.

Lado posterior

Formulario de inspección rápida - Lado posterior. Incluye secciones para: 12. Irregularidades (Ausencia de vigas altas, Aberturas significativas, etc.); 13. Grado de deterioro (Agregriamiento en elementos estructurales, Corrosión en elementos de acero, etc.); 14. Observaciones; 15. Croquis de ubicación, fachada y planta (Grids para ubicación, fachada y planta).

Figura 2.1 Planilla de inspección rápida

Este procedimiento genera índices de vulnerabilidad y riesgo que permita comparar una edificación con otra, a fin de establecer prioridades entre éstas. Los índices permiten definir la necesidad de pasar posteriormente a una etapa de estudios detallados y determinar una eventual necesidad de realizar intervenciones de refuerzo estructural, bajo el marco de la prevención ante la futura ocurrencia de un evento sísmico. Dentro de la información básica recopilada de la inspección, se tiene la ubicación de la edificación, el uso, año de construcción, número de personas, condiciones del terreno, tipo estructural, esquema de planta y elevación, irregularidades, grado de mantenimiento, entre otros aspectos. Cada aspecto considerado en la planilla tiene una ponderación asociada que permite determinar un índice de vulnerabilidad, índice de amenaza, índice de importancia y finalmente un índice de priorización.

El instrumento de inspección consiste en una planilla de dos páginas que es llenada durante una visita de inspección de corta duración a la edificación. En la segunda página se dibuja un esquema general en planta y en alzado de la estructura de la edificación.

Esta información se acompaña con fotografías de las fachadas y de las áreas internas que muestren la estructura. La planilla de inspección se presenta en las Figura 2.2.

Adicionalmente se desarrolló una aplicación móvil para tabletas y celulares inteligentes (Figura 2.2) que permite la captación automática de los datos en campo (Coronel *et al.*, 2015) y una aplicación en lineal para la asignación de los índices de priorización (Navas y Morgado, 2015).



Aplicación móvil para inspección rápida

Figura 2.2

El procedimiento de cálculo de estos índices, el manual de usuario y ejemplos se presentan en el Informe Técnico de Funvisis FUN-002, 2014 (López *et al.*, 2014-b). Los aspectos teóricos y la justificación del método se presentan en el artículo publicado en la Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 29, N° 4 (López, Coronel y Rojas, 2014-a).

2.5 Índices de Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo y Priorización

El Índice de Priorización se define tomando en consideración la amenaza sísmica en el sitio, la vulnerabilidad de la estructura y la importancia de la construcción. El Índice de Priorización (I_P) se obtiene a partir de:

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_I \quad (2.1)$$

Donde: I_A es el Índice de Amenaza, I_V es el Índice de Vulnerabilidad y I_I es el Índice de Importancia. El producto de los índices de amenaza y vulnerabilidad ($I_A \cdot I_V$) representa el Índice de Riesgo (I_R) de la edificación.

Se inspeccionaron un total de 3.232 edificios en el AMC, en dos proyectos, SismoCaracas y GEM-FUNVISIS, pero solo se muestran resultados para las primeras 1.048 inspecciones (Ver Figura 2.3). Todas las inspecciones cuentan con una planilla de campo en físico y un registro en digital en la base de datos de FUNVISIS el cual va acompañado de un registro fotográfico. Las inspecciones se concentraron en los municipios Libertador y Chacao con un número de inspecciones de 940 y 90 respectivamente. En los municipios restantes se realizaron un número menor de inspecciones: En Sucre, 11 inspecciones; En Baruta, 5 inspecciones; En el Hatillo, 2 inspecciones (Tabla 2.1).

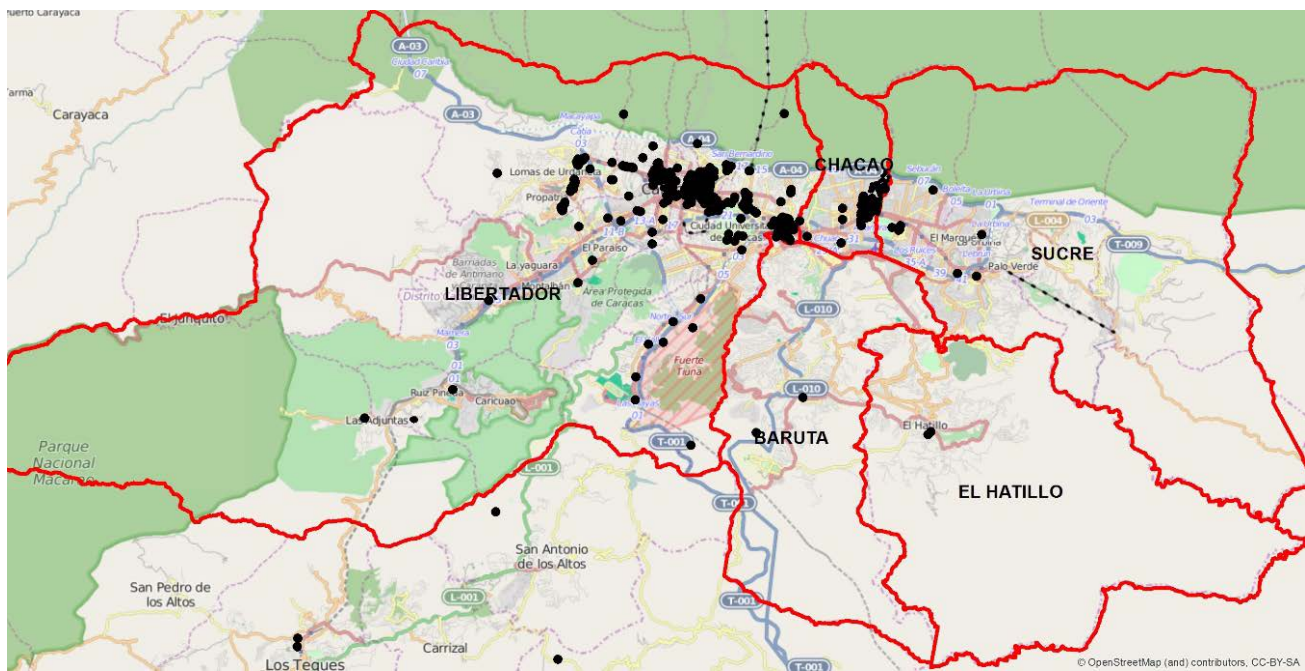
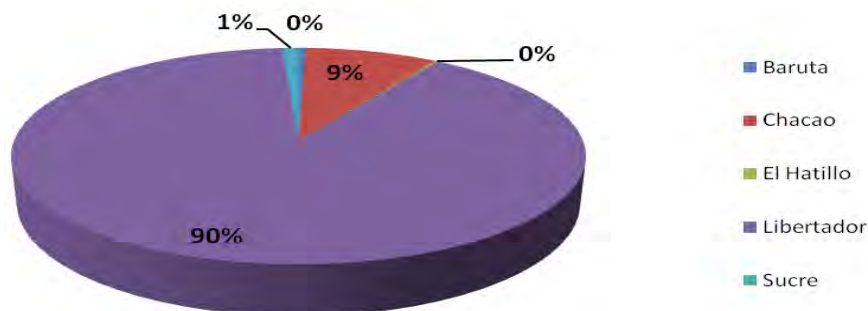


Figura 2.3 Mapa de ubicación de 1.048 edificaciones inspeccionadas.

Tabla 2.1 Inspecciones realizadas por municipio en el Área Metropolitana de Caracas.

Municipio	Nº Edificaciones Inspeccionadas
Baruta	5
Chacao	90
El Hatillo	2
Libertador	940
Sucre	11
TOTAL	1.048

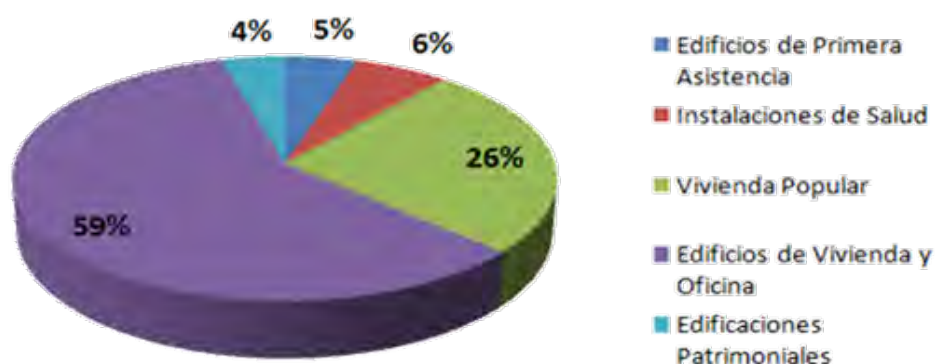
En términos de porcentaje, a los municipios Libertador y Chacao le corresponden un 90% y un 9%, respectivamente, del número total de inspecciones efectuadas, mientras que a los municipios restantes que forman parte del Área Metropolitana de Caracas (AMC), les corresponden el 1% de las inspecciones (Figura 2.4).



Porcentaje de inspecciones realizadas por municipio en el AMC. Figura 2.4

Las edificaciones a inspeccionar se seleccionaron de acuerdo a varios criterios, en el caso de edificios de vivienda, se buscaron aquellos de mayor antigüedad y que fueron construidos con un mismo proyecto. En los centros de salud se seleccionaron los hospitales más importantes de la ciudad. Todas las estaciones de bomberos y edificios de protección civil fueron inspeccionadas. Se inspeccionaron buena parte de los edificios patrimoniales más importantes y antiguos.

La Figura 2.5 muestra la distribución porcentual de los 1.048 edificios inspeccionados según el uso, resultando el uso de vivienda y oficina el mayoritario con un 59%, y en segundo lugar las viviendas populares con un 26%, en menor medida se encuentran las instalaciones de salud (6%), los edificios de primera asistencia, como estaciones de bombero y protección civil (5%) y las edificaciones patrimoniales (4%) del total de inspecciones realizadas.



Distribución porcentual de las inspecciones, según el uso. Figura 2.5

Los índices de vulnerabilidad obtenidos para las 1.048 inspecciones realizadas en el Área Metropolitana de Caracas (Figura 2.6), indican que 537 edificaciones, correspondiente al 51% del total, superan el índice de vulnerabilidad asociado al Liceo Raimundo Martínez Centeno (derrumbado por el terremoto de Cariaco 1997) y 144 edificaciones, equivalente al 14% del total, superan el índice de vulnerabilidad del edificio Mijagual (derrumbado por el terremoto de Caracas

1967), por lo que un número importante de edificaciones superan los valores correspondiente a edificaciones colapsadas por sismos en Venezuela (Tabla 2.2).

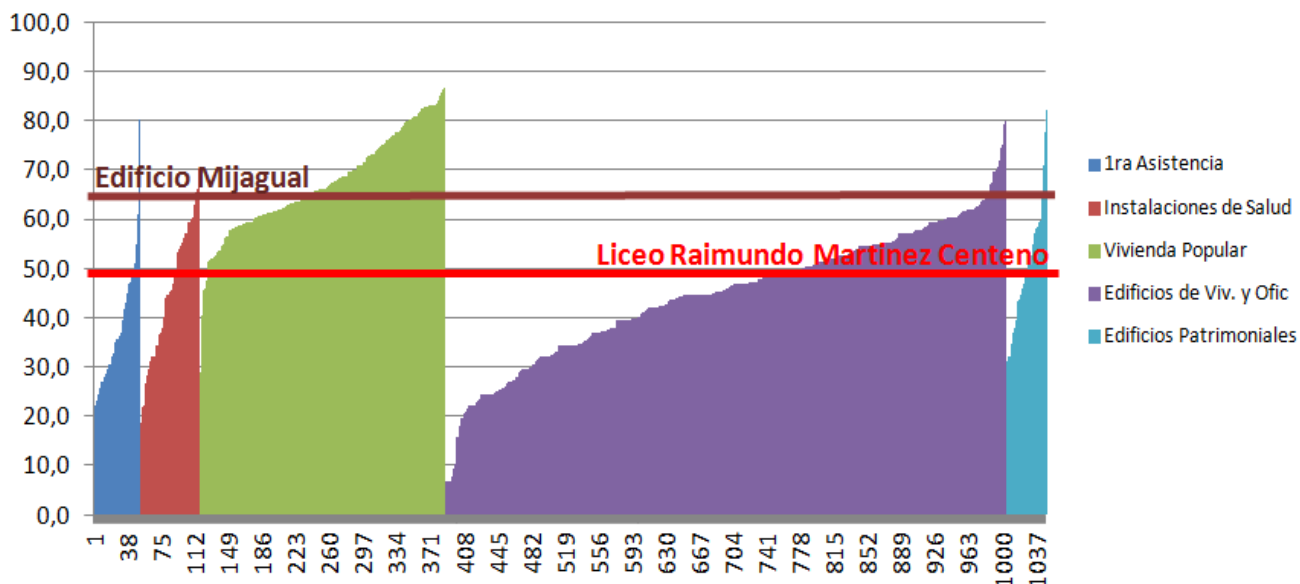


Figura 2.6 Índices de vulnerabilidad de 1.048 edificios inspeccionados.

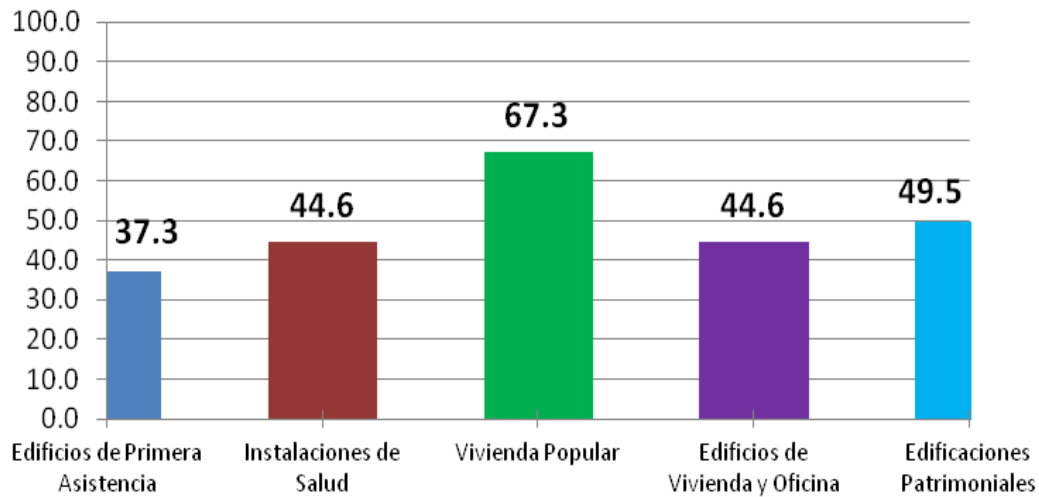
Tabla 2.2 Número y porcentaje de edificios con elevados índices de vulnerabilidad.

Edificio de referencia	Iv	Nº edificios con Iv superior	% edificios con Iv superior
Liceo RMC	49,7	537	51%
Edificio Mijagual	67,2	144	14%

Cuando se comparan los valores medios del índice de vulnerabilidad para los diferentes usos de la edificación, la vivienda popular presenta el mayor índice de vulnerabilidad (67,3) seguido de las edificaciones patrimoniales con 49,5 (Tabla 2.3 y Figura 2.7).

Tabla 2.3 Valores medios del índice de vulnerabilidad (Iv) y número de edificios inspeccionados, discriminados por uso. Total = 1.048.

Uso	Nº Edificios Inspeccionados	Iv
Edificios de Primera Asistencia	51	37,3
Instalaciones de Salud	66	44,6
Vivienda Popular	269	67,3
Edificios de Vivienda y Oficina	617	44,6
Edificaciones Patrimoniales	45	49,5



Valores medios del Índice de vulnerabilidad de edificios inspeccionados en el AMC, discriminados por uso.

Figura 2.7

Los índices de priorización para las 1.048 inspecciones realizadas en el Área Metropolitana de Caracas (Figura 2.8), indican que 376 edificaciones correspondientes al 36% del total, superan el índice asociado al Liceo Raimundo Martínez Centeno (derrumbado por el terremoto de Cariaco 1997) y 184 edificaciones equivalente al 18% del total, superan el valor del edificio Mijagual (derrumbado por el terremoto de Caracas 1967), indicando que un número importante de las edificaciones inspeccionadas tienen requerimientos de priorización similar o superior a las edificaciones derrumbadas por terremotos en Venezuela (Tabla 2.4).

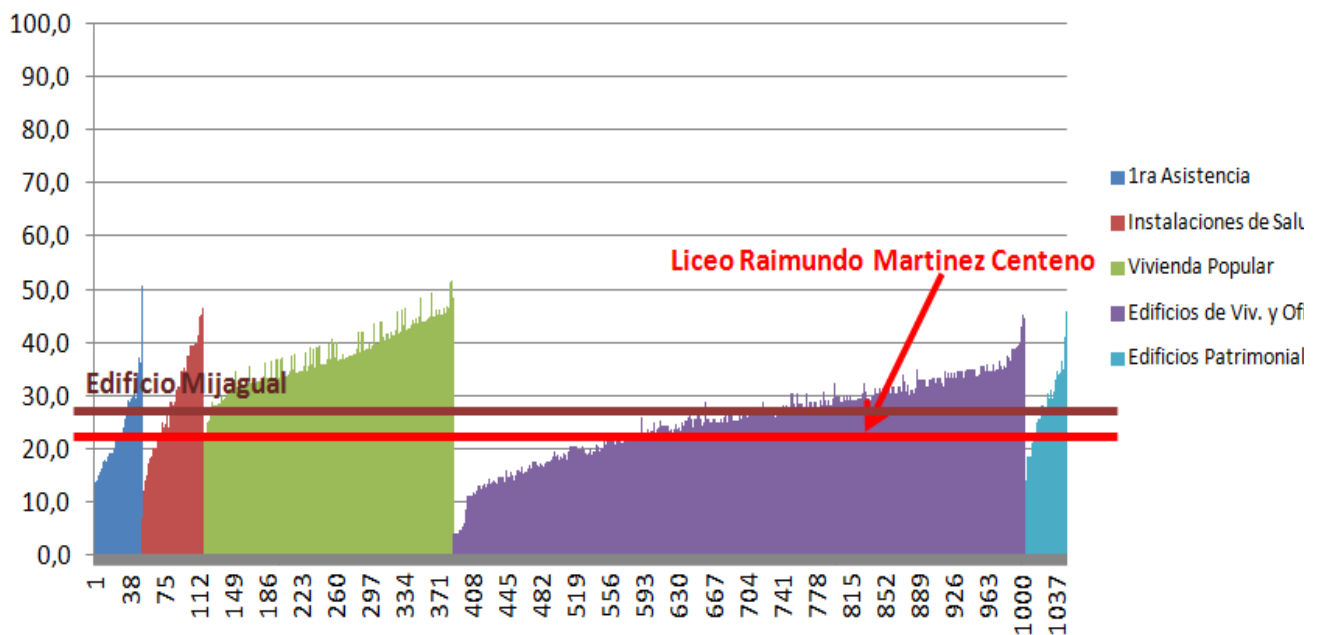


Figura 2.1. Índices de priorización de edificios inspeccionados.

Figura 2.8

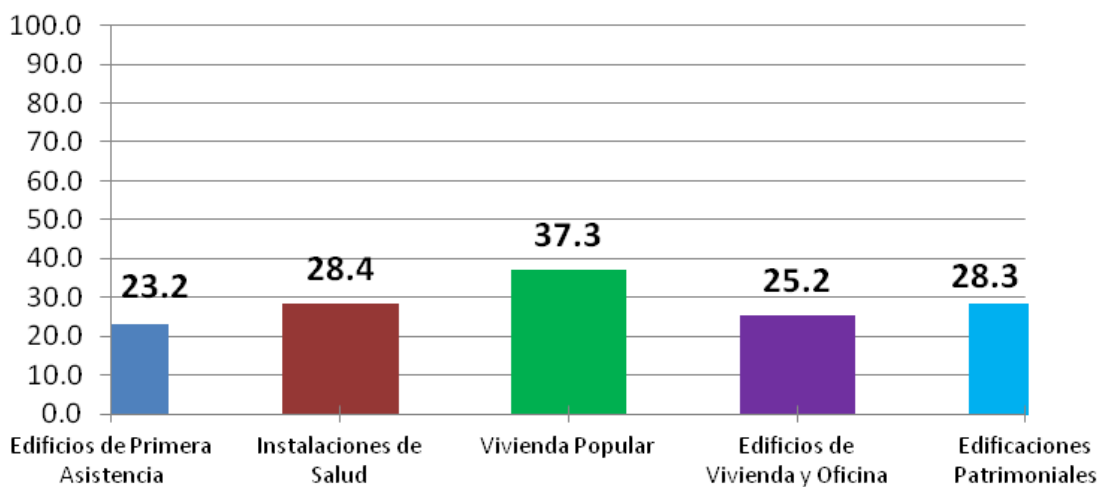
Tabla 2.4 Número y porcentaje de edificios con índices de priorización (I_p) elevados.

Edificio de referencia	I_p	Nº edificios Con I_p superior	% edificios con I_p superior
Liceo RMC	32,1	376	36%
Edificio Mijagual	36,6	184	18%

Al comparar los valores medios del índice de priorización por uso de la edificación, la vivienda popular presenta el mayor índice de 37,3 seguido de las instalaciones de salud con 28,4. (Tabla 2.5 y Figura 2.9). Estos resultados podrían cambiar a medida que aumente el número de edificios inspeccionados.

Tabla 2.5 Valores medios del índice de priorización (I_p) según el uso de los edificios.

Uso	Nº de Edificios Inspeccionados	I_p
Edificios de Primera Asistencia	51	23,2
Instalaciones de Salud	66	28,4
Vivienda Popular	269	37,3
Edificios de Vivienda y Oficina	617	25,2
Edificaciones Patrimoniales	45	28,3



Valores medios del índice de priorización de edificios inspeccionados en el AMC discriminados por uso

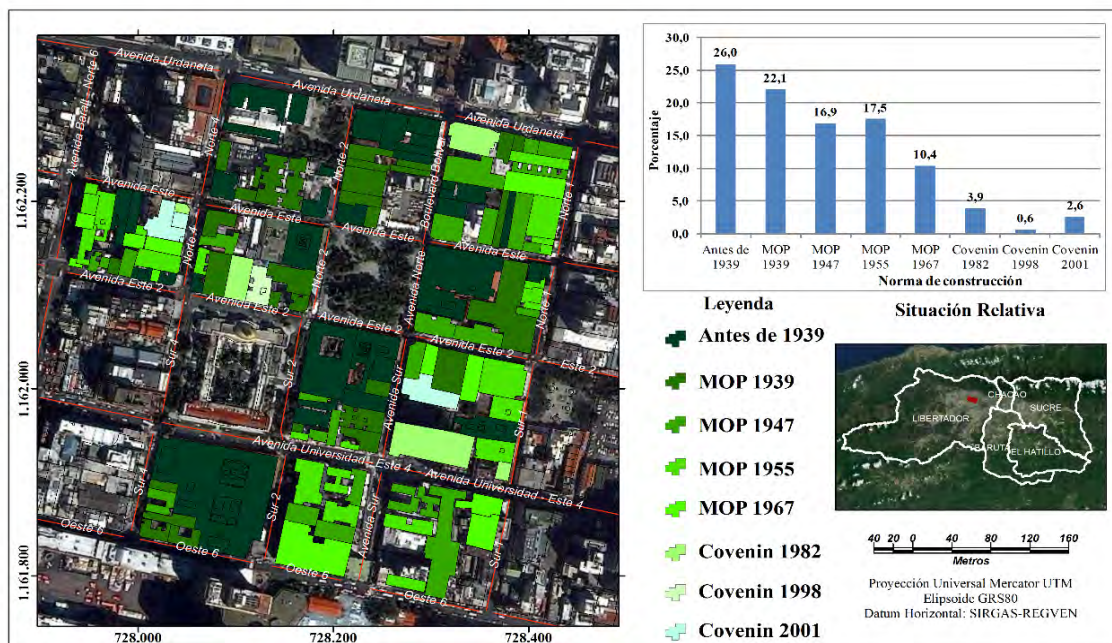
Figura 2.9

2.6 Aplicación a una Muestra de Edificaciones en el centro de Caracas

Se presentan a continuación los resultados de la aplicación del procedimiento en una muestra de 154 edificaciones localizadas en el casco histórico de Caracas, en la parroquia Catedral del Municipio Libertador. Mayor información se puede consultar en López et al. (2014-a). Centrada la recopilación alrededor de la Plaza Bolívar, la muestra contiene edificaciones emblemáticas de la ciudad como son, la Casa Amarilla, El Capitolio, la Casa Natal de Libertador y otras. Las inspecciones estuvieron a cargo de estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil de la UCV que hicieron el Servicio Comunitario durante el año 2011. La información recogida fue luego organizada y sintetizada por Rojas & Quintero (2011).

En la Figura 2.10 se puede observar la distribución espacial y porcentual de los edificios acorde con el año de construcción y su asociación con la norma de cada época. Dada las características del sector se puede observar que predominan las edificaciones antiguas: un 26,0% de los edificios de la muestra fueron construidos antes de la primera norma del MOP del año 1939, un 82,5% antes de 1967 e incluso un 92,9% antes de 1982, todos ellos con criterios de diseño sismorresistente bastante menos exigentes que los contenidos en las normas más recientes.

En la Figura 2.11 se presenta la distribución porcentual y espacial del Índice de Vulnerabilidad, notándose que un 57,1 % están en el rango de Elevada y un 31,2 de Muy Elevada vulnerabilidad. La Figura 2.12 presenta la distribución espacial y porcentual del Índice de Priorización. Puede notarse que no hay edificios en la máxima categoría P1 por estar en la zona sísmica 5 que no es la zona de mayor amenaza del país y por estar además las construcciones sobre terreno plano sin efectos topográficos. La edificación que ocupa el primer lugar de priorización es un centro de salud seguida en los puestos segundo y tercero por dos edificaciones educacionales.



Distribución espacial y porcentual de los edificios según la norma de construcción.

Figura 2.10

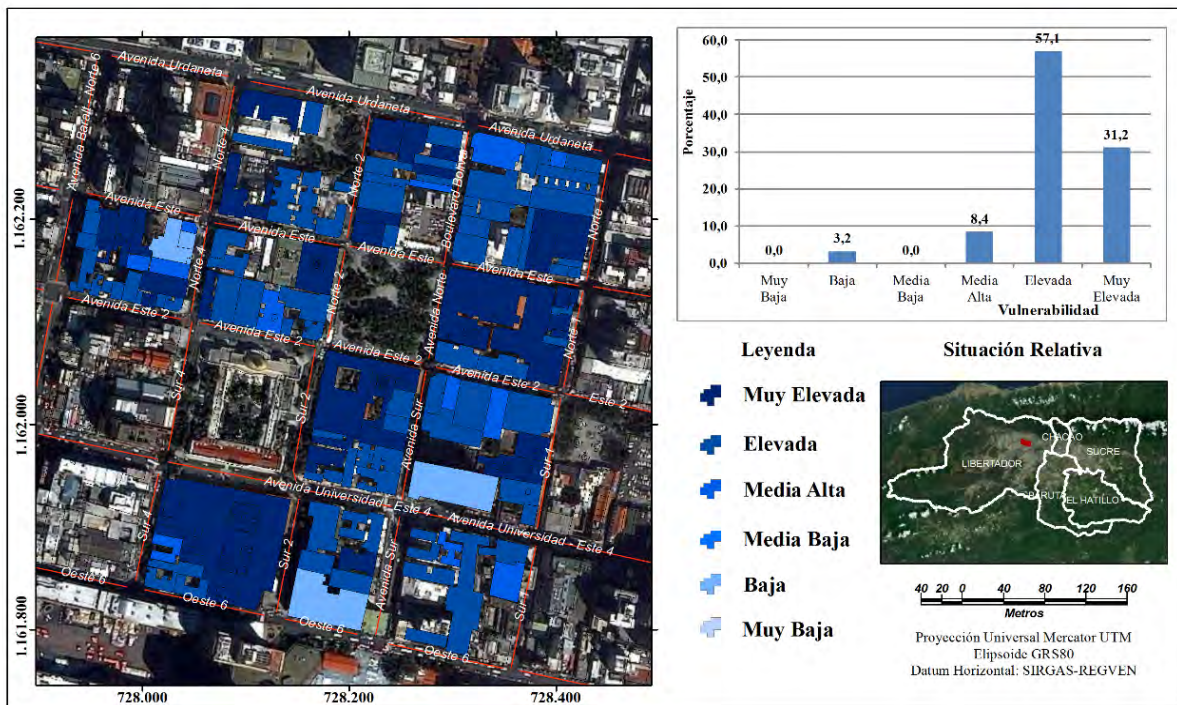


Figura 2.11 Distribución espacial y porcentual del Índice de Vulnerabilidad (I_v).

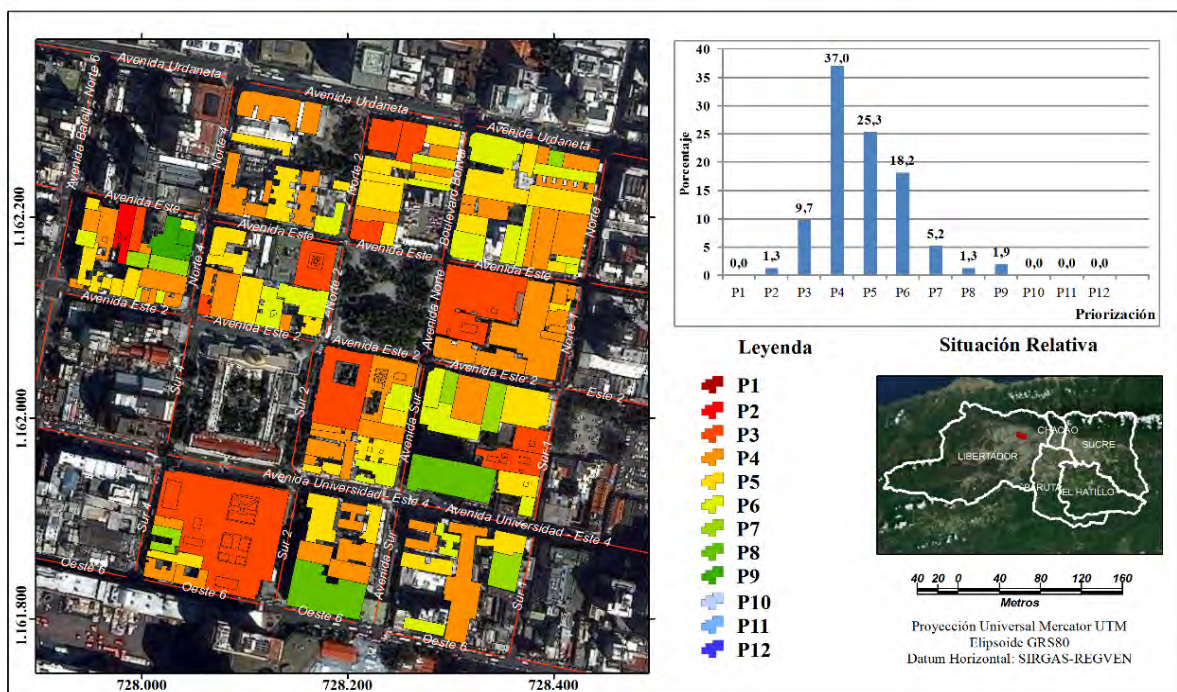


Figura 2.12 Distribución espacial y porcentual del Índice de Priorización (I_p).

2.7 Referencias

Coronel G., Rojas R., Gómez J., Rengel J.G. (2015). Inspección Rápida de Edificios Existentes mediante Aplicaciones Tecnológicas como Estrategia para la Gestión del Riesgo sísmico en Venezuela. X Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Cumaná, 28 al 30 de Octubre de 2015.

FUNVISIS. (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en la Ciudad de Caracas y Barquisimeto. Caracas: Proyecto FONACIT 200400738.

López O. A., Coronel G., Rojas R. (2014-a). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existentes. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

López, O. A., Coronel, G., Ascanio, W., Rojas, R., Páez, V., Olbrich, F., Rengel, J. G., Gonzalez, J. (2014-b). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe Técnico FUNVISIS, FUN-002.

Navas H., Morgado J. (2015). Desarrollo de una aplicación en línea para la asignación de índices de priorización de edificaciones para la gestión del riesgo sísmico. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Tutor Académico: Prof. María Eugenia Korody.

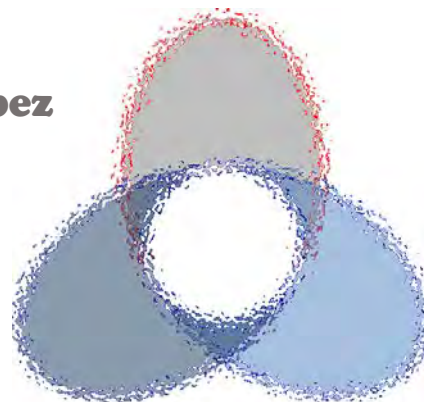
Rojas, J. & Quintero, N. (2011). Niveles de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en Edificaciones de la Parroquia Catedral del Municipio Libertador de Caracas. Trabajo Especial de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela (Tutor: Prof. Gustavo Coronel D.).



Capítulo 3

MODELO DE EXPOSICIÓN DE LAS EDIFICACIONES DE USO RESIDENCIAL

Gustavo Coronel Delgado y Oscar A. López



RESUMEN

Los terremotos de 1812, 1900 y 1967, entre otros, ocasionaron víctimas y daños en Caracas, razón por la cual es un permanente interés evaluar el riesgo sísmico en esta ciudad. Para ello es necesario además de cuantificar la amenaza, recopilar información de las estructuras expuestas a los terremotos, su localización y las características que condicionan su vulnerabilidad, tales como: el material de la estructura, la tipología estructural, la altura, el año de construcción, entre otras. En este trabajo se proponen 26 tipologías estructurales para identificar las edificaciones existentes y se definen clases de edificios agrupando las tipologías en rangos del número de pisos y su ductilidad esperada según la antigüedad.

Se propone un Modelo de Exposición a partir de una metodología para estimar la cantidad y distribución porcentual de las tipologías y clases de edificio, con base en la definición de zonas homogéneas asociadas al tipo de vivienda predominante (casa, quinta, edificio o rancho, según la denominación del Censo) con el uso de imágenes satelitales, y en una muestra de las tipologías y clases de edificios mediante inspección visual rápida.

Finalmente se presenta la aplicación esta metodología al área metropolitana de Caracas, donde se definieron 932 zonas homogéneas y se realizaron 3.007 inspecciones, resultando de la extrapolación la distribución de cada tipología estructural y clase de edificio en los 320.697 edificios residenciales que se estima hay en la ciudad. Como resultado, predominan las viviendas populares típicas de las zonas de Barrio en un 72,7%, entre ellas un 53,9% son estructuras mixtas de mampostería y pórticos de baja calidad constructiva y un 10,03% son de mampostería simple, seguidas de un 12,66% de estructuras de pórticos de concreto reforzado con paredes de relleno asociadas a los edificios de vivienda más formales. Entre los resultados se estima el valor económico expuesto a terremotos en términos de costo de reposición, el cual resulta en el orden de los 50 mil millones de dolares, lo cual es un insumo esencial para la evaluación del riesgo sísmico en Caracas.

TABLA DE CONTENIDO

MODELO DE EXPOSICIÓN DE LAS EDIFICACIONES DE USO RESIDENCIAL	87
3.1 Participantes	89
3.2 Motivación, Objetivos y Antecedentes	89
3.3 Descripción de la Zona de Estudio	91
3.4 Metodología Propuesta.....	93
3.4.1 Identificación de Tipologías Estructurales.....	93
3.4.2 Definición de Clases de Edificaciones	94
3.4.3 Definición de Zonas Homogéneas.....	94
3.4.4 Estimación de la Cantidad de Edificaciones	96
3.4.5 Desarrollo de Inspecciones Rápidas.....	97
3.4.6 Extrapolación de la Muestra.....	97
3.4.7 Estimación del Área de Construcción y del Valor Expuesto	97
3.5 Resultados del Modelo de Exposición	97
3.5.1 Tipologías Estructurales y Clases de Edificios Identificadas.....	97
3.5.2 Zonas Homogéneas Definidas	97
3.5.3 Estimado de Edificaciones Residenciales	98
3.5.4 Exposición a la Amenaza Sísmica.....	99
3.5.5 Muestra mediante Inspecciones.....	99
3.5.6 Distribución de Tipologías y Clases de Edificaciones	100
3.5.7 Área y Valor Expuesto como Costo de Reposición en el AMC	102
3.6 Conclusiones	102
3.7 Referencias	103

3.1 Participantes

Ingenieros: Romme Rojas, Vladimir Martínez, Yeslin Azuaje, Masiel Vera.

Por el Global Earthquake Model (GEM): Jairo Valcárcel y Catalina Yepes-Estrada.

Estudiantes (UCV): Jonathan Pérez, Marcos Solorzano, Guillermo Sánchez, Inael García, y Yulisa Zavala, Misael Puerta, Ricardo Cordero, Carlos Morales, Adrián Hernández.

En las inspecciones se contó con la colaboración de personal de las Alcaldías del Municipio Libertador, El Hatillo y Chacao.

3.2 Motivación, Objetivos y Antecedentes

En este Capítulo se presenta un modelo de exposición de las edificaciones de uso residencial en el Área Metropolitana de Caracas (AMC) a partir de la definición de zonas Homogéneas asociadas al tipo de edificación o vivienda predominante (Casa, Quinta, Edificio y Rancho) y una muestra de las tipologías estructurales y clases de edificios obtenida mediante inspecciones rápidas.

La evaluación del Riesgo Sísmico (R) requiere caracterizar la Amenaza Sísmica (A) y la Vulnerabilidad (V) de los elementos expuestos a ella, y suele definirse como el producto de estas variables (Figura 3.1), en términos probabilísticos (McGuire, 2004). La Exposición (E) es considerada hoy en día como una tercera variable que permite: 1) la localización de los elementos expuestos y su relación con la amenaza sísmica; 2) la clasificación, cuantificación y definición de los elementos expuestos y de las características que condicionan su vulnerabilidad; y 3) el valor expuesto desde punto de vista social y económico. En el caso de las edificaciones, caracterizar su exposición implica inventariar y estimar la cantidad de casas y edificios definiendo sus características estructurales tales como: el material de la construcción, la tipología estructural, el año de construcción, la altura, entre otros. El grado de detalle dependerá de la escala de evaluación la cual puede ser a nivel Nacional, Ciudad o Local.



En Venezuela se han hecho esfuerzos por inventariar (clasificar y estimar) las edificaciones con fines de gestión del riesgo tal como lo hicieron en el proyecto Ávila (Delgado y Ortiz, 2002), y se continuó para el Plan Básico de Prevención de Desastre de Caracas (JICA, 2005), donde se propusieron 8 tipologías estructurales básicas y 20 tipologías detalladas según la antigüedad y el número de pisos: 9 de pórticos de concreto, 2 de muros de concreto, 2 de muros prefabricados, 2 de acero, 1 de mampostería, 2 tipologías informales (típicas de los barrios y 2 informales rurales (Safina, 2005; JICA, 2005); se estimaron 314.657 edificaciones en 30 Parroquias estudiadas de las cuales 296.287 resultaron de uso residencial, de éstas el 22,0% en zonas urbanas, 69,5% en zonas de barrios y 8,5% en zonas rurales. De una muestra de 1.003 inspecciones rápidas en 29 Unidades de Vulnerabilidad Analizada (UVA) en zonas urbanas de los Municipios Libertador, Sucre y Chacao, estimaron un 82,0% de edificios de concreto reforzado, 14,2% de mampostería de ladrillo, 3,9% de Acero y 0,5% de Adobe.

Otros estudios en los cuales se han hecho clasificaciones e inventarios de edificios, han sido: el estudio de Amenazas Naturales y Vulnerabilidad de la Ciudad de Cumaná (Grases *et al.*, 2004). El Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas y Barquisimeto (FUNVISIS, 2009; Schmitz *et al.*, 2011), donde se clasificaron las edificaciones de pórticos de concreto por el año de construcción asociado a la combinación de normas sísmicas y de diseño (Hernández, 2009). El Proyecto desarrollado por el Instituto de Protección Civil y Ambiente de Chacao (IPCA) junto a FUNVISIS para el estudio de la vulnerabilidad de los edificios del sector de los Palos Grandes (Safina *et al.*, 2009). El Proyecto de Reducción de Riesgo Sísmico en Escuelas desarrollado por el IMME-UCV, FUNVISIS y FEDE donde se realizó un inventario de escuelas basado en la tipología constructiva, el número de pisos y el año de construcción (López, Marinilli y Coronel, 2015; Coronel y López, 2013; Marinilli *et al.*, 2015).

En Bendito *et al.* (2014) proponen para el estado Mérida en Venezuela un modelo de exposición de edificaciones de todos los usos con fines de evaluación del riesgo sísmico. Con base en lo propuesto por Castillo (2006) se utilizan 7 tipologías: 5 de concreto reforzado (3 de pórticos, 1 de muros y 1 de muros prefabricados), 1 de acero y 1 de mampostería, las cuales se discriminaron por año de construcción, y se indica que el 95% de los edificios de Mérida son de 1 a 3 pisos; como resultado obtuvo una distribución porcentual de 36,6% de estructuras de concreto, un 5,8% de acero y un 57,6% de mampostería para las 375.029 edificaciones estimadas en el estado Mérida de las cuales 305.689 son definidas como uso residencial.

En el Proyecto SismoCaracas, se propone una metodología para inspeccionar edificaciones (López *et al.*, 2014; López, Coronel y Rojas, 2014), se definen 15 tipologías estructurales junto a otros datos como el año de construcción, las irregularidades estructurales, la altura y el grado de deterioro que son utilizados para calcular índices de priorización. Entre los años 2013 y 2015 se lleva a cabo una evaluación del Perfil de Riesgo de Desastre en Venezuela (BID, 2015), en este estudio se realiza un modelo de exposición a escala nacional de las construcciones basado en el área construida y el valor económico. Estas edificaciones fueron clasificadas en 7 tipologías estructurales: 2 de pórticos de concreto, 2 de mampostería, 2 de madera y 1 de adobe. En el año 2013 se da inicio al Proyecto SARA (*South America Risk Assessment*) promovido por la Fundación GEM para la Evaluación Integrada del Riesgo Sísmico en los 7 países andinos expuestos a los terremotos: Perú, Ecuador, Venezuela, Colombia, Bolivia, Chile y Argentina. En este proyecto se ha desarrollado un modelo de exposición a partir de la información de los censos de población y vivienda de estos 7 países y con base en una

clasificación de 40 tipologías de las cuales 18 se identificaron en Venezuela (Yepes-Estrada *et al.*, 2015). En el marco del proyecto SARA surge en el 2015 el convenio de colaboración GEM-FUNVISIS para la Evaluación Integrada del Riesgo Sísmico en Venezuela con el objetivo de realizar modelos más detallados en el país, para lo cual se planteó como actividad identificar, clasificar y estimar las tipologías estructurales y clases de edificaciones de uso residencial en Venezuela y en el Área Metropolitana de Caracas (AMC), lo cual se presenta en este capítulo.

El objetivo fue desarrollar un modelo de exposición de las edificaciones de uso residencial en el AMC, lo cual implica estimar la cantidad de edificaciones y la distribución de tipologías estructurales y clases de edificio a partir de la definición de zonas Homogéneas y una muestra de edificaciones inspeccionadas, así como estimar el área de construcción, el valor expuesto y el costo de reposición. Las zonas homogéneas se han identificado visualmente a partir de imágenes satelitales ya que no se puede contar con la información georreferenciada de los resultados del censo de población y vivienda del INE en el AMC a niveles de agregación menores a la parroquia (segmentos y manzanas censales). Se realizaron inspecciones rápidas a edificios y se incorporó información de edificaciones conocidas en ciertos sectores para identificar las tipologías y clases de edificios, conviene citar que no se dispone en Venezuela del *Google Street View* como opción alternativa.

3.3 Descripción de la Zona de Estudio

El Área Metropolitana de Caracas (AMC) está conformada por 5 municipios, uno de ellos el Municipio Libertador del Distrito Capital y cuatro Municipios pertenecientes al Estado Miranda: Municipios Baruta, Chacao, El Hatillo y Sucre (Figura 3.2).



Zona de Estudio: Área Metropolitana de Caracas (AMC).

Figura 3.2

En total el AMC tiene 32 parroquias, 22 de ellas en el Municipio Libertador, 3 parroquias en el Municipio Baruta, 1 parroquia en el Municipio Chacao, 1 parroquia en el Municipio El Hatillo y 5 parroquias en el Municipio Sucre (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Cantidad y Tipo de Vivienda por Parroquia en el AMC según el INE (2011).

Código	Entidad, Municipio	Parroquia	Cantidad de Viviendas	(%)	(%)	% por Tipo de Vivienda Agrupado			
						Quinta o Casa Quinta	Casa, Casa vecindad y otro	Apartamento en Edificio	Rancho
010101	Distrito Capital, Libertador	Altagracia	14.151	1,55	63,50	0,91	25,80	73,05	0,23
010102		Antúmano	38.780	4,25		1,69	91,15	1,80	5,36
010103		Candelaria	20.873	2,29		1,06	9,48	89,36	0,10
010104		Caricuao	37.947	4,16		0,68	44,59	51,90	2,83
010105		Catedral	2.424	0,27		0,66	7,59	91,58	0,17
010106		Coche	16.745	1,83		8,86	43,06	37,13	10,95
010107		El Junquito	16.261	1,78		11,06	74,96	10,45	3,52
010108		EL Paraíso	31.913	3,50		9,13	26,25	60,51	4,11
010109		El Recreo	37.789	4,14		7,13	20,46	72,17	0,23
010110		El Valle	42.276	4,63		1,18	62,51	34,17	2,15
010111		La Pastora	22.744	2,49		2,89	75,25	20,09	1,77
010112		La Vega	37.566	4,12		2,20	60,23	33,73	3,85
010113		Macarao	12.916	1,41		1,78	77,35	14,16	6,70
010114		San Agustín	11.586	1,27		1,28	48,64	48,72	1,36
010115		San Bernardino	9.287	1,02		10,85	21,74	67,21	0,19
010116		San José	12.022	1,32		1,56	43,83	54,38	0,22
010117		San Juan	31.560	3,46		2,45	53,50	43,08	0,97
010118		San Pedro	20.558	2,25		9,21	4,97	85,66	0,15
010119		Santa Rosalía	32.470	3,56		5,33	66,56	25,49	2,61
010120		Santa Teresa	6.253	0,68		1,82	4,96	92,82	0,40
010121		Sucre	103.141	11,30		2,05	73,00	21,26	3,69
010122		23 de Enero	20.455	2,24		0,83	49,38	49,54	0,25
150301	Miranda, Baruta	Baruta	61.551	6,74	9,79	16,49	29,04	53,32	1,14
150302		El Cafetal	13.636	1,49		28,92	2,00	69,00	0,07
150303		Las Minas de Bar.	14.161	1,55		7,59	28,66	63,55	0,20
150701	Miranda	Chacao	28.582	3,13	3,13	8,71	9,22	81,94	0,13
150901	Miranda	El Hatillo	31.589	3,46	3,46	18,97	22,27	56,02	2,74
151901	Miranda, Sucre	Petare	113.132	12,39	20,12	6,72	59,22	32,39	1,66
151902		Caucagüita	20.875	2,29		3,78	55,77	31,20	9,25
151903		Fila de Mariches	8.921	0,98		2,51	70,45	1,29	25,75
151904		La Dolorita	18.764	2,06		3,30	78,61	13,26	4,82
151905		Leoncio Martínez	21.941	2,40		16,26	16,88	66,78	0,08
TOTAL AMC			912.869	100,00	100,00	6,24	48,54	42,52	2,69

El AMC cuenta con una superficie total de 80.838,49 hectáreas y se ha estimado una superficie construida con edificaciones en general de todos los usos de 20.809,73 hectáreas de las cuales se estimó que 14.785,87 hectáreas son de uso predominantemente residencial, lo cual representa un 18,3% de área total del AMC y un 71% de la superficie construida. Según el Censo de población y vivienda del INE (2011) en el AMC habitan 2.904.376 personas en 912.869 unidades de vivienda de las cuales 48,54% son Casas, 42,52% son Apartamentos en Edificios, 6,24% Quintas y 2,69% ranchos (Tabla 3.1). Hasta el momento de publicación de este capítulo, no han sido publicados los resultados del censo del INE que comenzó en el 2021 y finalizó en el 2023.

3.4 Metodología Propuesta

3.4.1 Identificación de Tipologías Estructurales

Se identificaron 26 tipologías estructurales de uso residencial en Venezuela (Coronel, López y Rojas, 2016) y se describen en la Tabla 3.2 con base en la Taxonomía GEM (Brzev *et al.*, 2013). Se han tomado en consideración las tipologías previamente identificadas en Venezuela, especialmente las consideradas en Safina (2005), JICA (2005), López *et al.*, (2014) y López, Coronel y Rojas (2014), así como las planteados por Yepes-Estrada *et al.*, (2015). De las 26 tipologías básicas, 7 son de concreto reforzado (CR), 5 de acero (S), 7 de mampostería (M), 4 de madera (W) incluyendo bahareque y bambú, 1 de tierra pisada o tapia (E), 1 de paneles prefabricados de otros materiales (MATO) y 1 de materiales precarios o desconocidos (UNK).

Tipologías Estructurales de Uso Residencial en Venezuela. Tabla 3.2

No.	Taxonomía GEM	Tipología Estructural
1	CR/LFM	Pórticos de concreto reforzado (CR) resistente a momento sin paredes de relleno
2	CR/LFINF	Pórticos de concreto reforzado (CR) resistente a momento con paredes de relleno
3	CR/LFLS	Estructuras de losas apoyadas sobre columnas de CR sin vigas y sin paredes de relleno
4	CR/LFLSLINF	Estructuras de losas apoyadas sobre columnas de CR sin vigas y con paredes de relleno
5	CR/LWAL	Muros de concreto reforzado
6	CR/LWAL/IRIR	Estructuras de losas apoyadas sobre muros de concreto reforzado en una dirección
7	CR+PC/LWAL	Muros prefabricados de concreto reforzado
8	S+SR/LFM	Pórticos de acero con perfiles tipo H
9	S+SL/LFM	Pórticos de acero con perfiles tubulares conformados en frío
10	S/LFBR	Pórticos de acero arriostrados o diagonalizados (perfiles tipo H o tubulares)
11	S/LO	Pórticos de acero con cerchas
12	S+SL/LO	Paneles de elementos de acero ligero o de poco espesor conformados en frío (LSF)
13	MCF/LWAL	Muros de mampostería confinada
14	MUR+CLBRS	Muros de mampostería simple de ladrillo sólido
15	MUR+STRUB	Muros de mampostería simple de piedra semi-labrada o natural
16	MUR+ADO	Muros de mampostería simple con bloques de adobe
17	MUR+CBH	Muros de mampostería no confinada ni reforzada de bloque hueco de concreto
18	MUR+CLBRH	Muros de mampostería no confinada ni reforzada de bloque hueco de arcilla
19	MUR+CLBRH/LH	Estructuras mixtas de mampostería de bloque hueco y pórticos de baja calidad
20	W+WLI	Estructuras de madera con elementos livianos (madera aserrada)
21	W+WHE	Estructuras de madera con elementos pesados (troncos)
22	W+WBB	Estructuras de madera con elementos de bambú
23	W+WWD	Estructuras de madera y tierra (bahareque)
24	ER+ETR	Muros de tierra apisonada (tapia)
25	MATO/LWAL	Paneles prefabricados con núcleo de otros materiales con o sin refuerzo
26	UNK	Estructuras de materiales precarios (láminas de zinc, cartón) o desconocidos

3.4.2 Definición de Clases de Edificaciones

A partir de las 26 tipologías estructurales de la Tabla 3.2 se definen las clases de edificio incorporando el año de construcción o nivel de diseño, el número de pisos, la pendiente del terreno y los efectos de sitio de acuerdo a la escala de evaluación a utilizar con los criterios definidos en Coronel, López y Rojas (2016), descritos en la Tabla 3.3. El año de construcción asociado a la norma y/o nivel de diseño sismorresistente puede utilizarse para definir la ductilidad o no de las tipologías de los edificios formales, lo cual se representa mediante la Taxonomía GEM (Brzev *et al.*, 2013) como +DUC para tipologías dúctiles y +DNO tipologías no dúctiles o frágiles, en este caso se ha empleado para edificaciones formales construidas después de 1983 con las normas más recientes (+DUC) y antes de 1982 para los diseñados con normas antiguas (+DNO). Se describe la altura en rangos del número de pisos utilizado la codificación (HBET:x,y), para edificios formales se ha utilizado los rangos de 1-3 pisos (muy bajos), 4-7 pisos (bajos), 8-15 pisos (medianos) y 16-29 pisos (altos) y más de 30 pisos muy altos. Estas características son añadidas al código de cada clase de edificación.

Tabla 3.3 Parámetros adicionales para describir las clases de edificaciones (Coronel, López y Rojas, 2016).

Parámetro	Tipo de Edificación	Nivel de Evaluación		
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
Año de construcción (asociado a la norma y al nivel de diseño)	Edificio (Formal)	Antes de 1982 Después de 1982	Antes de 1967 1968-1982 Después de 1982	Antes de 1939 1940-1947 1948-1955 1956-1967 1968-1982 1982-1998 1998-2001 Después de 2001
Número de pisos	Edificio (Formal)	1-3 4-7 ≥ 8	1-3 4-7 8-15 16-29 ≥ 30	Exacto
	Casa (Popular)	1-2 ≥ 3	1 1-2 3-4 5-6	
Pendiente del Terreno	Casa (Popular)	-	0° - 20° ≥ 20°	0° - 20° 20° - 45° ≥ 45°
Efectos de Sitio	Edificio	-	Norma o Microzonificación Sísmica	

3.4.3 Definición de Zonas Homogéneas

Se plantea la definición de zonas homogéneas con el uso de imágenes satelitales, relacionando las imágenes de cada zona de la ciudad con las características del censo de población y vivienda. Se prepararon dos mapas, el primero por Tipo de Zona y Área (Figura 3.3) y el segundo por Tipo de Edificación o Vivienda (Figura 3.4). Las zonas definidas son residenciales, no se incluyen zonas de uso industrial, educativo, deportivo y militar.

Se propone identificar: el Tipo de Zona definido según el INE (2011) como Urbana o Rural; el Tipo de Área definida mediante tres categorías según el INE como: 1) Urbanización; 2) Casco Central o 3) Barrio; y el Tipo de Vivienda o Edificación predominante del INE que ha sido agrupado en: 1) Casa; 2) Quinta; 3) Edificio; o 4) Rancho. Estas características se han codificado para identificar el tipo de zona homogénea como se indica en la Tabla 3.4.

Clasificación de Zonas Homogéneas de Uso Residencial en Venezuela.

Tabla 3.4

Zona	Tipo de Área	Tipo de Edificación (Tipo de Vivienda)	Identificación	Densidad	Identificación
Urbana (24)	Urbanización (9)	Casa (Casa y Casa-vecindad)	UR-CA	Baja	UR-CA-B
				Media	UR-CA-M
				Alta	UR-CA-A
		Quinta (Quinta y Casa-quinta)	UR-CQ	Baja	UR-CQ-B
				Media	UR-CQ-M
				Alta	UR-CQ-A
		Edificio (Apartamento en Edificio)	UR-ED	Baja	UR-ED-B
				Media	UR-ED-M
				Alta	UR-ED-A
	Casco Central (9)	Casa (Casa y Casa-vecindad)	CC-CA	Baja	CC-CA-B
				Media	CC-CA-M
				Alta	CC-CA-A
		Quinta (Quinta y Casa-quinta)	CC-CQ	Baja	CC-CQ-B
				Media	CC-CQ-M
				Alta	CC-CQ-A
		Edificio (Apartamento en Edificio)	CC-ED	Baja	CC-ED-B
				Media	CC-ED-M
				Alta	CC-ED-A
	Barrio (6)	Casa (Casa-vecindad)	BA-CA	Baja	BA-CA-B
				Media	BA-CA-M
				Alta	BA-CA-A
		Rancho	BA-RA	Baja	BA-RA-B
				Media	BA-RA-M
				Alta	BA-RA-A
Rural (5)	-	Casa (Casa y Casa vecindad)	RU-CA	-	RU-CA
		Quinta (Quinta y Casa-quinta)	RU-CQ	-	RU-CQ
		Rancho	RU-RA	-	RU-RA
		Rancho Campesino	RU-RC	-	RU-RC
		Vivienda Indígena	RU-VI	-	RU-VI

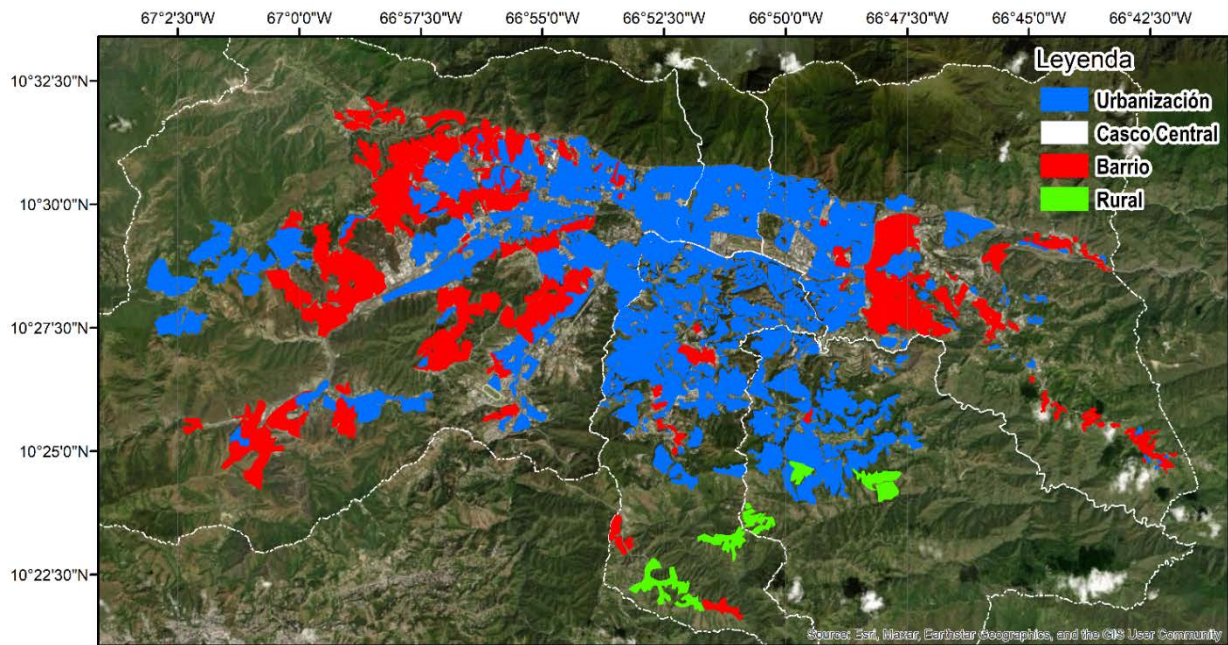


Figura 3.3 Zonas Homogéneas para el Tipo de Zona o Área.

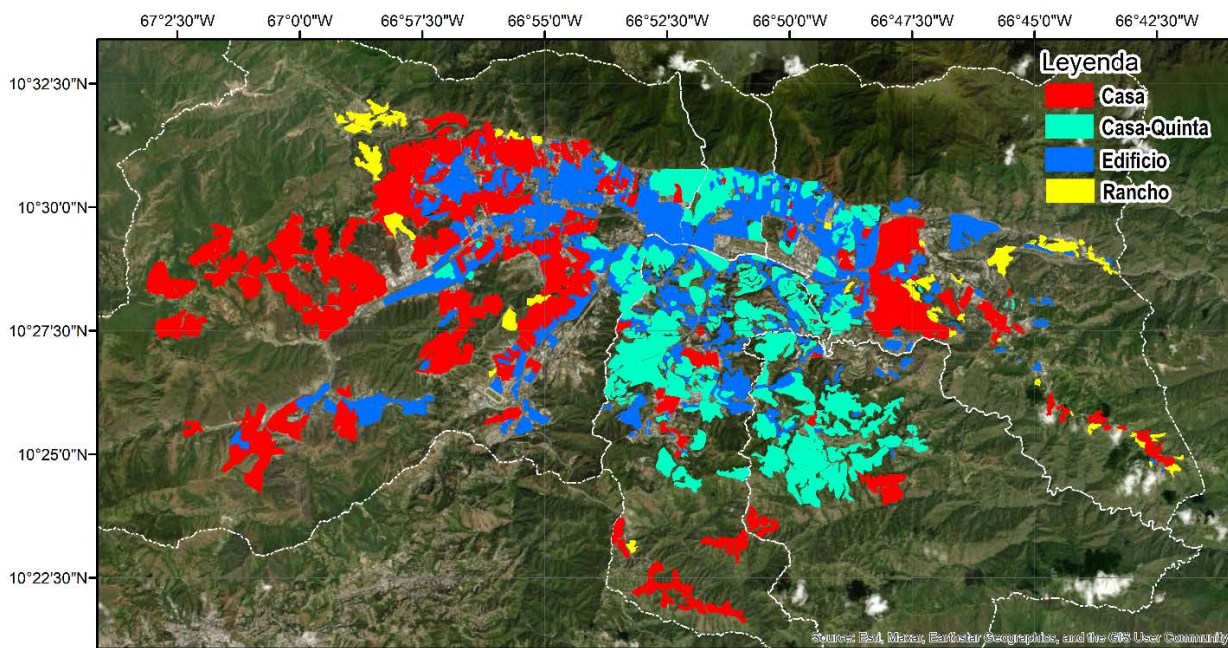


Figura 3.4 Zonas Homogéneas para el Tipo de Vivienda o Edificación.

3.4.4 Estimación de la Cantidad de Edificaciones

Se estima la cantidad de edificaciones dentro de cada zona homogénea, para ellos se puede realizar un conteo total de edificios a partir de las imágenes satelitales, en casos de zonas de evaluación muy extensas se puede hacer un conteo de algunas zonas homogéneas de cada tipo y determinar la densidad promedio de edificios que puede ser aplicada a otras zonas similares. Donde se disponga

de información digitalizada de polígonos o puntos de cada edificio se puede realizar un conteo directo mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (SIG). Finalmente se puede estimar la cantidad de edificaciones, a partir de la información pública del número de unidades de viviendas del censo de población y vivienda, estimando el número de unidades viviendas por casa y de apartamentos por edificio, o se pudiera determinar con más precisión a partir de número de edificaciones de uso residencial del Registro de Unidades Inmobiliarias del INE, si se dispusiera de esta información no pública.

3.4.5 Desarrollo de Inspecciones Rápidas

Luego de identificar las zonas homogéneas y estimar la cantidad de edificaciones en cada una de ellas, se realiza un muestreo de las tipologías estructurales y clases de edificaciones allí existentes a partir de información conocida de las edificaciones o mediante inspecciones rápidas utilizando planillas en físico y luego digitalizadas mediante una aplicación móvil o de escritorio (Capítulo 2; López, Coronel y Rojas, 2014). Alternativamente se puede usar la aplicación de escritorio desarrollada por la fundación GEM (Jordan *et al.*, 2014) o la aplicación móvil denominada IDCT siglas de *Inventory Data Capture Tools* (Rosser *et al.*, 2014).

3.4.6 Extrapolación de la Muestra

A partir de la distribución porcentual de tipologías y clases en la muestra, se extrapola la proporción al total de los edificios estimados dentro de cada zona homogénea y a otras con las mismas características en las cuales no se haya podido hacer inspecciones. La confiabilidad del modelo dependerá de la representatividad de la muestra, la cual muchas veces es condicionada por razones de seguridad.

3.4.7 Estimación del Área de Construcción y del Valor Expuesto

Se estima el área promedio por cada tipo de vivienda o clase de edificio, el valor expuesto en términos sociales y económicos, así como el costo de reposición asumiendo que la reposición de una edificación antigua y vulnerable o de características populares se hará con una edificación nueva de carácter social, pero en cumplimiento de las normas actuales.

3.5 Resultados del Modelo de Exposición

3.5.1 Tipologías Estructurales y Clases de Edificios Identificadas

Luego de realizar las inspecciones se identificaron en el AMC sólo 16 de las 26 tipologías estructurales definidas y 50 clases de edificaciones de las 81 clases definidas en Coronel, López y Rojas (2016) para este nivel de evaluación. Por ahora no se discriminó la pendiente del terreno en las viviendas populares de los barrios debido a que se requiere un procesamiento adicional en SIG de las pendientes del terreno en la zona de estudio. Es posible que existan más tipologías y clases de edificaciones que no hayan podido ser identificadas en la muestra.

3.5.2 Zonas Homogéneas Definidas

Se definieron 932 Zonas Homogéneas (ZH) asociadas con el Tipo de Zona o Área (Figura 3.3) y el Tipo de Vivienda o Edificación (Figura 3.4).

Al analizar las zonas homogéneas respecto al Tipo de Zona o Área (Figura 3.3 y Tabla 3.5), se observa que la mayor cantidad (75,32%) corresponden a zonas de Urbanización donde fue necesario hacer polígonos más pequeños, ocupando un 64,06% del área construida, lo cual refleja una densidad más pequeña de edificaciones. Las zonas de Barrio representan 23,39% en cantidad y un 32,99% en área construida de la ciudad. Por otro lado, al analizar las zonas homogéneas respecto al Tipo de Vivienda (Figura 3.4 y Tabla 3.6), se observa la mayoría de las zonas definidas corresponden a Edificios con 43,78% pero ocupando un área menor de 28,42 %, mientras que las zonas Casas con 27,25% en términos de cantidad ocupan el 41,87% del área construida. Las Casas-Quintas representan 23,50% de las zonas y ocupan 25,73% del área, observándose que estas zonas están más dispersas en el AMC.

Tabla 3.5 Cantidad de Zonas Homogéneas, Áreas y Edificaciones por tipo de Zona o Área.

Tipo de Zona o Área	Cantidad de Zonas	% de Zonas	Área (Ha)	% de Área	Cantidad de Edificaciones	% de Edificaciones
Urbanización	702	75,32	9.472,34	64,06	94.673	29,52
Casco-Central	2	0,21	6,65	0,04	262	0,08
Barrio	218	23,39	4.877,70	32,99	224.323	69,95
Rural	10	1,07	429,18	2,90	1.439	0,45
Total	932	100,00	14.785,87	100,00	320.697	100,00

3.5.3 Estimado de Edificaciones Residenciales

Se presentan los resultados de la aplicación de la metodología planteada en el AMC, donde se ha estimado a partir de información disponible en SIG una cantidad de 320.697 edificaciones dentro de las zonas homogéneas definidas de uso premorientemente residencial.

En la Tabla 3.6, se observa los resultados por Tipo de Zona o Área resultando que, de las 320.697 edificaciones estimadas, 69,95% de ellas probablemente se ubican en zonas de Barrio, 29,52% en zonas de Urbanización, 0,45% en zonas Rurales y 0,08% en zonas de Casco-Central.

Tabla 3.6 Cantidad de Zonas Homogéneas, Áreas y Edificaciones por tipo de Edificación.

Tipo de Edificación	Cantidad de Zonas	% de Zonas	Área (Ha)	% de Área	Cantidad de Edificaciones	% de Edificaciones
Casa	254	27,25	6.190,50	41,87	227.532	70,95
Casa-Quinta	219	23,50	3.804,85	25,73	34.761	10,84
Edificio	408	43,78	4.201,72	28,42	36.090	11,25
Rancho	51	5,47	588,80	3,98	22.314	6,96
Total	932	100,00	14.785,87	100,00	320.697	100,00

En la Tabla 3.6, se observa los resultados por Tipo de Edificación resultando que de las 320.697 edificaciones estimadas 70,95% de ellas probablemente correspondan a Casas, 11,25% Edificios, 10,84% Quintas y 6,96% de Ranchos.

En la Tabla 3.7 se presenta la cantidad de edificaciones en cada zona homogénea relacionada con el Tipo de Zona o Área y el Tipo de Edificación, se observa que la mayor cantidad corresponde a Casas en zonas de Barrio (BA-CA) con un 62,99%, seguidas de Edificios en zonas Urbanas con 11,25% y Casa-Quintas en zonas Urbanas con 10,81%.

Cantidad de Edificaciones Estimada por Tipo de Zona Homogénea **Tabla 3.7**

Zonas	BA-CA	BA-RA	CC-CA	UR-CA	UR-CQ	UR-ED	RU-CA	RU-CQ	Total
Cantidad	202.009	22.314	262	23.906	34.677	36.090	1.355	84	320.697
%	62,99	6,96	0,08	7,45	10,81	11,25	0,42	0,03	100,00

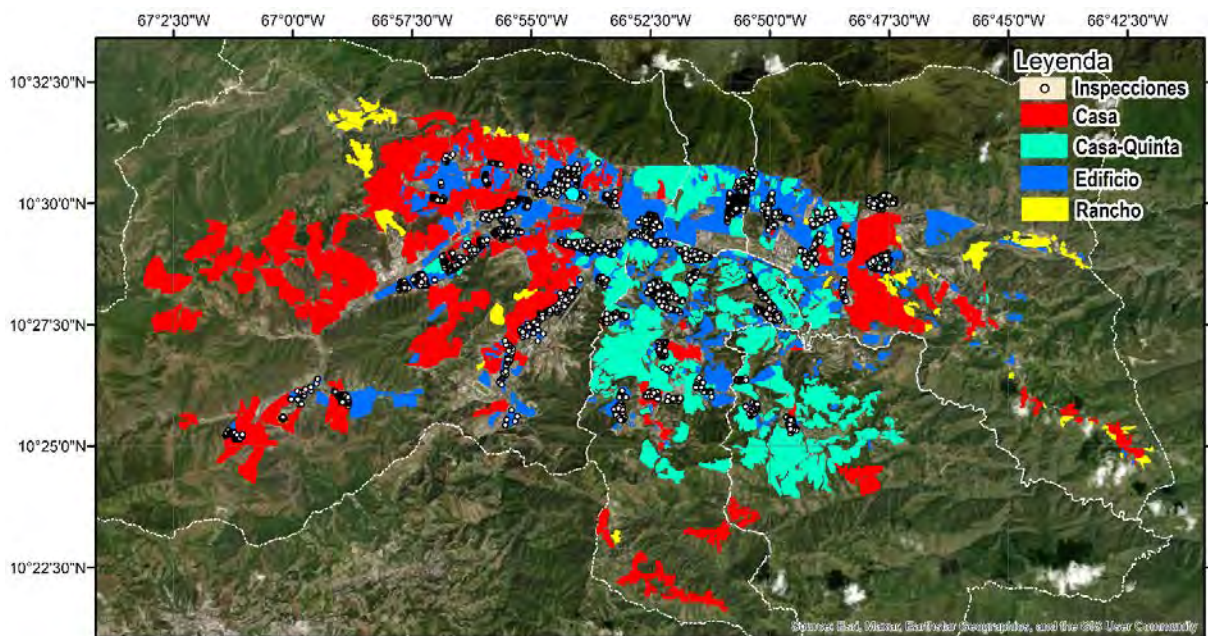
A diferencia de los resultados del censo INE-2011 que son a nivel de unidades de viviendas, estos resultados independientes estiman la distribución por edificación, lo cual nos permite determinar una relación promedio de unidades de vivienda por cada edificación, resultado 2,2 viviendas/Casa, 1,35 viviendas/Quinta, 9,3 apartamentos/Edificio y 1,25 viviendas/Rancho.

3.5.4 Exposición a la Amenaza Sísmica

El AMC se encuentra en una zona de elevada amenaza según la norma COVENIN 1756-1:2019. La microzonificación sísmica (FUNVISIS, 2009; Schmitz *et al.*, 2011) nos permite estimar una distribución porcentual de edificaciones por zona sísmica local o macrozona: resultando en la zona Centro Norte un 53% de los edificios con $A_o=0,28g$, Centro Sur un 44,7% con $A_o=0,265g$ y Sur 2,1% con $A_o=0,30g$.

3.5.5 Muestra mediante Inspecciones

En 168 zonas homogéneas se realizó un muestreo de tipologías estructurales y clases de edificaciones mediante inspecciones rápidas. En total se procesaron 3.007 inspecciones, 865 inspecciones previas realizadas entre (2012-2014) en el marco del proyecto SismoCaracas, 2.053 inspecciones nuevas en zonas urbanas y 89 inspecciones a distancia a edificaciones de características y ubicación conocidas ejecutadas en el marco del convenio con la fundación *Global Earthquake Model* (Figura 3.5).



Zonas Homogéneas e Inspecciones en el AMC.

Figura 3.5

Se llevó a cabo una estrategia para realizar inspecciones en sitio con el apoyo de estudiantes universitarios y funcionarios de protección civil, luego de un proceso de capacitación en el uso de la metodología de inspección (Figura 3.6).

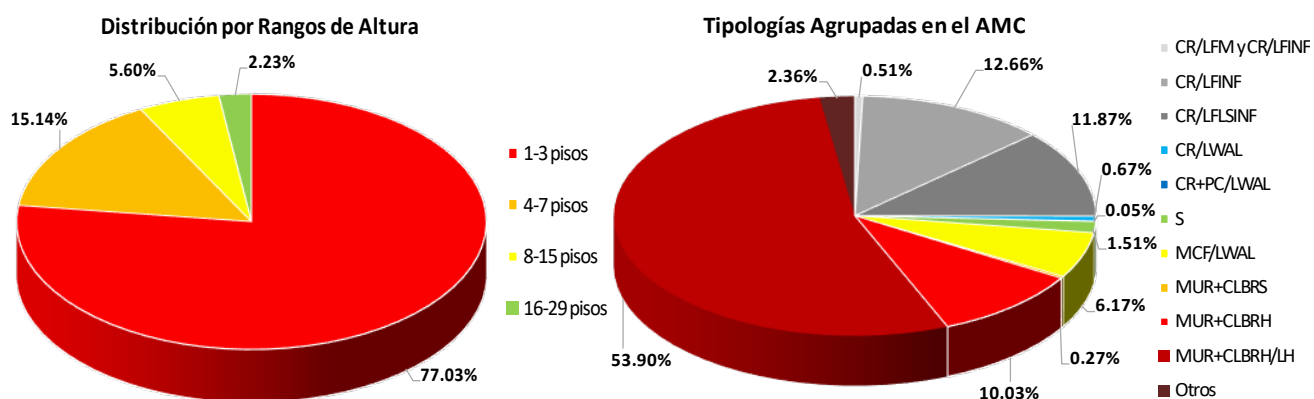


Capacitación de inspectores: estudiantes de ingeniería civil de la UCV (izquierda) y funcionarios de protección civil del Municipio El Hatillo (derecha).

Figura 3.6

3.5.6 Distribución de Tipologías y Clases de Edificaciones

El número de edificios de cada tipología y clase de edificación se obtuvo extrapolando el resultado de la muestra a toda la ciudad (Tabla 3.8). El resultado indica una mayoría de edificios muy bajos (77,03%) de 3 o menos pisos (Figura 3.7), siendo predominante la vivienda popular, con 72,72% de tipologías asociadas a la vivienda típica de las zonas de Barrio: entre ellas un 53,9% de estructuras mixtas de mampostería y pórticos de baja calidad constructiva (MUR+CLBRH/LH) y 10,03% de mampostería simple (MUR+CLBRH) como se puede ver en la Figura 3.7 y en la Tabla 3.8. En el caso de edificaciones formales resultó predominante los pórticos de concreto con paredes de relleno (CR/LFINF) con 12,66%, seguido de estructuras de columnas sin vigas en una o dos direcciones con paredes de relleno (CR/LFLSINF) con 11,87%, en el caso de estructuras de acero resultaron en total un 1,51%. El resultado de la distribución de tipologías y clases se puede desagregar a cada una de las 932 zonas homogéneas.



Distribución por Rangos de Altura (izquierda) y Tipologías Estructurales (derecha).

Figura 3.7

Número y % de Edificios por Clase de Edificación.

Tabla 3.8

No.	Clase de Edificación	Muestra	Total	%	Tipología	Cant.	%	%	%
1	CR/LFM+DNO/HBET:1,3	1	16	6,3	CR/LFM	281	0,09%		
2	CR/LFM+DNO/HBET:4,7	5	103	4,9					
3	CR/LFM+DUC/HBET:4,7	1	72	1,4					
4	CR/LFM+DNO/HBET:8,15	6	90	6,7					
5	CR/LFLS+DNO/HBET:1,3	3	77	3,9	CR/LFLS	1.370	0,43%		
6	CR/LFLS+DUC/HBET:1,3	1	15	6,7					
7	CR/LFLS+DNO/HBET:4,7	62	1.084	5,7					
8	CR/LFLS+DNO/HBET:8,15	12	194	6,2					
9	CR/LFINF+DNO/HBET:1,3	163	13.023	1,3	CR/LFINF	40.611	12,66%	25,04%	
10	CR/LFINF+DUC/HBET:1,3	92	4.670	2,0					
11	CR/LFINF+DNO/HBET:4,7	141	3.233	4,4					
12	CR/LFINF+DUC/HBET:4,7	79	3.364	2,3					
13	CR/LFINF+DNO/HBET:8,15	337	6.415	5,3					
14	CR/LFINF+DUC/HBET:8,15	202	4.787	4,2					
15	CR/LFINF+DNO/HBET:16,29	110	2.396	4,6	CR/LFLSINF	38.055	11,87%	27,28%	
16	CR/LFINF+DUC/HBET:16,29	87	2.723	3,2					
17	CR/LFLSINF+DNO/HBET:1,3	221	15.455	1,4					
18	CR/LFLSINF+DUC/HBET:1,3	71	7.238	1,0					
19	CR/LFLSINF+DNO/HBET:4,7	195	5.230	3,7					
20	CR/LFLSINF+DUC/HBET:4,7	84	2.729	3,1					
21	CR/LFLSINF+DNO/HBET:8,15	275	4.967	5,5					
22	CR/LFLSINF+DUC/HBET:8,15	80	1.047	7,6					
23	CR/LFLSINF+DNO/HBET:16,29	58	1.187	4,9	CR/LWAL	2.164	0,67%	0,67%	
24	CR/LFLSINF+DUC/HBET:16,29	28	202	13,9					
25	CR/LWAL+DUC/HBET:1,3	7	341	2,1					
26	CR/LWAL+DUC/HBET:4,7	7	106	6,6					
27	CR/LWAL+DUC/HBET:8,15	11	160	6,9					
28	CR/LWAL+DUC/HBET:16,29	13	297	4,4					
29	CR/LWAL/IRIR/HBET:4,7	7	774	0,9	S+SR/LFM	2.050	0,64%	1,51%	
30	CR/LWAL/IRIR/HBET:8,15	9	154	5,8					
31	CR/LWAL/IRIR/HBET:16,29	11	332	3,3					
32	S+SR/LFM/HBET:1,3	53	1.908	2,8	S+SL/LFM	1.653	0,52%		
33	S+SR/LFM/HBET:4,7	10	142	7,0					
34	S+SL/LFM/HBET:1,3	21	1.624	1,3	S/LFBR	1.024	0,32%		
35	S+SL/LFM/HBET:4,7	2	29	6,9					
36	S/LFBR/HBET:1,3	13	905	1,4	S/LO	114	0,04%		
37	S/LFBR/HBET:4,7	9	119	7,6					
38	S/LO/HBET:1,3	8	114	7,0	CR+PC/LWAL	155	0,05%	0,05%	
39	CR+PC/LWAL/HBET:4,7	1	8	12,5					
40	CR+PC/LWAL/HBET:8,15	10	147	6,8	MCF/LWAL	19.779	6,17%	70,36%	72,72%
41	MCF/LWAL/HBET:1,2	75	19.105	0,4					
42	MCF/LWAL/HBET:3,4	7	674	1,0	MUR+CLBRS	859	0,27%		
43	MUR+CLBRS/HBET:1,2	21	859	2,4					
44	MUR+CLBRH/HBET:1,2	50	29.852	0,2	MUR+CLBRH	32.150	10,03%		
45	MUR+CLBRH/HBET:3,4	5	2.298	0,2					
46	MUR+CLBRH/LH/HBET:1,2	182	114.038	0,2	MUR+CLBRH/LH	172.868	53,90%		
47	MUR+CLBRH/LH/HBET:3,4	98	57.495	0,2					
48	MUR+CLBRH/LH/HBET:5,6	2	1.335	0,1					
49	W+WWD/HBET:1,2	37	612	6,0	W+WWD	612	0,19%	0,19%	
50	UNK/HBET:1,2	24	6.952	0,3	UNK	6.952	2,17%	2,17%	
Total		3.007	320.697		Total	320.697	100,00%	100,00%	100,00%

3.5.7 Área y Valor Expuesto como Costo de Reposición en el AMC

Se ha estimado el valor expuesto en términos económicos definido como el costo de reposición (sustitución por una vivienda nueva) a partir de valores promedio del área por tipo de vivienda, la relación estimada de vivienda/edificación y un estimado del precio de reconstrucción por metro cuadrado (Tabla 3.9), tomando en cuenta referencias internacionales (Yepes-Estrada *et al.*, 2015) y el mercado nacional asociado a niveles de calidad (baja, media y alta). En este caso, en el cálculo del costo de reposición se han considerado solo los valores resaltados en negrita en la Tabla 3.9 dado que no se logra diferenciar los niveles de calidad de la vivienda o edificio dentro de cada zona homogénea. Los valores no resaltados son de referencia para uso futuro. Se asume que la sustitución de las Casas en las zonas de Barrio (BA-CA y BA-RA) y en Casco-Central (CC-CA) se hará por viviendas de interés social de 50 m², mientras que en las Casas en zonas urbanas (UR-CA) y casas en zonas rurales (RU-CA) se sustituirían por viviendas un poco más amplias de 75 m². También se asume que las Casa-Quintas en zonas urbanas deberían estar aseguradas y su sustitución sería en promedio por una vivienda de Calidad Media de 250 m². En el caso de los edificios se ha utilizado el valor promedio (Calidad Media) asociado con viviendas de 100 m², entendiendo que en algunos casos existiría una sustitución por viviendas de interés social y en otros casos pudieran ser sustituidas por lo seguros por viviendas más amplias. A partir de estas premisas se ha estimado que el valor económico expuesto al riesgo de reposición es de aproximadamente 50 mil millones de dólares (49.697.591.500 US\$), donde un 17,9% correspondería a la reposición de las viviendas en zonas de barrios (BA-CA y BA-RA), 3,2% en zonas UR-CA, 54% en zonas UR-ED, un 23,5% en zonas UR-CQ y el resto en zonas rurales.

Tabla 3.9 Área de construcción promedio por vivienda y valor económico por m².

Calidad	BA-CA	BA-RA	CC-CA	UR-CA	UR-CQ	UR-ED	RU-CA	RU-CQ
Baja	50 m²	50 m²	50 m²	75 m²	100 m ²	75 m ²	75 m²	100 m ²
Media	75 m ²	-	75 m ²	100 m ²	250 m²	100 m²	100 m ²	200 m²
Alta	-	-	-	-	400 m ²	200 m ²	-	-
Estimado del valor económico de la vivienda US\$/ m ²								
Baja	400	400	400	400	750	600	400	-
Media	-	-	-	-	1.000	800	-	600
Alta	-	-	-	-	1.250	1.000	-	-

3.6 Conclusiones

Se proponen 26 tipologías estructurales básicas para clasificar las edificaciones de vivienda en Venezuela. Se indican las características a utilizar para describir las clases de edificaciones de acuerdo a la escala de evaluación y se identificaron 50 clases en el AMC.

Se propone una metodología para inventariar las edificaciones expuestas a partir de la definición de zonas homogéneas mediante imágenes satelitales asociadas al tipo de Zona y Tipo de Edificación del

INE, del muestreo de tipologías mediante inspecciones y de su extrapolación al total de edificaciones estimadas en el área de estudio.

La aplicación de esta metodología en el AMC resulta en una distribución porcentual de las tipologías estructurales y las clases de edificios. Los resultados indican como predominante con 72,72%, las tipologías asociadas a la vivienda popular típicas en las zonas de Barrio: entre ellas, un 53,9% de estructuras mixtas de mampostería y pórticos de baja calidad constructiva (MUR+CLBRH/LH) y 10,03% de mampostería simple (MUR+CLBRH), seguidas de un 12,66% de estructuras de pórticos de concreto reforzado con paredes de relleno (CR/LFINF) asociadas a los edificios de vivienda más formales.

Se ha estimado el valor económico expuesto en toda el AMC en términos del costo de reposición por una vivienda nueva de interés social o sustitución por una similar en el caso de las viviendas de mayor costo, obteniendo un costo de reposición en el orden de aproximadamente los 50 mil millones de dólares.

Estos resultados son un insumo esencial para la evaluación de la vulnerabilidad de estas tipologías, para la estimación de daños, pérdidas y el riesgo sísmico en el Área Metropolitana de Caracas - Venezuela.

3.7 Referencias

Bendito, A. J., Rozelle, J., and Bausch, D. (2014) "Assessing Potential Earthquake Loss in Mérida State, Venezuela Using Hazus". *International Journal of Disaster Risk Science* 5(3), 176-19. DOI 10.1007/s13753-014-0027-0.

BID (2015). Perfil de Riesgo de Desastres para Venezuela. Banco Interamericano de Desarrollo (BID). División de Medioambiente Desarrollo Rural y Administración de Riesgos por Desastres Nota Técnica N° IDB-TN-831. Junio 2015.

Brzev S., C. Scawthorn, A.W. Charleson, L. Allen, M. Greene, K. Jaiswal, V. Silva (2013). GEM Building Taxonomy Version 2.0. GEM Technical Report 2013-02.

Castillo, A. (2006). Seismic risk scenarios for buildings in Mérida, Venezuela. Detailed vulnerability assessment for non-engineered housing. Doctoral diss., UPC, Barcelona.

Coronel D. G., López O.A., Rojas R. (2016). Identificación y Descripción de Tipologías Estructurales y Clases de Edificios de Uso Residencial en Venezuela Mediante la Taxonomía GEM. Convenio GEM-FUNVISIS. Informe Técnico de FUNVISIS, FUN 6-2016.

Coronel D. Gustavo y López. Oscar. A. (2013). Metodología para la Estimación de Daños Por Sismos en Edificios Escolares de Venezuela Mediante Curvas de Fragilidad. *Revista de la Facultad de Ingeniería, UCV*, Vol. 28, N° 2, 2013.

Delgado, J. y Ortiz, S., 2002. Diagnóstico de la vulnerabilidad urbana. Franja urbanizada ubicada en la cuenca norte del río Guaire. Informe ejecutivo, Proyecto Ávila, 162 pp.

FUNVISIS (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738. Disponible en <http://www.funvisis.gob.ve>

Grases, J., Malaver, A., Montes, L., Gonzales, M., Herrera, C., Acosta, L., Lugo, M., Madriz, J., Hernández, J., Vargas, R. (2004). Amenazas Naturales y Vulnerabilidad en Cumaná. Boletín Técnico IMME, Vol. 42, N. 3, pp 57-80.

Hernández, J.J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes de Caracas. Proyecto Pensar en Venezuela, C.I.V., 18 y 19 de septiembre de 2009, 115 pp.

IMME, FUNVISIS y FEDE. (2011). Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. Informe Técnico Final. Proyecto FONACIT 2005000188, Caracas, 05/12/2011.

JICA (2005). Estudio sobre el plan básico de prevención de desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA).

Jordan, C.J., K. Adlam, K. Laurie, W. Shelley, J. Bevington (2014). User guide: Windows tool for field data collection and management. GEM Technical Report 2014-04 V1.0.0.

López, O. A., Marinilli A., Coronel D., G. Editores (2015). Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. IMME-UCV, FUNVISIS y FEDE. ISBN: 978-980-12-7455-1 Depósito Legal: If25220146202146, 1046 pp.

López O. A., Coronel D. G., Ascanio W., Rojas R., Páez V., Olbrich F., Rengel J. G. y González J. (2014). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe Técnico FUNVISIS, FUN-002, 2014.

López O. A., Coronel D. G., Rojas R. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existentes. Revista de la Fac. de Ing. U.C.V., Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

Marinilli, A., Fernández, N., López O. A. y Coronel D., G. (2015). Inspección de Edificaciones Escolares en Áreas Sísmicas de Venezuela. Revista de la Fac. de Ing. UCV, Vol. 30, N° 1, 2015.

Rosser, J., J.G. Morley, A. Vicini (2014). User guide: Android mobile tool for field data collection. GEM Technical Report 2014-03 V1.0.0.

Safina S. (2005). Funciones de Vulnerabilidad para las Principales Categorías de Edificaciones de la Ciudad de Caracas. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, 16-19 de noviembre de 2005, Concepción – Chile.

Safina S., López A., Luis A. Lirio B., Castillo L., Marval N., Gonzalez J. y Prieto J. (2009). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones en el Municipio Chacao, Área Metropolitana de Caracas. Informe Final. Proyecto IPCA-FUNVISIS. Caracas.

Schmitz, M., Hernández, J.J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Valleé, M., Tagliaferro, M., Delavaud, É., Singer, A., Amarís, E., Molina, D., González, M., Leal, V. y el grupo de trabajo del proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (2011). Principales resultados y recomendaciones del proyecto de microzonificación sísmica en Caracas. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 26, N° 2, pp. 53–59, 2011.

Yepes-Estrada C., Silva V., Valcárcel J., Acevedo A., Tarque N., Hube M., Coronel G., Santa María H. (2015). Modelling the Residential Building Inventory in South America for Seismic Risk Assessment. Earthquake Spectra, under review.

A seismogram graphic showing a sharp initial peak followed by a series of smaller, decaying oscillations. The main title is positioned to the right of the initial peak.

PARTE B

Desempeño Sísmico de Edificaciones

Capítulo 4

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ANTIGUOS EN LOS PALOS GRANDES,



Alejandra J. Guerrero y Oscar A. López

RESUMEN

El sismo de Caracas de 1967 ocasionó el colapso de varias edificaciones ubicadas en la zona de Altamira- Los Palos Grandes. Actualmente existe un gran número de edificios de esa época, por lo que resulta conveniente evaluar el desempeño que tuvieron en 1967 con información actualizada y métodos no lineales para conocer su vulnerabilidad estructural a efectos de reducirla si fuese necesario. Con la información sismológica actualizada del evento y las características de los sedimentos obtenidas en la microzonificación sísmica de Caracas, se generó el espectro de respuesta más probable el cual destaca una fuerte amplificación por efectos de cuenca, resultando una aceleración en roca de 0,12 g y en la superficie de los sedimentos de 0,19 g para la dirección Norte-Sur. Se adoptó un movimiento en la dirección Este-Oeste con una intensidad de solamente 0,30 veces la intensidad Norte-Sur, tomando en cuenta el único registro (sismoscopio) del evento. Usando una base de registros mundiales se obtuvieron cuatro pares de acelerogramas representativos del movimiento esperado en el sitio los cuales fueron ajustados para incorporar la direccionalidad.

Se estudió el desempeño de un edificio similar a los derrumbados que no presentó daños, sin vigas en una dirección y con planta baja libre. Se realizaron ensayos de vibración ambiental a fin de identificar sus propiedades dinámicas y se desarrollaron modelos matemáticos cuyas propiedades se ajustaron razonablemente a las medidas en campo. La respuesta del edificio fue determinada mediante el uso de métodos de análisis lineales y no lineales, lográndose obtener un desempeño similar al observado en 1967. Se destaca la influencia que tuvo la orientación de los planos resistentes; la carencia de daños se debió a la coincidencia favorable entre la dirección de mayor resistencia del edificio y la dirección de mayor intensidad del movimiento sísmico.

Se generó una base de datos de 18 edificios de la cual se contaba con información de daños y períodos de vibración medidos post-evento. Se determinó el daño en cada edificio para los 4 eventos representativos del sismo de 1967. El daño estimado se aproxima adecuadamente al daño observado. Luego, la muestra de edificios fue sometida a cuatro eventos de intensidad similar al sismo establecido en la norma venezolana para el diseño de nuevas edificaciones residenciales y equivalente al movimiento sísmico de 1812 con una aceleración media de 0,3 g. Se obtuvo que el 72 % de los edificios puede sufrir un nivel de daño severo que se asocia con colapso parcial o total.

Debe destacarse que durante el sismo de 1967 algunos edificios sufrieron daño estructural, pero otros de características similares no. Ello se explica, en parte, porque edificios con vulnerabilidades y periodos de vibración similares pueden tener desempeños distintos, ya que se puede generar una situación de sincronización favorable o desfavorable entre la acción sísmica y la vibración estructural, sincronización que puede ocasionar menor o mayor daño estructural, respectivamente. Es decir, pequeñas variaciones del periodo de vibración del edificio pueden generar una amplificación en la respuesta y elevar el daño, tal como se visualiza por los picos y valles del espectro. En casos extremos, esto pudiera significar la diferencia entre sobrevivir o colapsar.

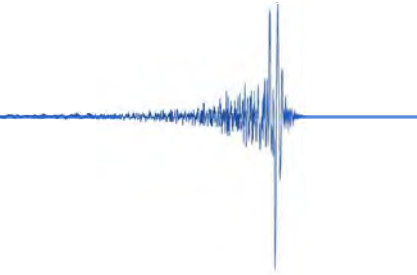


TABLA DE CONTENIDO

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ANTIGUOS EN LOS PALOS GRANDES, ALTAMIRA	105
4.1 Introducción.....	107
4.2 Movimiento Sísmico en Caracas en 1967.....	107
4.3 Desempeño del edificio Belaire ante el sismo de 1967	115
4.3.1 Medición de propiedades dinámicas	116
4.3.2 Análisis de respuesta espectral	118
4.3.3 Respuesta mediante análisis estático no lineal.....	120
4.3.4 Respuesta mediante análisis dinámico no lineal.....	123
4.3.5 Respuesta del edificio rotado 90 grados	125
4.4 Desempeño de una muestra de edificios.....	126
4.4.1 Desempeño de la muestra para un sismo similar a 1967	126
4.4.2 Desempeño de la muestra ante un sismo similar a 1812.	131
4.5 Desempeño del edificio Belaire ante un sismo similar a 1812.....	133
4.6 Conclusiones	138
4.7 Referencias	140

4.1 Introducción

En el año 1967 ocurrió en Caracas un sismo que ocasionó el colapso de varias estructuras ubicadas en la zona de Los Palos Grandes–Altamira (LPG-A). Este evento puso en evidencia la incidencia que tiene la presencia de sedimentos profundos en la amplificación de las aceleraciones del suelo y los efectos negativos de ciertas irregularidades estructurales que generan un aumento en la vulnerabilidad propia de las edificaciones, como por ejemplo la ausencia de vigas en una dirección, la planta baja libre de paredes, entre otras.

Durante años se han analizado las consecuencias y los efectos generados por el evento, la Comisión Presidencial para el estudio del Sismo (CPES, 1978) destacó la importancia de considerar la influencia de las paredes en el desempeño sísmico, Papageorgiou y Kim (1991) estudiaron la propagación y amplificación de las ondas sísmicas en el valle de Caracas, mostrando un importante aumento de la respuesta sísmica motivada por la presencia de sedimentos profundos. Otros estudios revelan que el movimiento sísmico fue más intenso en una dirección cercana a la Norte-Sur (Fiedler, 1968; Fintel et al., 1968; Urich, 2013). Lamentablemente no se obtuvieron registros de aceleraciones durante el evento, el único registro fue hecho por medio de un sismoscopio instalado sobre roca natural (Fiedler, 1968).

En esta investigación se tomaron los datos de magnitud, profundidad y epicentro expuestos por Suarez y Nabelek (1990) con el fin de generar un espectro de respuesta suavizado a partir de los modelos de atenuación propuestos por NGA-WEST2 en el año 2014 y generar acelerogramas de cuatro eventos similares, con los que se pueda representar el sismo de 1967 en la zona de LPG-A tomando en cuenta las características propias de la zona como profundidad de los sedimentos y velocidad de propagación de la onda (V_{s30}).

Existen edificios que no sufrieron daños a pesar de que presentan las mismas irregularidades estructurales de otros que se derrumbaron, por lo que se investigan las posibles causas que permitieron este comportamiento estructural en un edificio típico de la zona y de la época. Para ello se generaron modelos de análisis lineales y no lineales, tanto estáticos como dinámicos para el edificio Belaire.

Para una muestra de 18 edificios cuyos daños fueron evaluados por (CPES, 1978), se estimaron los daños en cada edificio para el sismo de 1967 y se compararon los resultados con los daños observados. La muestra de 18 edificios es también analizada ante una simulación de un sismo similar al normativo para la zona, equivalente al sismo de 1812, y de esta manera evaluar los posibles daños que este evento puede generar en esas edificaciones.

4.2 Movimiento Sísmico en Caracas en 1967

El 29 de Julio de 1967 Caracas, Caraballeda y el Litoral Central sufrieron un movimiento sísmico de carácter destructivo que generó la ruina total de 4 edificios de 10 a 12 niveles, construidos entre los años 1962 y 1966, la ruina parcial de otros edificios de altura semejante (algunos de los cuales fueron demolidos) y el colapso de algunas edificaciones de menor altura en el área de Caraballeda (FUNVISIS, 2002). Asimismo, se evidenció la gran importancia que tiene el tipo de suelo en la transmisión y amplificación de las ondas sísmicas y su relación con la altura y el periodo de los edificios,

ya que las zonas más afectadas (Altamira y Los Palos Grandes) están conformadas por sedimentos profundos, aspectos que constituyeron nuevas experiencias en la ingeniería sismorresistente a nivel mundial.

No se obtuvieron registros de acelerógrafos o instrumentos similares, el único registro fue hecho por medio de un sismoscopio instalado sobre roca natural (Fiedler, 1968). El Observatorio Cajigal dio el epicentro en las coordenadas $11^{\circ} 00' N$ y $67^{\circ} 15' O$ (Figura 4.1) y una magnitud Richter (M_R) entre 6,1 y 6,3 (Fiedler, 1968 y 1969) a unos 70 km de LPG-A. El USGS dio el epicentro a $10,6^{\circ} N$ y $67,3^{\circ} W$, a unas 35 millas de LPG-A, con foco a 10 km y M_R de 6,5 (Pasadena), 6,3-6,5 (Berkeley) y 5,7-6 (Palisades) (Sozen et al., 1968). Fiedler (1968) estimó aceleraciones entre $11,7 \text{ cm/s}^2$ y $69,6 \text{ cm/s}^2$ en roca firme en Cajigal y un valor cuatro veces mayor en aluvión (Fiedler, 1969). Una aceleración entre 0,06 y 0,08 g fue estimada en LPG-A con base al análisis de una pérgola ubicada en el edificio Covent Garden (Sozen et al., 1968). Skinner (1969) concluye que el daño estructural fue consistente con una aceleración máxima de 0,05 g en roca y 0,10 g en la superficie de los aluviones. Seed et al. (1972) consideraron una magnitud de 6,4 a 56 km de Caracas y obtuvieron una aceleración en roca de 0,03 g y de 0,065 g en la superficie de los sedimentos de la zona de LPG-A. Los resultados se pueden consultar también en Alonso (2014). Papageorgiou y Kim (1991) estudiaron la propagación de las ondas durante el sismo en un modelo bidimensional del valle en la zona de LPG-A y obtienen una aceleración de 0,10 g en roca y de 0,20 g en la superficie de los sedimentos. Más recientemente Hernández (2009) obtiene una aceleración en roca de 0,11 g, con base a los datos sismológicos de Suarez y Nábělek (1990) y al uso de tres modelos de atenuación publicados en 1993 y 1997. Con base al análisis de daños observados en edificios de LPG-A, Urich estima una aceleración de 0,14 g en la superficie de los sedimentos (Urich, 2013).

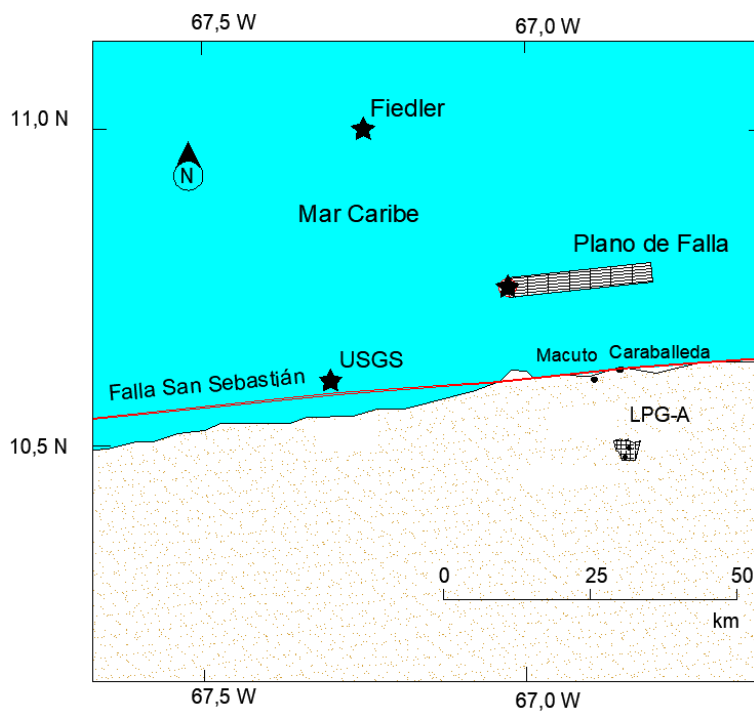


Figura 4.1

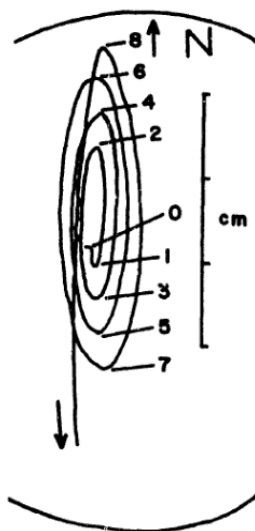
Plano de falla estimado con epicentros (*) de Suárez y Nábělek, USGS y Fiedler, y zona de LPG-A. Sismo 1967.

Considerando lo anterior y con la finalidad de estimar un espectro promedio, en este trabajo se adoptaron los resultados de Suárez y Nábělek de 1990, quienes interpretan cuatro sub-eventos de forma secuencial en sentido Oeste-Este, con un momento total de $8,6 \times 10^{18}$ N.m, equivalente a una magnitud $M_w=6,6$, siendo el segundo sub-evento el de mayor momento y más cercano, con características dadas en la Tabla 4.1. Se toman como valores representativos del sismo un $M_w=6,6$, asociado al momento total, con el epicentro, profundidad y buzamiento del segundo sub-evento. Esta M_w es igual a la adoptada por Hernández (2009).

Parámetros característicos (Sub-evento 2) del terremoto de Caracas 1967, extraídos de Suarez y Nabelek (1990). Tabla 4.1

Sub-evento	Coordenadas	Azimut (grados)	Buzamiento (grados)	Profundidad (km)
2	67,03° Oeste y 10,75° Norte	265	69	14,1

Con esta información y a partir de las relaciones empíricas entre la magnitud, la longitud y el ancho de la ruptura (Wells y Coppersmith, 1994), se obtuvo para el sismo de Caracas de 1967 una estimación del ancho y la longitud de ruptura del plano de falla, siendo el ancho 10,5 km y la longitud 33,3 km. La Figura 4.2 (Fiedler, 1968, Robson et al, 1968. Sismo 1967) muestra la ubicación del plano de falla y la localización de dos edificios en LPG-A. La dirección del plano de falla se adoptó paralela a la falla de San Sebastián.



Registro del Sismoscopio mostrando mayores amplitudes en dirección Norte-Sur Figura 4.2

Otro aspecto característico del sismo del 67 fue su direccionalidad, distintos autores han disertado al respecto, hubo un registro hecho por medio de un sismoscopio instalado sobre roca natural en Cajigal (Fiedler, 1968. Robson et al. 1968) muestran un dibujo del registro del movimiento de la onda de cizalla en el sismoscopio de Cajigal, Figura 4.2, el cual indica que las ondas fueron más intensas en la dirección Norte-Sur (N-S).

Fintel et al., (1968) presentan un informe acerca del comportamiento de las estructuras de concreto reforzado en el sismo de Caracas de 1967 y expresan que los pulsos horizontales en dirección nort-sur fueron predominantes. En un análisis del pasillo norte del hotel Macuto Sheraton, se menciona que después del sismo las columnas presentaron deformaciones remanentes importantes en dirección marcadamente N-S (Grases, 1968). En este caso la estructura estaba conformada por columnas circulares sin vigas, lo que sugiere una rigidez igual en las dos direcciones ortogonales por lo que su deformación evidencia mayor intensidad del evento sísmico en la dirección N-S. Urich (2013) evalúa los efectos del sismo del 1967 en los Palos Grandes haciendo particular énfasis en discriminar los resultados según las dos direcciones cardinales N-S y E-O y concluye que el movimiento del terreno fue más intenso en la dirección N-S.

En base a los datos anteriores, se considera como dirección de mayor intensidad del sismo de Caracas la dirección N-S, por lo que es necesario establecer una proporción que relacione esta dirección principal con la de menor intensidad que corresponde a la dirección cardinal E-O. Existen investigaciones estadísticas sobre la relación entre las componentes ortogonales de menor y mayor intensidad en un evento sísmico, según López et al. (2006) la mediana de la relación entre esas componentes es de 0,70 aproximadamente para movimientos lejanos a la falla que corresponden a una distancia superior a 15 km hasta la ruptura, también se expresa que esta relación puede ser de 0,55 con un percentil de 15 %. En un registro acelerográfico citado en dicha investigación, la relación de las componentes es 0,39 (Sismo de Ferndale del 10-12-1967, estación City Hall). Del registro del sismoscopio (Figura 4.1) se puede deducir que la relación entre las direcciones de las oscilaciones de mínima intensidad y máxima intensidad está por el orden de 0,25.

A partir de esta información se estima que las aceleraciones del sismo de Caracas de 1967 en la dirección E-O pueden ser aproximadamente un 30% de las aceleraciones en la dirección N-S, el cual será usado en la obtención de los espectros de respuesta y acelerogramas.

Al analizar las características de LPG-A se identifica que la zona presenta una amplificación de las ondas sísmicas debido a la presencia de sedimentos profundos (Schmitz et al., 2011). Según Fintel et al. (1968) la concentración de daños en LPG-A puede deberse posiblemente a un efecto de resonancia entre las estructuras y el periodo natural del valle en esa área. En el informe realizado por (CPES, 1978) se destaca la influencia de la presencia de sedimentos profundos en la amplificación de las aceleraciones del suelo y por consiguiente en la respuesta sísmica de las edificaciones. El estudio de Papageorgiou y Kim (1991) destaca una fuerte amplificación de la respuesta generada por la presencia de sedimentos profundos en la banda de 0,7 s a 1,1 s así como en la banda alrededor de 0,4 s.

Se genera en esta investigación un espectro de respuesta elástico a partir de los modelos de atenuación generados por el Centro de Investigación de ingeniería sísmica del Pacífico, para ello se usó la herramienta de Excel "NGAW2_GMPE_Spreadsheets_v5.3" descargable del portal web del proyecto NGA-WEST2. Se estableció para el lugar de estudio que la velocidad promedio de la onda de corte para una profundidad de 30 m (V_{s30}) es de 300 m/s (Morales et al, 2011) y según Amarís et al. (2009) la profundidad de los sedimentos corresponde a 360 m. Con esta información se pueden estimar los parámetros necesarios para obtener un espectro de pseudo-aceleraciones a partir de los modelos de atenuación de NGA-WEST2 que corresponde a la media de todas las direcciones ($S_{aRotD50}$). La Tabla 4.2 muestra los parámetros utilizados.

Parámetros para la obtención del espectro de respuesta del sismo de 1967, según NGA-WEST2.

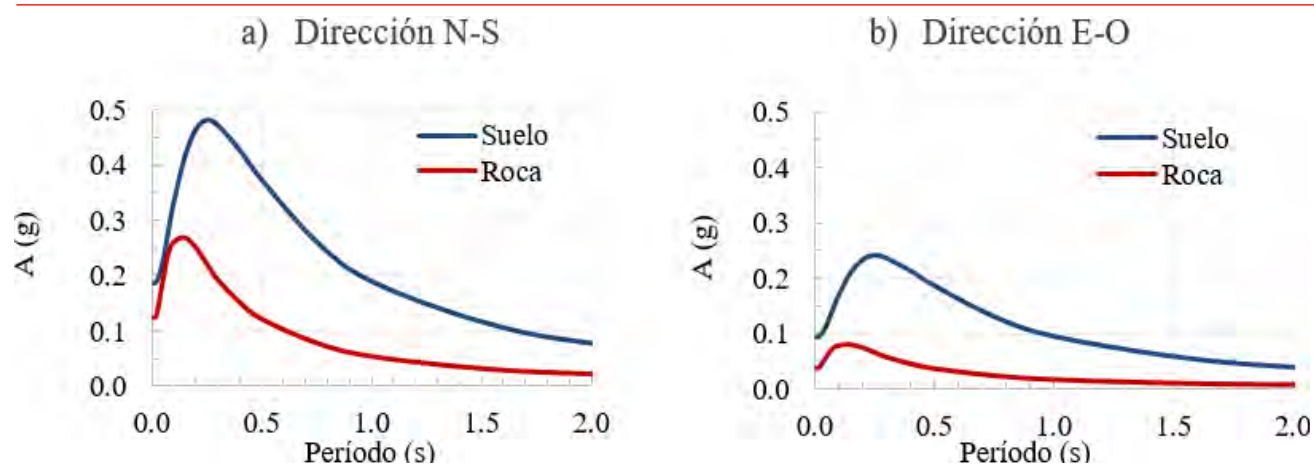
Tabla 4.2

Mw	Rjb (km)	Rrup (km)	Rx (km)	Ry0 (km)	Vs30 (m/s)	DDip (°)	Ztor (km)	Zhyp (km)	Z1.0 (km)	Z2.5 (km)	W (km)
6,6	27,2	28,7	27,2	0	300	69	8,6	14,1	0,36	0,36	10,5

Donde: Mw= Magnitud de momento; Rjb; Menor distancia al plano de ruptura proyectada hacia la superficie (km); Rrup; Menor distancia al plano de ruptura (km); Rx: Distancia horizontal al tope de la ruptura medida perpendicular a la falla (km); Ry0: Distancia horizontal al tope de la ruptura medida paralela a la falla (km); Vs30: Velocidad de la onda promedio medida a 30 m de profundidad (m/s); Dip: Buzamiento promedio (grados); Ztor: Profundidad al tope de la ruptura (km); Zhyp: Profundidad del epicentro (km); Z1,0: Profundidad hasta suelo con Vs de 1 km/s (km); Z2,5: Profundidad hasta suelo con Vs de 2,5 km/s (km); W: Ancho de la ruptura (km).

Se convirtieron los valores de aceleración espectral media de todas las direcciones (Sa_{RotD50}) en aceleración espectral máxima ($Sa_{RotD100}$) usando factores de amplificación establecidos por Shahi y Baker (2014) los cuales dependen del periodo, variando desde 1,19 para 0,01 s hasta 1,29 para 10 s.

A partir de estas relaciones se obtiene un espectro elástico de aceleraciones para el sismo de Caracas de 1967 en la zona de Los Palos Grandes-Altamira para la dirección de mayor intensidad (N-S), que se muestra en la Figura 4.3. Tomando en cuenta que la aceleración en la dirección E-O corresponde a un 30% de la dirección N-S, se obtiene el espectro para la dirección de menor intensidad (Figura 4.3). Se calculó también el espectro en roca para cada una de las direcciones, a partir de los modelos de atenuación NGA-WEST2, usando una velocidad de propagación de la onda Vs30 de 760 m/s. La Figura 4.3 presenta los espectros en roca y en suelo.

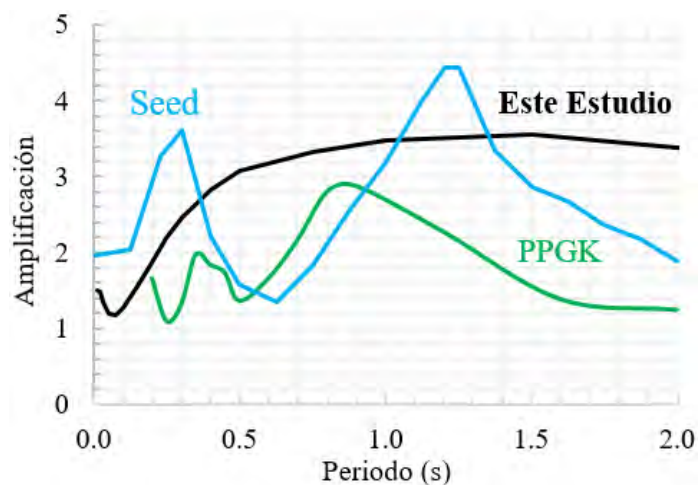


Espectros de aceleraciones, para las direcciones N-S y E-O, en roca y en la superficie del depósito de suelos. Sismo 1967.

Figura 4.3

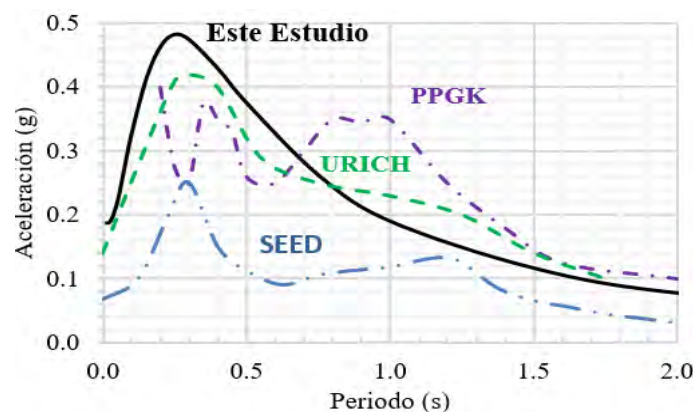
La aceleración del terreno (Periodo = 0) en la superficie del depósito de suelo para la dirección Norte-Sur es de 0,187 g y para la dirección Este-Oeste es 0,056 g.

La amplificación del movimiento por efecto de la profundidad y rigidez de los sedimentos, se puede caracterizar por la función de transferencia definida como el cociente entre la aceleración espectral del suelo y de la roca la cual se muestra en la Figura 4.4 apreciándose una marcada amplificación con un valor medio de 3,5 en el rango entre 1 s y 2 s. En la misma figura se muestran las funciones de transferencia que se deducen de los espectros presentados por Seed et al., 1972 y Papageorgiou y Kim (1991) (PPGK). En la Figura 4.5 se compara el espectro obtenido en este estudio (N-S) con los espectros obtenidos por los autores citados. Seed et al. (1972) tomó en cuenta un epicentro a una distancia mayor, por lo que se aprecian aceleraciones menores. Debe tenerse presente que este estudio utiliza la atenuación NGA-West2 que promedia los espectros de muchos registros obtenidos bajo condiciones similares de rigidez y profundidad de sedimentos e incluye efectos de cuenca y de la respuesta no lineal de los suelos. Seed y otros se basan en un modelo 1D del depósito de sedimentos sujeto a un único acelerograma en roca y PPGK se basan en un modelo 2D de la cuenca sujeto también a un solo acelerograma en roca. El espectro de Urich (2013) basado en el daño observado en edificios tiene una tendencia similar al espectro de este estudio.



Amplificación suelo/roca de este estudio y la calculada a partir de los espectros de los autores citados. Sismo 1967

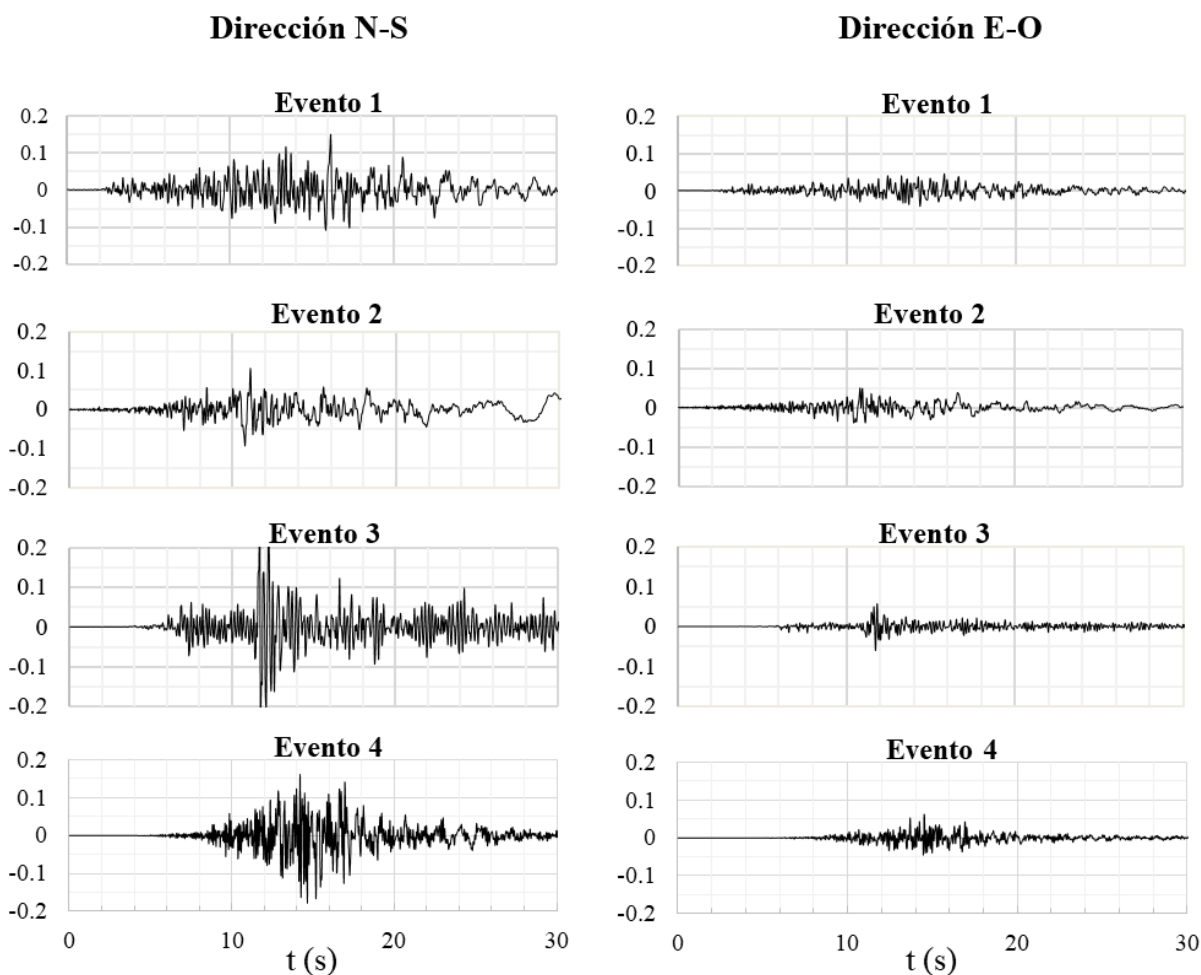
Figura 4.4



Espectro en LPG-A de este estudio (dirección N-S) y espectros obtenidos por los autores citados. Sismo 1967.

Figura 4.5

De la base de datos de PEER (2017) se seleccionaron cuatro pares de acelerogramas para representar el movimiento en la superficie de los sedimentos profundos en LPG-A. Para la selección se consideró un rango de magnitudes M_w entre 6 y 7, mecanismo transcurrente, una distancia al plano de ruptura entre 25 y 35 km, un valor de V_{s30} entre 250 y 350 m/s y una duración de la fase fuerte D9-95 entre 15 y 25 s. El espectro de cada acelerograma se ajustó al espectro generado en este estudio (Figura 4.3, condición Suelo), minimizando la diferencia entre ambos en la banda entre 0,1 y 5 s. El procedimiento se aplicó para la dirección N-S y para la E-O. Los eventos seleccionados son los NGA 930, 2700, 3908 y 3969, denominados aquí como eventos 1 a 4, respectivamente. Las direcciones H1 y H2 de cada componente del registro original, se hacen corresponder con las direcciones N-S y E-O, respectivamente. Los factores de escala para multiplicar el registro original son 1,37, 1,51, 0,99 y 0,96 para las componentes H1 y son 0,51, 0,76, 0,22 y 0,35 para las componentes H2. La Tabla 4.3 presenta las características de cada registro seleccionado. La Figura 4.6 muestra los acelerogramas para los 4 eventos en las dos direcciones horizontales N-S y E-O. Las Tablas 4.4 y 4.5 presentan los factores de escala para cada registro y las aceleraciones del terreno que se obtienen, para las direcciones N-S y E-O, respectivamente.



Acelerogramas de los eventos representativos del sismo de 1967. Aceleraciones en g.

Figura 4.6

Tabla 4.3 Características generales de los eventos propuestos para simular el movimiento sísmico en el sitio. Sismo 1967.

Identificación		Localización y año			Magnitud Mw	Mecanismo Focal	Distancia (km)		Vs30 (m/s)
#	NGA#	Evento	Año	Estación			Rjb	Rrup	
1	930	Big Bear-01	1992	San Bernardino-2nd Arrowhead	6,46	Transcurrente	33,6	33,8	325,8
2	2700	Chi Chi, Taiwan 04	1999	CHY025	6,2	Transcurrente	29,2	29,2	277,5
3	3908	Tottori, Japan	2000	OKY005	6,61	Transcurrente	28,8	28,8	293,4
4	3969	Tottori, Japan	2000	TTRH04	6,61	Transcurrente	32,8	32,8	254,3

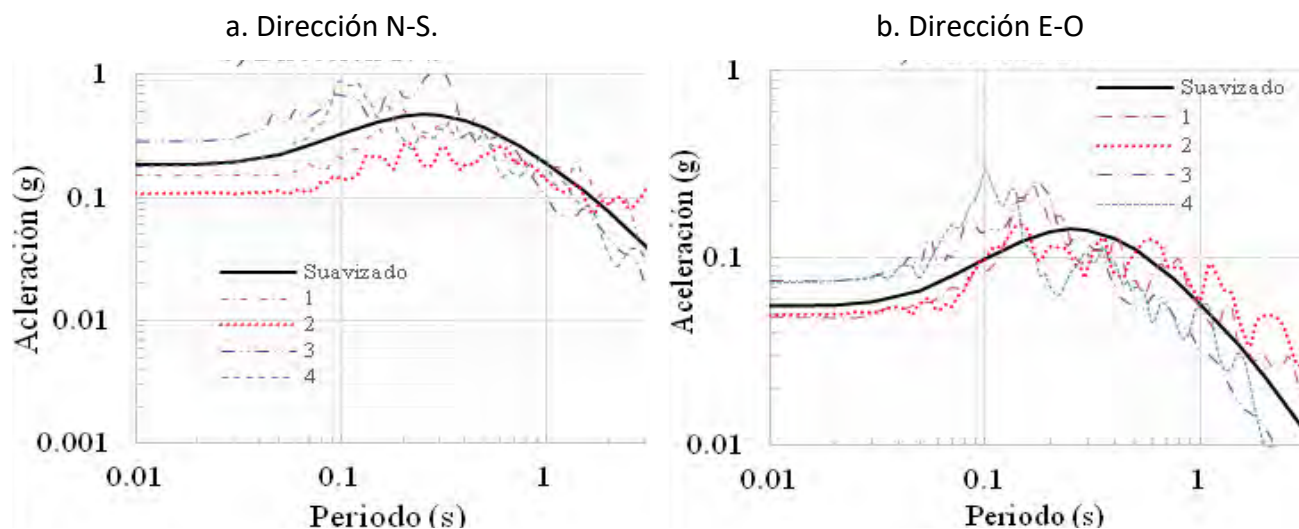
Tabla 4.4 Movimientos en dirección N-S. Factor de escala y Aceleración del terreno. Sismo 1967

Identificación		Componente	Factor de Escala	Ao (g)
#	NGA#			
1	930	H1	1,37	0,153
2	2700	H1	1,51	0,106
3	3908	H1	0,99	0,286
4	3969	H1	0,96	0,166

Tabla 4.5 Movimientos en dirección E-O. Factor de escala y Aceleración del terreno.

Identificación		Componente	Factor de Escala	Ao (g)
#	NGA#			
1	930	H2	0,51	0,048
2	2700	H2	0,76	0,050
3	3908	H2	0,22	0,062
4	3969	H2	0,35	0,073

A continuación, se presentan en las Figura 4.7 los espectros de cada evento y el espectro suavizado obtenido previamente (Figura 4.3), para la dirección Norte- Sur y la Este- Oeste.



Espectros de aceleración de cada uno de los 4 eventos y espectro suavizado de la Figura 4.3 (Suelo). Sismo 1967

Figura 4.7

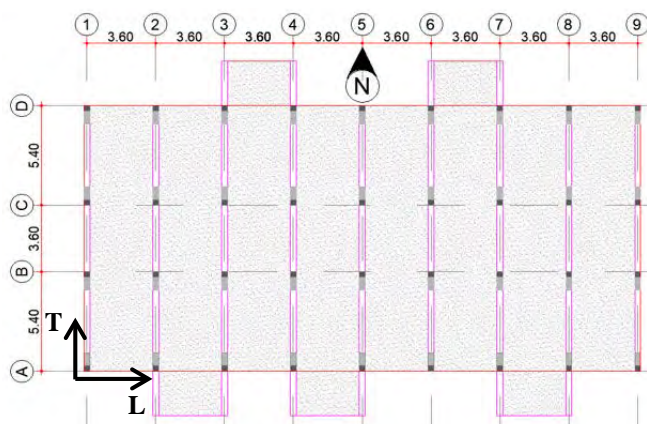
4.3 Desempeño del edificio Belaire ante el sismo de 1967

El edificio Belaire está compuesto por 9 pisos (Figura 4.8 y 4.9) está ubicado en LPG-A y tiene las mismas características de vulnerabilidad que los edificios derrumbados, sin embargo, no sufrió ningún daño según CPES (1978). Construido en 1963, tiene alturas de entrepiso de 2,7 m para una altura total $H= 24,3$ m, posee una planta cuasi-simétrica y nueve pórticos de concreto armado con vigas altas en la dirección transversal (T) que denominamos dirección Fuerte. En la dirección longitudinal (L) posee cuatro ejes de columnas, sin vigas, la cual denominamos dirección Débil (Figura 4.8). Solo una porción del piso 9 fue construida en concreto y no hay losa del eje 1 al 4 en el último nivel (Figura 4.9).

a. Fachada Sur. Foto: S. Safina



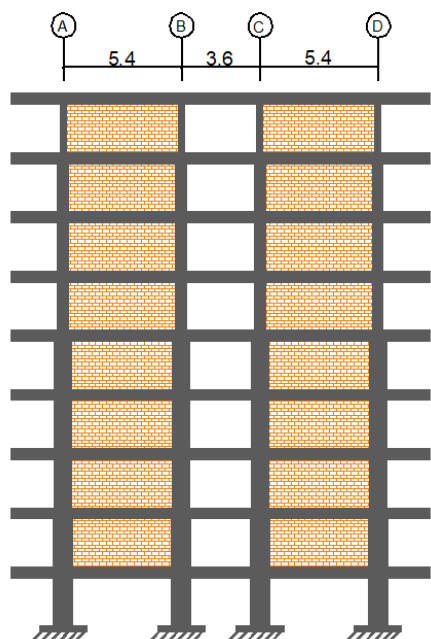
b. Esquema de Planta



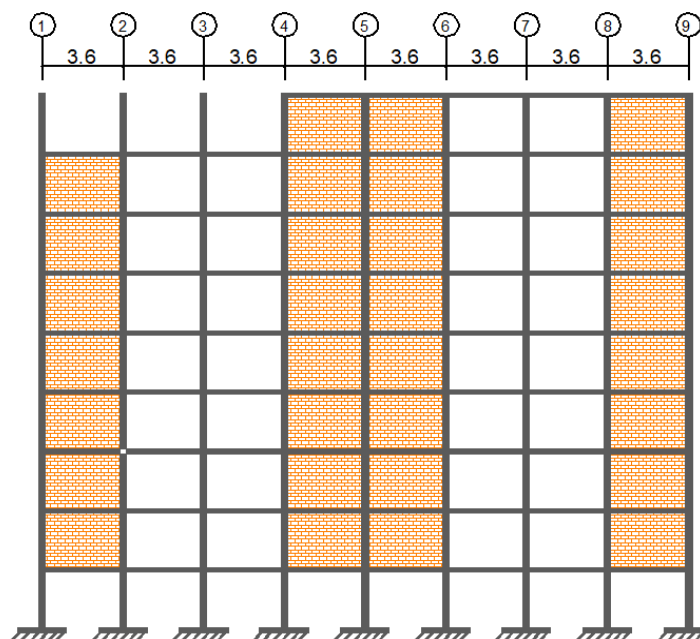
Edificio Belaire. La dirección transversal T (fuerte) del edificio corresponde a la dirección N-S.

Figura 4.8

a. Pórtico 3 en dirección transversal (T).



b. Pórtico B en dirección longitudinal (L).



Pórticos representativos y paredes de relleno del edificio, en cada dirección.

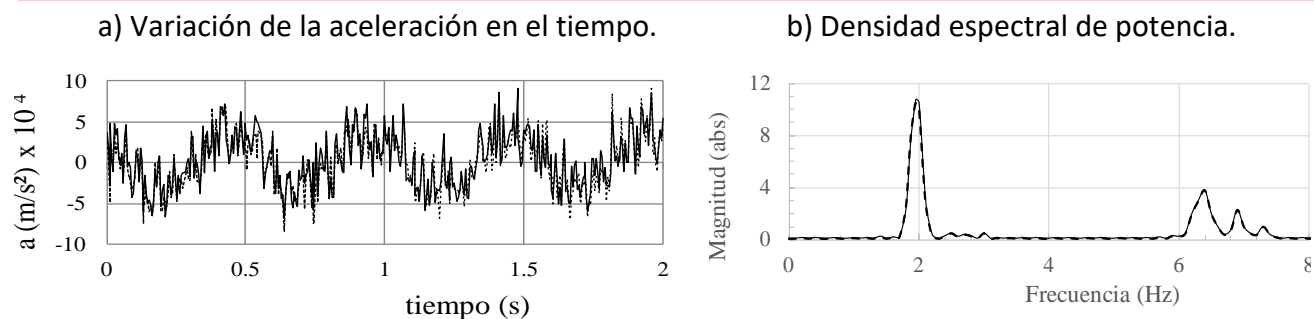
Figura 4.9

La resistencia del edificio en la dirección longitudinal está provista por las columnas que tienen una dimensión constante de 30 cm en esa dirección, unidas con los nervios de las losas nervadas de 25 cm de alto separados cada 50 cm. En la dirección fuerte (transversal) los pórticos poseen vigas altas de sección típica 30 cm x 50 cm y secciones de columna de hasta 90 cm en los niveles inferiores disminuyendo gradualmente hasta tener 30 cm en el último nivel. Las paredes divisorias internas son de bloques de arcilla de espesor 10 cm y las paredes externas de 15 cm, las cuales rellenan buena parte de los pórticos con la excepción de la planta baja (PB) lo que genera un entrepiso débil. Mayores detalles se dan en (Guerrero, 2018). El edificio tiene su dirección T (fuerte) orientado N-S que es la dirección de mayor intensidad del sismo de 1967 y su dirección L (débil) en la dirección E-O de menor intensidad.

4.3.1 Medición de propiedades dinámicas

Se realizó una medición de vibración ambiental en el edificio Belaire, con el apoyo del personal de FUNVISIS a fin de obtener las propiedades dinámicas de la estructura y con ellas calibrar los modelos matemáticos. Los equipos estaban dispuestos en la planta baja, en el piso 3, piso 6, y en el piso 8, todos en el centro geométrico de la estructura salvo en el piso 8 que se agregaron dos equipos en el extremo del edificio para poder medir la respuesta torsional.

Con los datos medidos se obtuvieron las funciones de transferencia en cada uno de los niveles, en la Figura 4.10 se muestra la respuesta dinámica y la función de transferencia correspondiente a la dirección-longitudinal en el piso 8. Con estas funciones se determinaron los períodos de vibración y las frecuencias de la estructura que se muestran en la Tabla 4.6.



Respuesta dinámica en la dirección longitudinal (L), piso 8, ante excitación ambiental.

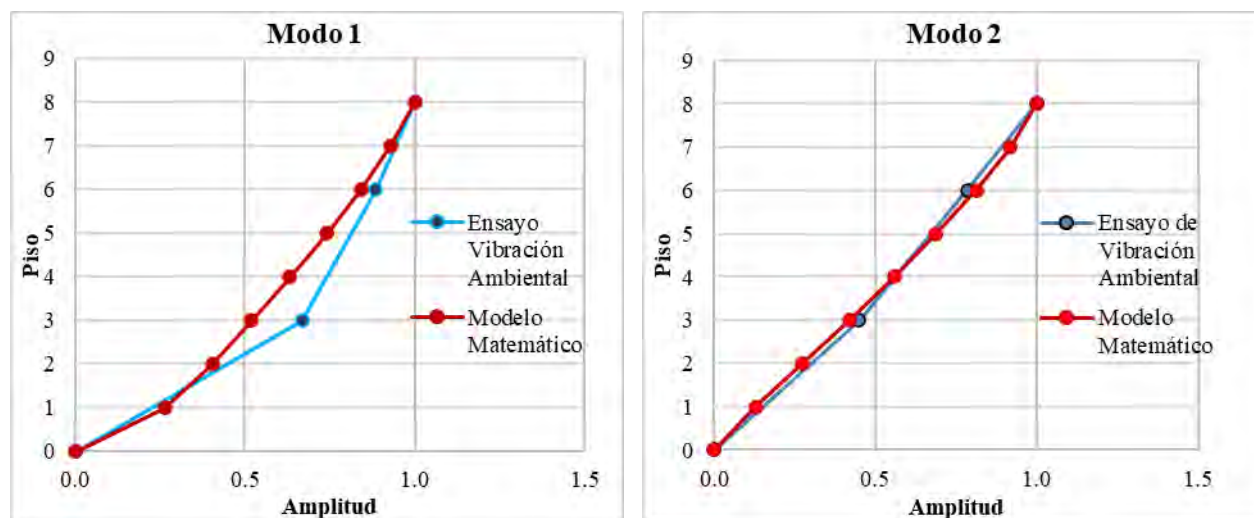
Figura 4.10

Frecuencias y periodos fundamentales de la estructura.

Tabla 4.6

Dirección	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
Longitudinal	1,95	0,51
Transversal	2,60	0,38
Torsional	3,00	0,33

Al Identificar el comportamiento de cada una de las funciones de transferencia se pudo observar que todos los pisos están en fase para los periodos de 0,51 s y 0,38 s, donde el primero corresponde al modo principal en dirección longitudinal y el segundo en dirección transversal, con esto se puede determinar los dos primeros modos de vibración de la estructura estableciendo una relación entre las amplitudes de las funciones de transferencia. Se midió la amplitud obtenida en cada pico para los distintos niveles y se normalizó con el piso 8. Es así como se pudo representar la forma modal asociada al modo 1 (dirección longitudinal) y al modo 2 (dirección transversal), ver Figura 4.11.



Modos 1 y 2 de vibración del edificio, valores medidos en vibración ambiental y valores calculados con el Modelo 5.

Figura 4.11

Para el cálculo del amortiguamiento de la estructura se usó el método del semi-ancho de banda donde se propone que deben obtenerse las frecuencias asociadas a la amplitud de $1\sqrt{2}$ veces la amplitud de resonancia (pico), calcular la diferencia entre ellas y dividirlo entre dos. (Chopra, 1995). Tomando en cuenta las respuestas resultantes en cada piso y en cada dirección se obtuvo un porcentaje de amortiguamiento en los modos fundamentales para cada dirección del edificio, siendo 2,87 % en la dirección transversal y 3,08 % en la dirección longitudinal.

4.3.2 Análisis de respuesta espectral

Se estimó la respuesta máxima del Belaire mediante el método de análisis espectral elástico (ADL) con la acción sísmica de 1967 descrita en 4.2, para cada uno de los sismos seleccionados. El edificio se modeló 3D con 3 grados de libertad dinámicos por losa, incorporando la rigidez de la losa fuera de su plano. La losa y la escalera se modelan con elementos de área. Se consideraron todas las cargas permanentes y una carga variable de 50 Kg/m² para el momento del sismo, con un peso total del edificio de 4.331 t. Se desarrollaron 6 modelos matemáticos a fin de evaluar y discriminar el efecto de paredes, escalera, y recubrimientos y acabados, cuyos períodos se muestran en la Tabla 4.7. El Modelo 1 es el pórtico solo, con sus vigas, columnas y losas. El Modelo 2 incorpora el efecto de la escalera. Los Modelos 3 y 4 incorporan el efecto de las paredes para amplitudes bajas de vibración. El Modelo 4 se denomina Rígido. El Modelo 5 denominado Super-Rígido incluye los efectos del recubrimiento en paredes y acabados de piso en losas y es el de mejor ajuste con los períodos medidos que se muestran en la última fila de la Tabla 4.7. Comparando de manera progresiva los modelos mostrados de la Tabla 4.7 se observa el efecto significativo de las paredes, escalera y recubrimientos, los cuales reducen los periodos en relación al pórtico solo (Modelo 1); en el caso particular del Modelo 5, los periodos se reducen 3,7 y 1,8 veces en dirección L y T, respectivamente. El Modelo 6 representa el efecto de las paredes para amplitudes mayores de vibración, del orden de 1.000 veces las medidas en vibración ambiental, amplitudes esperadas durante la respuesta sísmica; para ello las paredes se modelan como bielas a compresión del espesor de la pared y con un ancho de 0,25 veces la longitud de la diagonal del pórtico; este modelo 6 se le denomina Modelo Flexible.

Tabla 4.7 Modelos y períodos principales de vibración en cada dirección (segundos).

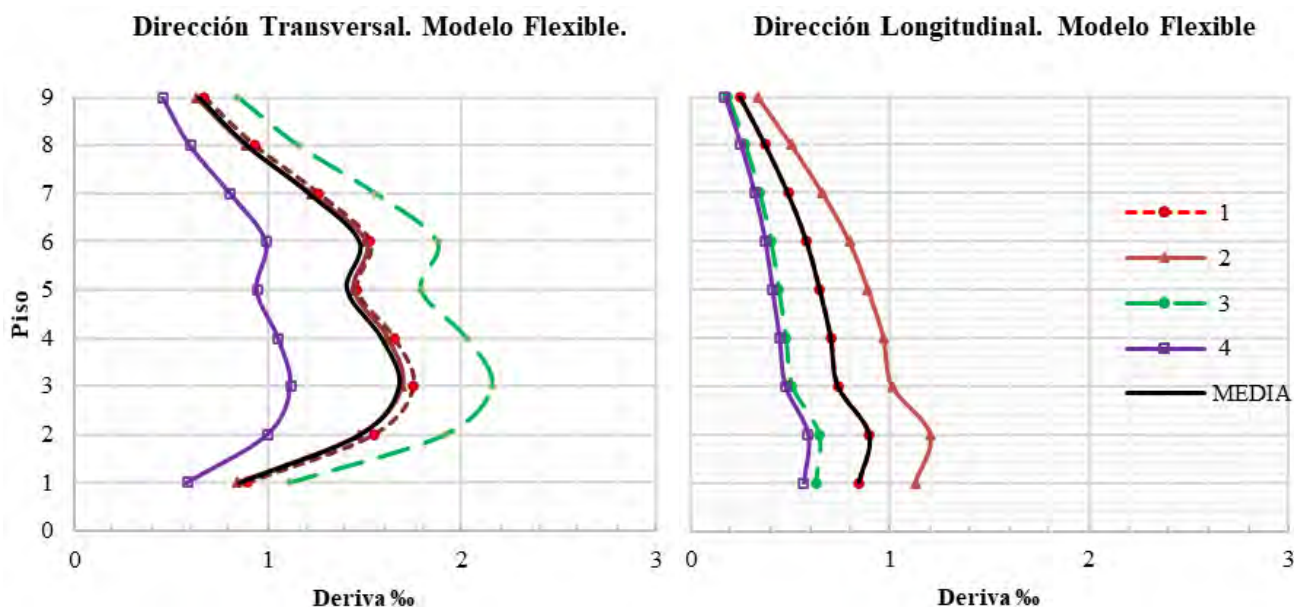
Modelo		L	T	Torsional
1	Pórticos solo más la losa nervada	2,12	0,75	0,78
2	Modelo 1 más la escalera	1,77	0,74	0,78
3	Modelo 1 más las paredes (elementos de área)	0,69	0,45	0,41
4 Rígido	Modelo 1 más escalera y paredes (elementos de área)	0,67	0,45	0,41
5 Súper-Rígido	Modelo 4 más recubrimientos y acabados	0,57	0,42	0,38
6 Flexible	Modelo 1 más escalera y paredes (bielas a compresión)	0,81	0,53	0,50
Valores medidos en vibración ambiental		0,51	0,38	0,33

Se puede observar que el comportamiento de la estructura es básicamente traslacional en los dos primeros modos y torsional en el tercero, para casi todos los modelos generados, se evidencia como

los periodos van disminuyendo en la medida que se incorporan elementos como paredes y escaleras que evidentemente proporcionan mayor rigidez a la estructura. También se deduce que el modelo que mejor se ajusta a los resultados obtenidos a partir de las mediciones de vibración ambiental es el modelo 5, en donde se incorporó mayor espesor a las paredes y la losa para tomar en cuenta la rigidez que el friso y los acabados, colocados a través de los años, incorporan al edificio para aceleraciones en el rango de vibración ambiental. En la Figura 4.11 se comparan los modos 1 y 2 (dirección longitudinal y transversal, respectivamente) obtenidos del análisis dinámico lineal con el modelo 5, con los obtenidos de las mediciones de vibración ambiental.

Se evaluó el comportamiento del edificio Belaire ante los cuatro eventos representativos, a continuación, se muestran los resultados del modelo 6, llamado “modelo flexible” ya que representa un comportamiento donde las columnas y las vigas se han separado de las paredes de relleno generando que las mismas trabajen como puntales a compresión.

Se obtuvieron los desplazamientos piso a piso para cada evento, y la deriva como el cociente entre la diferencia de desplazamientos y el diferencial de altura entre pisos consecutivos (Figura 4.12). Según FEMA/NIBS (2003) para el caso de un edificio de concreto armado, relleno con paredes, de nueve pisos y diseñado con un código de diseño bajo (*Lowcode*) calificado como “C3H” el inicio de daño leve está asociado a una deriva de 1,5 ‰, se observa que en el caso del modelo flexible, las derivas correspondientes a la dirección transversal tienen un valor máximo de 2,16 ‰ para el evento 1 y un valor mínimo de 1,12 ‰ correspondiente al evento 4, siendo este inferior al inicio de daño leve establecido por FEMA/NIBS (2003). En la dirección longitudinal, que corresponde a la dirección más débil y flexible del edificio, todas las derivas estimadas por piso y globales son inferiores al valor establecido como inicio de daño, esto se debe a que en esta dirección el edificio estuvo sometido a una menor acción sísmica comparado con la dirección transversal.



Deriva del edificio Belaire a partir del ADL ante el sismo de 1967. **Figura 4.12**

Se obtuvo el cociente Demanda/Capacidad a flexo-compresión de todas las columnas de la PB, el promedio para todas las columnas y todos los sismos es de 0,93 para el Modelo Rígido y de 0,72 para

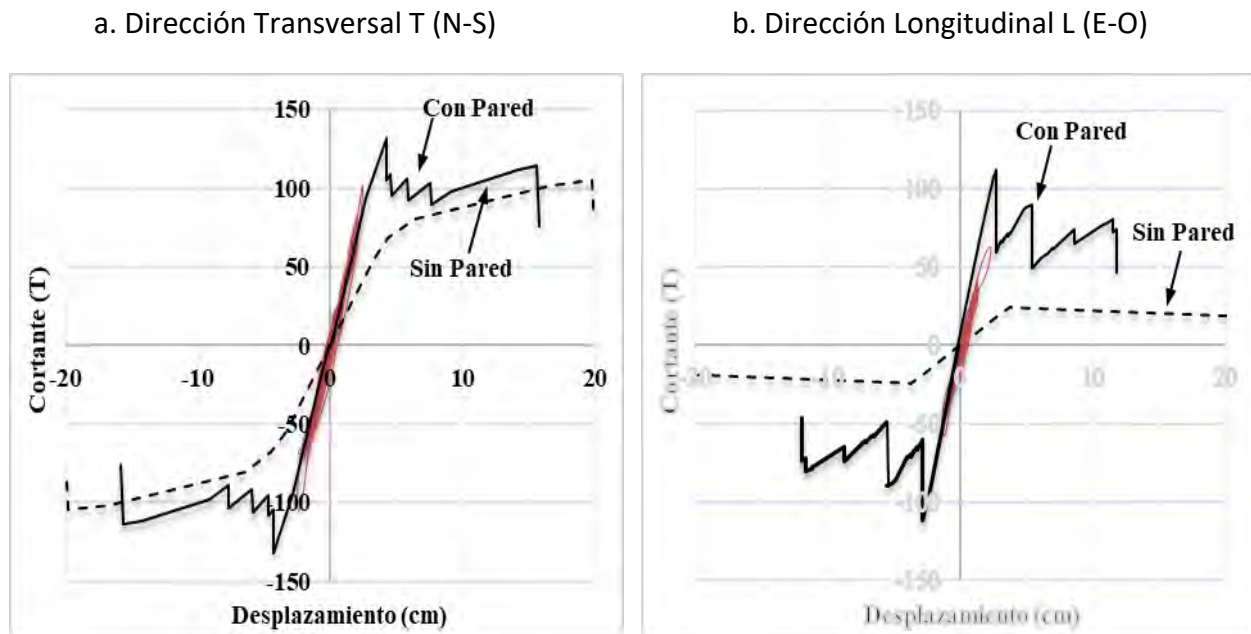
el Flexible, indicando que en término medio la demanda está ligeramente por debajo de la capacidad, aun cuando para ciertos eventos se excede la capacidad de algunas columnas. Estos resultados en derivas y cocientes demanda/capacidad no se ajustan estrictamente a la ausencia de daños observada después el sismo y debido a sus limitaciones, motiva al uso de métodos de análisis más refinados para evaluar el desempeño, que se presentan en las siguientes secciones.

A pesar de las limitaciones del análisis se observa la gran variabilidad que tiene la respuesta la estructura según el evento sísmico al cual está sometida, cualquiera de los cuatro eventos propuestos posee las mismas características sísmicas del terremoto de Caracas de 1967 y los resultados que se generan a partir de ellos son diferentes, hasta tal punto que un evento pudiera generar daño y otro evento no.

4.3.3 Respuesta mediante análisis estático no lineal

El análisis consiste en realizar un empuje lateral progresivo de la estructura, aplicando cargas monotónicas crecientes, con un patrón ajustado a la masa de cada entrespacio y el desplazamiento del modo fundamental de la estructura en la dirección de estudio, permitiendo que los elementos se deformen progresivamente alcanzando la cedencia, las deformaciones inelásticas y el posterior colapso. El análisis incorpora un estado de deformación inicial debido a las cargas gravitacionales. Se obtiene la capacidad de la estructura, representada por una curva, que se define como la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la edificación.

La Figura 4.13 contiene las curvas de capacidad de los pórticos representativos en cada dirección de análisis, resultando una resistencia máxima de 131,8 t para la dirección transversal y 111,5 t para la dirección longitudinal.



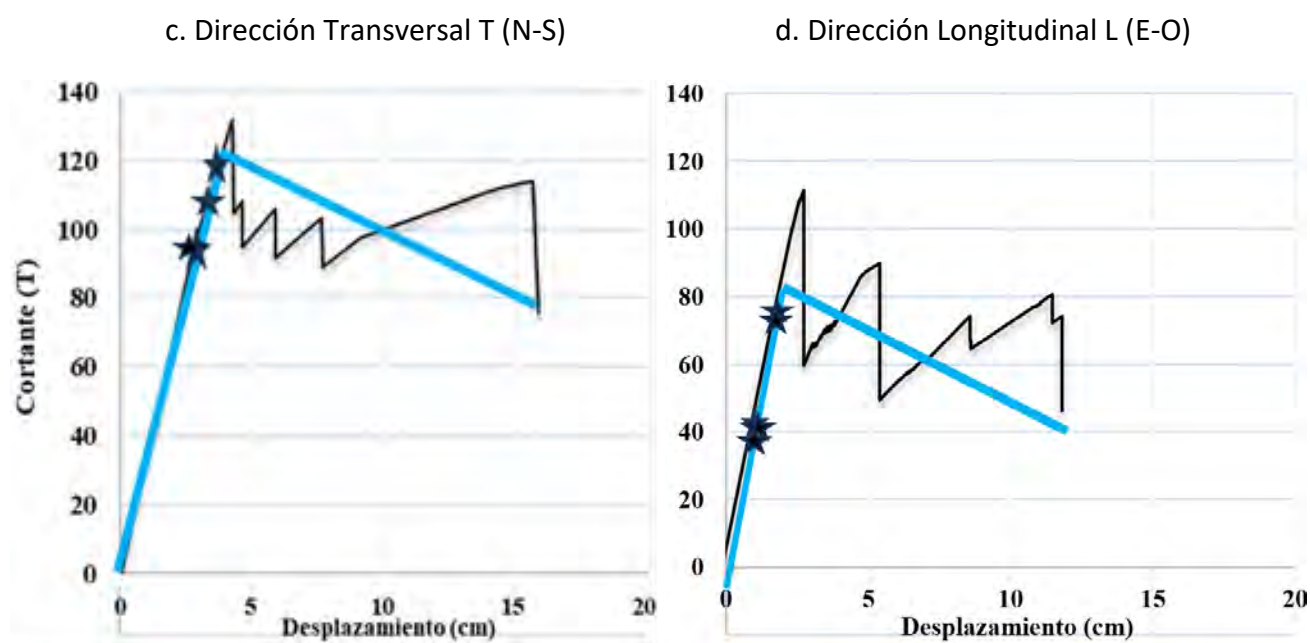
Curva de capacidad (AENL) de pórticos representativos del edificio (negro). Respuesta dinámica (ADNL) (naranja) para el Evento 2, y curva de capacidad del pórtico sin paredes. Sismo 1967.

Figura 4.13

En la dirección transversal se produce la primera pérdida de rigidez cuando una de las vigas del nivel 3, que forma parte de un vano que no se encuentra relleno por paredes, alcanza su límite cedente, esto ocurre en un desplazamiento de 2,64 cm (1,08 ‰). Para un desplazamiento de 4,11 cm (1,69 ‰) se produce la primera caída de resistencia del sistema generada por el colapso de paredes. En la dirección longitudinal, el edificio, para un desplazamiento de 1,55 cm (0,6 ‰) alcanza la primera pérdida de rigidez y se genera la primera caída de resistencia a 2,53 cm (1,04 ‰) de desplazamiento, los dos estados se producen en uno de los nervios equivalentes de la planta baja.

En la dirección transversal para un desplazamiento de 15,6 cm aproximadamente, correspondiente a una deriva de 6 ‰, se genera falla por corte en las columnas de la planta baja. En la dirección longitudinal para un desplazamiento de 12 cm el pórtico ha perdido 58 % de su resistencia (Deriva 5‰) se generan daños en paredes y en elementos estructurales.

Después de haber obtenido las curvas de capacidad del edificio Belaire, en cada uno de sus direcciones, se analizó la respuesta del edificio ante cuatro eventos similares al sismo de 1967, descritos en la sección 4.2 a fin de determinar la respuesta y compararla con la observada. Para ello se obtiene el desplazamiento en el tope de la estructura asociado a cada evento, usando el método de los coeficientes. Ver Figura 4.14.



Curva de capacidad idealizada (azul) y demanda de desplazamiento (*) para cada evento sísmico. Sismo 1967.

Figura 4.14

Los desplazamientos resultantes para cada evento en la dirección transversal oscilan entre 2,58 cm y 3,41 cm y en la dirección longitudinal varían desde 0,95 cm a 2,13 cm, siendo la deriva máxima 1,4 ‰ para la dirección transversal y 0,88 ‰ para la dirección longitudinal. y la deriva mínima 1,06 ‰ para la dirección transversal y 0,39 ‰ para la dirección longitudinal.

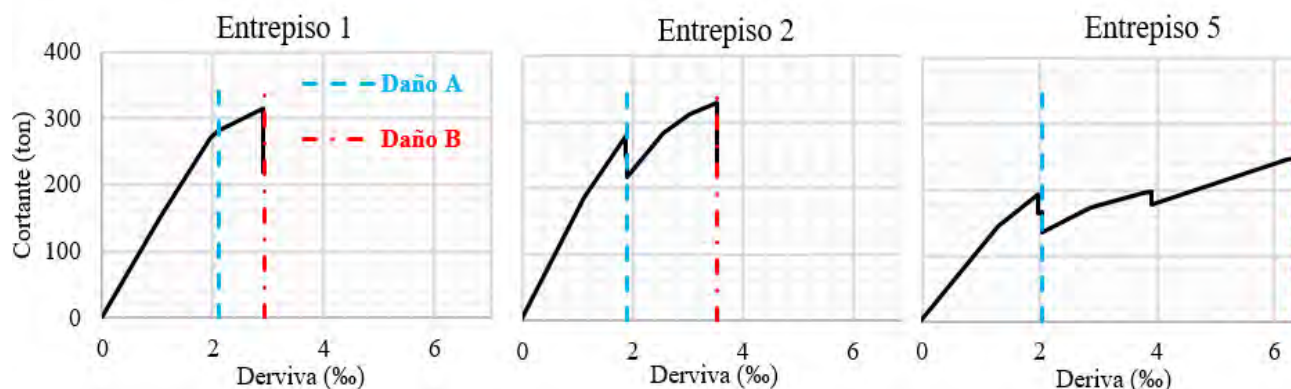
Se observa que ningún evento supera el límite que representa la primera caída de resistencia asociada a un desplazamiento de 4,11 cm (1,70 ‰) para la dirección transversal y 2,53 cm (1,04 ‰). Si la estructura es sometida al evento 4 el edificio Belaire no sufriría ningún tipo de daño ya que ni se pierde resistencia ni se degrada la rigidez. Por lo tanto, el evento 4 genera resultados similares a lo observado durante el sismo de 1967. De cualquier manera, para todos los eventos la estructura está muy próxima o supera el desplazamiento que produce una pérdida de rigidez asociada a la articulación de algunas de las vigas del tramo B-C, por lo que la estructura estuvo sometida a sollicitaciones muy cercanas a producir algún tipo de daño leve. Con este análisis se observa la variabilidad de la respuesta de una estructura sometida a eventos muy similares entre sí, como se comentó antes, para algunos eventos se genera cedencia en algunas vigas produciendo un inicio de daño leve y para otro evento no se genera ningún tipo de daño.

Capacidad piso a piso

Una descripción más completa que permite discriminar y visualizar el desempeño local, se puede obtener mediante un análisis de empuje progresivo (*pushover*) en cada uno de los entresijos del pórtico. Las Figuras 4.15 y 4.16 muestran la relación entre el cortante y la deriva en los entresijos 1, 2 y 5 para las direcciones T y L del edificio. Las curvas de capacidad de cada entresijo, se obtuvieron aplicando una carga lateral en un nivel e impidiendo el desplazamiento del nivel inferior, con lo cual se genera un estado de deformaciones concentradas en dicho entresijo.

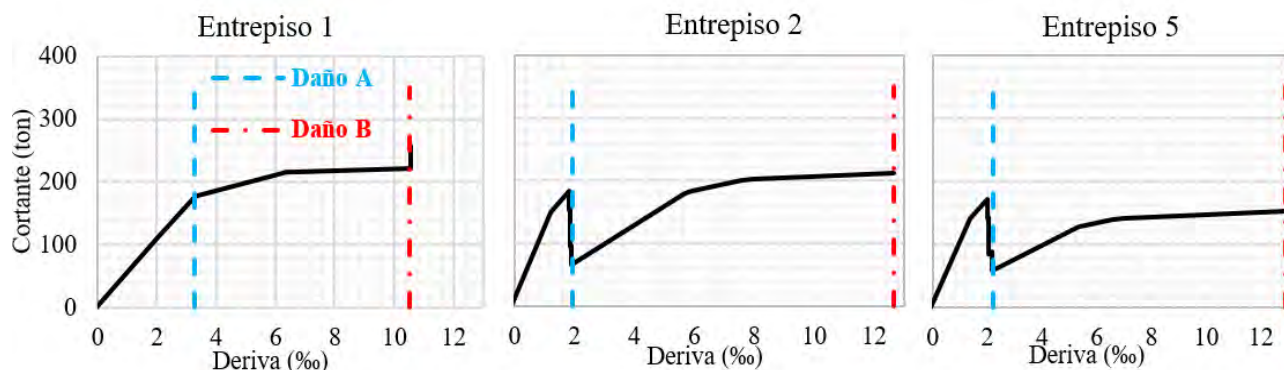
El entresijo 1 (nivel inferior) en ambas direcciones muestra un comportamiento diferente debido a la ausencia de paredes. En los entresijos superiores, en la dirección L se observa el efecto significativo que tienen las paredes las cuales al fallar provocan una pérdida brusca en la capacidad de carga; en la dirección T las paredes tienen menor influencia debido a la mayor capacidad de las columnas y a la presencia de vigas

Se establecieron dos estados de daño a fin de caracterizar el desempeño del entresijo: El Daño A definido por la articulación de algunas vigas o nervios y a la pérdida de resistencia en paredes y el Daño B definido cuando se alcanza la capacidad última en al menos el 50% de las columnas del entresijo, el cual podemos asociarlo a colapso parcial o total. En las Figuras 4.15 y 4.16 se muestran las derivas correspondientes a cada estado de daño. En la dirección T donde hay vigas altas (Figura 4.8), el valor promedio de la deriva para todos los entresijos en la condición de Daño A es igual a 2,0 ‰; como comparación, este valor coincide con el dado por Gobarah (2004) para definir el inicio de daño ligero reparable para pórticos de concreto armado rellenos con paredes, de baja ductilidad; en FEMA (2020) se indican valores entre 1,2 ‰ y 2,0 ‰ para el inicio de daño ligero en pórticos de concreto con mampostería de relleno no reforzada comprendidos en las categorías *Pre-code* y *Low-code* con alturas entre 5 y 12 pisos.



Curvas de capacidad en los entresijos 1, 2 y 5 y derivas asociadas al Daño A y Daño B en la dirección transversal (T) del edificio (Pórtico 3).

Figura 4.15

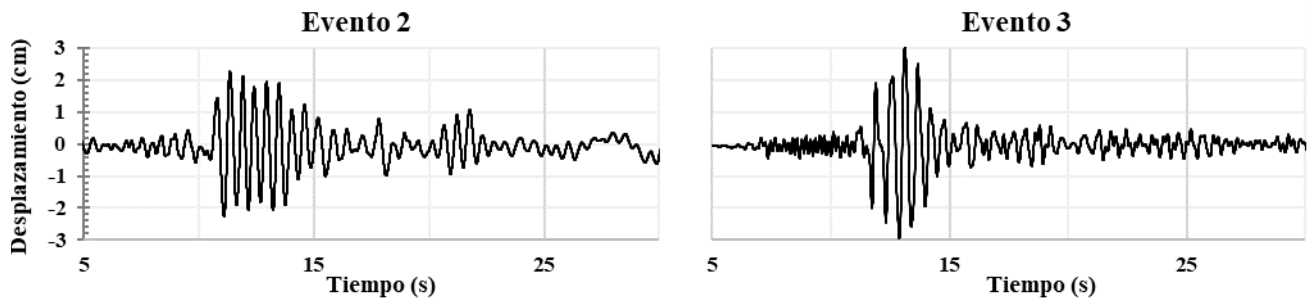


Curvas de capacidad en los entresijos 1, 2 y 5 y derivas asociadas al Daño A y Daño B en la dirección longitudinal (L) del edificio (Pórtico B).

Figura 4.16

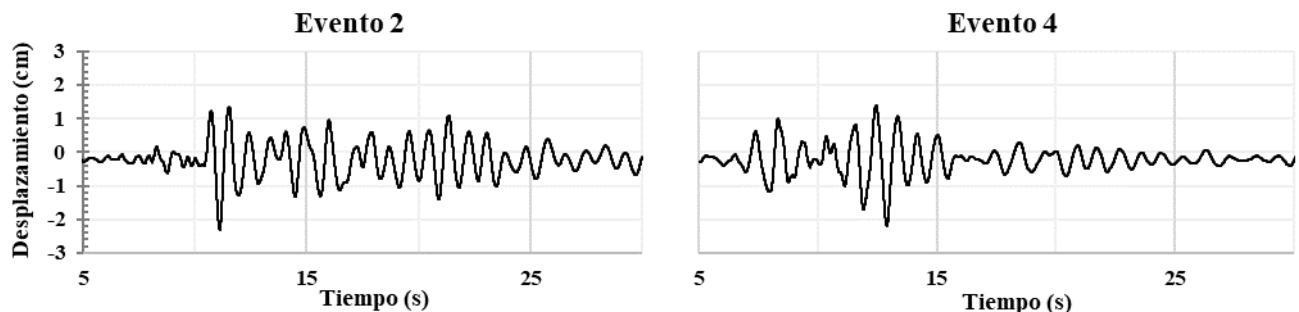
4.3.4 Respuesta mediante análisis dinámico no lineal

Se realizó un análisis dinámico no lineal (ADNL) usando los acelerogramas de los eventos descritos en la sección 4.2. Se determinó la respuesta estructural y se calcularon valores de desplazamiento, derivas y corte basal en cada instante. En la Figura 4.17 se muestra la historia del desplazamiento en el último nivel en la dirección T, para los eventos sísmicos 2 y 3 que son los que generan menor y mayor desplazamiento, respectivamente, alcanzado un máximo de aproximadamente 3 cm (Evento 3). La respuesta en dirección L se muestra en la Figura 4.18 para los eventos 2 y 4, observándose un desplazamiento máximo de 2,3 cm (Evento 2).



Historia del desplazamiento en el último nivel, dirección transversal (T) del edificio para los eventos sísmicos 2 y 3. Sismo 1967.

Figura 4.17



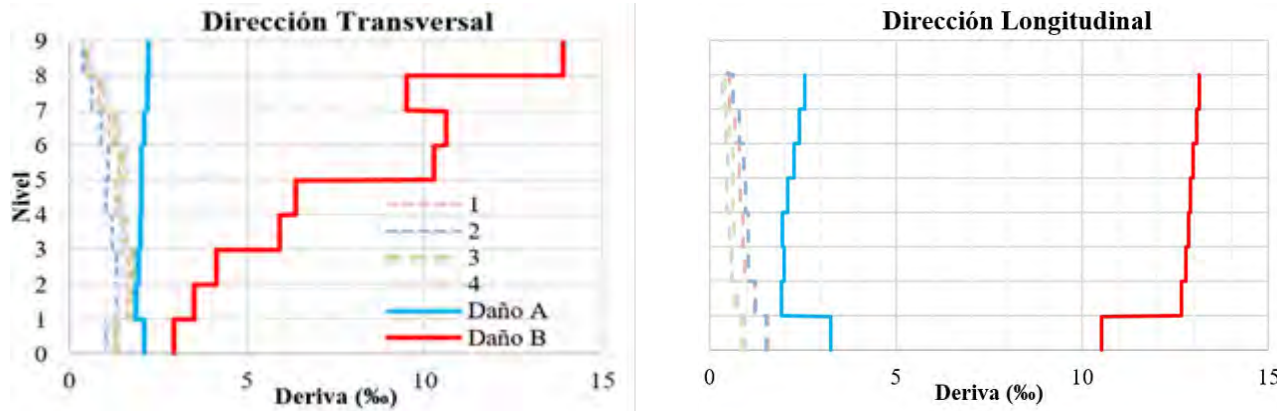
Historia del desplazamiento en el último nivel, dirección longitudinal (L) del edificio para los eventos sísmicos 2 y 4. Sismo 1967.

Figura 4.18

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el último nivel, obtenida con el ADNL, se muestra en la Figura 4.13 en color naranja para el Evento 2, nótese la relación no lineal entre el cortante basal y el desplazamiento, aun cuando el sistema se mantiene dentro del rango elástico lineal, lo cual es debido a la contribución de los modos superiores de vibración; si la respuesta estuviese contenida solo en el primer modo, la relación sería lineal. Sobre dicha curva de respuesta del ADNL se ha superpuesto la curva de capacidad del AENL, presentada previamente. Se observa que la fuerza cortante y las deformaciones generadas durante la respuesta dinámica para el Evento 2 están por debajo de los valores que inducirían daño, para cada dirección

La deriva máxima en la dirección transversal se produce cuando la estructura está sometida al evento 3 y tiene un valor de 2,06 ‰, la menor deriva (1,5 ‰) corresponde a la respuesta del edificio ante el evento 2. Para la dirección longitudinal la deriva máxima es de 1,5 ‰ y corresponde a los eventos 1 y 2; el evento 4 genera una deriva de 0,95 ‰ y el evento 3 produce una deriva de 0,8 ‰. Ver Figura 4.19.

Se muestra en la figura 4.19 los niveles de daño A y daño B. Se aprecia que la deriva en todos los entresijos para los eventos 1, 2 y 4 es menor a la asociada con Daño A. La mayor demanda en la dirección transversal (2,06 ‰, evento 3) coincide con la ocurrencia de daño A. En la dirección longitudinal todas las derivas son inferiores a la del Daño A.



Comparación de la demanda de deriva en el edificio por evento con las derivas asociadas a Daño A y Daño B, para cada entrepiso. Sismo 1967.

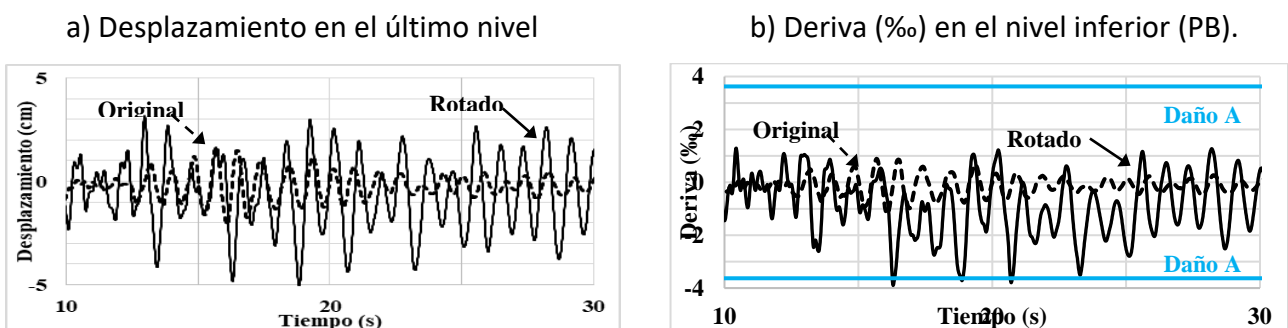
Figura 4.19

Los resultados discutidos previamente se corresponden con lo observado; es decir, el edificio Belaire no ha debido sufrir daño estructural ni daño significativo en paredes durante el sismo de 1967.

Por otro lado, se pone de manifiesto la diferencia entre las respuestas dadas por distintos acelerogramas, aun cuando todos ellos fueron generados bajo las mismas condiciones tectónicas y locales de sitio.

4.3.5 Respuesta del edificio rotado 90 grados

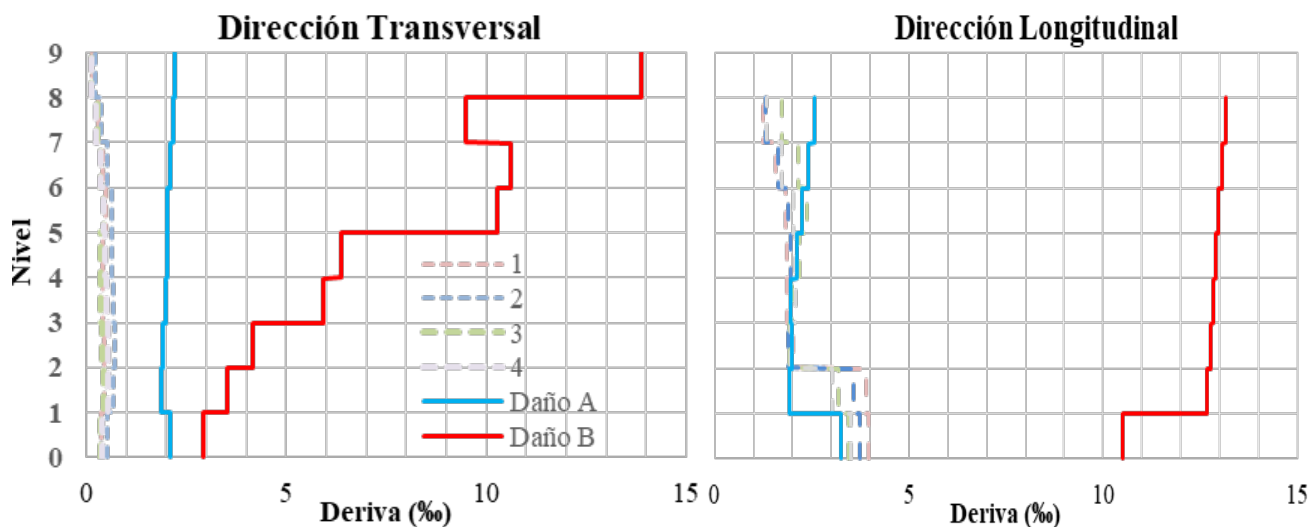
Se presenta la respuesta del edificio rotado 90 grados, es decir, la dirección débil (L) se hace coincidir ahora con la dirección N-S de mayor intensidad sísmica (Figura 4.3). Se muestra en la Figura 4.20 la respuesta en el tiempo asociada al desplazamiento en el último nivel y la deriva en el nivel planta baja, en dirección longitudinal (L), para el edificio en condición original y para el edificio rotado. Al compararlos se observa cómo se genera una demanda de desplazamiento y de deriva hasta 3 veces mayor en el edificio rotado. También se aprecia una deriva máxima de 4‰ que supera el límite de Daño A y una deformación remanente que revela incursiones en el rango inelástico en el edificio rotado.



Historia de desplazamiento y deriva en dirección longitudinal (L) para el edificio en condición original y rotado 90°, ante el Evento 1.

Figura 4.20

La Figura 4.21 muestra la demanda de deriva en cada entrepiso para cada dirección y evento sísmico, obtenidas del ADNL; se muestran también las derivas asociadas a los estados de Daño A y B en cada entrepiso. Al comparar la Figura 4.21 con la 4.19 se aprecia el efecto de rotar el edificio. En la dirección L del edificio rotado se excede ahora el nivel de Daño A en los dos entrepisos inferiores, para todos los eventos. La deriva en dirección L alcanza el 4 ‰ y al menos para un evento se excede la resistencia de las paredes, se produce la rotura de la losa en los entrepisos 2 a 6 y se alcanza la resistencia cedente de las columnas de la planta baja. El daño se puede catalogar como daño estructural moderado.



Edificio rotado 90°. Comparación de la demanda de deriva por evento (1 a 4) para el sismo de 1967 con las derivas asociadas al Daño A y Daño B, para cada entrepiso.

Figura 4.21

4.4 Desempeño de una muestra de edificios

4.4.1 Desempeño de la muestra para un sismo similar a 1967

Se efectuó el análisis de una muestra de 18 edificios ubicados en la zona de LPG-A que tienen la particularidad de haber sido ensayados y revisados por (CPES, 1978) por lo que se tiene información de número de pisos, periodos medidos de vibración, daños observados y otros datos, lo que permite estimar el comportamiento de estas estructuras ante los cuatro eventos que simulan el sismo de Caracas de 1967 y comparar esos resultados con los daños observados durante el mismo. El análisis fue realizado solamente en la dirección N-S, ya que el sismo de Caracas tuvo su mayor intensidad concentrada en esta dirección. La muestra está conformada por edificios cuya altura oscila entre 9 y 17 pisos, con periodos medidos comprendidos entre 0,38 s y 1,7 s. Doce edificios de la muestra sufrieron daños durante el terremoto de 1967. A continuación, se presenta los edificios analizados, con información de cantidad de pisos, periodos medidos tanto en la dirección N-S como E-O y el daño observado expresado en el informe CPES (1978), salvo para el caso del edificio Belaire cuyo periodo fue obtenido a partir de un análisis de vibración ambiental realizado en esta investigación.

Muestra de edificios.

Tabla 4.8

Edificio		N° Pisos	T (s)	Daño CPES	Edificio		N° Pisos	T (s)	Daño CPES
N°	Nombre				N°	Nombre			
1	Anacoco	11	0,70	0	10	Le Roc Oeste	16	1,49	3
2	Arichuna	15	0,97	0	11	Lassie	9	0,59	0
3	Coral Este	10	1,42	2	12	Manaure	14	0,84	0
4	Coral Oeste	11	1,45	2	13	Petunia I	15	1,42	2
5	Covent	14	1,18	3	14	Petunia II	21	1,70	3
6	El Dorado	13	0,54	0	15	Pasaquire	12	1,10	2
7	Guipellia Norte	17	1,58	2	16	Palace Corvin	10	1,13	3
8	Guipellia Sur	17	1,23	2	17	Royal	11	1,16	3
9	Le Roc Este	15	1,05	3	18	Belaire	9	0,38	0

Deriva asociada a daños

En CPES (1978) se estableció para el análisis de las estructuras una escala de daño (donde se toma en cuenta seis niveles siendo el nivel “0” sin daño, el nivel “01” grietas solo en paredes y el nivel “4” derrumbe total o parcial del edificio, ver Tabla 4.9. En la muestra se tienen seis edificios en donde no se observaron daño (nivel 0), seis edificios con daño “2” (miembros estructurales rotos en zonas localizadas) y seis edificios con daño “3” (elementos estructurales rotos o agrietados en cantidades apreciables respecto al número total, tabiquería muy dañada o derrumbada en algunas zonas), ver Tabla 4.8.

Para comparar el daño observado con el daño estimado, conviene establecer una escala modificada a partir de lo observado por CPES (1978). La escala modificada o “nueva escala” se muestra en la Tabla 4.9, donde el nivel “0” es un edificio sin daño, el nivel “1” es un daño muy leve y representa grietas solo en paredes, hasta un nivel de daño “5” identificado como severo donde el edificio puede estar derrumbado total o parcialmente.

Con la finalidad de estimar los daños, a partir de los desplazamientos obtenidos en el análisis, es necesario establecer una relación entre derivas calculadas y los daños que pueden estar asociados a éstas, para ello se toma como referencia las relaciones propuestas por Ghobarah (2004) y FEMA/NIBS (2003) ajustadas a la tipología de la muestra. Con los datos propuestos por los citados autores se establece una escala de daño asociadas a derivas donde para derivas inferiores a 1,5 ‰ la edificación no presenta ningún tipo de daño, para derivas entre 1,5 ‰ y 2 ‰ se genera daño muy leve donde se observan grietas solo en algunas paredes, entre 3 ‰ y 4 ‰ se observarían elementos estructurales rotos (localizados) para un daño identificado como “moderado reparable”. Se define daño moderado irreparable para derivas mayores a 4 ‰ y menores a 7 ‰, el daño severo corresponde a derivas

mayores a 7 % y puede indicar el derrumbe total o parcial de la edificación. En la Tabla 4.9 se muestra la escala CEPES (1978), la escala modificada y las derivas asociadas a la misma.

Tabla 4.9 Derivas (%) propuestas asociadas a escala de daño.

Escala CPES		Deriva Δ (%) para cada grado de la escala modificada		
Grado	Descripción	Deriva	Descripción	Grado
0	Sin daño	$\Delta \leq 1,5$	Sin daño	0
01	Grieta solo en paredes	$1,5 < \Delta \leq 2$	Muy Leve	1
1	Fisuras en elementos Estructurales (pocos). Algunas paredes con fisuras o grietas	$2 < \Delta \leq 3$	Leve	2
2	Elementos estructurales rotos (localizados)	$3 < \Delta \leq 4$	Moderado Reparable	3
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada. derrumbada	$4 < \Delta \leq 7$	Moderado Irreparable	4
4	Edificio derrumbado total o parcialmente	$7 < \Delta$	Severo	5

Periodos de vibración

Se extrajo del informe (CPES, 1978) los periodos de la mayoría de los edificios de la muestra salvo el caso del edificio Belaire cuyas propiedades dinámicas se determinaron a partir de mediciones de vibración ambiental realizadas en esta investigación. Para estimar los desplazamientos producidos por el evento se requiere trabajar con el periodo efectivo de la estructura, la muestra está compuesta por edificios que sufrieron distintos niveles de daño durante el sismo y solo cuenta con los periodos de vibración medidos post-evento; los periodos obtenidos a partir del análisis de vibración ambiental suelen ser periodos más cortos que los que puede tener la estructura cuando es excitada por aceleraciones mayores como las que pueden ocurrir durante un evento sísmico. Un ejemplo de este comportamiento se puede observar a partir de los datos de periodos del edificio “Kajima International Building” (Chopra, 1981) donde el periodo medido por ensayo de vibración ambiental (1,88 s) fue 1,5 veces menor que el periodo medido durante el sismo de San Fernando (2,77 s) y el periodo medido post-sismo a partir de ensayo de vibración ambiental fue de 2,15 s. Por lo tanto, como se cuenta con una muestra que posee periodos medidos post-evento de edificios que pudieron o no sufrir daños y obtenidos a partir de un análisis de vibración ambiental se usarán tres factores de multiplicación para el periodo medido (T_m) de cada edificio, estos factores serán: 1, 1,3 y 1,5 veces el periodo medido, con esto se pretende simular, de manera simplificada, el posible comportamiento de cada edificio durante el evento.

Desplazamientos y Derivas

A partir de cada uno de los periodos y las aceleraciones asociadas a ellos por cada evento, se obtuvo la demanda de desplazamiento a partir del método de los coeficientes. Conocidos los periodos, las

aceleraciones y los coeficientes C_0 , C_1 y C_2 se calcularon los desplazamientos asociados a cada edificio, a cada periodo y a cada evento, lo que permite obtener los valores de deriva global dividiendo el desplazamiento en el último piso entre la altura total de la estructura. No necesariamente la deriva global corresponde a la deriva máxima en un entrepiso de la estructura, incluso es más común que las derivas máximas se localicen en niveles intermedios, es por esto que se requiere transformar la deriva global en deriva máxima, para ello se multiplicaron las derivas obtenidas por un factor de 1,5 según lo que se deduce de Ghobarah (2004). En la Tabla 4.10 se muestran las derivas máximas.

Deriva máxima para cada edificio, por evento y para cada periodo. Sismo de 1967.

Tabla 4.10

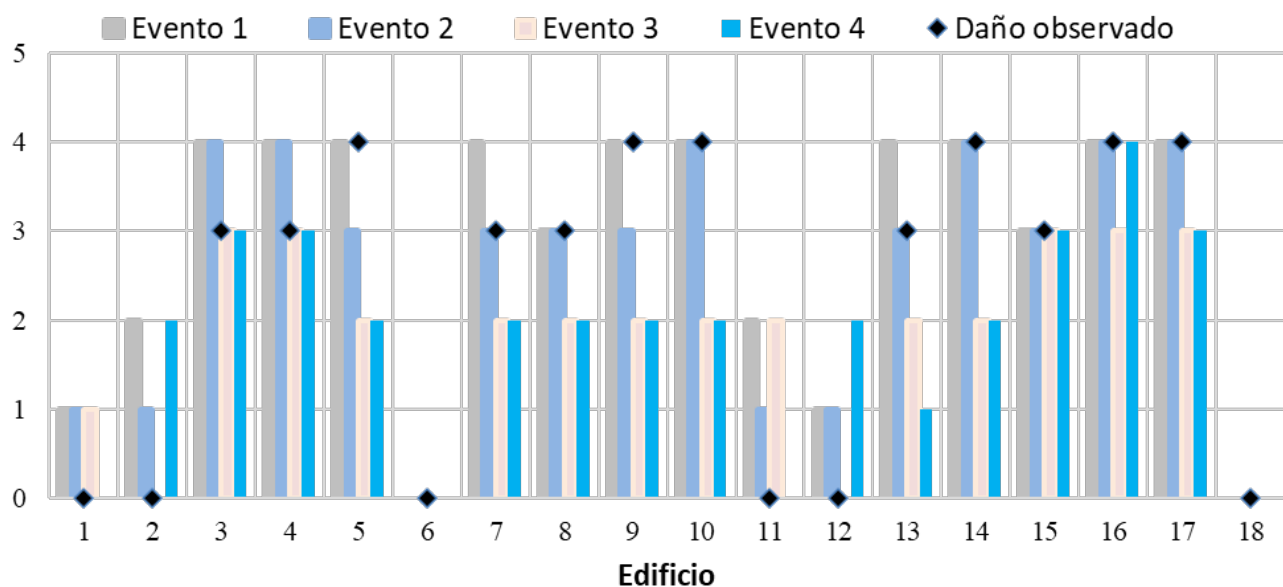
Edificio	Deriva %											
	Evento 1			Evento 2			Evento 3			Evento 4		
Nro	Tm	1,3Tm	1,5Tm	Tm	1,3Tm	1,5Tm	Tm	1,3Tm	1,5Tm	Tm	1,3Tm	1,5Tm
1	1,76	2,70	3,38	1,76	2,50	2,66	2,31	1,98	1,92	1,42	3,15	3,46
2	2,02	3,57	5,07	1,85	2,51	3,38	1,45	1,56	2,28	2,73	2,69	2,64
3	7,31	6,91	8,27	4,78	5,94	8,30	2,89	3,67	3,70	3,63	3,38	2,66
4	6,46	6,69	7,99	4,30	5,73	8,10	2,85	3,32	3,35	3,34	2,85	2,37
5	3,48	5,13	4,76	2,28	3,29	3,76	1,50	2,71	2,73	2,76	2,89	2,86
6	1,23	1,46	1,76	1,05	1,44	1,86	1,37	1,88	1,57	1,11	1,17	1,84
7	4,68	4,79	6,87	2,70	4,73	6,22	2,44	2,40	2,47	2,68	1,76	2,23
8	3,20	4,77	4,46	2,17	2,62	3,84	1,38	2,47	2,38	2,51	2,75	2,19
9	2,47	4,53	4,91	1,95	3,05	2,87	1,40	1,77	2,56	2,53	2,51	2,80
10	4,33	4,67	5,99	2,96	4,18	5,96	2,22	2,34	2,36	2,38	1,88	1,75
11	2,01	2,76	2,93	1,96	2,46	2,92	2,49	2,50	2,36	1,26	2,11	3,45
12	1,63	3,11	3,82	1,87	2,12	2,68	1,58	1,43	1,67	2,02	2,38	2,88
13	5,38	5,05	6,04	3,52	4,35	6,06	2,13	2,69	2,70	2,67	2,48	1,94
14	3,37	4,80	5,33	2,12	4,86	5,27	1,92	1,92	2,24	2,24	1,37	2,45
15	3,76	6,39	6,09	2,49	4,20	3,56	1,66	2,62	3,29	2,71	3,22	3,75
16	4,80	7,58	7,04	3,16	5,11	4,41	2,10	3,59	3,99	3,59	4,03	4,65
17	4,14	6,11	5,83	2,72	4,14	4,19	1,79	3,25	3,33	3,21	3,42	3,67
18	1,06	1,84	1,96	0,56	1,23	1,84	1,46	1,61	2,36	1,04	1,88	1,45

Daño

Para la obtención de los daños se escogió de los tres periodos analizados por edificio y por evento, aquel periodo donde se genera derivas asociadas al nivel de daño más cercano a lo observado como consecuencia del terremoto de Caracas de 1967. Se establece un delta de daño que está definido como la diferencia entre el daño estimado menos el daño observado, por lo que, si “ Δd ” es cero la calibración entre lo observado y lo calculado es perfecta, si Δd es mayor que cero el evento está sobre-estimando el daño y si Δd es menor que cero el evento está subestimando el daño.

También se determina un valor llamado “Error” el cual pretende medir la calidad del resultado, para toda la muestra de edificios. Este “Error” es la sumatoria de los valores Δd (en valor absoluto) para todos los edificios, dividida entre el número total de edificios analizados. En la medida que el valor “Error” sea más cercano a cero la estimación del daño predicho por ese evento se aproxima más a lo observado.

La Figura 4.22 muestra el daño estimado por evento para cada edificio de la muestra y se compara con el daño observado. Al menos un evento en cada edificio, logra reproducir el comportamiento observado durante el sismo del 67. Este análisis simplificado no incorpora el efecto perjudicial que puede tener las paredes en la estructura, como por ejemplo los efectos de planta baja libre o columnas cortas que ocasionan el colapso prematuro de elementos estructurales.

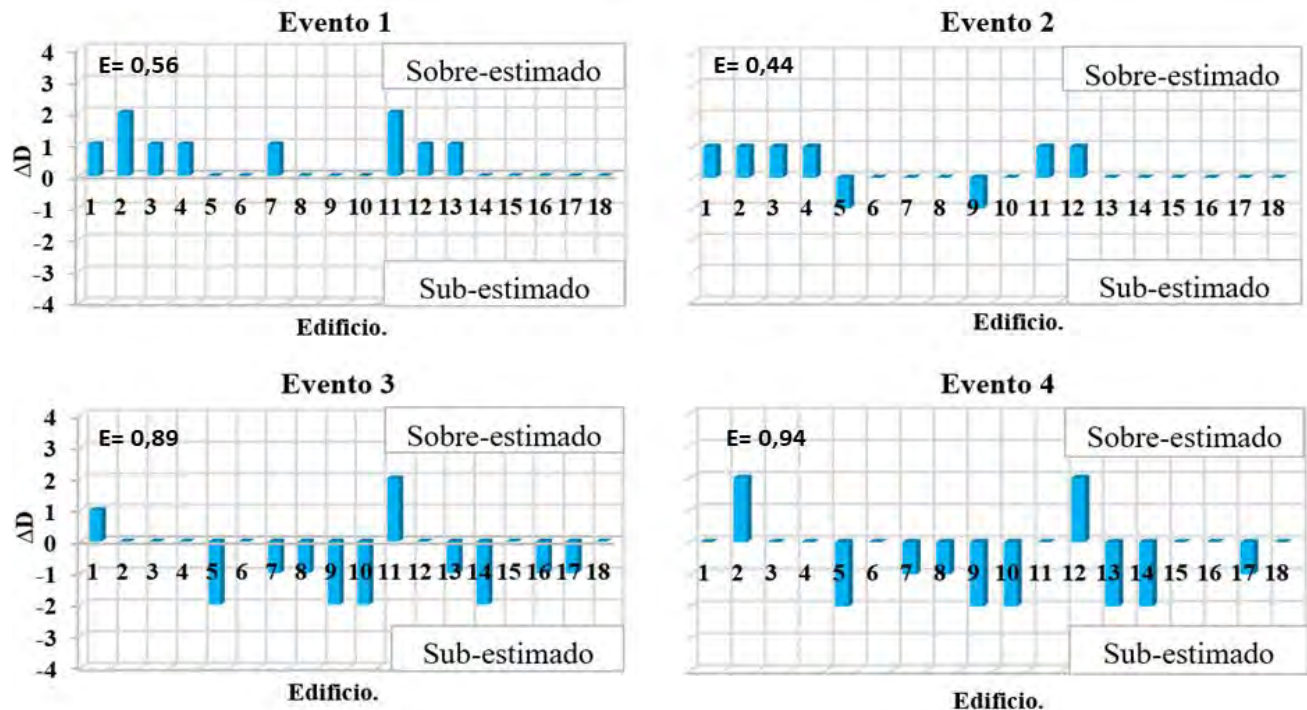


Comparación daño observado con daño estimado por evento sísmico para cada edificio. Sismo de 1967.

Figura 4.22

El valor de Δd se grafica en la Figura 4.23 para cada edificio y cada evento, lo que permite visualizar cuál evento sísmico reproduce mejor los daños observados en el sismo de Caracas. El evento 2 es el que mejor reproduce lo observado durante el sismo del 1967.

Los valores del Error (E) se obtuvieron a partir de la información dada en la Figura 4.23. El Error es 0,56, 0,44, 0,89 y 0,94, para los eventos 1, 2, 3 y 4, respectivamente. El evento 2 tiene el menor error por lo que se considera que es el evento que reproduce de manera más ajustada lo ocurrido durante el sismo del 67. Los cuatro eventos generan un error menor a un grado de daño.

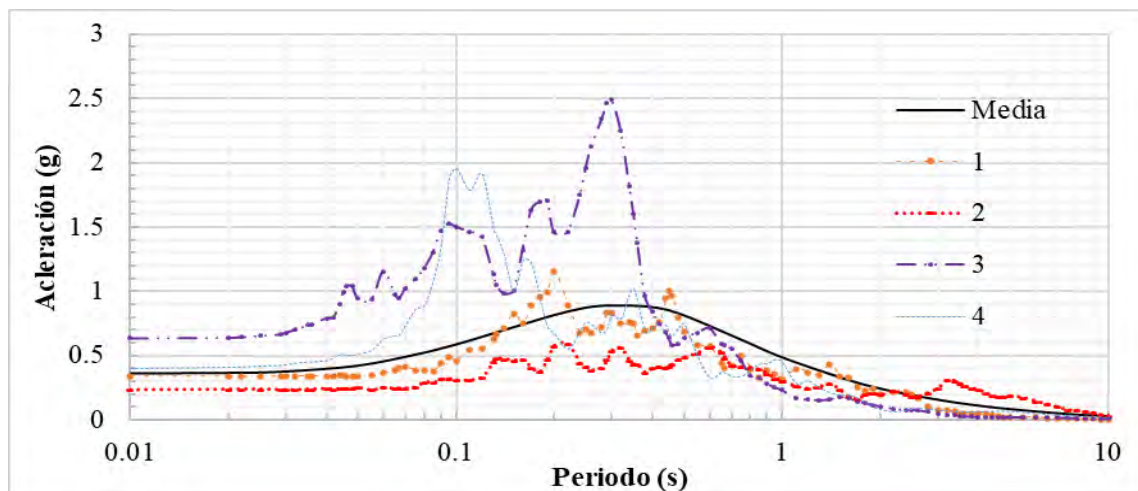


Valores de ΔD = Daño estimado – Daño observado, para cada edificio y valor del Error E para cada sismo.

Figura 4.23

4.4.2 Desempeño de la muestra ante un sismo similar a 1812.

Para este análisis simplificado se escalaron los cuatro eventos del Capítulo 4.2 para que tengan una aceleración media de $A_0=0,30$ g (suelo) a fin de obtener 4 eventos con aceleraciones similares a la estimada como representativa del evento sísmico de 1812 (Hernández, 2009). En la Figura 4.24 se muestran los espectros de cada evento y la media escalada para representar el sismo normativo.



Espectros de eventos que simulan al sismo de 1812.

Figura 4.24

A partir de la muestra analizada en el Capítulo 4.4 se realizó una simulación del comportamiento de esos edificios ante un sismo similar al ocurrido en 1812 en Caracas. La metodología usada para la obtención de los desplazamientos fue la misma que se usó para determinar el daño estimado por evento durante el sismo de 1967.

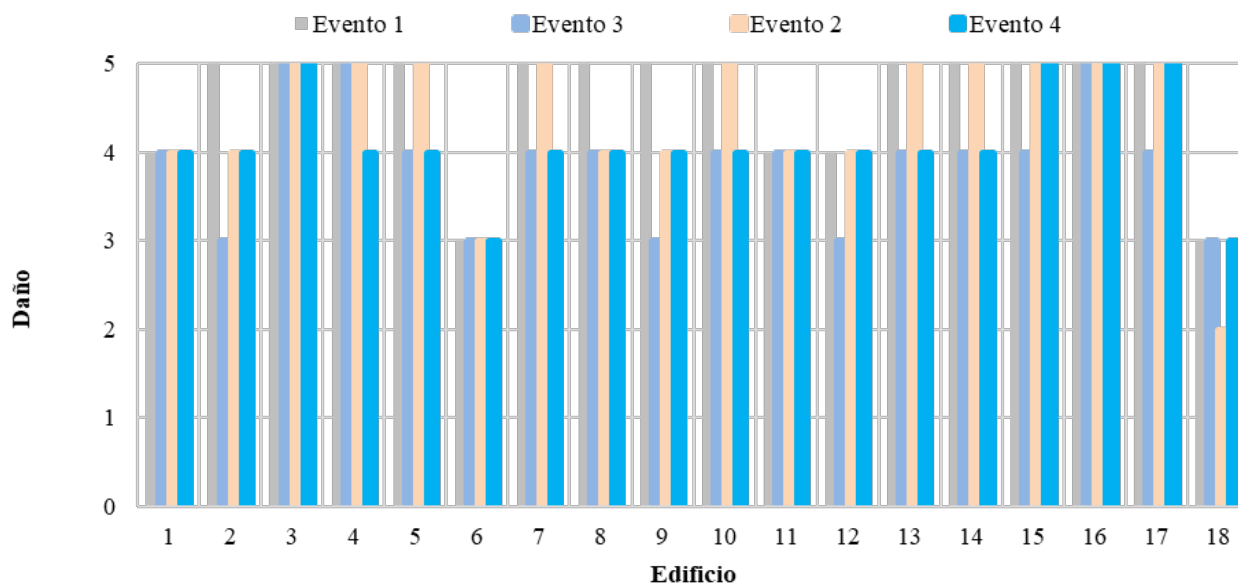
Se obtuvo la deriva máxima, Tabla 4.11, se puede notar la variación de la respuesta entre eventos, por ejemplo, la deriva máxima asociada al evento 3 para el edificio 2 es de 3.2 ‰ (periodo T_m) y para el evento 4 la deriva es de 6 ‰, lo que indica que para el evento 3, el edificio 2, pudiera sufrir daños moderados que pueden repararse, pero para el evento 4 la estructura puede sufrir daños irreparables.

Tabla 4.11 Deriva máxima para cada edificio, por evento y para cada periodo. Sismo de 1812.

Edificio	Deriva ‰											
	Evento 1			Evento 2			Evento 3			Evento 4		
Nro	T_m	1,3 T_m	1,5 T_m	T_m	1,3 T_m	1,5 T_m	T_m	1,3 T_m	1,5 T_m	T_m	1,3 T_m	1,5 T_m
1	3.9	5.9	7.4	3.9	5.5	5.8	5.1	4.4	4.2	3.1	7.0	7.6
2	4.4	7.9	11.2	4.1	5.5	7.4	3.2	3.4	5.0	6.0	5.9	5.8
3	16.1	15.2	18.2	10.6	13.1	18.3	6.4	8.1	8.2	8.0	7.4	5.9
4	14.2	14.7	17.6	9.5	12.6	17.8	6.3	7.3	7.4	7.4	6.3	5.2
5	7.6	11.3	10.5	5.0	7.3	8.3	3.3	6.0	6.0	6.1	6.4	6.3
6	2.7	3.2	3.9	2.3	3.2	4.1	3.0	4.1	3.5	2.5	2.6	4.1
7	10.3	10.5	15.1	6.0	10.4	13.7	5.4	5.3	5.4	5.9	3.9	4.9
8	7.0	10.5	9.8	4.7	5.8	8.4	3.0	5.5	5.2	5.5	6.1	4.8
9	5.4	10.0	10.8	4.2	6.7	6.3	3.1	3.9	5.6	5.5	5.5	6.2
10	9.5	10.3	13.2	6.5	9.2	13.1	4.9	5.2	5.2	5.2	4.1	3.8
11	4.4	6.1	6.4	4.3	5.4	6.4	5.5	5.5	5.2	2.8	4.7	7.6
12	3.6	6.8	8.4	4.1	4.7	5.9	3.5	3.2	3.7	4.4	5.2	6.4
13	11.9	11.1	13.3	7.8	9.6	13.3	4.7	5.9	5.9	5.9	5.5	4.3
14	7.4	10.6	11.7	4.7	10.7	11.6	4.2	4.2	4.9	4.9	3.0	5.4
15	8.2	14.1	13.4	5.5	9.3	7.8	3.7	5.8	7.3	5.9	7.1	8.2
16	10.5	16.7	15.5	7.0	11.3	9.7	4.6	7.9	8.8	7.9	8.9	10.2
17	9.1	13.5	12.8	6.0	9.1	9.2	3.9	7.2	7.3	7.0	7.5	8.1
18	2.3	4.1	4.3	1.2	2.7	4.0	3.2	3.5	5.2	2.3	4.1	3.2

Por otro lado, también se observa la variación de la respuesta de la estructura para los distintos periodos (Tabla 4.11), por ejemplo, para el edificio 3 y el evento 2, se genera una deriva de 8 ‰ para T_m y para 1,5 T_m se genera una deriva de 5,9‰, esto puede significar la diferencia entre el colapso o no de una estructura. Por lo tanto, se observa que, pequeñas variaciones en el periodo de vibración de una estructura pueden ocasionar que la misma sufra o no sufra daños, ya que debido a los picos y los valles en el espectro de aceleraciones propios del evento sísmico se pueden generar condiciones favorables o desfavorables en el comportamiento estructural.

Con las derivas máximas se estima el daño a partir de la relación de derivas y daños (Tabla 4.9), con esa información se obtiene los niveles de daños asociados a cada edificación y a cada periodo analizado (1Tm, 1,3Tm, 1,5Tm). En la Figura 4.25 se presenta el promedio de los daños estimados para los tres periodos calculados.



Daño estimado por evento.

Figura 4.25

El 88 % de los edificios de la muestra pueden sufrir un nivel de daño igual o superior a 4, lo que significa que un sismo similar al normativo puede generar daños estructurales irreparables en casi todos los edificios de la muestra, y ocasionar derrumbes parciales o totales (Daño 5) en el 72% de los edificios.

4.5 Desempeño del edificio Belaire ante un sismo similar a 1812.

El 26 de marzo de 1812 ocurrió un evento que afectó las ciudades de Caracas, La Guaira, Mérida, San Felipe, Barquisimeto, La Victoria y Valencia, generando más de 20.000 muertes. En esta investigación se usó la ubicación propuesta por (Hernández, 2009) localizando el evento en el segmento oeste de la falla de San Sebastián partiendo del plano de falla de Audemard. También en Hernández, 2009 se propone una magnitud de 7.5 Mw.

A partir de las relaciones empíricas entre la magnitud y la geometría de fallas mostradas por Wells y Coppersmith (1994) se estimó un ancho de ruptura 18,4 km y una longitud de ruptura subsuperficial de 120 km.

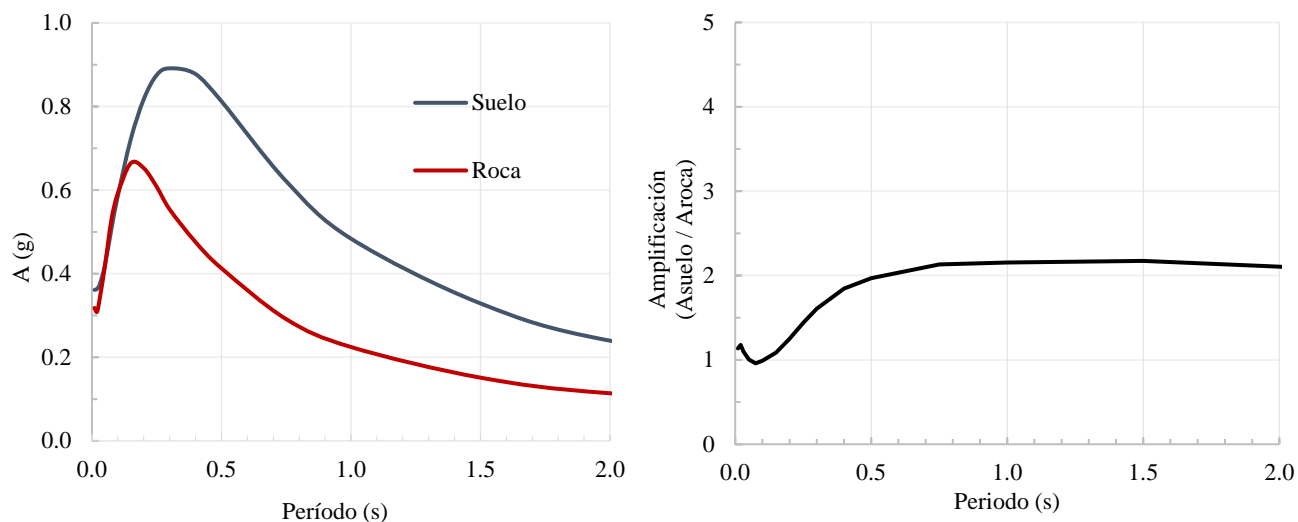
Con esta información y a partir de los modelos de atenuación desarrollados por el proyecto NGA-WEST2 (2014), usando los tres modelos que incluyen los efectos de cuenca (Abrahamson et al 2013, Campbell y Bozorgnia, 2013 y Chiou y Youngs, 2013), se obtiene un espectro de pseudo aceleraciones que representa la mediana de todas las direcciones horizontales (SaRotD50) para la zona de LPG-A. Se estima una distancia al plano de falla de 13,7 km para la zona de Los Palos Grandes- Altamira (LPG-A), un valor Vs30 de 300 m/s (Morales et al, 2011) y una profundidad de sedimentos de 360 m



(Amarís et al, 2009). Luego se obtiene el espectro de aceleración máxima de todas las direcciones (SaRotD100) usando los factores de amplificación propuestos por Shahi y Baker (2014).

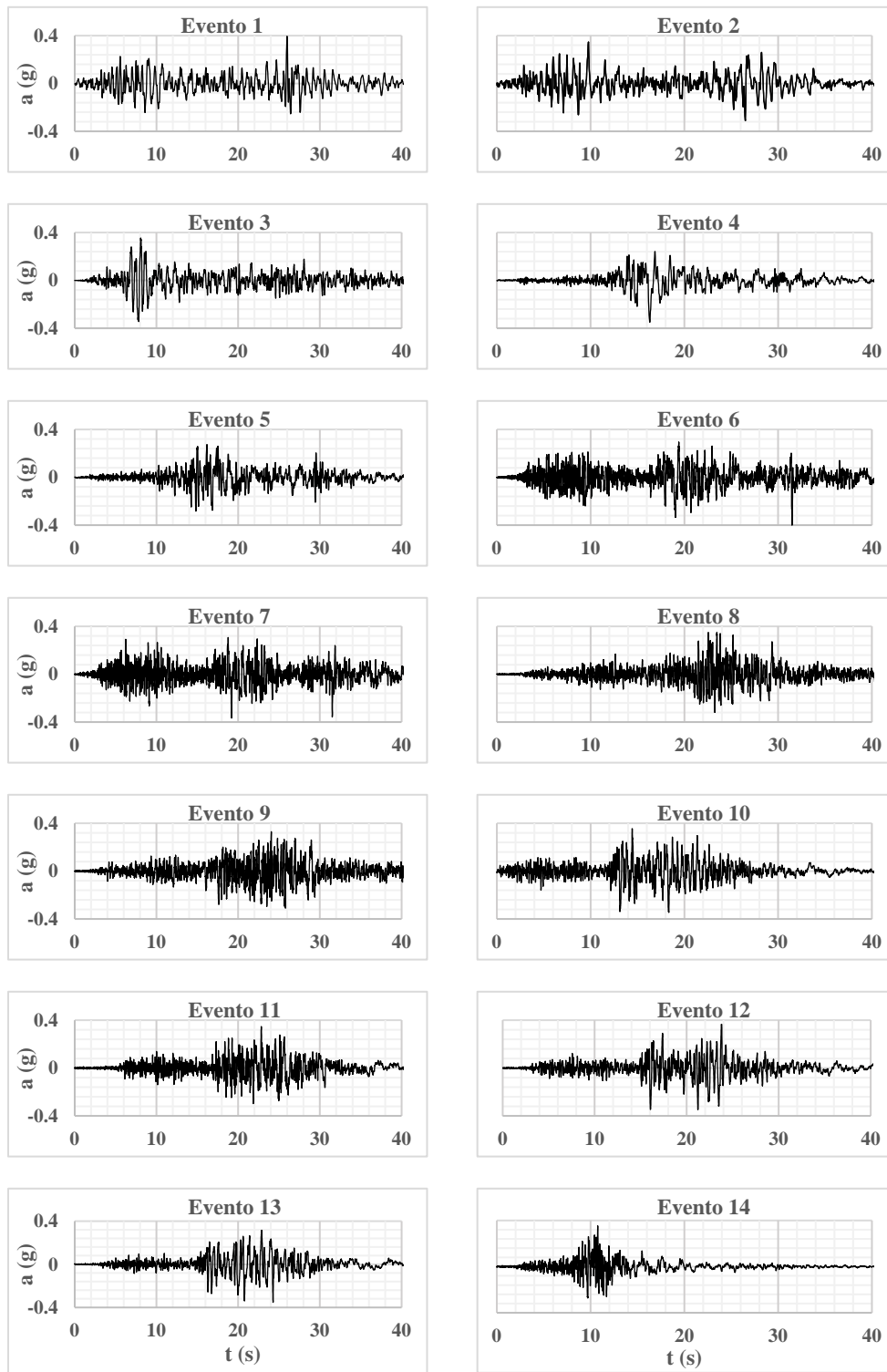
En la figura 4.26 se muestra el espectro asociado a la aceleración espectral máxima direccional (SaRotD100), el cual se presenta en esta investigación como un espectro representativo del sismo de 1812. Se obtiene una aceleración del terreno en suelo de 0,36 g y una aceleración en roca de 0,31 g. Al comparar los espectros en suelo y roca se puede apreciar que la aceleración se amplifica 2,1 veces, entre 0,75 s y 2 s, destacándose la importancia de los efectos de los sedimentos profundos. Para periodos cortos, menores a 0,15 s, no se observa una diferencia importante entre la aceleración en suelo y en roca. En el caso del sismo de 1812 la amplificación por sedimentos profundos es menor que el valor obtenido para el sismo de Caracas de 1967 (3,5 veces entre 1 s y 2 s, Guerrero y López, 2019) debido a la no linealidad de los materiales que componen el suelo siendo la aceleración del sismo de 1812 tres veces mayor a la aceleración del sismo de 1967.

Usando como espectro objetivo el mostrado en la Figura 4.26 para la zona de LPG-A en Suelo, se seleccionaron varios eventos de la base de datos de PEER (2017) para representar el movimiento en la superficie. Para tal fin se asignó un rango de magnitudes M_w 7,2 a 8, mecanismo transcurrente, una distancia al plano de ruptura entre 5 y 25 km, un valor de V_{s30} entre 200 y 400 m/s y una duración de la fase fuerte D9-95 entre 14 y 40 s. Se ajustaron los espectros de cada acelerograma al espectro objetivo minimizando la diferencia entre ambos en la banda entre 0,1 y 3 s y se seleccionaron 8 eventos con sus acelerogramas registrados en ambas componentes sísmicas salvo en el caso de los eventos 881 y 8606 donde sólo se seleccionó la dirección "H1" ya que la dirección "H2" no se ajustaba de manera satisfactoria al espectro objetivo. Se muestran en la Figura 4.27 los 14 acelerogramas representativos del sismo de 1812 y en la Tabla 4.12 sus características.



Izq: Espectros de respuesta representativos del sismo de 1812 en LPG-A. Der: Amplificación suelo/roca para sismo de 1812

Figura 4.26



Acelerogramas de los 14 eventos representativos del sismo de 1812.

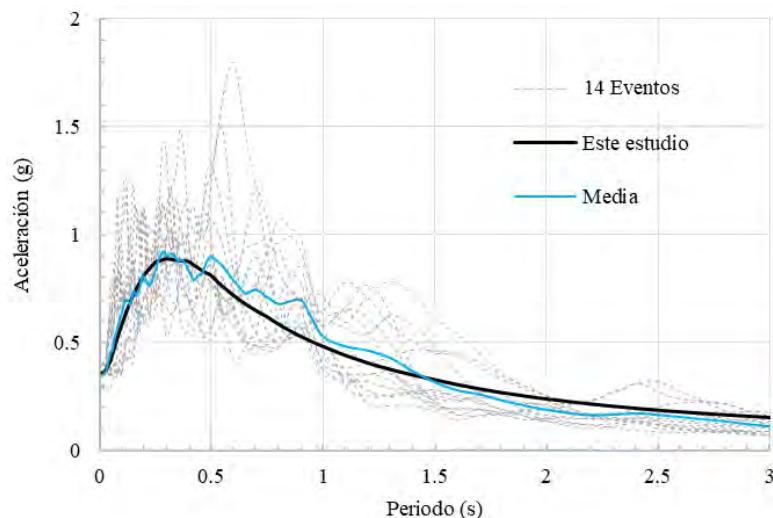
Figura 4.27

Tabla 4.12 Características de los registros seleccionados para representar el sismo de 1812.

Identificación		Localización y año			Componente	Magnitud Mw	Distancia (km)	Vs30 (m/s)	Factor de escala
Evento	NGA#	Evento	Año	Estación			Rrup		
1	864	Landers	1992	Joshua Tree	H1	7,3	11,0	379	1,44
2					H2				1,22
3	881	Landers	1992	Morongo Valley Fire Station	H1	7,3	17,4	396	1,59
4	900	Landers	1992	Yermo Fire Station	H1	7,3	23,6	354	1,43
5					H2				1,86
6	5827	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	Michoacan de Ocampo	H1	7,2	15,9	242	0,75
7					H2				0,89
8	5829	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	RIITO	H1	7,2	13,7	242	0,88
9					H2				0,88
10	5837	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	El Centro Imperial & Ross	H1	7,2	20,1	229	0,93
11					H2				0,94
12	5991	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	El Centro Array #10	H1	7,2	20,1	203	1,00
13					H2				0,92
14	8606	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	Westside Elementary School	H1	7,2	11,3	242	1,38

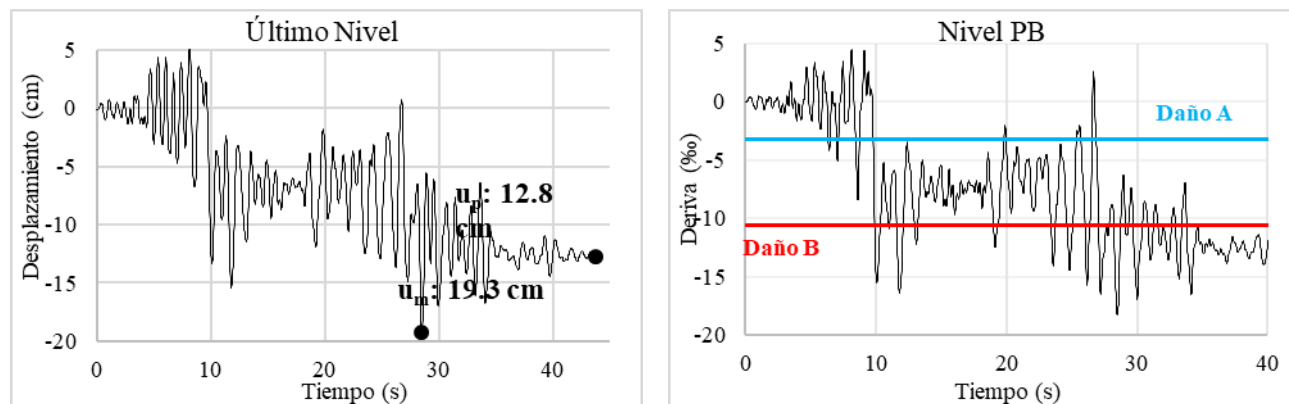
En la Figura 4.28 se muestra el espectro objetivo en suelo (Este estudio) para LPG-A, el espectro de cada uno de los 14 eventos representativos del sismo de 1812 y la media de los 14 eventos.

Usando los acelerogramas de los 14 eventos obtenidos, se analizó la respuesta del edificio en la dirección débil para cada uno de los eventos mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL).



Espectro de respuesta para los 14 eventos, espectro de respuesta objetivo (Este estudio) y media de los 14 eventos. Sismo de 1812. Figura 4.28

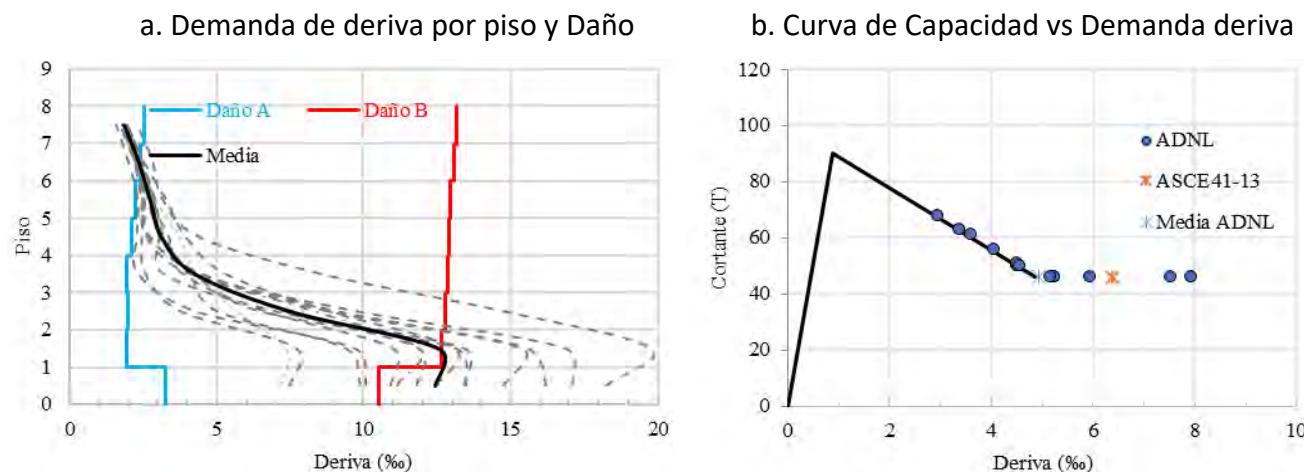
El modelo de estructura y paredes es el mismo descrito para el AENL con la salvedad de que las rótulas son perfectamente dúctiles por lo que se ignoran las caídas de resistencia. La Figura 4.29 muestra la demanda de desplazamiento en el último nivel y la deriva en el nivel planta baja para el evento 2. Se obtiene un desplazamiento máximo de 19,3 cm y una deformación remanente de 12,8 cm en el último nivel, en la planta baja se supera el límite de daño B lo que sugiere que la mayoría de columnas han superado el 50% de su capacidad plástica.



Demanda de desplazamiento y deriva en los niveles indicados para el evento 2. Edificio Belaire. Sismo 1812. Figura 4.29

Al comparar los límites de daño de cada entrepiso con la demanda de deriva por piso (dirección longitudinal) para cada evento (Figura 4.30.a) se observa que en 10 de los 14 eventos analizados se supera el límite de daño B en el nivel inferior del edificio, lo que significa un daño severo. En la Figura 4.30.b se muestra la curva de capacidad de la estructura en la dirección longitudinal y se compara con la demanda de deriva del ADNL para cada acelerograma, la media del ADNL y la demanda de desplazamiento calculada según ASCE41-13. Tanto la media del ADNL como la demanda calculada a

partir de ASCE41-13 superan la capacidad última del edificio indicando que para un evento similar al sismo de 1812 la estructura analizada puede colapsar.



Demanda de deriva por evento (1 a 14) y derivas del Daño A y B.
Curva de capacidad y demandas según ADNL y ASCE41.

Figura 4.26

4.6 Conclusiones

- **Movimiento sísmico en Caracas en 1967.**

Se concluyó que la relación entre las aceleraciones máximas en la direcciones Norte-Sur y Este-Oeste, puede representarse por el valor de 0,30. Con base al trabajo de Suarez y Nabelek (1990) se seleccionó como epicentro el que corresponde al sub-evento dos, con una magnitud de 6,6 Mw, una profundidad de 14,1 km y un movimiento transcurrente con un buzamiento de 69°. El terremoto se asoció a la falla de San Sebastián adoptando un plano de ruptura que se desplazó del Oeste hacia el Este, con una longitud de ruptura de 33,3 km y un ancho de ruptura de 10,5 km.

Se obtuvo, a partir de los modelos de atenuación de NGA-WEST2, el espectro probable de aceleraciones máximas en aluvión para la zona de mayor daño en Los Palos Grandes-Altamira, siendo la aceleración del terreno en la dirección Norte-Sur igual a 0,19 g y en la dirección Este-Oeste 0,06 g. Al comparar el espectro en aluvión con el espectro en roca se puso en evidencia la fuerte amplificación de movimiento sísmico por los efectos de cuenca que están representados en los modelos de atenuación utilizados. Se generaron cuatro pares (N-S y E-O) de acelerogramas cuyos espectros se aproximan al espectro probable del sismo del 67.

- **Análisis del edificio Belaire durante el sismo del 67.**

El edificio Belaire de nueve pisos, está situado en la zona de gran espesor de aluvión de LPG-A y no sufrió daños durante el evento sísmico aun cuando posee características similares a otros edificios afectados por el terremoto. La estructura posee vigas altas en dirección transversal (N-S) y no tiene vigas en la dirección longitudinal (E-O). Se obtuvo del análisis de las mediciones de vibración ambiental los periodos asociados a los primeros tres modos de vibración siendo 0,51 s para la dirección longitudinal, 0,38 s para la dirección transversal y 0,33 s el modo torsional. Igualmente se calculó el amortiguamiento en la dirección transversal (2,87 %) y en la dirección longitudinal (3,08

%). Se desarrolló un modelo matemático lineal elástico con periodos similares a los medidos (0,57 s en dirección longitudinal y 0,42 s en dirección transversal) que incorpora los elementos estructurales, las paredes, las escaleras, la losa y sus nervios y los recubrimientos en piso y pared.

A partir del análisis estático no lineal (AENL) se determinaron las curvas de capacidad de la estructura. La resistencia máxima del edificio es de 1185 t (dirección transversal) y 446 t (dirección longitudinal), esta capacidad incluye la resistencia aportada por las paredes. A partir de estas derivas ocurre una caída brusca de resistencia que genera una pérdida de capacidad del 30% en la dirección transversal y de 54% en la longitudinal. Para un desplazamiento de 15,6 cm (6‰) en la dirección transversal se genera falla por corte en las columnas de planta baja, la estructura ha sufrido daños severos y está próxima al colapso. En la dirección longitudinal para un desplazamiento de 12 cm (5‰) se generan daños en paredes, en elementos estructurales y las columnas de planta baja han alcanzado su resistencia última.

Se compararon los desplazamientos resultantes en la estructura al ser sometida a los cuatro eventos sísmicos similares al evento del 67 con la capacidad obtenida en el AENL, encontrándose que ninguno de los cuatro eventos genera desplazamientos en la estructura que conlleven a la primera caída de resistencia, pero en tres de los cuatro eventos se genera cedencia en algunas vigas de la edificación por lo tanto producen degradación de rigidez; el evento 4 logra reproducir lo ocurrido durante el sismo del 67 para el cual no se generó ningún tipo de daño. Se observa que la estructura, ante los cuatro eventos representativos del sismo de Caracas, estuvo sometida a demandas de desplazamiento cercanas a ocasionar daño leve.

Del análisis dinámico no lineal en pórticos representativos para cada dirección del edificio se obtuvo una deriva máxima de 2 ‰ que se genera para la dirección transversal en el entrespacio 2 cuando la estructura es sometida al evento 3. El evento 2 genera una deriva máxima de 1,48 ‰ la cual no genera daño estructural lo cual coincide con lo observado durante el sismo del 67. En la dirección longitudinal ningún evento genera derivas mayores a 1,53 ‰ por lo tanto no se supera el límite de inicio de daño.

Se determinó el comportamiento del edificio rotado 90°, es decir haciendo coincidir la dirección más débil de la estructura con la dirección de mayor intensidad del sismo. Para todos los eventos se obtiene que la estructura tendría daños: para los desplazamientos obtenidos las columnas de la planta baja han alcanzado su capacidad cedente, los nervios de los niveles 1 y 2 han fallado y las paredes de los entrespacios 2 y 3 se han agrietado.

Por lo tanto, se concluye que lo que evitó que el edificio Belaire sufriera daños fue la presencia de vigas altas en la dirección Norte-Sur, que coincidió fortuitamente con la dirección de mayor intensidad del evento del 67; si la mayor intensidad del sismo hubiese coincidido con la dirección Este-Oeste el edificio hubiese sufrido daños. Por otro lado, se destaca la variabilidad de la respuesta ante los cuatro eventos representativos ya que solo uno de ellos reproduce la ausencia observada de daño. Con los análisis se corrobora que el edificio Belaire estuvo sometido a sollicitaciones cercanas a producir daños leves en la estructura.

Se recomienda reforzar la estructura del edificio Belaire, incorporando elementos resistentes en la dirección Este-Oeste y reforzando las columnas de la planta baja para evitar la falla por cortante lo que generaría un colapso temprano de la estructura. Este análisis debe incorporar los efectos desfavorables de las paredes ya que ellas influyen en el comportamiento del edificio.

- **Análisis de la muestra de edificios durante el sismo del 67.**

Se analizaron 18 edificios de la zona de LPG-A que sufrieron el sismo del 67 y cuyo estado de daño fue identificado por la CPES (1978). Se estimaron los daños que pudieran generar los cuatro eventos representativos del sismo de Caracas y se compararon con los daños observados. Se concluye que los cuatro eventos logran reproducir adecuadamente lo ocurrido, con un error de sub-estimación o sobre-estimación del daño en el orden de un nivel de daño en la escala de cinco niveles. El evento 2 es el que mejor reproduce los daños observados durante el terremoto de Caracas. Estos resultados permiten validar el espectro probable y los acelerogramas obtenidos en la presente investigación como representativos del sismo de 1967.

- **Análisis de la muestra ante un sismo similar al ocurrido en 1812**

Se generaron cuatro eventos sísmicos con una aceleración media del terreno de 0,3 g para aluvi6n, la cual es similar a la establecida en la norma vigente para el dise1o de edificios en Caracas y tambi6n similar a la estimada como representativa del evento sísmico de 1812.

Se analiz6 la respuesta generada por los cuatro eventos en 18 edificios de la zona de LPG-A y se obtiene que m6s del 85% de los edificios pueden sufrir un nivel de da1o moderado irreparable y 72% colapso parcial o total.

- **Análisis del edificio Belaire ante un sismo similar al ocurrido en 1812.**

.Se gener6 un espectro de respuesta representativo del sismo de 1812 para la zona de LPG-A a partir de los modelos de atenuaci6n NGA-WEST2, localizando el evento en la falla de San Sebasti6n. Se seleccionaron 14 eventos de la base de datos PEER (2017) que se ajustaron para representar el movimiento.

Se obtuvo la respuesta del edificio mediante un an6lisis dinámico no lineal en su direcci6n m6s vulnerable y se obtiene que en 10 de los 14 eventos analizados se supera el l6mite de da1o establecido como da1o severo.

Se recomienda que las edificaciones antiguas de la zona de LPG-A sean revisadas con la finalidad de evaluar su capacidad de soportar los eventos sísmicos especificados en la norma vigente, a fin de evitar la p6rdida de vidas humanas y el da1o irreparable de las estructuras en sismos futuros. Esta recomendaci6n debe extenderse a otros edificios de la ciudad de Caracas.

Se observa en todos los an6lisis la variabilidad que tiene la respuesta de una estructura ante eventos similares, donde, algunos eventos generan da1os y otros no. Por otro lado, tambi6n se evidencia la variabilidad de la respuesta de dos estructuras muy similares entre s6 sometidas a un mismo evento, ya que variaciones peque1as de periodos pueden generar desplazamientos diferentes motivados por los picos y los valles característicos de los espectros de respuesta. Un peque1o cambio en el periodo puede ser la diferencia entre la supervivencia o el colapso de una estructura.

4.7 Referencias

Abrahamson, N. A., & Silva, W. J., Kamai R. (2013). Update of the AS08 Ground-Motion Prediction Equations Based on the NGA-West2 Data Set. University of California, Berkeley: PEER Report 2013/04 Pacific Engineering Research Center.

- Alonso J. L. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. PAG Marketing Soluciones. (2014).
- Amarís, E., Sánchez, J., Rocabado, V., Moncada, J., Schmitz, M. (2009). Espesores de sedimentos. Subcapítulo 3.3 - Informe Final, Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas, FUNVISIS.
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2013). NGA-West2 Campbell-Bozorgnia Ground Motion Model for the Horizontal Components of PGA, PGV, and 5%-Damped Elastic Pseudo-Acceleration Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 sec. University of California, Berkeley: PEER Report 2013/06 Pacific Engineering Research Center.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Chopra, A. K. (1981). Dynamics of Structures a primer. Earthquake Engineering Research Institute.
- Chiou, B. S., & Youngs, R. R. (2013). Update of the Chiou and Youngs NGA Ground Motion Model for Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. University of California, Berkeley: PEER Report 2013/07 Pacific Engineering Research Center.
- CPES (1978). Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967 (Vol. A y Vol. B). Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, Caracas: FUNVISIS.
- FEMA/NIBS (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS®MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C., USA.
- FEMA (2020). "HazuS Earthquake Model Technical Manual". Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington D.C., USA
- Fiedler, G. (1968). Estudio Sismológico de la Región de Caracas con Relación al Terremoto del 29 de Julio de 1967. Boletín Técnico del IMME (Nº 23-24).
- Fiedler, G. (1969). Algunas notas sobre la aceleración del suelo en el Terremoto de Caracas de Julio 29 de 1967. Caracas: Italgráfica.
- Fintel, M., Nieves, J. M., Jobse, H. J., Armheim, J. E., & Griffin, P. (1968). Preliminary Report. The behavior of reinforced concrete structures in Caracas, Venezuela, earthquake of July 29, 1967. Chicago, USA: Portland Cement Association.
- FUNVISIS. (2002). La Investigación Sismológica en Venezuela. Caracas: Ministerio de Ciencia y Tecnología - FUNVISIS.
- Ghobarah, A. (2004). On Drift Limits Associated with Different Damage Levels. International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Concepts and 111 Implementation. Bled, Slovenia (págs. 321-332). Berkeley: The Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Grases, J. (1968). El Sismo de Caracas de 1967. Estudios Orientados Hacia su Interpretación a Partir del Comportamiento de Estructuras. Boletín Técnico IMME, 6 (23-24), 3-125.
- Guerrero A. y López O. A (2019). "Espectro de Respuesta del Sismo de Caracas de 1967". Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia. Vol. 42, No. 3, 2019, Septiembre-Diciembre, pp. 104-151.

- Guerrero, A (2018). "Desempeño de edificios afectados por el sismo de Caracas de 1967 en la zona de Los Palos Grandes- Altamira". Trabajo de Grado de M. Sc., Tutor: Oscar A. López.
- Hernández, J. J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes de Caracas. Proyecto pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Caracas, Venezuela.
- López, O. A., Hernández, J. J., Bonilla, R., & Fernández, A. (2006). Response Spectra for Multicomponent Structural Analysis. *Earthquake Spectra*, 22 (1), 85-113.
- Morales et al. (2011). Velocidades promedio de ondas de corte en los primeros 30 m de profundidad (vs30), inferidas a partir del relieve en el área metropolitana de Caracas. *Revista Facultad de Ingeniería. U.C.V.*, v.26 n.2.
- NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra*, Vol. 30, No. 3, (2014).
- Papageorgiou, A. S., & Kim, J. (1991). Study of the Propagation and Amplification of Seismic Waves in Caracas Valley with Reference to The 29 July 1967 Earthquake: Sh Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81 (6), 2214-2233.
- PEER (2017). Pacific Earthquake Ground Motion Database. Consultada en Octubre, 2017. <https://ngawest2.berkeley.edu/>.
- Robson, G. R., Canales, L., y Esteva, L. (1968). Venezuela. The Caracas Earthquake of July 1967. Paris: UNESCO, Serial N° 571/BMS.RD/AVS.
- Schmitz, M., Hernández, J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Vallée, M., y otros. (2011). Principales Resultados y Recomendaciones del Proyecto de Microzonificación Sísmica en Caracas y Estrategias para su Implementación. *Revista de la Facultad de Ingeniería de la U.C.V.*, 26 (2), 113-128.
- Shahi, S., & Baker, J. (2014). NGA-West2 Models for Ground-Motion Directionality. *Earthquake Spectra*, 30 (N° 3), P 1285-1300.
- Skinner, R. I (1969). "Damage Mechanisms and Design Lessons from Caracas". *Proceedings of the Fourth WCEE*, Vol. 3, J-2. Santiago de Chile. 124 a 136.
- Seed H. B., Whitman R. V., Dezfulian H. Dobry R., Idriss I. M. (1972). Relationships Between Soil Condition and Building Damage in the 1967 Caracas Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*.
- Suárez, G. y Náblek, J. (1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. *Journal of Geophysical Research*, 95 (B11), 17459-17474.
- Sozen, M. A., Jennings, P. C., Matthiensen, R., y Housner, G. W (1968). Engineering Report on the Caracas Earthquake of July 29, 1967. Washington National Academy of Sciences. 116.
- Urich, A. (2013). Desempeño de edificios y acciones sísmicas en los Palos Grandes 1967. Caracas.
- Wells, D., y Coppersmith, K. (1994). New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.

Capítulo 5

DESEMPEÑO SÍSMICO DE VIVIENDAS POPULARES



Oscar A. López, Valentina Páez y Gustavo Coronel D.

RESUMEN

Se presentan en este Capítulo los efectos (pérdidas humanas y económicas) que pudiesen ocasionar los movimientos sísmicos en las viviendas populares de la Gran Caracas. Mediante los datos del censo nacional, del uso de fotografías satelitales y de inspecciones, se estimó que hay 224.323 edificaciones populares en Caracas que representan un 69,9% del total de edificaciones de la ciudad, de las cuales un 75,6% tienen el tipo estructural mixto constituido por pórticos de concreto armado y paredes de mampostería de baja calidad de construcción.

Se presenta la simulación de la respuesta estructural de cuatro viviendas populares que fueron construidas en un barrio y sometidas a carga lateral estática hasta alcanzar daño estructural severo, utilizando modelos no lineales. Se indica que el uso de modelos de plasticidad concentrada en rótulas permite reproducir satisfactoriamente las principales características de la respuesta medida durante los ensayos.

De inspecciones detalladas hechas se identificaron materiales, geometría y secciones de elementos estructurales, con las cuales se definieron configuraciones típicas para una determinación detallada de la vulnerabilidad. Se determinaron curvas de capacidad, curvas de fragilidad y curvas de vulnerabilidad para viviendas con alturas comprendidas entre dos y cinco niveles y cuatro condiciones de sitio, mediante análisis estático no lineal.

Se presenta una expresión para calcular la pérdida económica esperada en función de la aceleración del terreno en roca. Se pone de manifiesto la mayor vulnerabilidad de las viviendas de mayor altura, especialmente cuando están localizadas en depósitos de sedimentos profundos. Una simulación del sismo de 1967 indica daño completo en un 2% del total de 169.576 edificaciones del sistema mixto, que es la tipología constructiva predominante, con 6.482 víctimas fatales y una pérdida del 6% del valor económico de las viviendas. Las viviendas populares poseen una elevada vulnerabilidad por lo que se recomienda desarrollar medidas de mitigación para reducir los riesgos futuros.

TABLA DE CONTENIDO

DESEMPEÑO SÍSMICO DE VIVIENDAS POPULARES	143
5.1 Introducción.....	145
5.2 Características estructurales de la vivienda popular	145
5.3 Inventario de las edificaciones populares en Caracas	145
5.4 Simulación de la respuesta no lineal de cuatro estructuras	146
5.5 Fragilidad de viviendas de diferentes alturas.....	148
5.6 Vulnerabilidad de las viviendas populares.....	156
5.7 Daños y pérdidas en una simulación del sismo de 1967.....	158
5.8 Conclusiones	160
5.9 Referencias	161

5.1 Introducción

Existe una preocupación generalizada en el medio profesional sobre la seguridad de las construcciones populares ante la ocurrencia de terremotos. El último censo nacional indica que en el área metropolitana de Caracas un 58 % de las unidades de vivienda son casas y ranchos de carácter popular asociados a construcciones informales (INE, 2011). El terremoto de Haití de 2010 ocasionó unas 250.000 víctimas fatales, la mayoría producto del derrumbe de viviendas populares lo que destaca la elevada vulnerabilidad de las construcciones hechas sin criterios técnicos de construcción sismorresistente.

En este Capítulo se determina el efecto de los movimientos sísmicos sobre las viviendas populares en Caracas, en términos de pérdidas de vidas y económicas. Este capítulo es una extensión de la investigación descrita en el Capítulo 10. Resultados adicionales de esta investigación se pueden consultar en el reporte técnico de López et al., (2016) y resultados parciales fueron publicados previamente en López, Páez y Coronel (2017).

5.2 Características estructurales de la vivienda popular

La tipología constructiva típica de los barrios de Caracas se identifica en el Capítulo 10. El tipo estructural predominante es el sistema mixto constituido por pórticos de concreto armado y mampostería de baja calidad constructiva, algunos ejemplos se muestran en la Figura 5.1. En la muestra estadística investigada predominaron las viviendas de un piso (44,5 %) y las de dos pisos (33,4%), pero se apreciaron alturas hasta de 5 pisos. De los ensayos de núcleos de concreto extraídos en viviendas del barrio Telares se obtuvieron resistencias entre 78 y 210 con una media de 131 kg/cm². El diámetro del refuerzo longitudinal más usado es de 1/2" pero pueden también ser de 1/4" o 5/8", con estribos y ligaduras de superficie lisa de 1/8" de diámetro.



Tipología estructural típica de las viviendas populares.

Figura 5.1

5.3 Inventario de las edificaciones populares en Caracas

De los resultados del Censo nacional del 2011 se tienen 2.904.376 personas en el AMC repartidas en 912.869 unidades de vivienda de las cuales 55% fueron identificadas como casas, 36,8% apartamentos en edificios, 5,2% quintas y 3% ranchos (INE, 2011). A partir de estos resultados se han asociado las casas y ranchos (529.464 unidades de vivienda) a las viviendas populares de Caracas.

Estas viviendas pueden estar ubicadas en un número menor de edificaciones (en una edificación puede haber más de una unidad de vivienda), por lo que es necesario usar fuentes adicionales de información para estimar la cantidad de edificaciones populares. El número y la tipología de edificaciones populares se estiman a partir de los resultados de Coronel (2016). Se definieron 932 polígonos de zonas homogéneas en donde se estimó un total de 320.697 edificaciones de uso predominantemente residencial, a partir de los polígonos de edificios usados en JICA (2004) que fueron complementados con la imagen satelital del 2016. En las zonas de barrios se definieron 218 zonas que abarcan una superficie de 4.871 Has, que se muestran en la Figura 5.2. Se estiman 224.323 edificaciones populares que representan un 69,95% del total de la ciudad, cantidad que pudiera ser un poco mayor dado que puede haber otras aisladas en algunas zonas urbanas. Esta estimación es consistente con las 529.464 unidades de vivienda de tipo casa y rancho determinadas en el censo (INE, 2011), lo cual representa en promedio unas 2,4 unidades de vivienda por edificación popular.

La información anterior se correlaciona con la microzonas sísmicas de Caracas (FUNVISIS, 2009) en la Figura 5.2: De las 224.323 edificaciones populares un 47,4% están en la zona Centro Norte (R3), un 50,7% en la zona Centro Sur (R2) y un 1,9% en la zona Sur (R1). Un 93,3% estarían sobre roca sana (R1, R2 y R3) o en roca meteorizada (1-1, 1-2 y 2-1), un 5,8% sobre suelos someros (2-2, 3-1, 3-2, 4-1 y 4-2) y un 0,9% sobre suelos profundos (5 y 6). Un 75,6% (169.576 edificaciones) son sistemas mixtos de pórticos y mampostería de las cuales un 66,2% tienen 1 o 2 pisos (Coronel, 2016).

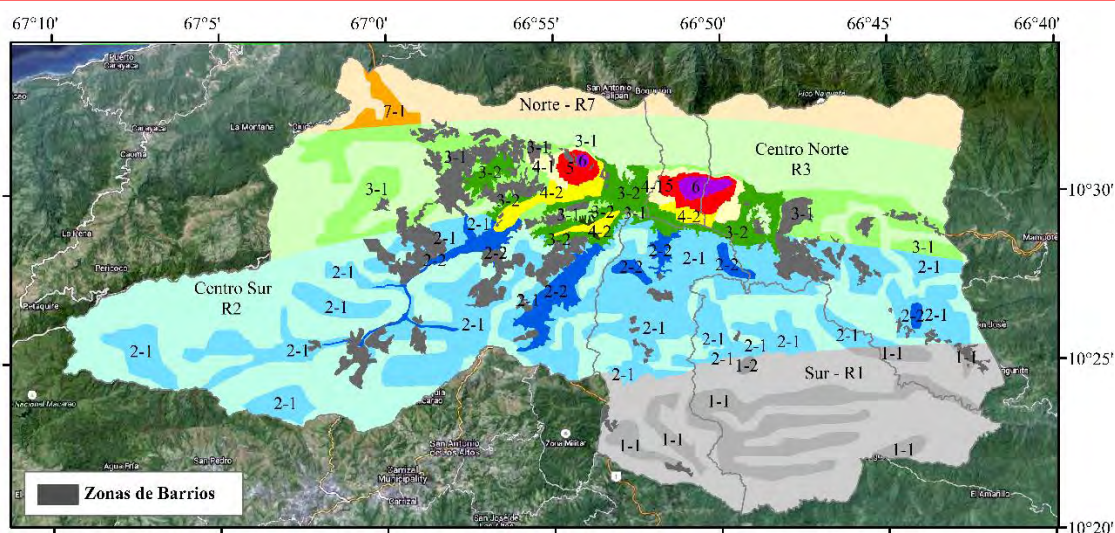


Figura 5.2 Zonas de barrio (color gris) y su relación con las microzonas sísmicas de Caracas.

5.4 Simulación de la respuesta no lineal de cuatro estructuras

Se presenta la simulación mediante un modelo de plasticidad concentrada, de la respuesta de cuatro viviendas populares construidas y ensayadas a carga lateral en un barrio de Caracas hasta alcanzar daño estructural severo (JICA, 2004; IMME, 2004). La Figura 5.3 muestra las cuatro viviendas de 2 pisos en un terreno con pendiente pronunciada (40%), las cuales fueron hechas por el maestro constructor del barrio, sin intervención externa de los participantes del proyecto. El refuerzo de las

viviendas fue también hecho por el maestro constructor, a solicitud de los miembros del equipo de investigación quienes decidieron la estrategia de reforzamiento. Primero se construyó el esqueleto de vigas y columnas de concreto armado y posteriormente se añadieron las paredes de bloques de arcilla.

Las viviendas se denominan así: Vivienda 1: Estructura original tal como la hicieron los constructores populares, sin paredes en el entrepiso inferior. Vivienda 2: Estructura reforzada con vigas de riostra en todo el perímetro; Vivienda 3: Estructura reforzada con vigas de riostra más paredes de bloques de arcilla en el entrepiso inferior; Vivienda 4: Igual a la Vivienda 3 pero paredes de bloques de concreto. Más detalles en el informe JICA (2004).

Cada vivienda fue sujeta a carga lateral en el primer nivel en dirección longitudinal la cual aumentó progresivamente hasta alcanzar un estado de daño considerable. Las fallas predominantes fueron por flexión de las columnas del primer nivel de la fachada principal y fallas combinadas de flexión y corte en las columnas de la fachada posterior, acompañadas también de falla local de los muros de mampostería. Las resistencias de los materiales se tomaron de los valores medios de los ensayos. Las paredes del entrepiso superior se modelan elásticamente dado que no mostraron indicios de daño durante las pruebas. Las paredes del entrepiso inferior se modelan mediante barras diagonales a compresión (FEMA, 1998). Los valores del período fundamental de vibración son 0,21, 0,15, 0,16 y 0,12 s para las viviendas 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

a) Fachada principal (IMME, 2004).



b) Fachada posterior (IMME, 2004).



Fotografías de las cuatro viviendas ensayadas.

Figura 5.3

Para elaborar el modelo no lineal, se definieron rótulas en vigas, columnas y paredes del entrepiso inferior, siguiendo los procedimientos del ASCE (2014) y FEMA 306 (FEMA, 1998) pero aumentando la rotación plástica de las columnas para ajustar el modelo al ensayo, tomando en cuenta que éste es estático y no dinámico.

La curva carga-desplazamiento lateral se muestra en la Figura 5.4, siendo E1, E2, E3 y E4 los ensayos de las viviendas 1, 2, 3 y 4, respectivamente, y S1, S2, S3 y S4 las simulaciones. La simulación reproduce en líneas generales las principales características de rigidez, resistencia y ductilidad de las viviendas ensayadas: La Vivienda 1 posee menos rigidez que las otras; La adición de las vigas de riostra y las paredes de refuerzo (Viviendas 2, 3 y 4) aumentan la resistencia y la rigidez; La inclusión de las paredes de bloques de arcilla (Vivienda 3) no produce un aumento en la rigidez en relación a la Vivienda 2 pero sí un aumento en la resistencia; La sustitución de estas paredes (Vivienda 3) por bloques de concreto (Vivienda 4) aumenta la rigidez pero disminuye la resistencia. Los modos de falla

son consistentes con los observados en las pruebas. Se concluye que el modelo permite reproducir satisfactoriamente las principales características de la respuesta medida durante los ensayos.

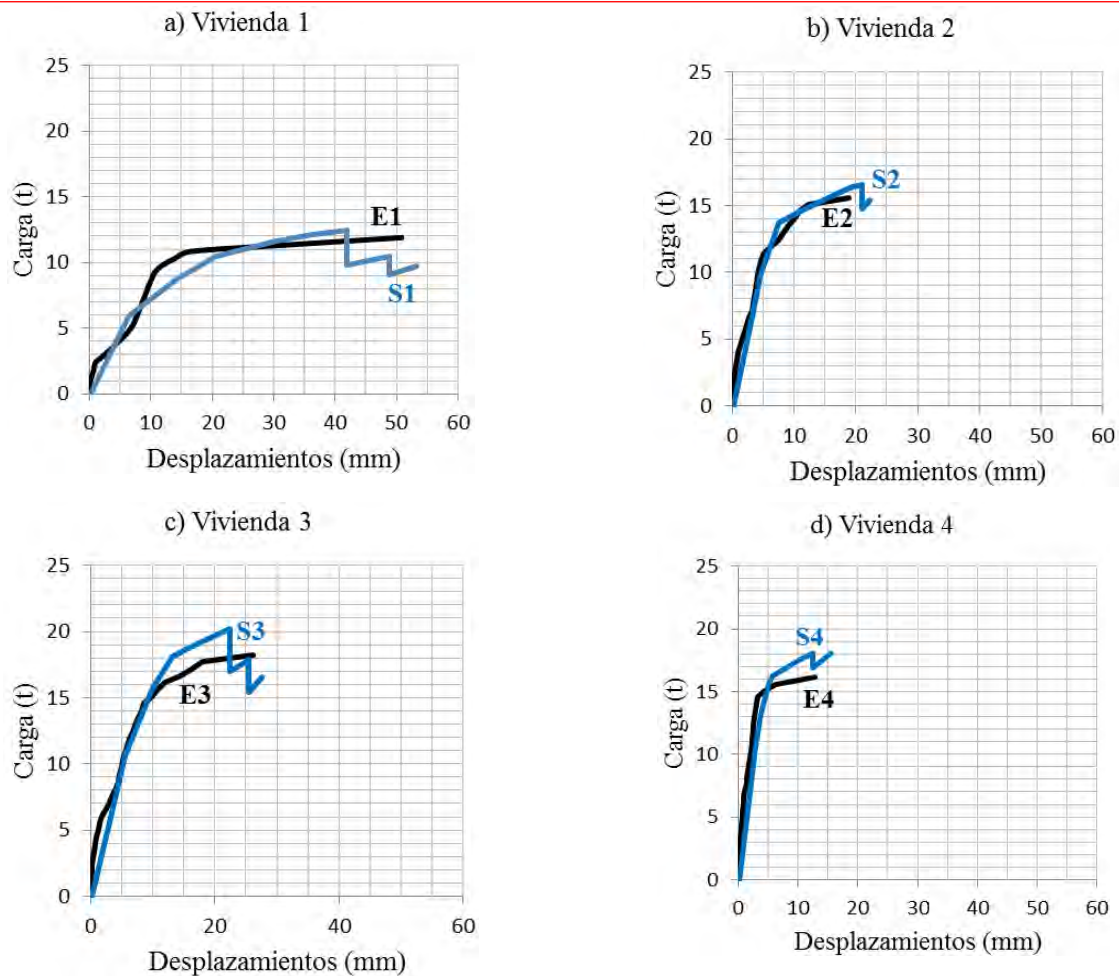


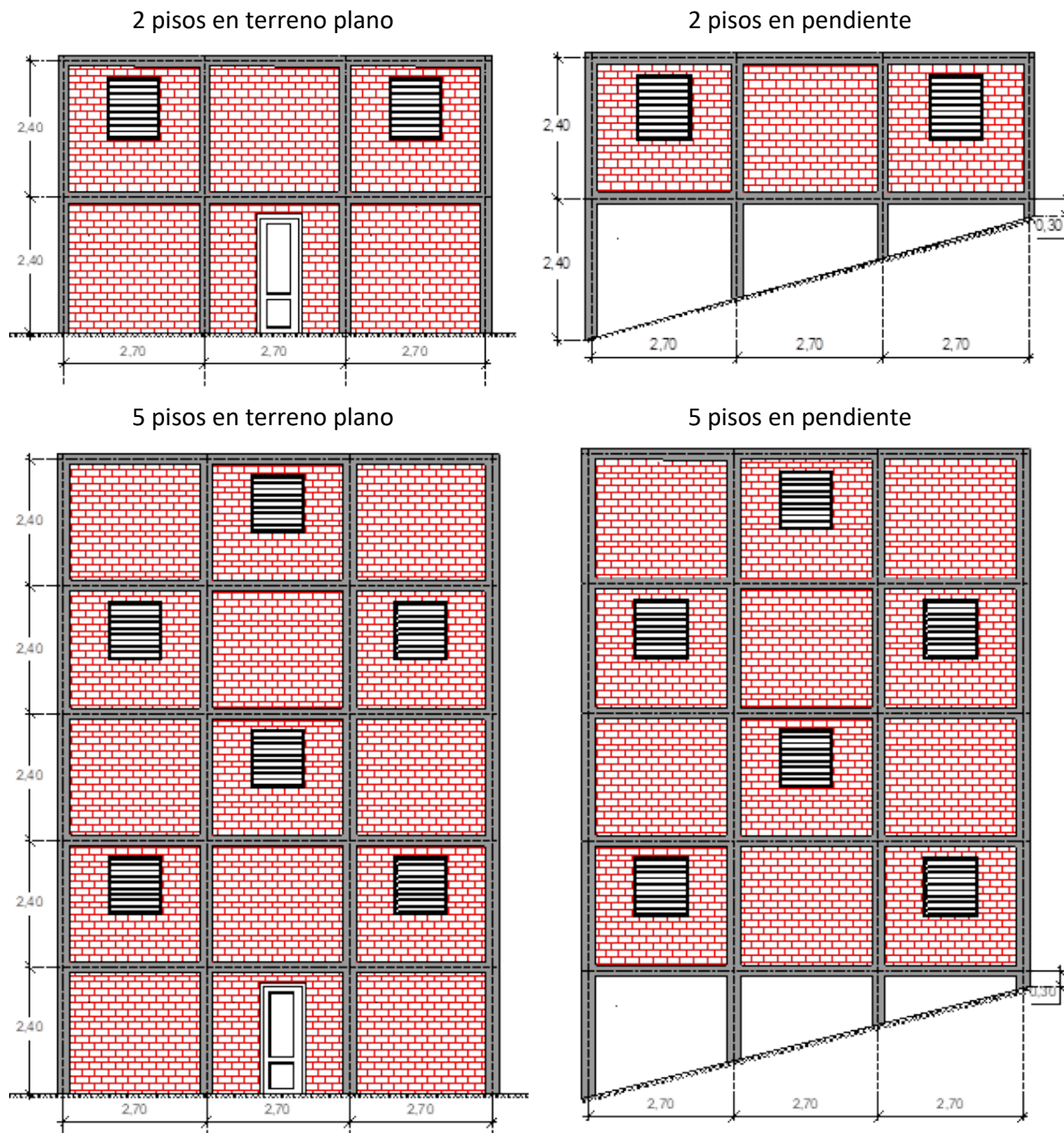
Figura 5.4 Comparación de los ensayos (E) y de la simulación numérica (S).

5.5 Fragilidad de viviendas de diferentes alturas

Se presenta el análisis detallado de la vulnerabilidad sísmica de viviendas populares de 2 a 5 pisos de altura. Las viviendas de 2 pisos y de 5 pisos se muestran en la Figura 5.5. Las viviendas de 3 y 4 pisos son similares, siguiendo el mismo patrón alternado de las ventanas. Se definieron dos sitios de ubicación para cada vivienda, uno en terreno plano y otro en pendiente pronunciada (Figura 5.5).

Las estructuras son representativas del tipo estructural identificado en la primera parte de este trabajo como sistema mixto. Las losas son de tabelones con un peso de 185 kg/m^2 . Las paredes son frisadas por una cara con bloques de arcilla de 15 cm de espesor. Para las viviendas de 2 pisos las columnas y las vigas son de sección 20 cm x 20 cm. Para las viviendas de 3, 4 y 5 pisos las columnas son de 30 cm x 30 cm y las vigas de 25 cm x 20 cm. El acero longitudinal de vigas y columnas es de $4 \phi 1/2''$ y el acero transversal de $1/8''$ cada 20 cm. Se consideró una resistencia media del concreto de 130 kg/cm^2 y un valor nominal de la resistencia cedente del acero igual a 4.200 Kg/cm^2 con un valor

medio de 5.250 Kg/cm^2 , una resistencia a compresión de la mampostería de bloques de arcilla de 12 Kg/cm^2 y un módulo de elasticidad de 6.000 Kg/cm^2 .



Viviendas de 2 y de 5 pisos, en terreno plano y en pendiente. **Figura 5.5**

En el modelo matemático se consideró un 50% de junta rígida en los elementos estructurales, columnas empotradas en la base, un recubrimiento de 3 cm en los elementos de concreto y una rigidez efectiva igual al 50% de la rigidez de las secciones gruesas. Las paredes de bloques de arcilla se modelan mediante barras diagonales trabajando a compresión. Solo se consideran barras

diagonales en las paredes que no poseen aberturas (puertas y ventanas). La rigidez de la biela se obtuvo siguiendo las recomendaciones en el ASCE (2014). El período de vibración vale 0,35, 0,51, 0,70 y 0,90 s para las viviendas de 2, 3, 4 y 5 pisos en terreno plano, respectivamente, y 0,22, 0,37, 0,55 y 0,76 s para terreno en pendiente. Se asignaron rotulas plásticas en vigas, columna y paredes, siguiendo el ASCE (2014) con la variante de permitir una caída gradual de la resistencia consistente con lo observado en las pruebas descritas en la sección precedente.

Las estructuras fueron analizadas para un empuje lateral estático progresivo. El patrón de carga sigue la forma del primer modo de vibración. El análisis no lineal se efectuó con el programa SAP2000 (CSI, 2011). El punto último se asocia en este trabajo a un estado de daño estructural no reparable. En la Figura 5.6 se presentan las curvas de capacidad en forma adimensional. En las ordenadas se indica el cortante en la base dividido entre el peso y en las abscisas la deriva normalizada la cual está dada por el cociente entre el desplazamiento del último piso y la altura total de la vivienda. Las viviendas ubicadas en terreno con pendiente resisten menos y se desplazan menos que las que se encuentra en terreno plano. Un aumento del número de pisos disminuye la resistencia de las viviendas.

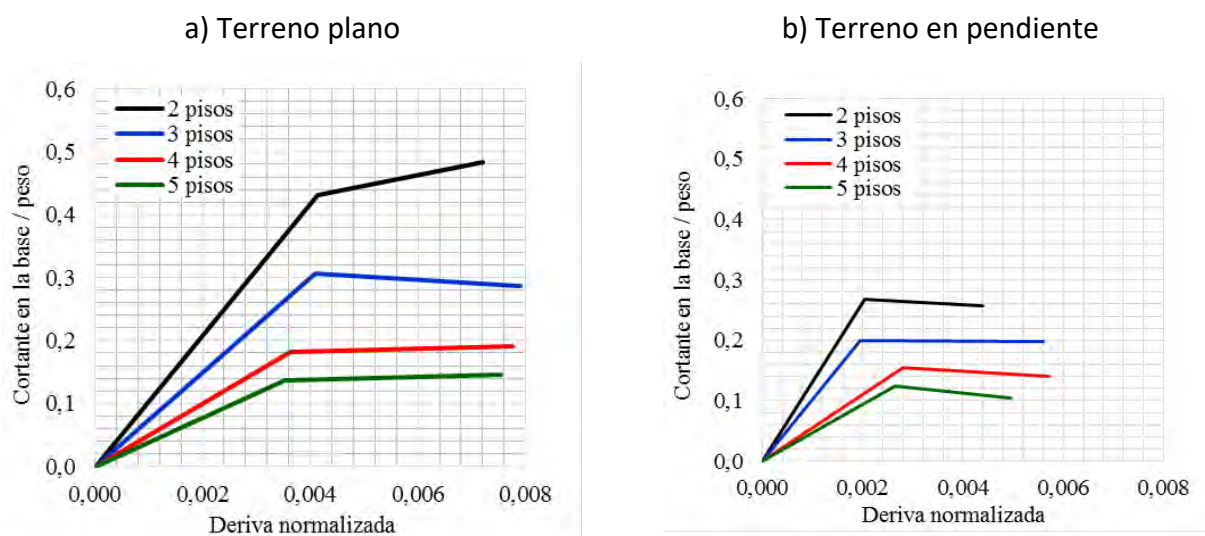
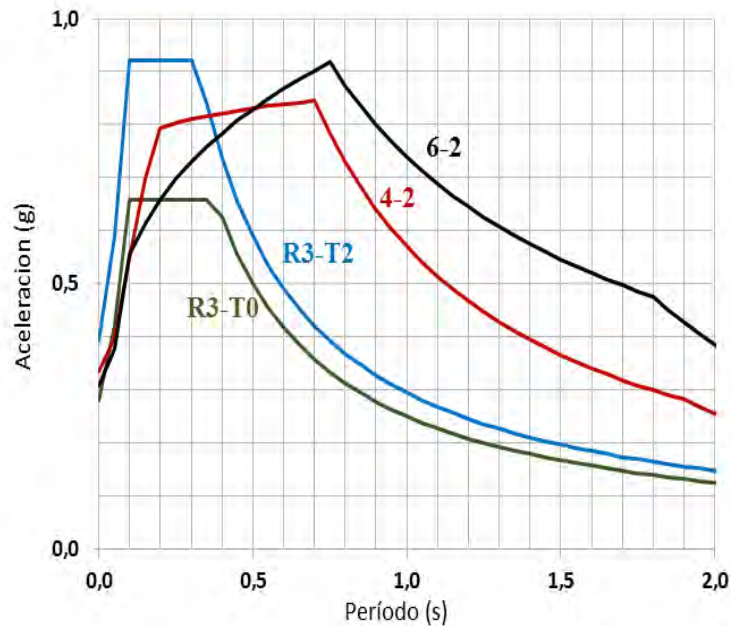


Figura 5.6 Curvas bilineales de capacidad en forma adimensional.

Las curvas de fragilidad describen la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño estructural dado que ocurre un movimiento sísmico de determinada intensidad. El movimiento sísmico se describe mediante un espectro de aceleraciones (Figura 5.7). El parámetro para caracterizar la intensidad del movimiento sísmico es la aceleración del terreno en la roca. El efecto local de sitio, ya sea del material de suelo, de la profundidad del depósito o de la topografía del mismo, se incorpora dentro de la forma del espectro de aceleraciones. Se consideran cuatro condiciones de sitio correspondientes a la microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009): R3-T0 es roca sin efectos topográficos, R3-T2 es roca con pendiente mayor o igual a 37° con efectos topográficos, 4-2 es un depósito somero con V_s30 entre 185 m/s y 325 m/s y profundidad entre 60 a 120 metros y 6-2 es un depósito profundo con los mismos valores de V_s30 y profundidad mayor que 220 metros. Las viviendas localizadas en terreno plano pueden estar asentadas en los sitios R3-T0, 4-2 o 6-2. Las viviendas ubicadas en terreno con pendiente están ubicadas sobre el tipo R3-T2. La demanda de desplazamientos se determina mediante el método de los coeficientes (ASCE, 2014).



Espectros de aceleraciones para cuatro condiciones de sitio.

Figura 5.7

Se consideraron 4 estados de daño, Leve, Moderado, Severo y Completo, asociado a valores del desplazamiento en el último nivel de la estructura (Figura 5.6). El daño Leve ocurre cuando se alcanza el desplazamiento de 0,7 veces el cedente (u_y). El daño completo ocurre al excederse el desplazamiento último (u_u). El daño Moderado para desplazamientos entre u_y y $u_y+0,25(u_u-u_y)$. El daño Severo para desplazamientos entre $u_y+0,25(u_u-u_y)$ y u_u . La probabilidad de excedencia del estado de daño d_i se calcula a partir de una distribución lognormal (McGuire, 2004):

$$P[d \geq d_i, a] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_i} \ln \frac{a}{a_{mi}}\right] \quad (5.1)$$

Donde $P[d \geq d_i, a]$ es la Probabilidad de que el daño "d" exceda el daño "d_i" dada una aceleración "a" del terreno en roca; d_i es el estado de daño i, donde i puede ser 1) leve, 2) moderado, 3) severo o 4) completo; Φ es la función normal de distribución acumulada de la aceleración del terreno "a"; a_{mi} es la media de la aceleración "a" para la cual la estructura alcanza el inicio del daño "d_i"; β_i es la desviación estándar del logaritmo natural de "a" para el daño "d_i". Se adoptan valores numéricos de β_i igual a 0,42, 0,45, 0,45 y 0,50 para daño Leve, Moderado, Severo y Completo, determinados a partir de un análisis probabilístico con el método de los estimadores puntuales considerando variables aleatorias de rigidez, resistencia y plasticidad en viviendas populares (Páez, 2016).

Las curvas de fragilidad determinadas con la Fórmula 5.1 se calcularon para todas las viviendas y condiciones de sitio. Se grafica la probabilidad de alcanzar o exceder determinado estado de daño, contra la aceleración del terreno en la roca, para viviendas de 2, 3, 4 y 5 pisos, para cada estado de daño (Leve, Moderado, Severo y Completo). Se presentan en la Figura 5.8 para terreno plano en roca (R3-T0), en la Figura 5.9 para terreno plano con depósito somero (Suelo 4-2), en la Figura 5.10 para terreno plano con depósito profundo (Suelo 6-2) y en la Figura 5.11 para terreno en pendiente (R3-T2),

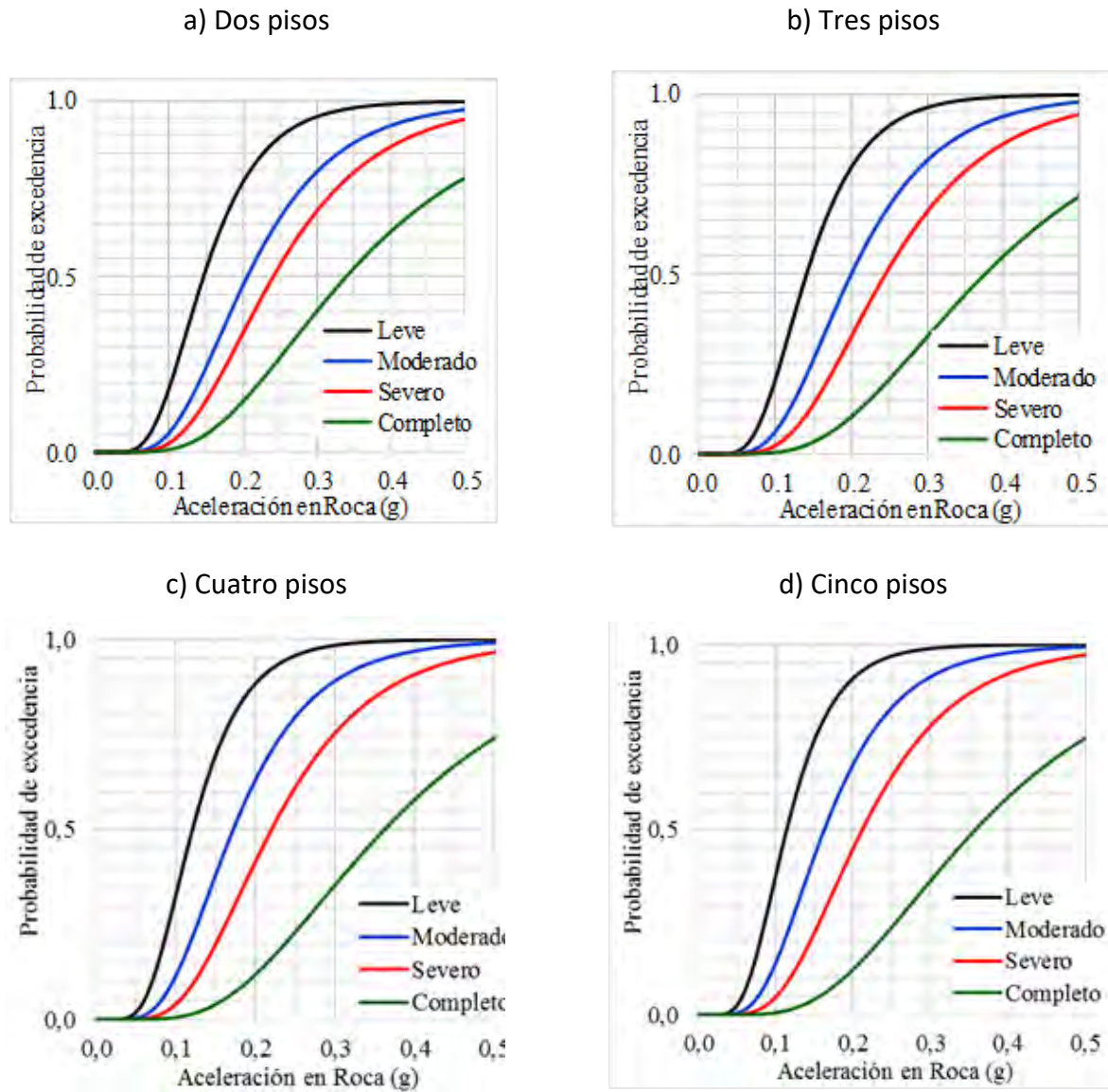
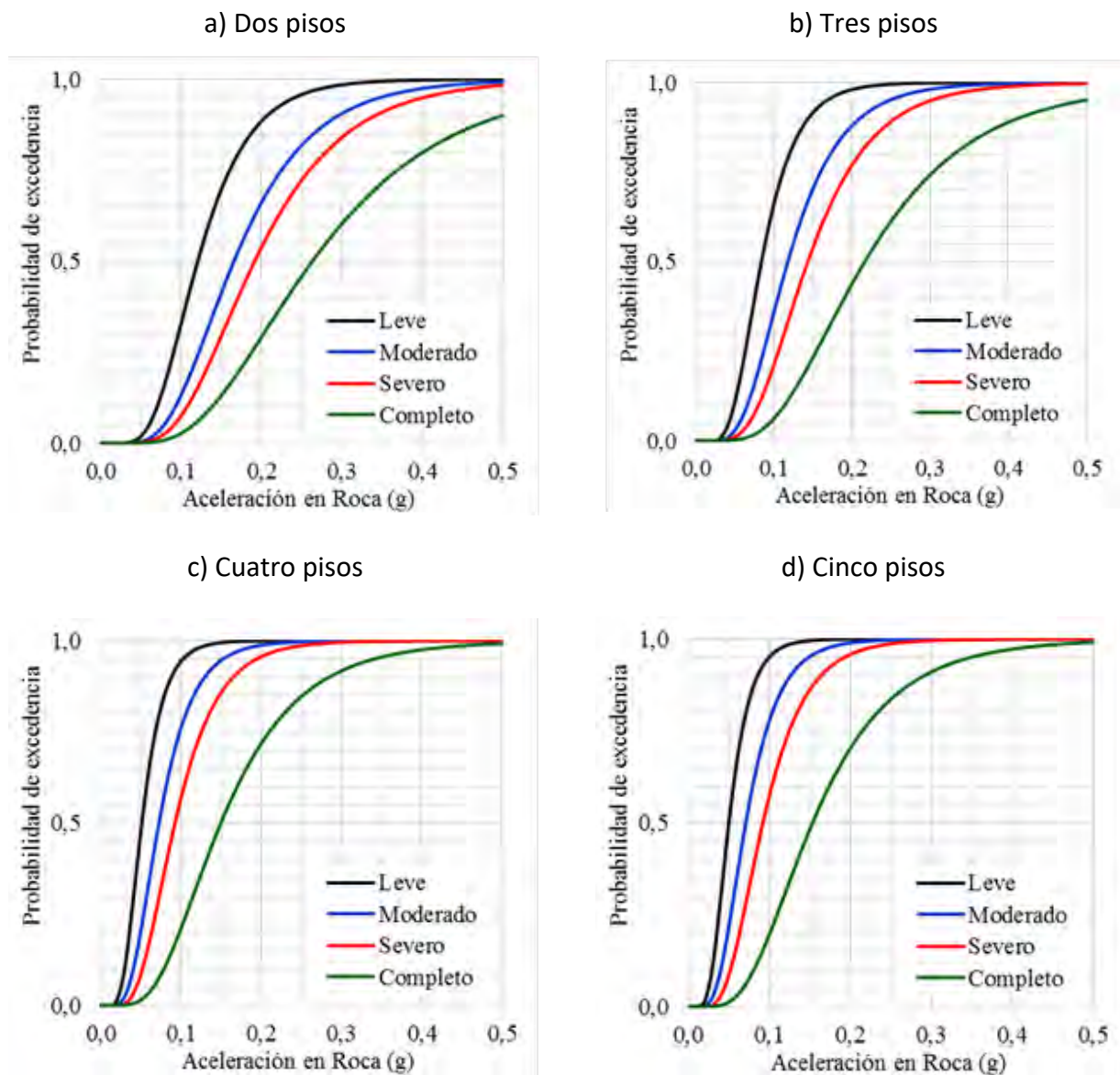


Figura 5.8 Curvas de fragilidad en terreno plano. Suelo R3-T0 (Roca).



Curvas de fragilidad en terreno plano. Suelo 4-2 (Depósito somero).

Figura 5.9

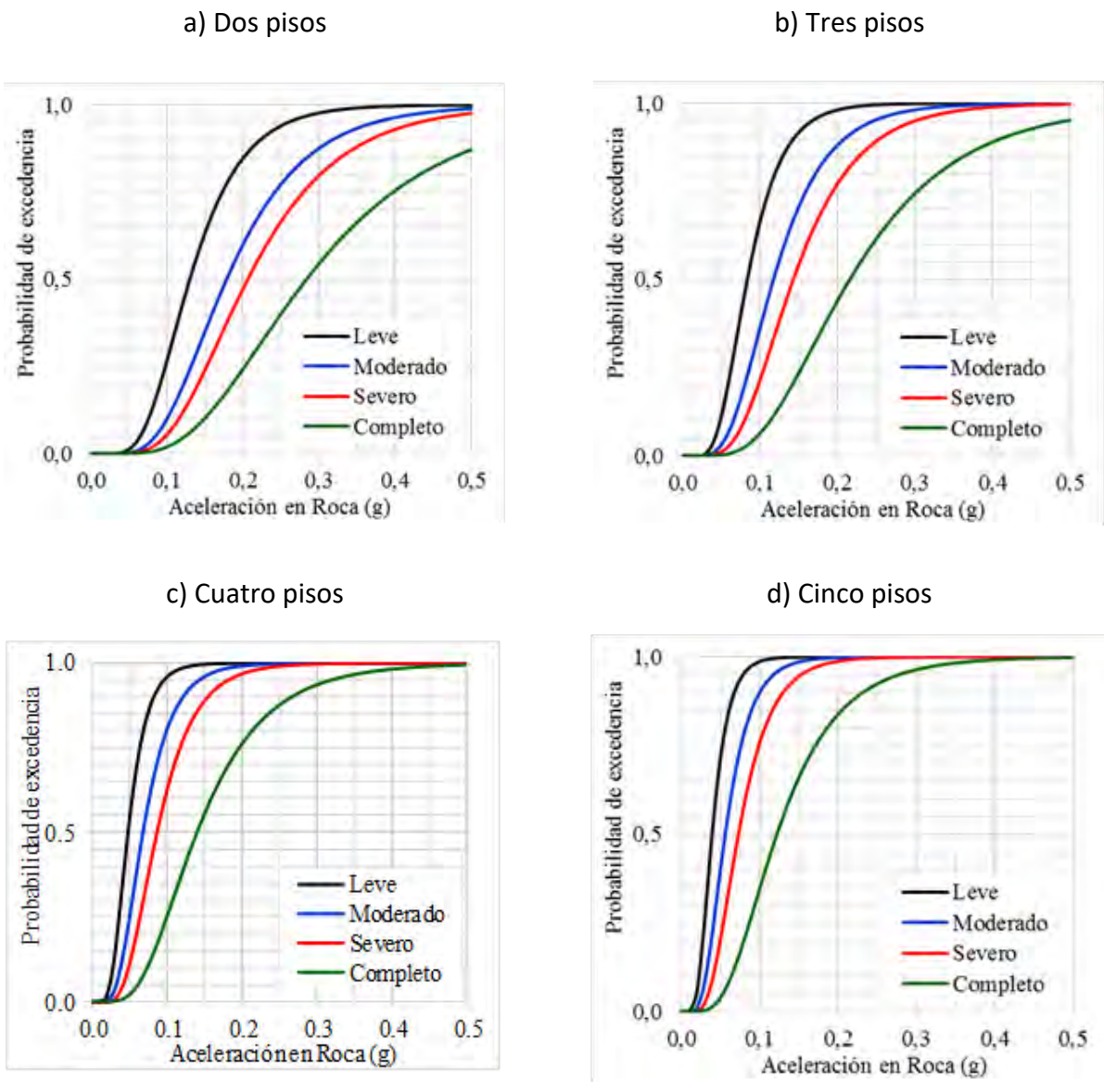
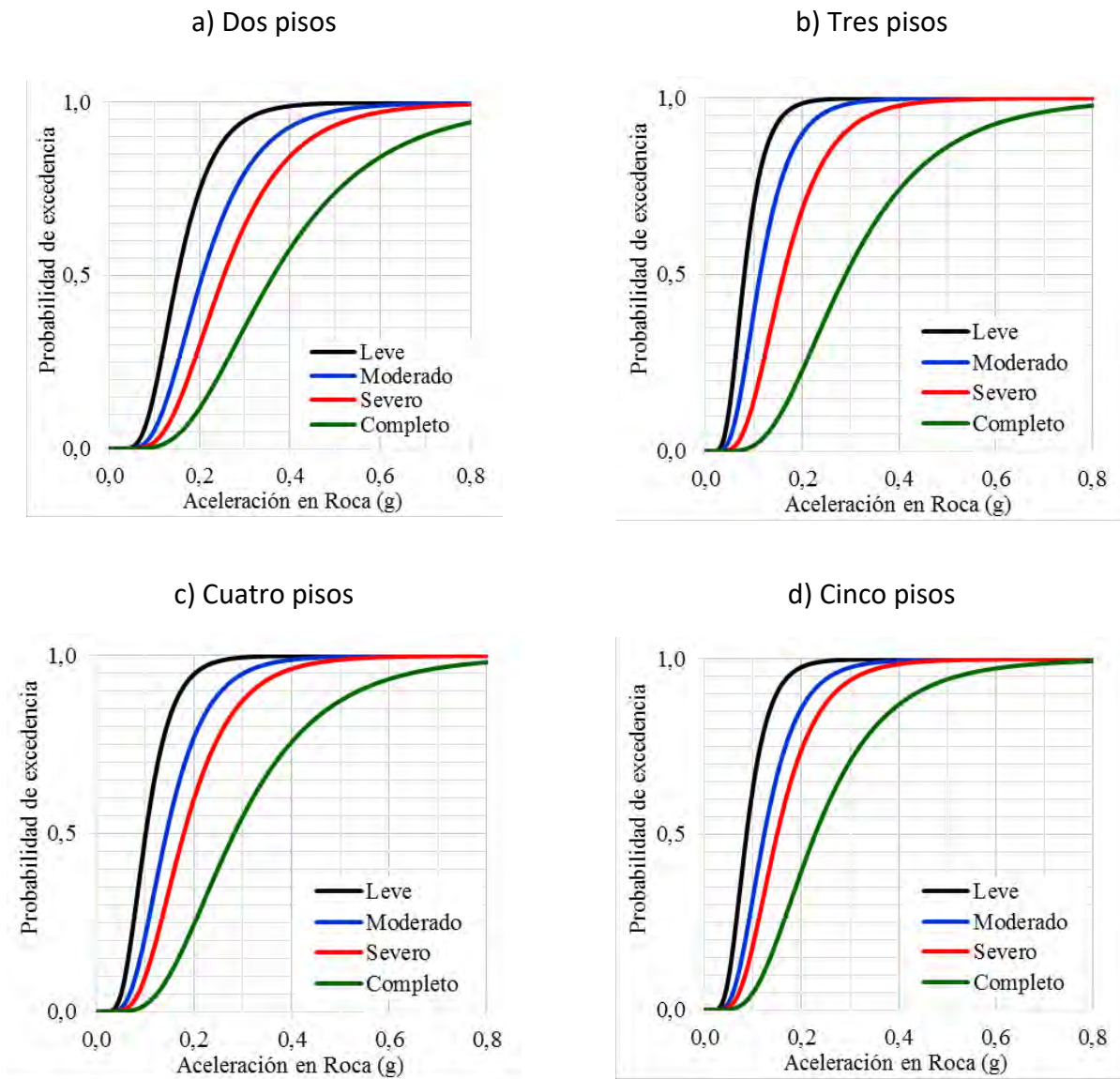


Figura 5.10 Curvas de fragilidad en terreno plano. Suelo 6-2 (Depósito profundo).



Curvas de fragilidad en terreno con pendiente (R3-T2). **Figura 5.11**



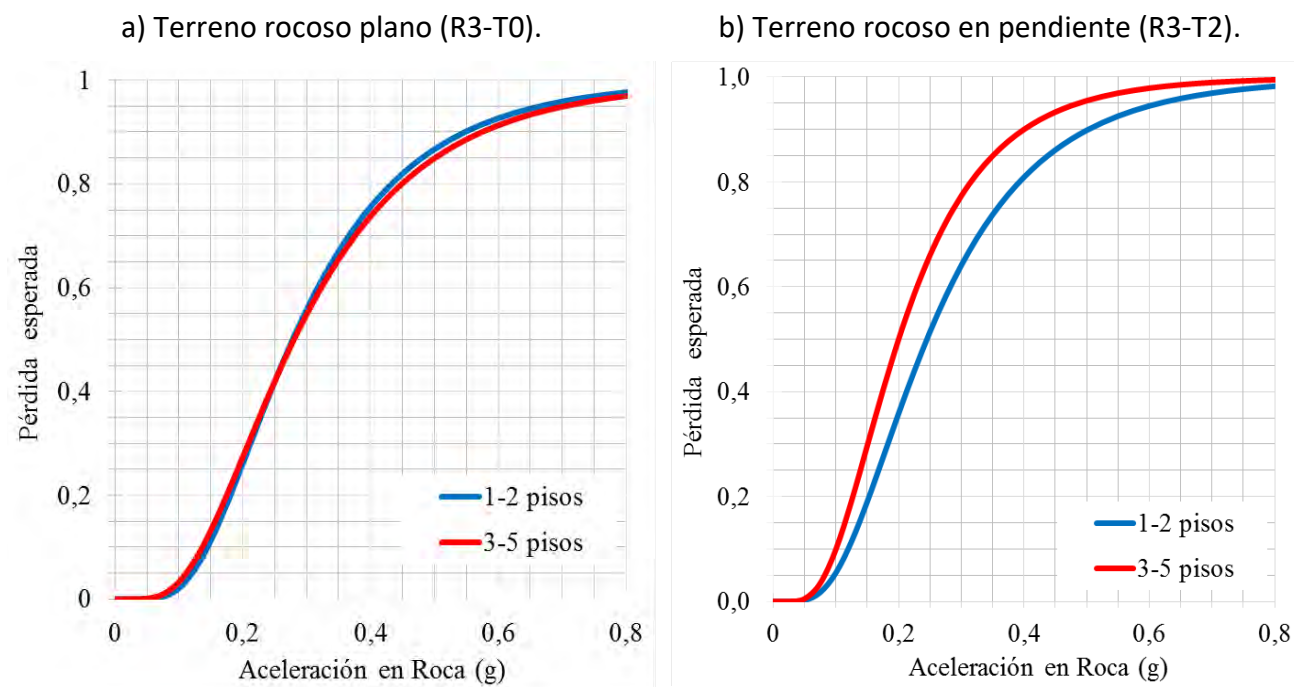
5.6 Vulnerabilidad de las viviendas populares

Las funciones de vulnerabilidad representan la variación de la pérdida económica de la vivienda con la aceleración del terreno. Se define P como la pérdida esperada dada la ocurrencia de un sismo con una aceleración conocida en roca. Se determina a partir de la siguiente expresión:

$$P = \sum_{i=1}^4 \Delta P_i F_i \tag{5.2}$$

Donde ΔP_i es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño “i” dado un movimiento sísmico con determinada aceleración en roca. El valor ΔP_i se extrae de las curvas de fragilidad (Fórmula 5.1) restando las probabilidades de excedencia correspondientes. Los valores $i=1, 2, 3$ y 4 , representan los estados daño leve, moderado, severo y completo, respectivamente. F_i es el Factor de Pérdida asociada a cada estado de daño, el cual se puede interpretar como la pérdida en valor monetario dividida entre el valor total de la construcción. Se adoptan factores de pérdida F_i de 0,02, 0,10, 0,50 y 1,00 para los casos de daño leve ($i=1$), moderado ($i=2$), severo ($i=3$) y completo ($i=4$), respectivamente (FEMA-NIBS, 2009). Por tanto, P varía entre 0 y 1 representando una pérdida económica entre 0 % y 100 % del valor de la construcción.

Las curvas de vulnerabilidad se expresan graficando la pérdida P contra la aceleración del terreno en roca. En la Figura 5.12 se muestran las curvas de vulnerabilidad para las viviendas en terreno rocoso, para las dos condiciones de terreno plano y en pendiente y para los dos grupos de altura, de 1 a 2 pisos y de 3 a 5 pisos. Se aprecia la mayor vulnerabilidad que introduce la pendiente del terreno.



Curvas de vulnerabilidad para viviendas en sitios rocosos, a) plano y b) en pendiente.

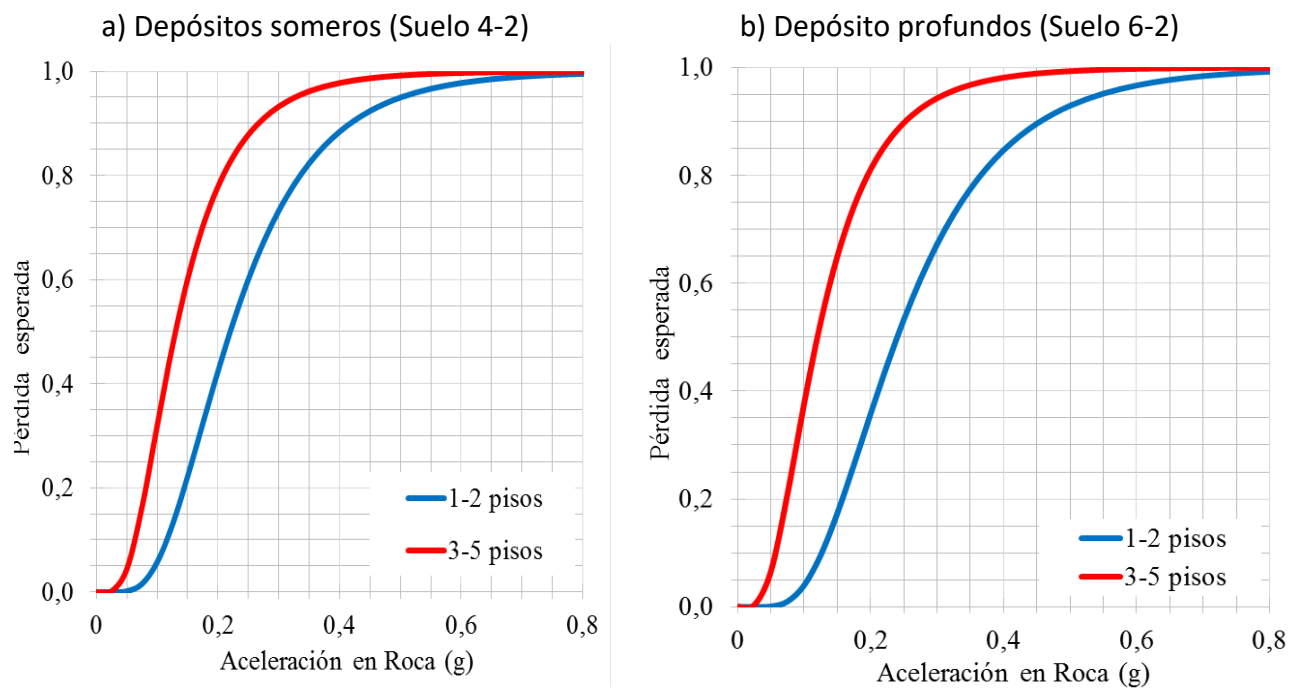
Figura 5.12

En la Figura 5.13 se muestran las curvas de vulnerabilidad para los sitios planos sobre depósitos someros (4-2) y depósitos profundos (6-2), para los dos rangos de altura. Son más vulnerables las viviendas en suelos profundos. Las viviendas de mayor altura son en general más vulnerables que las de menor altura, con la excepción de aquellas sobre roca en terreno plano donde la diferencia es despreciable.

Las curvas de vulnerabilidad indicadas en las Figuras 5.12 y 5.13 fueron ajustadas con una función lognormal:

$$P(a)=\Phi\left[\frac{1}{\beta}\ln\left(\frac{a}{a_m}\right)\right] \quad (5.3)$$

Dónde $P(a)$ es la pérdida esperada, dada una aceleración "a" del terreno sobre roca; Φ es la función normal de distribución acumulada de la aceleración del terreno "a"; a_m es la media de la aceleración "a"; β es la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración "a". Los parámetros a_m y β obtenidos del ajuste se muestran en la Tabla 5.1 para cada vivienda y cada condición de sitio. Para efectos prácticos se consideran como depósitos profundos aquellos mayores de 120 m. Para viviendas en terreno con pendiente intermedia, se puede interpolar la aceleración media entre los valores de terreno plano y terreno con pendiente mayor a 37° de la Tabla 5.2. La curva de vulnerabilidad ajustada para cada vivienda se determina con la Fórmula 5.3 y los parámetros de aceleración media y desviación estándar dados en la Tabla 5.1.



Curvas de vulnerabilidad para viviendas en sitios planos, sobre depósitos de sedimentos, a) someros y b) profundos.

Figura 5.13

Tabla 5.1 Valores de aceleración media y desviación estándar de las funciones de vulnerabilidad.

Nº de Pisos	Sitio	Aceleración media a_m (g)	Desviación Estándar β
1-2 pisos	Roca	0,28	0,52
3-5 pisos	Terreno plano o con pendiente menor o igual a 22°	0,28	0,56
1-2 pisos	Depósitos someros. Vs30 de 185 m/s a 325 m/s y profundidad de 60 a 120 metros	0,22	0,50
3-5 pisos		0,13	0,56
1-2 pisos	Depósitos profundos Vs30 de 185 m/s a 325 m/s y profundidad ≥ 120	0,24	0,50
3-5 pisos		0,12	0,58
1-2 pisos	Roca	0,24	0,56
3-5 pisos	Terreno con pendiente mayor o igual a 37°	0,20	0,54

5.7 Daños y pérdidas en una simulación del sismo de 1967

La Figura 5.14 muestra la aceleración (g) en roca, para una simulación del sismo de 1967, donde se aprecia que las zonas de barrios estarían sujetas a valores entre 0,07 g y 0,13 g.

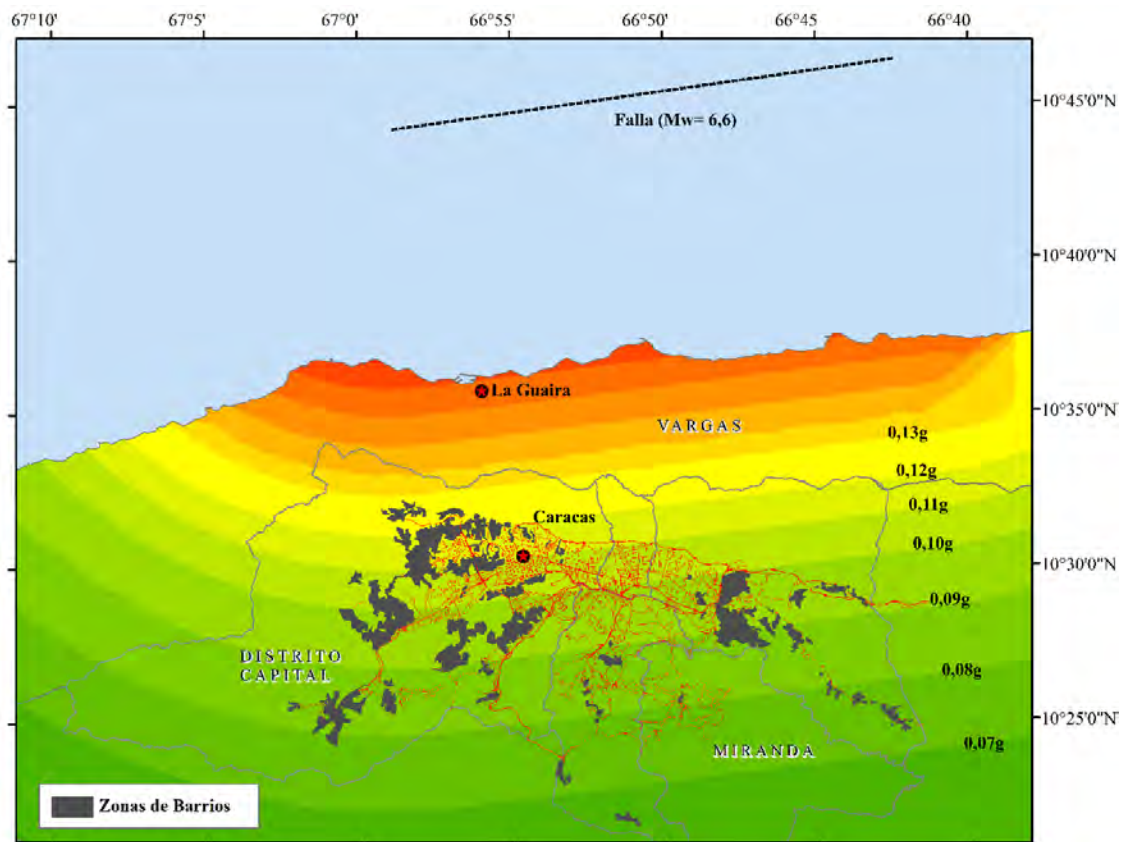


Figura 5.14 Aceleración en roca (g) del sismo de 1967. Zonas de barrios en color gris.

La aceleración en roca ($V_{s30} = 760$ m/s) se determinó en cada sitio del promedio de los 5 modelos de atenuación de la NGA 2014 (EERI, 2014).

Se adoptó una magnitud $M_w=6,6$ para los 4 subeventos (Suárez y Nábělek, 1990), una profundidad focal de 14 km, un ancho de ruptura de 10,5 km y se ubicó la falla según Hernández (2009).

En la Tabla 5.2 se muestra el número de edificaciones y la aceleración media en roca a la cual están expuestas las 169.576 edificaciones populares de la tipología mixta de mampostería y pórticos. Se discrimina el número de edificaciones según la condición de sitio (roca, pendiente, depósitos someros, depósitos profundos) y el número de pisos. La aceleración media se presenta en tres rangos comprendidos entre 0,07 y 0,09 g (media de 0,08), entre 0,09 y 0,11 g (media de 0,10) y entre 0,11 y 0,13 g (media de 0,12). Para considerar la pendiente se ha tomado en cuenta que 47,8% de las edificaciones se encuentran en promedio sobre una pendiente mayor a 20° (JICA, 2004).

Número de edificaciones populares (tipología mixta) en Caracas según sitio, número de pisos y la aceleración en roca en una simulación del sismo de 1967.

Tabla 5.2

Sitio	N° de Pisos	Aceleración Media en Roca			Total de Edificaciones
		0,08g	0,10g	0,12g	
Roca en pendiente menor a 20°	1-2 pisos	12.761	31.793	10.100	82.552
	3-5 pisos	6.520	16.201	5.177	
Roca en pendiente mayor a 20°	1-2 pisos	11.685	29.113	9.249	75.593
	3-5 pisos	5.970	14.835	4.741	
Depósitos someros (menor a 120 m)	1-2 pisos	0	208	6.249	9.832
	3-5 pisos	0	119	3.256	
Depósitos profundos (mayor a 120 m)	1-2 pisos	0	10	1.047	1.599
	3-5 pisos	0	5	537	
Total =		36.936	92.284	40.356	169.576

Con la aceleración media (Tabla 5.2) y las curvas de fragilidad se determinaron las probabilidades de alcanzar o exceder el daño completo durante el sismo. Las viviendas sobre roca de menor pendiente tienen una probabilidad menor del 1% pero este valor se eleva a 3% en las de 3-5 pisos ubicados en pendiente mayor a 20° . Las mayores probabilidades de alcanzar el daño completo corresponden a las viviendas de 3-5 pisos sobre depósitos someros y profundos con 24% y un 28%, respectivamente. Un 2% (3.433 edificaciones) de las 169.576 edificaciones populares (tipología mixta) alcanzarían el daño completo, de las cuales 2.004 están en el rango de 3 a 5 pisos. La mayor densidad de daño completo estaría en las viviendas de 3 a 5 pisos sobre los depósitos profundos.

Aceptando en promedio 2,36 unidades de vivienda por edificación, las 3.433 edificaciones con daño completo pudieran representar 8.102 unidades de vivienda las cuales pudieran estar ocupadas por 32.408 personas aproximadamente. Aceptando las pérdidas humanas para un estado de daño completo dadas por el ATC-13 (ATC, 1985), 2/5 de los ocupantes resultarían heridos leves, 2/5 heridos graves y 1/5 fallecidos, lo que se traduce en 12.963 personas con heridas leves, un número igual de heridos graves y 6.482 víctimas fatales en viviendas populares de esta clase en una eventual repetición del sismo de 1967.

Las curvas de vulnerabilidad suministran la pérdida esperada o fracción del costo de la construcción que se pierde durante el evento. Con la información de la Tabla 5.2 y de las Figuras 5.12 y 5.13 se tiene en promedio una pérdida esperada de 6% para todas las viviendas populares de esta clase, obtenido de ponderar las pérdidas en cada sitio y para los dos niveles de altura. Las viviendas más afectadas serían las de 3 a 5 pisos con pérdidas esperadas de 3%, 10%, 44% y 50% si estuviesen en roca de baja pendiente, roca con pendiente mayor a 20°, sedimentos someros o sedimentos profundos, respectivamente. Las viviendas de 1 y 2 pisos tendrían pérdidas de 2%, 6%, 11% y 8%, respectivamente. En la interpretación de estos resultados debe tenerse presente que cuando ocurrió el evento de 1967 las viviendas eran de menor altura y su número era aproximadamente 2,6 veces menor. Se destaca además que el costo de reposición representaría para el estado una inversión mayor al valor monetario asociado a la pérdida de las viviendas populares.

5.8 Conclusiones

a) Se estima un total de 224.323 edificaciones populares en Caracas que representan un 69,9% del total de edificaciones de la ciudad, de las cuales un 75,6% resultan ser estructuras con sistemas mixtos de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva. Un 66,2% tienen 1 o 2 pisos y un 33,8% tienen 3 o más pisos. Un 93% están sobre roca o en las microzonas de roca meteorizada, un 6% sobre suelos de profundidad somera y un 1% sobre suelos profundos.

b) Se presentó la simulación de la respuesta estructural no lineal de cuatro viviendas ensayadas a carga lateral en un barrio de Caracas. De la comparación entre las curvas carga-desplazamiento lateral obtenidas del análisis y del ensayo de cada vivienda, se encuentra que el modelo de plasticidad concentrada simula satisfactoriamente la respuesta estructural.

c) Mediante análisis estático no lineal se determinaron curvas de capacidad y curvas de fragilidad para varios estados de daño en viviendas con alturas comprendidas entre dos y cinco niveles y cuatro condiciones de sitio. En término medio las viviendas populares estudiadas son más vulnerables a medida que aumenta el número de pisos; las localizadas en terreno rocoso con pendiente son más vulnerables que las localizadas en terreno rocoso plano. Las viviendas de mayor vulnerabilidad son las de mayor altura cuando están sobre depósitos de sedimentos profundos.

d) Se presentó un procedimiento para calcular la pérdida esperada en viviendas populares durante un sismo, mediante el uso de una función lognormal con valores medios dependientes del número de pisos y de la condición del sitio. En una eventual repetición en Caracas del evento sísmico de 1967, un 2% (3.433 edificaciones) de las 169.576 edificaciones populares (tipología mixta) alcanzarían el daño completo con un estimado de 6.482 víctimas fatales y una pérdida del 6% del valor económico de las viviendas. Las viviendas más afectadas serían las de 3 a 5 pisos localizadas en suelos suaves profundos.

e) Debe tenerse presente que el sismo de 1967 fue un evento de magnitud moderada, y que eventos de mayor tamaño han afectado a Caracas en el pasado (1900, 1812) y pueden ocurrir de nuevo en el futuro, lo que ocasionaría daños mayores a los aquí estimados. Por ejemplo, el evento de 1900 tuvo una magnitud de 7,7, similar al del terremoto de Turquía (7,8) del 2023 el cual ocasionó unas 50.000 víctimas. El evento de 1900 no causó daños muy graves por tener su epicentro bastante alejado de la ciudad, pero un evento de tamaño similar pudiera ocurrir sobre la falla de San Sebastián que está bordeando la costa del Estado La Guaira.

f) Las viviendas populares son vulnerables y en zonas de elevada amenaza como Caracas están sujetas a un elevado riesgo sísmico que amerita la urgente puesta en acción de medidas de mitigación. Se recomienda el desarrollo de programas de evaluación detallada y reforzamiento estructural progresivo de viviendas populares y sustitución de las más vulnerables.

g) Se recomienda el uso de los manuales de construcción popular desarrollados por FUNVISIS para tener viviendas seguras ante la acción de los terremotos.

5.9 Referencias

ATC (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California. ATC-13. Applied Technology Council, Redwood City, California. USA.

ASCE (2014). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE 41-13. American Society of Civil Engineering. Virginia, EEUU.

Coronel D., G. (2016). Exposición a la Amenaza Sísmica de las Edificaciones Residenciales en el Área Metropolitana de Caracas. Jornadas de Investigación de la Facultad de Ingeniería (JIFI), Caracas, 14 al 18 de noviembre 2016.

CSI (2011). SAP 2000. Berkeley, California, USA.

EERI (2014). NGA West 2, Earthquake Spectra, Volume 30, No 3, pp 973-987, August 2014.

FEMA (1998). Evaluation of earthquake-damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual, FEMA 306, ATC-43 Project for FEMA, Washington, DC.

FEMA-NIBS (2009). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4. FEMA & NIBS. Washington D.C.

FUNVISIS (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Descargable desde <http://www.funvisis.gob.ve>.

Hernández J. J. (2009). Revisión de la Sismicidad y Modelo Sismogénico para actualización de las Evaluaciones de Amenaza Sísmica en la Región Norcentral de Venezuela. IX Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica. Caracas, 19 al 22 de Mayo de 2009.

INE (2011). Censo Nacional de Población y Vivienda. Instituto Nacional Estadística (INE) <http://www.ine.gov.ve/>.

JICA (2004). Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. PacificConsultants International.

López O. A., Páez V. y Coronel D. G. (2016). Tipología Estructural y Vulnerabilidad Sísmica de la Vivienda Popular Venezolana. Informe Técnico FUN-015, 2016. Convenio GEM-FUNVISIS.

López O. A., Páez V. y Coronel D. G. (2017). López O. A., V. Páez y G. Coronel D. (2017). Vulnerabilidad Sísmica de Viviendas Populares en Caracas. Capítulo 9 en El Terremoto de Caracas de 1967: 50 años después. Compiladores: C. Genatios, M. Lafuente, A. Cilento y J. Grases, Ediciones CITECI.

Mc Guire R. (2004). Seismic Hazard and Risk Analysis. EERI, MNO-10, Oakland 2004.

Paez V. (2016). Trabajo Especial de Grado de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente. IMME, FI, Universidad Central de Venezuela. Tutor: Oscar A. López.

Suárez, G. and Nábělek, J. (1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. J. Geoph. Research, Vol. 95. No.

Capítulo 6

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS



Oscar A. López, Gustavo Coronel D., Rafael González B. y Félix Fierro

RESUMEN

Se presenta una evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de las edificaciones educativas públicas ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas (AMC). En el pasado han ocurrido daños en 561 edificios educativos durante 30 sismos ocurridos en todo el país. En especial, el sismo de Cariaco (1997) derrumbó cuatro edificios, provocando numerosas víctimas, y otras 35 edificaciones educativas sufrieron daños severos y fueron sustituidas.

Se determinaron los efectos de una repetición del terremoto de Caracas de 1967, ante una muestra de 569 edificios educativos, encontrándose daños graves en 13 y moderados en otros 134 edificios, con una estimación de 20 víctimas fatales, 41 heridos graves y una pérdida total aproximada en 65 millones de dólares. Se destaca que el sismo del año 1967 tuvo una magnitud moderada ($M=6,6$) y la ciudad puede ser afectada nuevamente por terremotos de mayor magnitud y causar mayores daños, similares al sismo de 1812 ($M=7,5$) o al de 1900 ($M=7,7$) cuya magnitud es similar a la del pasado terremoto de Turquía de febrero del 2023.

Se identificaron un total de 65 edificaciones educativas en el AMC que pertenecen a sistemas constructivos de elevada vulnerabilidad, denominados Cajetón MOP-MINDUR (31), el cual es similar al Liceo derrumbado en Cariaco en el sismo de 1997, Cajetón MINDUR ESPECIAL (6), Variel (2), Antiguo II (2), Módulo Base (17), Sistema R (3) y Educativas Especiales (5). Se realizaron inspecciones físicas y virtuales en 39 de estos edificios y se aplicó la metodología de asignación de índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización, encontrándose que 29 edificaciones tienen una vulnerabilidad comprendida en el rango de los edificios derrumbados en sismos pasados (Caracas 1967 y Cariaco 1997). Se ordenaron los planteles en función del índice de priorización, el cual recoge información de amenaza, vulnerabilidad, y población escolar, lo que facilita la toma de decisiones para la gestión del riesgo y la rehabilitación integral (reforzamiento estructural y reparación general) de los edificios en Caracas.

Se recomienda proceder al refuerzo estructural de los edificios educativos más vulnerables, de acuerdo al ordenamiento aquí indicado. Algunas de estas edificaciones educativas ya poseen la ingeniería conceptual y de detalle del proyecto de refuerzo estructural requerido. Esto debe ser parte del reimpulso del “Plan Nacional de Prevención ante Amenaza Sísmica para Edificaciones Educativas”, promovido por FEDE, que debe ser sostenible en el tiempo para lograr una efectiva reducción del riesgo sísmico y la protección de nuestra población escolar.

TABLA DE CONTENIDO

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS	163
6.1 Introducción.....	165
6.2 Caso de edificaciones educativas afectadas severamente	166
6.2.1 Caso de la Escuela Básica “Valentín Valiente”	166
6.2.2 Caso del Liceo “Raimundo Martínez Centeno”	167
6.2.3 Caso de Unidad Educativa “Roberto Montesinos”	168
6.3 Edificios Educativos del Área Metropolitana de Caracas.....	169
6.4 Daños y Pérdidas Esperadas en una Repetición del Sismo de 1967	171
6.5 Identificación de los sistemas constructivos más vulnerables.....	173
6.5.1 Sistema Antiguo I	175
6.5.2 Sistema Cajetón MOP-MINDUR.....	175
6.5.3 Sistema Módulo Base	177
6.5.4 Sistema Variel	177
6.5.5 Sistema Antiguo II	177
6.5.6 Sistema Rural (Tipo R)	178
6.5.7 Edificaciones Patrimoniales e Históricas.....	178
6.6 Edificaciones Escolares de Elevada Vulnerabilidad Sísmica	179
6.7 Inspección de edificaciones de elevada vulnerabilidad.....	184
6.7.1 Inspecciones.....	184
6.7.2 Índices de Vulnerabilidad y Priorización	185
6.8 Reforzamiento estructural y rehabilitación integral	187
6.8.1 Antecedentes	187
6.8.2 Plan Nacional de Reducción del Riesgo Sísmico	189
6.8.3. Situación actual de las Edificaciones Educativas en el AMC	191
6.8.4 Gestión de Riesgos / Marco de Sendai 2015-2030.	192
6.8.5 Marco Legal Vigente en el país	193
6.9 Síntesis, Conclusiones y Recomendaciones	194
6.10 Referencias	195

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta y discute la vulnerabilidad ante sismos de edificios educativos en Caracas. Las edificaciones educativas se pueden clasificar en: 1) Edificaciones diseñadas y construidas para uso educativo, como es el caso de la mayoría de los planteles públicos y privados, y 2) Edificaciones no diseñadas para uso educativo, pero que han sido modificadas para cumplir esa función, tal como es el caso de numerosos planteles privados y públicos existentes en el país.

En Venezuela, durante el periodo de la Colonia y luego de la Independencia los espacios docentes de instrucción (correspondientes a la Educación Primaria o Básica), funcionaron inicialmente en cualquier tipo de vivienda unifamiliar sin acondicionar o con pequeños cambios por limitaciones del sistema constructivo. En el año 1899, el Ministerio de Instrucción Pública (actual Ministerio del P.P. para la Educación) adquirió una amplia vivienda en la ciudad, para modificarla y destinarla así al funcionamiento exclusivo de la primera edificación educativa oficial (pública) del país y corresponde a la “Escuela Modelo 19 de Abril”, la cual se encuentra ubicada en la Avenida San Martín de Caracas. Al momento de ocurrir el Terremoto del 29 de octubre de 1900, con una magnitud estimada $M 7,7$, esta edificación sufrió severos daños (se identifica como la 1ra. edificación educativa afectada por un sismo en el país) y quedó sin ningún tipo de uso hasta su posterior reparación en el año 1909. Luego de más de un siglo, se mantiene en funcionamiento y se identifica como un Edificio Patrimonial e Histórico (FEDE, 1984).

En Venezuela se tienen 29.396 planteles educativos de los cuales un 85% son públicos y un 15% son privados. Un plantel educativo (unidad administrativa) pudiera tener una o más edificaciones que conforman el conjunto, pero también, en algunos conjuntos educativos existe uno o más planteles en distintos turnos. En el Área Metropolitana de Caracas (AMC), se tiene un total de 2.042 planteles, de los cuales 1.011 son públicos y 1.031 son privados.

En el pasado se han observado daños en 561 edificios educativos durante 30 sismos ocurridos en el siglo XX y los años transcurridos del siglo XXI en todo el país (FEDE, 1984; FUNVISIS, 2009; FEDE, 2023). Una síntesis de algunos de estos eventos se puede consultar en López (2009).

El sismo ($M=6,1$) de Carúpano – Estado Sucre del 12/06/1974 y su posible réplica ($M=4,2$) del 27/06/1974 provocaron daños estructurales en 15 planteles escolares localizados en Carúpano y sus alrededores.

El sismo del Estado Táchira del 18/01/1981 provocó daños severos en varias columnas cortas del Grupo Escolar “Manuel F. Rugeles”, ubicado en San Antonio del Táchira. Esta misma escuela ya había sido reportada con daños durante el sismo ($M=5,0$) del 26/11/1980.

Otra escuela con una tipología similar (Antiguo I) localizada en Tunapuy, Estado Sucre, fue también dañada durante el sismo ($M_s=6,1$) de El Pilar del 11/06/1986.

El sismo de Curarigua de magnitud moderada ($m_b=5,3$) del 17/08/1991, provocó daños severos en tres columnas en la Escuela “Ananías Cotte” en la población de Arenales, Estado Lara.

El sismo de Cariaco de 9/07/1997 ha sido el que mayor afectación ha dejado en edificaciones escolares del país, como se describe con más detalle en la Sección 6.2. En el sismo de Morón de 12/09/2009 de magnitud $M_w=6,4$ la Escuela Concentrada El Blanquillo sufrió daños estructurales leves (FUNVISIS, 2009-b).

El sismo del Tocuyo de magnitud $M_w=5,3$ del 19/02/2014 originó daños estructurales entre moderados y severos en las columnas cortas de la Unidad Educativa “Roberto Montesinos” de tipo Antiguo I (FEDE, 2014; FUNVISIS, 2014), posteriormente demolida.

El sismo de Mérida 07/11/2015 de magnitud $M_w= 5,1$ produjo daños estructurales en la U.E. Nueva Esparta (Antiguo II) en Chiguara, Edo. Mérida.

Finalmente, en el sismo de Yaguaraparo del 21/08/2018 (M_w entre 6,9 y 7,3), Protección Civil de Anzoátegui reportó dos edificaciones educativas afectadas (Coronel, 2018).

6.2 Caso de edificaciones educativas afectadas severamente

Más graves fueron los efectos adversos del sismo de Cariaco ($M_w=6,9$) en el Estado Sucre del 9 de julio de 1997, el cual derrumbó cuatro edificios pertenecientes a dos planteles escolares, provocando la muerte de 23 personas entre estudiantes y maestros. De un total de 592 escuelas inspeccionadas en el Estado Sucre, 35 (6%) sufrieron daños severos y tuvieron que ser sustituidas, 66 (11%) sufrieron daños estructurales moderados, 398 (67%) daño estructural ligero y 93 (16%) no sufrieron daños (FEDE, 1998). Dos de los edificios derrumbados eran del Tipo Antiguo I y pertenecían a la Escuela Básica “Valentín Valiente” (Figura 6.1). Los otros dos edificios eran del Tipo Cajetón MOP MINDUR y pertenecían al Liceo “Raimundo Martínez Centeno” (Figura 6.2).

a) Vista aérea de los dos edificios.



b) Vista lateral del Edificio 1.



Los dos edificios principales de la Escuela Básica “Valentín Valiente”, se derrumbaron en Cariaco en el sismo de 1997 (Fotos archivo FUNVISIS).

Figura 6.1

También se observó el derrumbe de algunas paredes de relleno en una edificación educativa del tipo Rural (o tipo R), aparentemente sin mayores daños en la estructura, del Grupo Escolar “Matías Parra Alcalá” localizado en Casanay, el cual ya había sido reportado con daños estructurales leves durante los eventos de 1974.

6.2.1 Caso de la Escuela Básica “Valentín Valiente”

La Escuela Básica “Valentín Valiente” estaba formada por dos edificios similares e independientes separados entre sí, por una junta de construcción (Figura 6.1-a), de la tipología Antiguo I. Cada

módulo era de dos niveles, con estructura de concreto armado y paredes de bloques de concreto. El Edificio 2 se desplomó totalmente, mientras que el Edificio 1 se derrumbó parcialmente quedando las losas del primer y segundo nivel apoyadas sobre las paredes (Figura 6.1-b).

La falla de las dos edificaciones del conjunto educativo fue el resultado de deficiencias notorias en su capacidad sismo-resistente, de carácter conceptual, ciertamente no previstas en las normas con las cuales fueron diseñadas: i) La muy baja resistencia y rigidez de la estructura en dirección longitudinal, debido a la pequeña dimensión de las columnas y la ausencia de vigas; ii) La presencia de paredes adosadas a las columnas que crearon columnas cortas y precipitaron fallas frágiles por cortante, y iii) La limitada capacidad de disipación de energía de la estructura. Se ha señalado que movimientos de menor intensidad también hubieran podido provocar el desplome de estos edificios Antiguo I debido a su gran vulnerabilidad intrínseca (López et al., 2004).

6.2.2 Caso del Liceo “Raimundo Martínez Centeno”

El Liceo “Raimundo Martínez Centeno” fue construido en Cariaco en el año 1985 (los planos son del año 1978), es de la tipología Cajetón MOP MINDUR, que fue construida en muchos lugares del país en la segunda mitad del siglo XX. Un total de 18 estudiantes murieron debido al desplome de los dos edificios. El edificio estaba constituido por dos módulos similares e independientes, con planta en forma de dos “C” enfrentadas y separados por una junta de construcción (Figura 6.2-a).

a) Vista interior del Liceo, mostrando el aplastamiento de la Planta Baja.



b) Vista interior de otro Liceo similar, mostrando la Planta Baja.



Edificios del Liceo “Raimundo Martínez Centeno”, derrumbado en el sismo de Cariaco del año 1997 y un edificio escolar similar del mismo tipo Cajetón.

Figura 6.2

La estructura de 3 pisos era de pórticos de concreto armado con vigas altas en ambas direcciones ortogonales y paredes de mampostería de bloques de arcilla. Ambos módulos tuvieron un comportamiento similar, caracterizado por las fallas de las columnas del nivel más bajo quedando el piso 2 directamente apoyado sobre el nivel del terreno (Figura 6.2). En los entresijos superiores se

apreciaron fallas por cortante en varias columnas cortas y fallas a compresión en otras. El derrumbe de los dos módulos del liceo fue el resultado de deficiencias de carácter conceptual: i) La limitada capacidad de disipar energía de la estructura, principalmente por la falta de confinamiento en columnas y nodos y la poca resistencia al cortante de columnas, ii) la presencia de paredes generando columnas cortas y precipitando fallas frágiles, iii) la disminución de resistencia y rigidez en el primer entrepiso, motivada por la reducción en el número de paredes de los entrepisos superiores (López et al. (2004).

Estas deficiencias conceptuales de las edificaciones educativas de Cariaco eran típicas de los diseños de la época. De los 29.396 planteles educativos existentes en el país, un porcentaje muy alto de sus edificios fueron construidas utilizando las “Normas de Cálculo de Edificios” elaboradas por el MOP en los años 1939, 1947, 1955 o 1967, las cuales contenían exigencias considerablemente menores a las normas para edificaciones sismorresistentes de los años 1982, 2001, ya que éstas introdujeron mejoras sustanciales en los criterios de diseño para resistir los terremotos. La nueva Norma del 2019 introduce todavía requisitos más exigentes.

Por este motivo, una cantidad significativa de las comunidades educativas se encuentran en edificaciones expuestas ante un riesgo mayor al que puede ser aceptado con las normas recientes. Ello significa que muchos de los edificios educativos del país ubicados en zonas de moderada y elevada amenaza sísmica, que son vulnerables por su antigüedad o deterioro y especialmente aquellos pertenecientes a las tipologías derrumbadas en Cariaco, se encuentran en riesgo y requieren de un refuerzo estructural.

6.2.3 Caso de Unidad Educativa “Roberto Montesinos”

Un caso más reciente es el de la U. E. “Roberto Montesinos” (Figura 6.3).

a) Fachada principal del edificio



b) Grietas en columna corta



Edificio de Unidad Educativa “Roberto Montesinos” ubicado en la ciudad de El Tocuyo, luego del sismo de 19/02/2014 de magnitud 5,3.

Figura 6.3

Su origen se remonta al 03 de agosto de 1950, cuando ocurrió un evento sísmico destructor que

afecto en forma severa la población de El Tocuyo y tuvo una magnitud de $M=6,3$. Este evento dejó el saldo de 8 personas fallecidas y 60 heridos, con el 80% de las viviendas de la ciudad y edificaciones en general muy dañadas o destruidas. Ante esta situación y en sustitución de las edificaciones educativas de la ciudad que habían quedado con daño completo y severo, en ese momento se decidió la construcción de un nuevo conjunto educativo en El Tocuyo, que se denominó Unidad Educativa “Roberto Montesinos”, utilizando la tipología Antiguo I.

En fecha 19/02/2014, ocurrió un sismo de magnitud $M_w=5,3$, con epicentro a 16 km al sur este de la población de El Tocuyo. Este evento provocó el agrietamiento de varias columnas del edificio Antiguo I de la Unidad Educativa “Roberto Montesinos”, Municipio Morán del Estado Lara. Luego de ocurrir el sismo se pudo determinar que la edificación educativa había sufrido daños estructurales significativos (FEDE, 2014; FUNVISIS, 2014), lo cual obligó desde ese momento a mantener aislado y sin ningún tipo de actividad el edificio educativo hasta realizar los estudios necesarios. Se desarrolló un proyecto de refuerzo estructural (Espinoza, 2014), mediante la construcción de una estructura adicional, para recuperar el edificio educativo y aumentar así su capacidad sismorresistente, con un costo inferior a la construcción de un nuevo edificio. Sin embargo, en el año 2015, se tomó la decisión de proceder a su demolición, que involucró un costo mayor, producto de la suma de carga y bote de escombros, preparación del terreno y la construcción de un nuevo edificio educativo.

6.3 Edificios Educativos ubicados en el Área Metropolitana de Caracas

En el Inventario Nacional de Planteles Educativos, aparecen 1.462 planteles educativos pertenecientes al Municipio Libertador del Distrito Capital, mientras que en los Municipios del Estado Miranda se registran 163 en Baruta, 63 planteles en Chacao, 34 en El Hatillo y 320 en Sucre. Por tanto, son un total de 2.042 planteles ubicados en el AMC, tanto públicos como privados, de los cuales 1.969 se encuentran georeferenciados y se muestran en la Figura 6.4 (Coronel y López, 2015). Probablemente algunos correspondan a varios planteles educativos que funcionan en un mismo edificio, por ejemplo, como es el caso de edificios que tienen diferentes niveles educativos y atienden en diferentes horarios o turnos. De igual forma algunos conjuntos educativos están conformados por más de un edificio, los cuales a la vez pueden haber sido construidos con otros sistemas, motivo por el cual el número exacto de edificios no es conocido.

Del total de planteles, se generó un inventario más pequeño conteniendo información particular, de interés para evaluar el riesgo sísmico, como lo es el número de pisos, el año de construcción y la tipología constructiva. Se trata de una muestra de 569 edificaciones educativas los cuales representan una edificación por cada centro escolar, independientemente de que pueda funcionar más de un plantel educativo, los cuales se muestran en la Figura 6.5, indicándose también las microzonas sísmicas de la ciudad.

En la Figura 6.6 se presenta la distribución porcentual de acuerdo al número de pisos y a la norma utilizada en su construcción, en la muestra de 569 edificios. Los edificios con 2 y 4 pisos constituyen el 57 % del total. Más de la mitad de las edificaciones, aproximadamente el 67 %, fueron construidas con la norma MOP 1967 y las previas. Aproximadamente el 33% fueron construidas con las normas más antiguas (MOP 1939, 1947 y 1955), revelando la presencia de un importante número de edificios diseñados con normas que hoy se considera que no proporcionan una adecuada protección contra los terremotos, como lo demostró el sismo de Cariaco (1997).

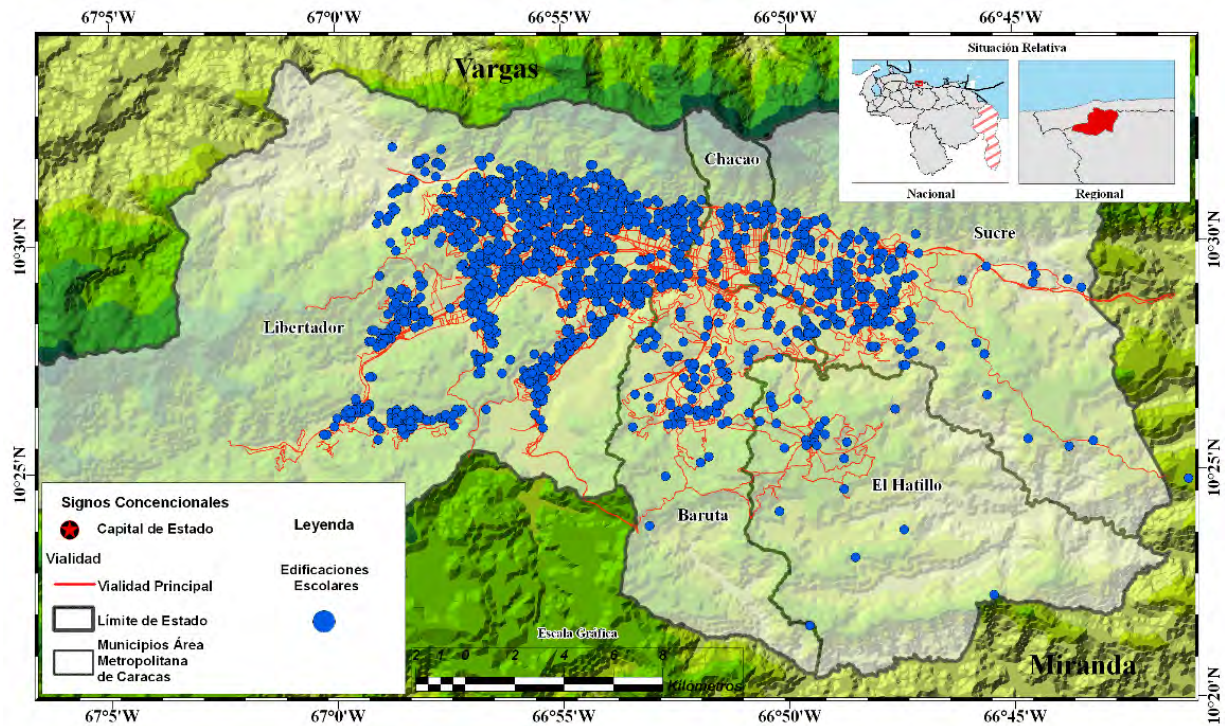
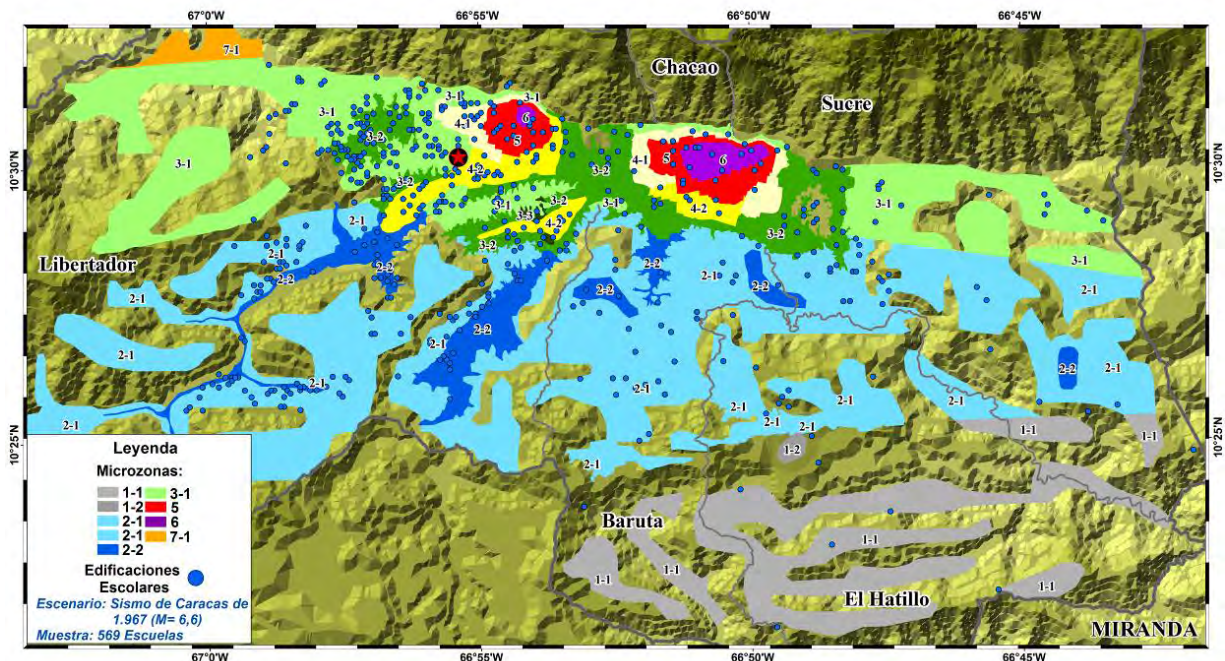
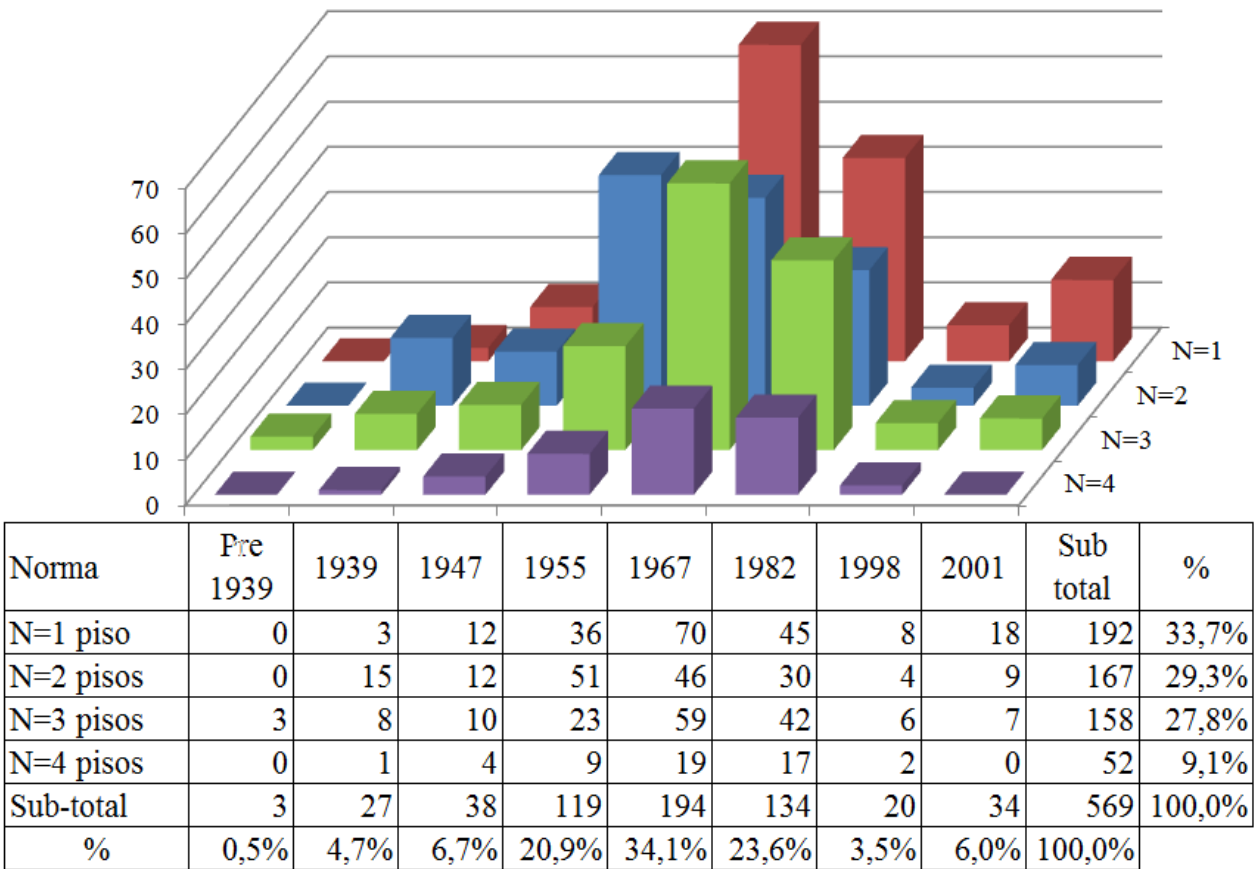


Figura 6.4 Distribución espacial de 1.969 edificaciones educativas del AMC.



Distribución espacial de una muestra reducida de 569 edificaciones educativas en el AMC, indicando las microzonas sísmicas de la ciudad.

Figura 6.5



Número de pisos y norma de construcción utilizada en el diseño, en la muestra de 569 edificios escolares en el AMC.

Figura 6.6

6.4 Daños y Pérdidas Esperadas en una Repetición del Sismo de 1967

Se expone la muestra de 569 edificaciones educativas del AMC a una simulación del terremoto de Caracas del año 1967, con la intención de determinar los efectos que ocasionaría una repetición de ese evento sobre la infraestructura escolar actual de la ciudad. El evento tuvo una magnitud M 6,6 y el plano de ruptura se ubicó en el Mar Caribe, a aproximadamente 25 km al norte oeste de la ciudad. La Figura 6.7 muestra los valores estimados de la aceleración en cada sitio de la ciudad, donde se puede notar la amplificación en las urbanizaciones de Los Palos Grandes y San Bernardino, producto de las grandes profundidades de los depósitos aluvionales. Los efectos de la condición local del suelo se incorporan en cada sitio mediante el uso de los espectros de la microzonificación de la ciudad (FUNVIS, 2009-a; Schmitz *et al.*, 2011). La Figura 6.4 muestra la ubicación de las edificaciones educativas en cada microzona sísmica.

El procedimiento seguido para calcular daños y pérdidas, consistió en estimar las curvas de capacidad y con ellas construir las curvas de fragilidad de cada tipo constructivo, suponiendo que en su diseño se cumplió con la normativa sísmica existente en ese momento. Conociendo un estimado de edificaciones de cada tipo y su ubicación en la ciudad, las curvas de fragilidad proporcionan un

estimado de daños y las curvas de vulnerabilidad un estimado de pérdidas económicas (Coronel y López, 2012).

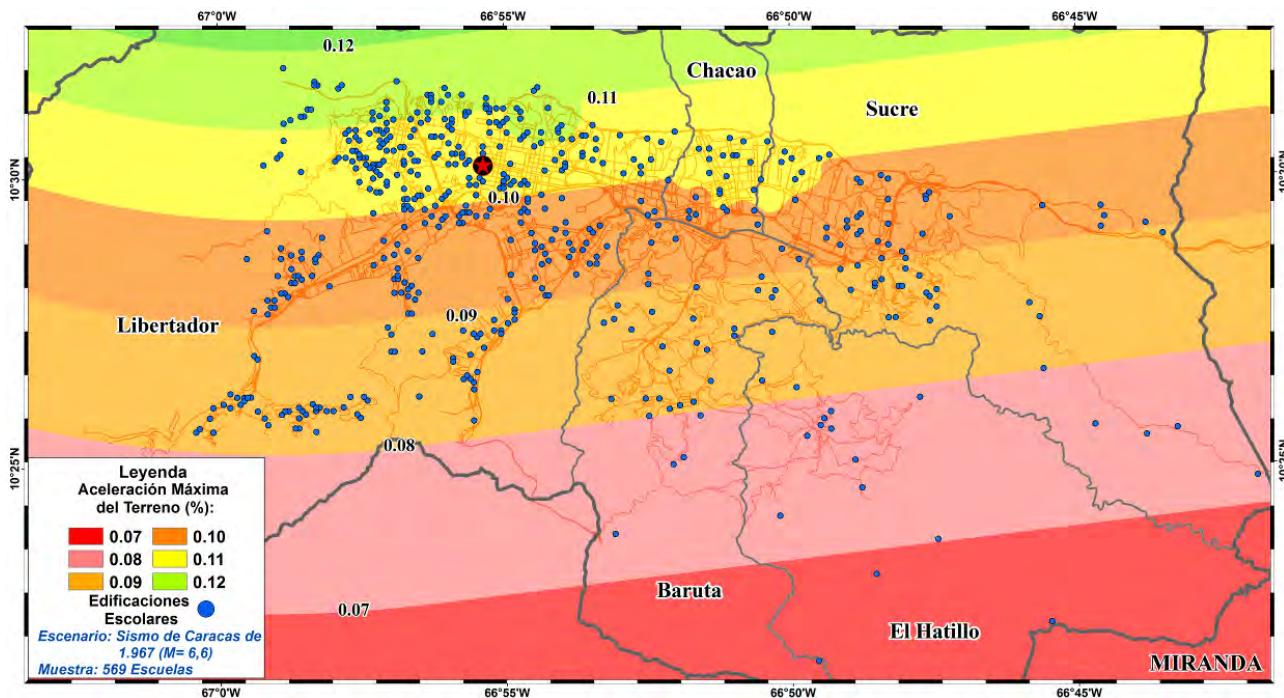
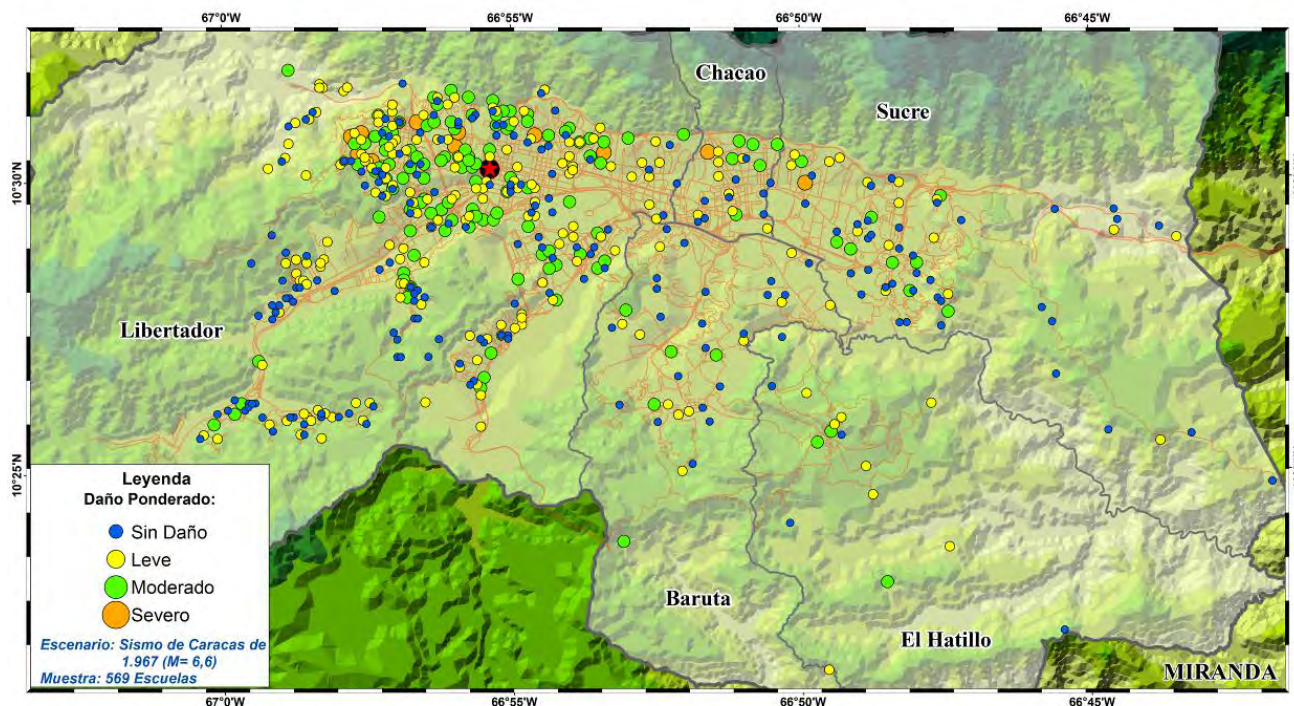


Figura 6.7
Aceleraciones en la ciudad para el escenario del Sismo de Caracas del año 1967, y localización de la muestra de 569 edificaciones educativas.

La Figura 6.8 muestra los daños resultantes en las edificaciones educativas. Un total de 13 edificios (2,3%) resultarían severamente dañados, 134 tendrían daño moderado (23,6%), 207 con daño leve, (36,4%) y finalmente 215 sin daño (37,8%). Ninguna edificación llegaría a tener daño completo. Se aprecia que las edificaciones con mayores daños se concentran hacia el norte de la ciudad, dada la mayor cercanía a la ruptura sísmica y en mayor medida al oeste de Caracas en el Municipio Libertador debido a la antigüedad de sus edificaciones, con la leve excepción de una edificación ubicada al norte del Municipio Chacao y otra al norte del Municipio Sucre.

En términos de pérdidas económicas, se estima que 2,3% de las edificaciones educativas presentarían un Índice de Pérdida mayor de 30%, mientras que 6% tendrían entre 20 y 30%, con una pérdida total estimada en 65 millones de dólares. Se estima que el impacto social en términos de pérdidas humanas basado en estadísticas internacionales (UNDRR, 2023; ATC, 1985; FEMA-NIBS, 2009) pudiera resultar en cerca de 120 personas afectadas de las cuales 59 serían posibles heridos leves, 41 heridos graves y 20 fallecidos.

Conviene destacar que este evento del año 1967 tuvo una magnitud moderada $M=6,6$ y que a lo largo de su historia la ciudad de Caracas ha resultado afectada por otros eventos sísmicos destructores, podemos recordar: a) 11 de Junio de 1641 con magnitud estimada $M=7,3$ b) El evento del 21 de Octubre de 1766, con magnitud $M=7,8$ c) 26 de Marzo de 1812 con una magnitud $M=7,5$ y d) 29 de Octubre de 1900 con una magnitud $M=7,7$. Por este motivo se puede esperar que un evento similar, a los ya ocurridos anteriormente, se repita nuevamente y cause mayores daños en la ciudad. El evento sísmico que afectó a Caracas, en el año 1900 tuvo una magnitud similar al del terremoto de Turquía de 2023, que causó aproximadamente 50.000 víctimas fatales.



Distribución espacial del daño por edificio educativo para una repetición del Sismo de Caracas del año 1967.

Figura 6.8

6.5 Identificación de los sistemas constructivos más vulnerables

Algunos edificios educativos son más vulnerables que otros, los principales factores que lo determinan son su antigüedad (o año de construcción), el sistema estructural y las irregularidades estructurales (en planta y elevación) que puedan estar presentes. En el proyecto de reducción del riesgo sísmico de edificaciones educativas, se identificaron sistemas constructivos de edificios escolares de elevada vulnerabilidad a terremotos y se inspeccionaron 257 edificaciones (López, Marinilli y Coronel, 2015). En particular en el AMC se tomó una muestra y se identificaron un total de 46 edificaciones escolares de los siguientes tipos constructivos: Cajetón (35), Variel (2), Antiguo II (2), Módulo Base (4) y Rural (3). A continuación, se describen estos y otros sistemas constructivos vulnerables y sus estadísticas más actualizadas. Ver Figura 6.9.

a) Antiguo I



b) Cajetón MOP MINDUR



c) Módulo Base



d) Cajetón MINDUR Especial



e) Variel



f) Antiguo II



g) Rural (R-Tradicional)



h) Escuela Patrimonial "19 de Abril"



Figura 6.9

Identificación de sistemas constructivos escolares vulnerables.

6.5.1 Sistema Antiguo I

Este es el sistema al cual pertenece la Escuela Básica “Valentín Valiente” que se derrumbó en Cariaco en el sismo del año 1997, y fue descrito previamente en la Sección 6.2.1. Otros edificios de este tipo fueron severamente dañados durante los sismos de Curarigua (1991), del Táchira (1981) y de El Tocuyo (2014). Son construcciones de 2 pisos de los años 1950-1970, construidos por el MOP, con estructura de pórticos de concreto armado en una sola dirección (transversal), de una sola crujía (o pasillo), sin vigas en la dirección longitudinal, y con abundantes columnas cortas (Figura 6.9-a). Con las evaluaciones técnicas realizadas sobre este sistema constructivo, se han podido observar 3 variaciones o proyectos de Arquitectura y Estructura de este tipo edificios educativos. Se estima la existencia de 93 edificios con esta tipología en el país, y hasta ahora, se ha logrado identificar 37 edificios en zonas de elevada amenaza sísmica.

Hasta la fecha, en el Área Metropolitana de Caracas no se ha podido ubicar la existencia de ninguna edificación educativa pertenecientes a esta tipología Antiguo I.

6.5.2 Sistema Cajetón MOP-MINDUR

Este es el sistema constructivo empleado en el “**Liceo Raimundo Martínez Centeno**”, que se derrumbó en Cariaco en el sismo de 1997, y fue descrito en la Sección 6.2.2. La construcción de edificios con este sistema constructivo se inició por el MOP, a partir del año 1968. Son edificios de 2, 3 o 4 pisos, con geometría de planta rectangular con un patio central (iluminación y ventilación), cuya versión más vulnerable se construyó en la década 1980-1990, con pórticos de concreto armado, presencia de columnas cortas y una planta baja con pocas paredes que generan una condición de piso débil (Figura 6.9-b). Se ha podido determinar la existencia de edificios educativos de 7 y de 11 pórticos transversales (con junta de construcción) y 6 pórticos longitudinales. Las evaluaciones técnicas realizadas sobre este sistema constructivo, indican que se diseñaron 5 variantes o proyectos de Arquitectura y Estructura de este tipo edificios educativos, cuyas características se sintetizan en la Tabla 6.1.

Se estima la existencia de 385 edificios de este tipo en el país, y de ellos 218 se encuentran ubicados en zonas de elevada amenaza sísmica. En el Área Metropolitana de Caracas se ha podido ubicar la cantidad aproximada de 31 edificios educativos pertenecientes a esta tipología.

Durante las inspecciones y evaluaciones técnicas realizadas sobre estas edificaciones, se ha podido observar la existencia de un sistema constructivo similar al Cajetón MOP-MINDUR el cual se ha denominado Cajetón MINDUR ESPECIAL (Figura 6.9-d). Estos edificios presentan algunas características arquitectónicas y estructurales diferentes. Son edificaciones construidas durante la década de los años 1970 (a finales del MOP) hasta la década de 1980 (a mediados de MINDUR) formado por un edificio principal de aulas, de tres (3) niveles estructurales, con secciones de columnas de 0,40 m x 0,30 m. Fue diseñado en torno a un patio central libre (de amplias dimensiones en todo el edificio) excéntrico, con espacios de doble crujía y crujía sencilla. En el nivel de la planta baja presenta una altura especial considerando el espacio del patio central y existe un desnivel de -1,10 m, con relación al nivel de acceso. Una diferencia particular es que el patio central está techado, se observa que presenta elementos prefabricados de concreto armado de gran longitud (cubierta de plegaduras) y presenta tres (3) núcleos de escaleras. A la fecha se han identificado seis (6) edificios de esta tipología.

Tabla 6.1 Características destacadas de los edificios Cajetón MOP MINDUR.

Solución	<p style="text-align: center;">Observaciones: Originalmente las edificaciones Cajetón MOP - MINDUR se diseñaron tomando en cuenta estos aspectos</p>
<p>Solución # 01</p>	<p>Educación Primaria / M – EB -1080 / Pórticos de Concreto Armado Capacidad: 1.080 estudiantes, para esta matrícula hay dos soluciones: Dos (2) niveles completos con patio central rectangular. Presenta dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central Tres niveles= dos (2) niveles completos y 1 nivel estructural parcial con un patio central rectangular. Presenta dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central. La estructura tiene 7 pórticos en sentido transversal y 6 pórticos en sentido longitudinal.</p>
<p>Solución # 02</p>	<p>Educación Primaria / M – EB – 1440 / Pórticos de Concreto Armado / Capacidad: 1.440 estudiantes Tres niveles= dos (2) niveles completos y 1 nivel estructural parcial con patio central rectangular. Presenta dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central. La estructura tiene 7 pórticos en sentido transversal y 6 pórticos en sentido longitudinal.</p>
<p>Solución # 03</p>	<p>Educación Media General / M – CB – 960 / Pórticos de Concreto Armado Capacidad: 960 estudiantes Tres niveles= dos (2) niveles completos y 1 nivel estructural parcial con patio central rectangular. Presenta dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central. La estructura tiene 7 pórticos en sentido transversal y 6 pórticos en sentido longitudinal.</p>
<p>Solución # 04</p>	<p>Educación Media General / M – CB – 1280 / Pórticos de Concreto Armado Capacidad: 1.280 estudiantes Tres (3) niveles estructurales completos, con patio central rectangular. Presenta dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central. La estructura tiene 8 pórticos en sentido transversal y 6 pórticos en sentido longitudinal.</p>
<p>Solución # 05</p>	<p>Educación Media General / M – CB – 1280 / Pórticos de Concreto Armado Capacidad: 1.280 estudiantes Cuatro (4) niveles= tres (3) niveles completos en el modulo I y un nivel estructural parcial (4 nivel) en el módulo II, con patio central rectangular. La estructura tiene dos núcleos de escaleras ubicados a los lados del patio central El edificio está conformado por dos módulos similares e independientes (módulo I con 5 ejes estructurales y módulo II con 6 ejes estructurales), con planta en forma de la letra “C”, enfrentados y con uno de ellos rebatido, separados por una junta de construcción. Presenta 11 pórticos en sentido transversal y 06 pórticos en sentido longitudinal.</p>

6.5.3 Sistema Módulo Base

Son construcciones modulares independientes, de 3 o 4 pisos, de concreto armado, construidas durante las décadas de los años 1970 - 1990, con una estructura constituida por losas nervadas o reticulares apoyadas directamente sobre columnas (aquellos con más años de construcción), mientras algunos más recientes presentan vigas altas en dos direcciones ortogonales. Tienen una geometría de planta irregular, diseñados en la planta baja con muy pocas paredes (espacios de usos múltiples), lo que constituye una condición de planta baja libre y piso débil, (Figura 6.9-c). Los núcleos de escaleras pueden formar parte del edificio o ser un volumen independiente. Con una modulación estructural de 6,90 m x 6,90 m, algunos de los edificios de este sistema constructivo, presentan un volado en sentido transversal de 3,40 m. Estas edificaciones fueron diseñadas y calculadas para ser utilizadas en áreas urbanas, con terrenos o parcelas de geometría irregular, de dimensiones reducidas o limitadas lo que obligaba a construir edificios de varios niveles estructurales con una solución vertical. La gran mayoría de los conjuntos educativos construidos con este sistema constructivo son diferentes entre sí, ya que se utilizaban edificios o volúmenes distintos para dar respuesta a los requerimientos de espacios del proyecto en particular. Estos edificios inicialmente fueron construidos por el MOP, MINDUR y luego por parte de FEDE a partir de la década de los años 1980.

Se ha podido determinar la existencia de 46 edificios de este sistema constructivo en el país, y de ellos 38, se encuentran ubicados en las principales ciudades y zonas de elevada amenaza sísmica. En el Área Metropolitana de Caracas se ha podido localizar la cantidad de 17 edificios educativos pertenecientes a esta tipología.

6.5.4 Sistema Variel

Es una edificación prefabricada de 4 pisos, construida con un sistema de células tridimensionales de concreto denominado Variel, que corresponde a una patente industrial Suiza, desarrollada en la década de los años 1960 (Figura 6.9-e). Son módulos estructurales colocados uno sobre otro, simplemente apoyados, por lo que la única fuerza que se opone a las cargas sísmicas corresponde a la fuerza de roce que se genera entre los módulos tridimensionales. La comparación de las demandas con las capacidades de la estructura para la acción sísmica normativa, indica que el cortante sísmico es 1,4 veces mayor que la fuerza de roce estática entre los módulos prefabricados, por lo se recomienda que sean reforzados (Villalobos et al., 2015).

Se ha podido determinar la existencia de cuatro (4) conjuntos educativos, construidos por FEDE, con 1 o 2 edificios en cada uno para un total de 7 edificaciones educativas en todo el país, 2 conjuntos en el AMC (1 edificio en el Municipio Libertador del Distrito Capital y 2 edificios en el Municipio Sucre del Estado Miranda), 1 conjuntos de 2 edificios en Valencia-Estado Carabobo y 1 conjunto de 2 edificios en Maracay-Estado Aragua, los cuales fueron construidos durante los años 1980 y 1983. Se pudo conocer además la construcción de dos edificaciones hospitalarias con este sistema constructivo, una en Maracay y otra en Valencia.

6.5.5 Sistema Antiguo II

Esta tipología de edificaciones educativas son estructuras de concreto armado, construidas por el MOP entre las décadas de los años 1950 y 1960, formadas por módulos contiguos con un edificio docente (aulas / 2 niveles estructurales), de doble crujía, con una sola escalera en un extremo del

edificio y un edificio anexo de cocina y comedor con 1 nivel (Figura 6.9-f). En algunos conjuntos educativos, ambos volúmenes o edificios se encuentran conectados entre sí en forma rígida (sin junta de construcción). Se ha podido determinar la existencia de edificios docentes con 10 y otros con 12 pórticos transversales.

Se estima la existencia de 125 edificios con este sistema constructivo en el país, y de ellos 64 se encuentran ubicados en zonas de elevada amenaza sísmica. En el Área Metropolitana de Caracas se han podido ubicar la cantidad de dos (2) edificios educativos pertenecientes a esta tipología, a la presente fecha.

6.5.6 Sistema Rural (Tipo R)

Son las edificaciones denominadas Rural o Tipo R (Figura 6.9-g), diseñados para proyectos de edificaciones educativas en zonas rurales o con terrenos de amplias dimensiones. Fueron construidas por el MOP y MINDUR, principalmente en el interior del país, durante los años 1960-1985, de un solo piso, con pórticos ortogonales metálicos con cubierta de techo liviana a dos aguas (baja pendiente) y cerramientos de mampostería (bloques de arcilla o concreto).

En su momento, estas edificaciones fueron construidas para dar una respuesta rápida a la necesidad de aumentar la cantidad de espacios educativos en las poblaciones rurales del país, considerando su facilidad de construcción y bajo costo. Algunas de estas paredes de relleno se derrumbaron durante el sismo de Cariaco de 1997, por no estar apropiadamente ancladas a la estructura que no sufrió daños, en una edificación del tipo R-Tradicional.

A partir del año 1986, la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas - FEDE (creada en 1976) desarrolló el edificio R-Modificado, diseñado para aumentar las condiciones de confort al usuario, con mayor altura de la cubierta de techos liviana, para permitir y mejorar las condiciones de ventilación e iluminación natural, se añadió la cumbrera de techos, y se aumentó las dimensiones del ancho y se colocó el techo del pasillo de circulación. Los edificios iniciales (tipo R-Modificado) tenían paredes ornamentales laterales de mampostería, en ambos extremos del edificio. El proyecto estructural indica la construcción de edificios hasta con 10 pórticos transversales para la construcción de una, dos o tres aulas docentes (identificados R-1, R-2 y R-3). Se indica que luego de 10 pórticos transversales, se requiere colocar una junta de construcción. Ver FEDE (1982), FEDE (1984) y FEDE (1998). En el Área Metropolitana de Caracas se han podido identificar y ubicar a la fecha, la cantidad de tres (3) edificios educativos pertenecientes a esta tipología Rural.

6.5.7 Edificaciones Patrimoniales e Históricas

En Venezuela durante el periodo comprendido del año 1900 y hasta finales de la década de los años 1950, dentro de las diferentes tipologías de edificaciones educativas existentes, se dio inicio a la construcción o reparación de edificaciones dedicadas al uso exclusivo de la educación primaria y pública. Se puede considerar un grupo especial conformado por las denominadas Escuelas Repúblicas, los Grupos Escolares y los Liceos Patrimoniales. Desde el inicio del periodo de gobierno del Presidente Isaías Medina Angarita (1941 – 1945), hubo un énfasis especial en la construcción de estas edificaciones educativas públicas. La mayoría de estas edificaciones se encuentran ubicadas en las capitales de los Estados y las ciudades más importantes del país, y reúnen características históricas de la Arquitectura de la época, son iconos emblemáticos y dentro de una ciudad o centro urbano, representan parte del patrimonio cultural de la ciudad.

Existen edificaciones de uno, dos o tres niveles estructurales. Desde el punto de vista estructural los edificios que conforman el conjunto educativo original, en algunos casos están integrados entre sí, en un solo volumen. Es decir, pueden o no estar separados por medio de una junta de construcción. La superestructura está conformada por paredes portantes conformadas por ladrillos macizos de arcilla cocida, frisados por ambas caras, con espesores totales de 25 cm a 35 cm, y en combinación con columnas, vigas y dinteles de concreto armado. En los espacios de dobles alturas como los auditorios, pasillos de circulación (esbeltos), las paredes tienen espesores variables según cada caso de 40 cm o de 45 cm. Según el diseño algunos edificios presentan losas de techos planas, o cubiertas de techos livianas de madera a dos o más aguas (pendientes), apoyadas sobre vigas, correas y cerchas de madera, con capa impermeabilizante y tejas de arcilla. Poseen amplios y cómodos espacios docentes, galerías o pasillos de circulación, a los lados tienen áreas verdes para el desarrollo de paisajismos y a su vez el drenaje de las aguas de lluvias. Entre los diferentes edificios, existen patios centrales para lograr la ventilación – iluminación de los espacios docentes.

Adicionalmente, es posible que, dentro de algunos de estos conjuntos educativos, luego de varios años se puedan haber construido uno o varios nuevos edificios educativos (ampliación) con otros sistemas constructivos diferentes al edificio original, para aumentar la cantidad disponible de espacios docentes, administrativos y de servicios, y lograr así elevar la capacidad de atención de la matrícula escolar. Es necesario realizar la evaluación técnica de todas estas edificaciones educativas construidas en esta etapa, para determinar sus condiciones de vulnerabilidad sísmica, tomando en consideración que, en el diseño y cálculo estructural, se utilizaron las Normas MOP del año 1939 o de 1947, las cuales son considerablemente menos exigentes que las normas actuales.

Es importante destacar que, por ser bienes de interés patrimonial nacional, cualquier tipo de intervención en una Edificación Educativa Patrimonial e Histórica, debe tener la conformidad acordada por escrito con el Instituto de Patrimonio Cultural – IPC. Por ser bienes de interés cultural, en el caso de una intervención sin la debida autorización, acarreará acciones judiciales con posibles sanciones económicas y penales. Se estima la existencia de 207 edificios con este sistema constructivo en el país, y de ellos 125 se encuentran ubicados en zonas de elevada amenaza sísmica. En el caso particular del Área Metropolitana de Caracas se ha podido determinar la existencia de 33 edificaciones educativas Patrimoniales e Históricas (Figura 6.9-h).

6.6 Edificaciones Escolares de Elevada Vulnerabilidad Sísmica

Se identificaron las edificaciones escolares de elevada vulnerabilidad sísmica dentro del AMC, pertenecientes a los sistemas constructivos descritos en la sección anterior. Son un total de 65 edificaciones que se agrupan dentro de los sistemas constructivos descritos en la Tabla 6.2. Nótese que no hay ninguno del Tipo Antiguo I derrumbado en Cariaco, hasta la fecha no se ha identificado ninguno en el AMC. En la Figura 6.10 se muestra la ubicación de estas 65 edificaciones en el AMC.

En la Tabla 6.3 se presenta la lista de las 31 edificaciones con el sistema Cajetón MOP-MINDUR, el cual es el sistema del Liceo Raimundo Martínez Centeno derrumbado en el sismo de Cariaco de 1997.

En la Tabla 6.4 se presentan los seis (6) planteles con edificaciones del sistema Cajetón MINDUR ESPECIAL descrito en la Sección 6.5.2. En las Tablas 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 se listan las edificaciones pertenecientes a los sistemas Variel (2), Módulo Base (17), Antiguo II (2) y Sistema R (3).

En la Tabla 6.9 se presentan cuatro (4) edificaciones con patio central que pudieran considerarse similares a los cajetones, las cuales se denominan Educativas Especiales en esta investigación.

Tabla 6.2 Numero de edificaciones de elevada vulnerabilidad sísmica y su sistema constructivo, en el AMC.

Sistema constructivo	Número de edificaciones
Cajetón MOP-MINDUR	31
Cajetón MINDUR ESPECIAL	6
Variel	2
Módulo Base	17
Antiguo II	2
Sistema R	3
Educativas Especiales	4
TOTAL=	65

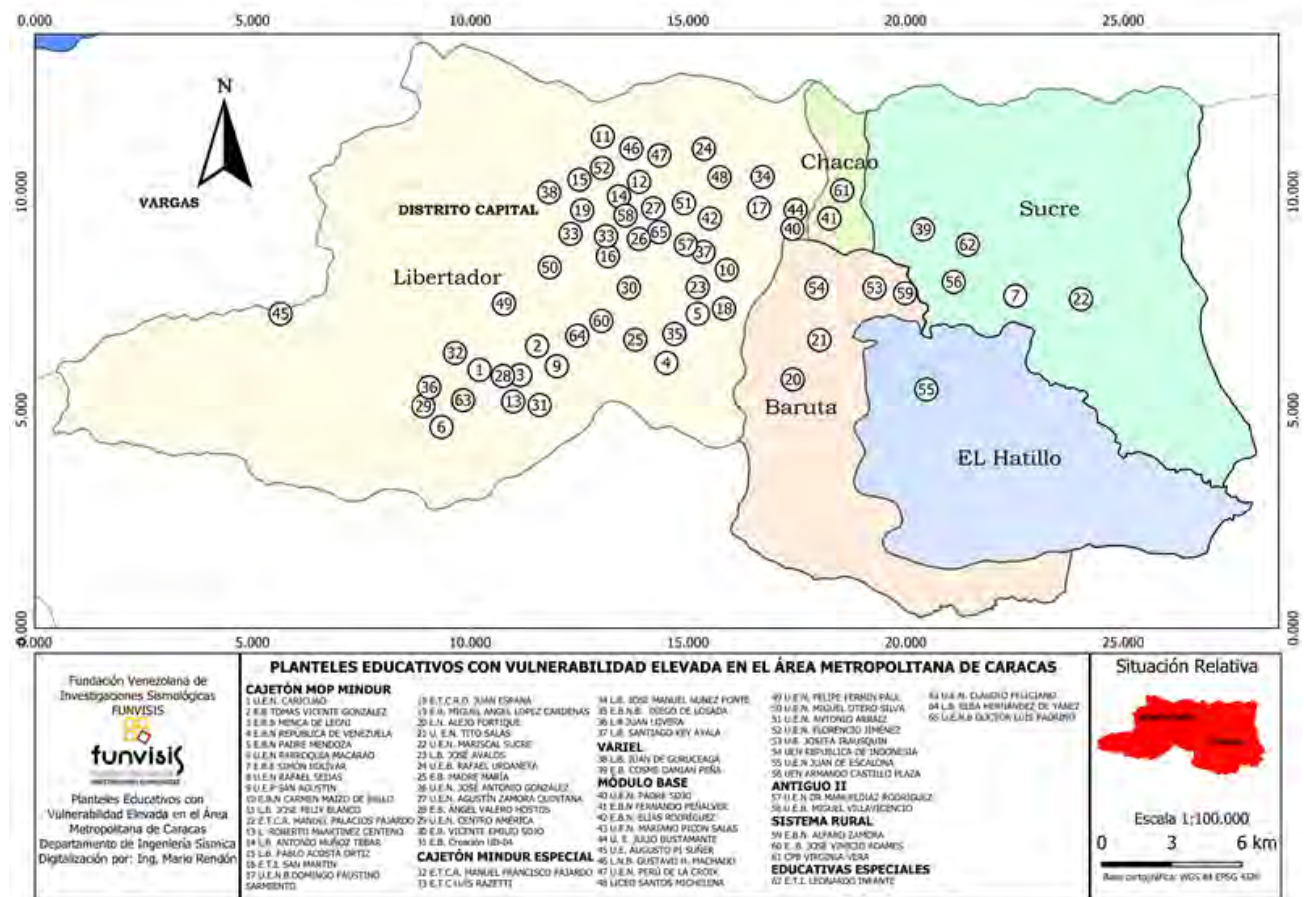


Figura 6.10 Mapa de localización de los 65 planteles escolares de elevada vulnerabilidad en el AMC (Mapa: Rendón M., 2021).

Lista de los 31 planteles del sistema Cajetón MOP-MINDUR en el AMC (continúa...)

Tabla 6.3

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
1	U.E.N. Caricuao **	Libertador	Centro Cívico Ruiz Pineda, Sector UD-9, Caricuao
2	E.B Tomas Vicente González **	Libertador	Sector UD2 Avenida Principal UD2. detrás de La Estación del Metro de Caricuao.
3	E.B.B Menca de Leoni **	Libertador	Urbanización UD2, Derecha Avenida Principal UD-2 entre Bloque 20 y 21.
4	E.B.N. República de Venezuela	Libertador	Avenida Intercomunal, entre el Bloque 14 y 15, Coche
5	E.B.N. Padre Mendoza	Libertador	Calle 4 y 6, Los Jardines del Valle
6	U.E.N. Parroquia Macarao**	Libertador	Urbanización Kennedy Diagonal al Mercado Munich.
7	E.B.E Simón Bolívar **	Sucre	Barrio San Blas, Sector 1, Parroquia Petare
8	U.E.N. Rafael Seijas	Libertador	Sector UD-4, La Hacienda, Caricuao
9	U.E.P San Agustín **	Libertador	Urb. José Antonio Páez Avenida Principal a Nuestra Señora del Buen Consejo.
10	E.B.N Carmen Maizo de Bello	Libertador	Avenida Sur, El Palmar, Urbanización Alberto Ravel, El Valle
11	L.B. José Félix Blanco **	Libertador	IV Etapa Fundación Mendoza, Alta Vista, Catia, Parroquia Sucre
12	E.T.C.R. Manuel Palacios Fajardo	Libertador	Zona Central, entre Bloques 28 y 30, 23 de Enero, Parroquia Sucre
13	L. Roberto Martinez Centeno	Libertador	Urbanización Rafael García Caraballo, Sector UD-3, Caricuao
14	L.B. Antonio Muñoz Tebar **	Libertador	Sector La Quebradita I, Avda. San Martín, San Martín
15	L.B. Pablo Acosta Ortiz	Libertador	La Quebradita 1, Calle Hollywood, San Martín.
16	E.T.I. San Martin	Libertador	Avda. Morán, Sector La Quebradita II
17	U.E.N.B. Domingo Faustino Sarmiento	Libertador	Calle Norte 23-2 c/c Av. Andrés Bello, Maripérez (cerca Hermandad Gallega)
18	E.T.C.R.D. Juan España**	Libertador	Sector Longaray, Avenida Intercomunal del Valle, cerca de Tránsito Terrestre.
19	E.B. Miguel Ángel López Cárdenas **	Libertador	Urbanización Raúl Leoni, Casalta III, Calle Principal, entre Los Bloques 5 y 6, Casalta Catia
20	L.N. Alejo Fortique	Baruta	Calle Caura, Urbanización Piedra Azul, Baruta

Tabla 6.3 Lista de los 31 planteles del sistema Cajetón MOP-MINDUR en el AMC (...continuación).

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
21	U. E.N. Tito Salas	Baruta	Urb. Terrazas del Club Hípico, Las Minas de Baruta
22	U.E.N. Mariscal Sucre	Sucre	Final Calle Bolívar, Sector El Terminal, La Dolorita, Petare
23	L.B. José Avalos**	Libertador	Avenida Intercomunal, Sector Cerro Grande, El Valle
24	U.E.B. Rafael Urdaneta**	Libertador	San José, Calle San Rafael a la Plaza Los Liceos
25	E.B. Madre María **	Libertador	Avenida Miguel Otero Silva, Terraza C, entre los bloques 5 y 6, Cochechito
26	U.E.N. José Antonio González **	Libertador	Entre Avenida "D " y Avenida República, sector El Pinar, El Paraíso
27	U.E.N. Agustín Zamora Quintana **	Libertador	Avda. San Martín, Calle Circunvalación, detrás del Bloque del INAVI, San Martín
28	E.B. Ángel Valero Ostos**	Libertador	Colina de Ruiz Pineda, Sector UD-1, Frente al Bloque 6, Vía Jefatura, Caricuao
29	E.B. Creación UD-04**	Libertador	Urbanización José Antonio Páez, Sector UD-4, Calle 2, Caricuao
30	U.E.N. Centro América**	Libertador	Urbanización Kennedy, frente al Bloque 1, Caricuao
31	E.B. Vicente Emilio Sojo**	Libertador	Los Paraparos, final Calle Los Cangilones

** Se recomienda realizar visita de inspección para verificar el sistema constructivo

Tabla 6.4 Lista de los 6 planteles del sistema Cajetón MINDUR ESPECIAL en el AMC.

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
32	E.T.C.R. Francisco Fajardo	Libertador	Sector UD7, Ruiz Pineda, Caricuao (cerca Estación Metro)
33	E.T.C. Luís Razetti	Libertador	Avda. Morán, Sector la Quebradita
34	L.B. José Manuel Núñez Ponte	Libertador	Calle Norte 23-2 c/c Av. Andrés Bello, Maripérez (cerca Hermandad Gallega)
35	E.B.N.B. Diego de Losada	Libertador	Calle 9 y Calle 10, Los Jardines de El Valle
36	L.B. Juan Lovera	Libertador	Sector La Charanga, entre Las Adjuntas y Macarao
37	L.B. Santiago Key Ayala	Libertador	Calle El Carmen, Prado de María, El Cementerio

Lista de los 2 planteles del sistema Variel en el AMC.

Tabla 6.5

N°	Nombre del Platel	Municipio	Dirección
38	L.B. Juan de Guruceaga	Libertador	Sector Las Brisas de Propatria
39	E.B. José Cortez de Madariaga y U.E. Cosme Damián Peña (2 edificios)	Sucre	Avda. Madrid c/c Avda. Francisco de Miranda, Urb. La California

Lista de los 17 planteles del sistema Módulo Base en el AMC.

Tabla 6.6

N°	Nombre del Platel	Municipio	Dirección
40	U.E.N. Padre Sojo	Libertador	Avda. Caroní, Urb. Bello Monte (final Av. Casanova)
41	E.B.N Fernando Peñalver	Chacao	3ra. Avda. Urb. Campo Alegre, Chacao
42	E.B.N. Elías Rodríguez	Libertador	Calle Vuelta del Casquillo, San Agustín
43	U.E.N. Liceo Mariano Picón Salas	Libertador	Avda. Ppal Propatria, diagonal Liceo Andrés Eloy Blanco, Propatria
44	U. E. Julio Bustamante	Libertador	Avda. Caroní, Urb. Bello Monte (final Av. Casanova)
45	U.E. Augusto Pi Suñer	Libertador	Km 23, Carretera Caracas a El Junquito
46	L.N.B. Gustavo H. Machado	Libertador	Urb. Antonio J. de Sucre, Sector Cutira, Av. Ppal de Ruperto Lugo, Sector Ruperto Lugo, Caracas
47	U.E.N. Perú de la Croix	Libertador	Calle Real de Lidice, Av. Ppal. de Manicomio, con Calle Los Hornitos, Caracas
48	L.B. Santos Michelena	Libertador	Esquina de Telares a Esquina de San Rafael, San José
49	U.E.N. Felipe Fermín Paul	Libertador	Calle El Pueblo, Sector La Mansión Antimano
50	U.E.N. Miguel Otero Silva	Libertador	Calle Ppal. de Santa Ana, Carapita, Antimano
51	U.E.N. Antonio Arraiz	Libertador	Esq. Glorieta a Esq. Maderero, Nro 31, Sector Santa Teresa (cerca Avda. Baralt) San Juan
52	U.E.N. Florencio Jiménez	Libertador	Plaza Catia, final de la Avenida Sucre, Catia (al lado Autopista Caracas -La Guaira
53	U.E. Josefa Irausquín	Baruta	Calle San Luis, Urb. San Luis, El Cafetal
54	U.E.N. República de Indonesia	Baruta	Av. Ppal. Colinas de Valle Arriba, Vía a La Alameda
55	U.E.N Juan de Escalona	El Hatillo	Avda. El Arroyo, cerca de la Iglesia de El Hatillo, El Hatillo
56	U.E.N. Armando Castillo Plaza	Sucre	Final de la Avda. 1, Barrio Buena Vista, La California, Caracas

Tabla 6.7 Lista de los 2 planteles del sistema Antiguo II en el AMC.

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
57	U.E.N. Dr. Manuel Díaz Rodríguez	Libertador	Calle El León, Avda. Ppal. El Cementerio
58	U.E.B. Miguel Villavicencio	Libertador	Calle M, Urbanización Artigas, San Martín

Tabla 6.8 Lista de los 3 planteles del sistema Sistema R en el AMC.

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
59	E.B.N. Alfaro Zamora	Baruta	Avda. Raúl Leoni (Boulevard El Cafetal), c/c El Morao, El Cafetal
60	E. B. José Vinicio Adames	Libertador	Carretera Negra, Sector San Rafael, Los Magos, La Vega
61	CPB Virginia Vera	Chacao	Avda. Ppal. La Castellana c/c 2da. Avenida, Urb. La Castellana

Tabla 6.9 Otras 4 edificaciones con patio central, que se denominan Educativas Especiales.

Nº	Nombre del Plantel	Municipio	Dirección
62	E.T.I. Leonardo Infante ^(a)	Libertador	Avda. Francisco de Miranda, Calle 1ro de Mayo, Sector Campo Rico
63	U.E.N. Claudio Feliciano ^(b)	Libertador	Calle Ppal. Las Adjuntas, entrada Macarao
64	L.B. Elba Hernández de Yanez **	Libertador	Avda. Ppal. de Los Mangos, La Vega-Módulo de servicio
65	U.E.N.B Doctor Luís Padrino **	Libertador	Urb. Las Américas, Avda. San Martín, Ctro. Ccal. San Martín

(a) Presenta patio central similar al Cajetón MOP-MINDUR, con pórticos de concreto armado, pero es otro sistema constructivo diferente.

(b) Presenta patio central similar al Cajetón MOP-MINDUR, de 4 niveles, pero es otro sistema constructivo diferente, construido en 2004 para el Metro de Caracas, con losacero y pórticos metálicos.

** Se recomienda realizar visita de inspección para verificar el sistema constructivo

6.7 Inspección de edificaciones de elevada vulnerabilidad

Se inspeccionaron un total de 39 edificaciones pertenecientes a los planteles escolares más vulnerables, a fin de determinar índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización, que faciliten la toma de decisiones para el reforzamiento estructural.

6.7.1 Inspecciones

Se inspeccionaron físicamente la mayoría de los edificios que pertenecen al sistema constructivo Cajetón MOP-MINDUR, en especial los ubicados en Caricuao, Macarao y El Recreo. En varios de ellos

se realizaron inspecciones virtuales con herramientas de ubicación geográfica para verificar las características geométricas de la planta, se utilizó también información fotográfica de las redes sociales y se revisó la información documental disponible en FEDE (Fierro, 2021).

De las inspecciones realizadas, una posible clasificación de sistema Cajetón MOP-MINDUR pudiera ser la que se presenta en la Tabla 6.10 y se denominan Cajetón (C1), Cajetón (C2) y Cajetón (C3). En la Tabla 6.11 se listan 26 planteles escolares con edificios del tipo Cajetón MOP-MINDUR, identificados en las inspecciones dentro de los grupos C1, C2 y C3.

También se inspeccionaron los dos (2) planteles que poseen el sistema Variel, identificados en la Tabla 6.5 y los tres (3) planteles del sistema constructivo R definidos en la Tabla 6.8.

Características y diferencias entre los tres tipos de Cajetón: C1, C2 y C3. Tabla 6.10

	C1	C2	C3
Número de Pisos	2 niveles, puede presentar modificaciones en la planta techo	3 niveles, el último piso presenta ampliaciones	3 niveles, planta baja presenta doble altura o desnivel
Rampas de Escaleras	2 rampas tipo tijera a extremos opuestos de la abertura y anchura menor a 1,5 m	2 rampas simples con anchuras de 2,5 m	3 rampas, la principal está contenida entre muros y adyacente a la abertura
Distribución de Planta y abertura	Planta cuadrada y abertura céntrica	Planta rectangular, la fachada presenta bloques de ventilación sobre volados	Planta cuadrada y abertura excéntrica

Lista de los 26 planteles del tipo Cajetón MOP-MINDUR, grupos C1, C2 y C3. Tabla 6.11

Cajetón C1 (7)	<ul style="list-style-type: none"> • U.E.N. Caricuao • E.B. Tomás Vicente González • E.B.B. Menca de Leoni • E.B.N. República de Venezuela 	<ul style="list-style-type: none"> • U.E.N. Parroquia Macarao • E.B.N. Padre Mendoza • E.B.E. Simón Bolívar
Cajetón C2 (14)	<ul style="list-style-type: none"> • U.E.N. Rafael Seijas • U.E.P. San Agustín • E.B.N. Carmen Maizo de Bello • L.B. José Félix Blanco • U.E.N. Liceo Mariano Picón Salas • E.T.C.R. Manuel Palacios Fajardo • L.B. Roberto Martínez Centeno 	<ul style="list-style-type: none"> • L.B. Antonio Muñoz Tebar • L.B. Pablo Acosta Ortiz • U.E.N.B. Domingo Faustino S. • E.T.C.R.D. Juan España • E.B. Miguel Ángel López C. • L.N. Alejo Fortique • U.E.N. Tito Salas
Cajetón C3 (5)	<ul style="list-style-type: none"> • E.T.C.R. Manuel Francisco Fajardo • E.T.I. San Martín • L.B. José Avalos 	<ul style="list-style-type: none"> • U.E.N. Mariscal Sucre • U.E.B. Rafael Urdaneta

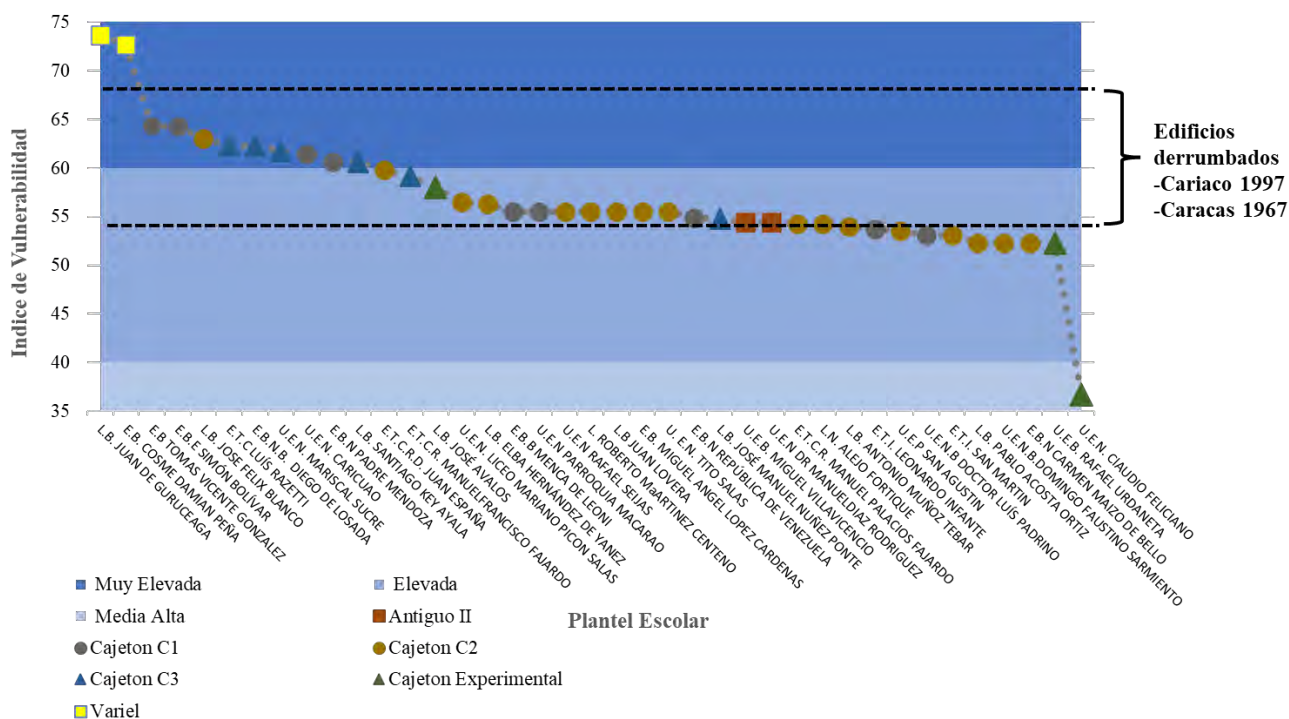
6.7.2 Índices de Vulnerabilidad y Priorización

Se determinó el Índice de Vulnerabilidad sísmica para las 39 edificaciones educativas inspeccionadas en el AMC. Este índice cuantifica los diferentes componentes que inciden en la vulnerabilidad sísmica

de una edificación y son función de: 1- Tipo Estructural; 2- Antigüedad (Año de construcción del edificio); 3- Irregularidad Estructural (en planta y en elevación); 4- Condición Geotécnica, y 5- Grado de Deterioro del Edificio. La descripción de la metodología se puede consultar en López, Coronel y Rojas (2014).

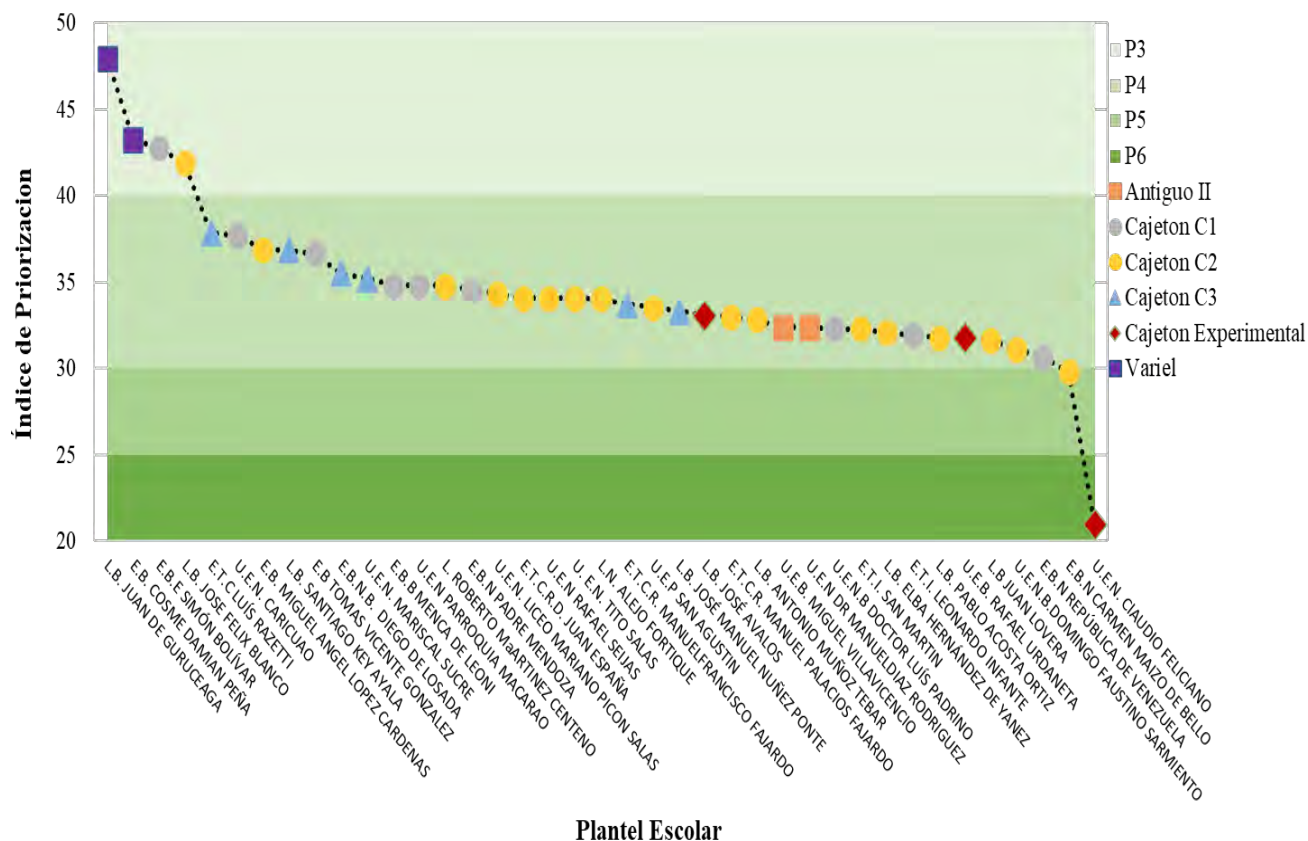
La Figura 6.11 muestra los índices de vulnerabilidad de los 39 edificios escolares de los tipos Cajetón MOP MINDUR, Antiguo II y Variel, ordenados de mayor a menor índice. Se indican también tres zonas de valoración del Índice de Vulnerabilidad: a) Muy Elevada (60-100) (azul oscuro), b) Elevada (40-60) (azul claro) y c) Media Alta (30-40) (azul muy claro). De los 39 edificios educativos evaluados, se aprecia que 10 tienen una valoración Muy Elevada, 28 tienen Elevada y 1 tiene Media Alta. Se indica también en la figura el rango de valores de los edificios derrumbados en los sismos de Caracas 1967 y Cariaco 1997. Se aprecia que 29 edificaciones tienen valores de vulnerabilidad comprendidos en el rango de los edificios derrumbados en sismos pasados.

La Figura 6.12 muestra los valores del Índice de Priorización de los 39 edificios educativos presentados en la Figura 6.11, ordenados de mayor a menor Prioridad. Dicho índice es el producto del Índice de Vulnerabilidad por un Índice de Amenaza y por un Índice de Importancia que depende del número de ocupantes del plantel educativo. El Índice de Amenaza depende de la condición específica del sitio y de la topografía de la ubicación del edificio. El Índice de Priorización ordena los planteles escolares, de mayor a menor prioridad, con el fin de apoyar la toma de decisiones para seleccionar los de mayor prioridad para los estudios detallados y el refuerzo sismorresistente. De la Figura 6.12 se aprecia que los planteles con el sistema constructivo Variel tienen la mayor prioridad, seguido de los edificios construidos con el sistema Cajetón MOP-MINDUR.



Índices de vulnerabilidad de 39 edificios escolares vulnerables inspeccionados en el AMC y rango de valores de los edificios derrumbados en Caracas 1967 y Cariaco 1997.

Figura 6.11



Índices de priorización de 39 edificios escolares vulnerables inspeccionados en el AMC.

Figura 6.12

6.8 Reforzamiento estructural y rehabilitación integral

Una cantidad significativa de las edificaciones educativas existentes en Venezuela y en el Área Metropolitana de Caracas, fueron diseñadas utilizando las normas antiguas de cálculo sísmico de los años 1939, 1947, 1955 y 1967. Estas normas son menos exigentes con relación al diseño sismorresistente que las normas elaboradas posteriormente, la del año 2001 y la más reciente **Norma COVENIN 1756-1: 2019 Construcciones Sismorresistentes**, publicada en la Gaceta Oficial # 42.161 del 02 de julio de 2021.

Se requiere dar continuidad al estudio detallado de cada uno de los conjuntos educativos antiguos, los más vulnerables, identificados en este capítulo, con el objetivo de desarrollar los proyectos de Rehabilitación Integral (refuerzo estructural y reparación general) que sean necesarios a fin de proporcionar la seguridad ante los efectos adversos de los terremotos. Por tal motivo se requiere de la asignación de recursos económicos por parte del sector público y del privado, para el desarrollo de los proyectos y luego la construcción de los refuerzos sismorresistentes.

6.8.1 Antecedentes

Algunos de estos sistemas constructivos poseen soluciones de ingeniería conceptual para el proyecto de refuerzo estructural, las cuales fueron desarrollados en el Proyecto de “Reducción de Riesgos

Sísmico en Edificios Escolares” (López, Marinilli y Coronel, 2015), que fueron aplicadas a nivel de ingeniería de detalle, como es el caso del sistema Variel (Villalobos et al., 2015), del sistema Módulo Base (D. Rodríguez, 2015), del Antiguo II (Lee, 2015) y de varios edificios tipo Cajetón (Tenreiro, 2015; Beyer, 2015). Estos proyectos son una referencia conceptual conveniente para desarrollar la ingeniería de detalle y los planos de construcción de otras edificaciones similares. Adicionalmente, existen otros proyectos de rehabilitación integral con ingeniería de detalle desarrollados para FEDE por ingenieros civiles, consultores externos, durante los años 2012 al año 2018, para varios edificios particulares del tipo Antiguo I y 4 edificios Patrimoniales (B. Spasic, 2012 y 2014), Cajetón MOP MINDUR (E. Tenreiro, A. Taboada, J. Herrera, T. Capriles, O. Tovar, 2014), Antiguo I (J. Espinoza, 2014), Módulo de Barrios (J. Galiño, 2014) y STAC (R. Sánchez, 2013), Antiguo I (L. López, 2016), Cajetón MOP MINDUR y Especial (N. Fernández, 2018), Módulo Base (D. Rodríguez, 2018), Antiguo II (C. Lee, 2018), Cajetón MOP MINDUR (J.L Alonso, 2018), que pueden servir de referencia para otros tipos constructivos similares.

Realizar cada uno de estos proyectos de rehabilitación integral (refuerzo estructural y reparación general), incluye: levantamiento topográfico, levantamiento de la arquitectura y estructura de las edificaciones existentes y ubicación de redes de los servicios básicos, estudio geotécnico, ensayos de muestras de materiales de construcción, elaboración del modelo matemático del edificio, análisis y diseño estructural del refuerzo, modificaciones de arquitectura y cerramientos, diseño y cálculo de redes de instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas modificadas, cómputos métricos y elaboración de presupuestos de obras. Es conveniente también colocar la señalización necesaria para indicar las vías de evacuación en caso de emergencias, así como la construcción de rampas de acceso para personas con discapacidad de movilidad.

Es importante destacar que, a la fecha de publicación de este libro, se han desarrollado una cantidad de 36 proyectos de rehabilitación integral, con énfasis en el Estado Sucre (23 proyectos), ya que es la región de mayor amenaza sísmica, y se ha realizado la construcción de algunos refuerzos de edificaciones educativas en el país. De esta cifra, hay un grupo de proyectos de los cuales ya se había iniciado su ejecución, pero requieren de la asignación de recursos económicos para lograr que los trabajos sean constantes y se mantengan en el tiempo hasta lograr su culminación.

Las Figuras 10.13 y 10.14 muestran dos edificaciones escolares reforzadas mediante la colocación de unas estructuras suplementarias en el perímetro de las construcciones. La Figura 6.13 corresponde a la Unidad Educativa “El Libertador”, en Araure, Estado Portuguesa, perteneciente a la tipología Cajetón MOP-MINDUR, la cual fue reforzada con una estructura suplementaria constituida por muros aporricados de concreto armado. La Figura 6.14 corresponde a la U.E. “Guillermo Gamarra M.”, del Tipo constructivo Antiguo I, ubicada en la población de Biscucuy, Municipio Sucre, del Estado Portuguesa, la cual está siendo reforzada mediante la adición de una estructura metálica de pórticos arriostrados.

De acuerdo a indicadores internacionales (UNDRR, ASCE y FEMA), “Por cada un (1) US dólar que se deje de invertir en prevención, luego se deberá invertir de cuatro (4) a (10) US dólares en recuperación y reconstrucción”, lo cual destaca la conveniencia de generar las inversiones económicas necesarias para los reforzamientos sísmicos, lo que se traducirá en beneficios a mediano y largo plazo.



Reforzamiento y rehabilitación Integral de la U. E. "El Libertador", Edo. Portuguesa. Tipo Cajetón MOP-MINDUR. Proyecto de Refuerzo Estructural Ing. Esteban Tenreiro.

Figura 6.13



Rehabilitación Integral en ejecución en la U.E. "Guillermo Gamarra", Biscucuy, Edo. Portuguesa (Tipo Antiguo I). Proyecto de Refuerzo Estructural Ing. Leonardo López.

Figura 6.14

6.8.2 Plan Nacional de Reducción del Riesgo Sísmico

Se considera necesario retomar, desarrollar y ejecutar la iniciativa del "Programa Nacional para la Reducción del Riesgo Sísmico de las Edificaciones Educativas" promovido e impulsando po FEDE en el año 2017 (Figura 6.15), así como el "Plan Nacional de Prevención ante Amenaza Sísmica", que sería ejecutado por todos los Organismos Públicos del país, luego de los eventos sísmicos de Yaguaraparo en agosto 2018 y Valencia en diciembre 2018 (Figura 6.15). Con relación a las Edificaciones Educativas, en ese momento se solicitaron recursos económicos para:

- Ejecutar las obras de rehabilitación integral de los 36 proyectos disponibles (Etapa Inicial).
- Desarrollar una cifra estimada de ciento cincuenta (150) proyectos de Rehabilitación Integral anuales (tomando como base las edificaciones educativas ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica o casos especiales de edificaciones con daños estructurales preexistentes), y a partir de allí, elaborar la misma cantidad de 150 nuevos proyectos durante cada uno de los próximos cinco (5) años.

- c) Iniciar la ejecución en forma progresiva de los nuevos proyectos, tomando como base los niveles de amenaza sísmica y las condiciones de vulnerabilidad particulares de las edificaciones educativas.



Imágenes de los programas docentes y campañas de medios, elaboradas por el M.P.P. de Educación y FEDE, para reducir el riesgo sísmico en las edificaciones educativas.

Figura 6.15

Sin embargo, la crítica situación económica del país en esos años, paralizó esta iniciativa, la cual debe ser retomada para la protección de la población escolar ante los terremotos.

La reducción de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas, ha convocado al trabajo en conjunto y sostenido en el tiempo, entre los equipos técnicos del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, de la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE) y de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Recientemente, FEDE propuso la elaboración de diez (10)

nuevos proyectos de Rehabilitación Integral en forma conjunta (los proyectos de refuerzo estructural para ser elaborados por el IMME y los proyectos de Reparación General por parte de FEDE), correspondientes a edificaciones educativas construidas con el Sistema Constructivo Antiguo I, ubicadas ellas en las zonas de elevadas sísmica de la siguiente forma: tres (3) en Anzoátegui (Zona Sísmica 5 y 6), seis (6) en Monagas (Zona Sísmica 5 y 6) y una (1) en Sucre (Zona Sísmica 7). También se planteó avanzar en la elaboración de doce (12) nuevos proyectos de Rehabilitación Integral en forma conjunta, con siete (7) edificaciones educativas ubicadas en el AMC y cinco (5) en el Estado La Guaira (todas en Zona Sísmica 5). Lamentablemente, la elaboración de estos proyectos, permanece a la espera de las decisiones de las autoridades para su ejecución.

Conviene destacar que los trabajos de Rehabilitación Integral deben ser ejecutados, con supervisión e inspección directa por parte de profesionales de Ingeniería Civil (especializados en estructuras) y de Arquitectura, considerando que son trabajos de alto nivel técnico de complejidad (así establecido en la reciente Norma COVENIN 1756-1: 2019 Construcciones Sismorresistentes) y de igual manera con elevados riesgos laborales. Luego hay otros trabajos que sí podrán ser realizados con la participación organizada de las comunidades.

El desarrollo del “Plan Nacional de Prevención ante Amenaza Sísmica para Edificaciones Educativas”, podrá tomar varios años para su completa realización, pero es necesario e importante dar inicio a su ejecución. Para apoyar el tema de la “Reducción de la Vulnerabilidad de las Edificaciones Educativas”, se desarrolló desde la Gerencia de Información y Relaciones Públicas y la Gerencia de Proyectos de FEDE, una campaña completa de imágenes y audios de Prevención Sísmica para ser impresa y distribuida por redes sociales (X- antiguo Twitter, Radio, folletos, otros) a todos los planteles educativos con las “Recomendaciones en caso de Sismo” destinada a la enseñanza de las comunidades educativas y a la Reducción del Riesgo Sísmico en las Edificaciones Escolares. Toda esta información fue colocada en Internet y Redes Sociales desde la fecha del 19 de noviembre de 2019, iniciativa que debe fortalecerse y desarrollarse sosteniblemente en el tiempo. Se sugiere realizar periódicamente ejercicios de simulacros de evacuación de las edificaciones educativas e implementar los Planes Integrales de Seguridad Escolar.

6.8.3. Situación actual de las Edificaciones Educativas en el AMC

Durante los años 2013-2023 se ha avanzado en la investigación y elaboración del Inventario de las Edificaciones Educativas que presentan condiciones de vulnerabilidad sísmica y de otros riesgos. Este trabajo se realizó mediante la consulta directa (utilizando material fotográfico y descripción detallada de los sistemas constructivos de las edificaciones educativas a evaluar) a las Coordinaciones de FEDE ubicadas en cada una de las Entidades Federales, visitas de inspección a las edificaciones educativas, se incluyen además otros sistemas constructivos que presentan de igual manera aspectos de vulnerabilidad sísmica. A la presente fecha septiembre de 2023, la cifra estimada de estas edificaciones es la siguiente:

La Tabla 6.12 presenta el total de edificios educativos con sistemas constructivos que aparentemente presentan condiciones de vulnerabilidad sísmica, ubicados en el AMC. Adicionalmente a los sistemas constructivos de elevada vulnerabilidad presentados en la Sección 6.6 y mostrados en la Figura 6.10, se incluyen aquí otros sistemas que por su antigüedad deben ser estudiados en detalle, como son los sistemas STAC, Sistema Prefabricado de Concreto y Prefabricado Metálico, MINDUR I, MINDUR II, Módulo de Barrios.

En el AMC, se estima que pudiese existir una población aproximada de 92.800 personas expuestas. Conviene destacar que estas cifras podrán aumentar en la medida de realizar nuevas visitas de inspección para identificar y verificar la existencia de los diferentes sistemas constructivos. Adicionalmente, debe tenerse presente que los sistemas constructivos de edificaciones educativas, que presentan elevadas condiciones de vulnerabilidad sísmica, dejaron de construirse hace ya varios años atrás.

Las cifras antes indicadas excluyen las edificaciones educativas, correspondientes a los Colegios Privados, ubicados en el Área Metropolitana de Caracas.

Tabla 6.12 128 edificios educativos con sistemas constructivos que presentan condiciones de vulnerabilidad sísmica, ubicados en el AMC, incluidos los 65 planteles de elevada vulnerabilidad (Figura 6.10).

SISTEMA CONSTRUCTIVO	MUNICIPIO					SUB TOTAL
	LIBERTADOR	BARUTA	CHACAO	EL HATILLO	SUCRE	
Antiguo I	S/I *	S / I	S / I	S / I	S / I	0
Antiguo II	02	S / I	S / I	S / I	S / I	2
Patrimoniales e Históricas	31	S / I	01	S / I	01	33
Cajetón MOP-MINDUR	27	02	S/I	S/I	02	31
Cajetón Mindur Especial	06	S / I	S/I	S/I	S/I	6
Módulo Base	12	02	01	01	01	17
Stac	S/I	S/I	S/I	S/I	01	1
Sist. Pref. Concreto	04	S / I	S / I	S / I	01	5
Sist. Pref. Metálico	02	S / I	01	S / I	S / I	3
Mindur I	10	S / I	S / I	S / I	S / I	10
Mindur II	01	S / I	S / I	S / I	S / I	1
Módulo De Barrios	02	S / I	S / I	S / I	S / I	2
Casos Especiales	13	01	01	S / I	02	17
Sub Total	110	05	04	01	08	128
Total de Edificios:						

* S / I = Sin identificar algún Edificio Educativo hasta la presente Fecha.

6.8.4 Gestión de Riesgos / Marco de Sendai 2015-2030.

Como consecuencia de los eventos adversos que impactaron dramáticamente en diferentes lugares del planeta con centenares de miles de pérdidas humanas, la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres, identificada por sus siglas UNDDR, organizó un encuentro

internacional el cual luego fue denominado “MARCO DE SENDAI PARA LA REDUCCIÓN DE RIESGOS DE DESASTRES 2015 - 2030”.

El Marco de Sendai, es un documento que hace énfasis, para que a Nivel Mundial, los países ejecuten acciones en la Reducción de Riesgos de Desastres, considerando una especial atención en las Edificaciones Educativas y las Edificaciones Hospitalarias.

El Marco de Sendai identifica siete metas mundiales y cuatro prioridades a alcanzar entre 2015 y 2030. La Prioridades son:

- La reducción sustancial de la mortalidad mundial producida por los desastres.
- La reducción del número de personas afectadas.
- La reducción de las pérdidas económicas directas en relación con el producto interno bruto mundial.
- La reducción de los daños a la infraestructura crítica (Edificaciones Educativas y Edificaciones Hospitalarias) y de la interrupción de los servicios básicos.

Las siguientes contemplan:

- El aumento del número de países con estrategias nacionales y locales para la reducción del riesgo de desastres,
- Una mayor cooperación internacional para países en desarrollo,
- Aumentar significativamente el acceso a información.
- Desarrollo de sistemas de alerta temprana y evaluaciones del riesgo de desastres.

6.8.5 Marco Legal Vigente en el país

Existe un marco legal vigente en Venezuela que tiene incidencia en la responsabilidad de ejecutar los trabajos de Rehabilitación Integral (refuerzo estructural y reparación general) de las edificaciones educativas (y otras edificaciones). Este Marco Legal se encuentra establecido en: la Constitución Nacional de la República Bolivariana de Venezuela, la Ley Orgánica de Educación, la Ley Orgánica de Protección de niños, niñas y adolescentes y la Ley de Gestión Integral de Riesgos Socio Naturales y Tecnológicos (LGIRST), entre otras.

En particular, la LGIRST) define en el Artículo 24, los escenarios de riesgo, como aquellos espacios físicos en los que convergen procesos naturales o tecnológicos causales de riesgo, los cuales incluyen a las edificaciones escolares. Luego en su Artículo 25 trata de los Planes Especiales de Reducción de Riesgos, y dice:

“Los entes u organismos responsables de la generación de escenarios de riesgos de índole siconatural o tecnológico, emprenderán de manera expedita acciones a través de planes especiales para caracterizar y disminuir los niveles de vulnerabilidad en los escenarios de riesgos construidos en los distintos ámbitos territoriales, detectados en los diagnósticos respectivos”.

Se concluye entonces que los organismos responsables, ministerios, FEDE, gobiernos regionales y municipales, tienen la obligación de emprender planes especiales para reforzar las edificaciones educativas y disminuir así los niveles de vulnerabilidad. El marco legal existe, solo falta que sea respetado por las autoridades correspondientes. Las comunidades educativas pueden jugar un rol muy importante, aplicando las acciones necesarias para empujar la toma de decisiones hacia el refuerzo sísmico de las escuelas y la protección de niños, jóvenes y maestros.

6.9 Síntesis, Conclusiones y Recomendaciones

- Las edificaciones educativas han sido afectadas por terremotos del pasado en varios lugares de Venezuela. Entre otros, se citan el sismo de Carúpano (Estado Sucre) del 12/06/1974 y su réplica del 27/06/1974, el sismo del Táchira (Estado Táchira) del 26/11/1980 y también el del 18/1/1981, el sismo de El Pilar (Estado Sucre) del 11/06/1986, el sismo de Curarigua (Estado Lara) del 17/08/1991, el sismo de Cariaco (Estado Sucre) del 9/07/1997, el sismo de Morón (Estado Falcón) del 12/09/2009, el sismo del Tocuyo (Estado Lara) del 19/02/2014 y el sismo de Yaguaraparo (Estado Sucre) del 21/08/2018. En particular, el sismo de El Tocuyo del 19 de febrero de 2014, mostró que aun un evento de magnitud moderada ($M_w=5,3$) puede causar daños severos, como fue el caso de la U.E. “Roberto Montesinos” – Antiguo I)
- Desde la fundación de Caracas el 27 de julio de 1567, los eventos sísmicos que han causado mayor destrucción en la ciudad son los siguientes: 1) El del 11 de junio de 1641 o Terremoto de San Bernabé, con magnitud 7,3, 2) El evento del 21 de Octubre de 1766, con magnitud M 7,8 3) El del 26 de Marzo de 1812, o Terremoto de Venezuela, con Magnitud 7,5, 4) El del 29 de Octubre de 1900, Terremoto de San Narciso, con Magnitud 7,7 y 5) el del 29 de julio 1967, Terremoto Cuatricentenario, con magnitud 6,6. El terremoto del año 1900 tuvo magnitud similar a la del reciente evento sísmico de Turquía Febrero 2023, que causó aproximadamente 50.000 víctimas fatales.
- Hay un total de 2.042 planteles educativos en el Área Metropolitana de Caracas, de los cuales un poco más de la mitad son planteles públicos o subsidiados por el estado venezolano. Del total, 1.462 planteles están en el Municipio Libertador, 320 planteles en el Municipio Sucre, 163 en el Municipio Baruta, 63 en el Municipio Chacao y 34 en el Municipio El Hatillo.
- Del examen de una muestra de 569 planteles educativos del AMC, el 67% fueron construidos antes de la aparición de la Norma COVENIN 1756 de 1982, y un 33% con las normas más antiguas (MOP 1955, 1947, 1939), que hoy se considera que no proporcionan una adecuada protección contra los terremotos, como lo demostró el sismo de Cariaco de 1997.
- Se determinaron las consecuencias de una repetición del terremoto de Caracas del año 1967, que tuvo una magnitud moderada ($M=6,6$), ante la muestra de 569 edificios educativos en Caracas, encontrándose daños graves en 13 y daños moderados en otros 134 edificios, con una estimación de 20 víctimas fatales y una pérdida total aproximada en 65 millones de dólares. Conviene destacar que este evento del año 1967 tuvo una magnitud moderada y que a lo largo de su historia la ciudad ha resultado afectada por eventos sísmicos de mayor tamaño.
- Los edificios escolares del tipo Cajetón MOP MINDUR fueron construidos entre los años 1968-1990, y dos de ellos se derrumbaron durante el sismo de Cariaco de 1997. Se ha estimado que hay 385 en todo el país, estando 31 ubicados en Caracas.
- Se identificaron un total de 65 edificaciones educativas en el AMC que pertenecen a sistemas constructivos de elevada vulnerabilidad, denominados Cajetón MOP-MINDUR (31), Cajetón MINDUR ESPECIAL (6), Variel (2), Antiguo II (2), Módulo Base (17), Sistema R (3) y Educativas Especiales (5).

- Se identificaron e inspeccionaron (física o virtualmente) 39 edificios escolares pertenecientes a los sistemas Cajetón MOP-MINDUR, Antiguo II y Variel, y se determinaron sus índices de vulnerabilidad y priorización. De éstos, 29 edificios tienen valores de vulnerabilidad comprendidos en el rango de los edificios derrumbados en sismos pasados. Los edificios prefabricadas tipo Variel, poseen los mayores índices de priorización seguido de los edificios tipo Cajetón MOP MINDUR.
- Se propone proceder a elaborar los proyectos de ingeniería de detalle y la construcción del refuerzo sismorresistente, de los 65 edificios escolares de elevada vulnerabilidad en el AMC. Se debe tomar en cuenta que se dispone de proyectos de ingeniería conceptual y de detalle de varias de estas edificaciones, desarrolladas previamente por el IMME y FEDE.
- A nivel nacional, se han desarrollado 36 proyectos de rehabilitación sísmica e integral de edificios escolares vulnerables, por parte de FEDE, del IMME y del Proyecto BID, con énfasis en edificios localizados en el Estado Sucre, la cual es la región de mayor amenaza sísmica. Pero muy pocos proyectos elaborados se han llevado hasta la fase de construcción. Los proyectos son solo la primera fase del proceso, ellos por sí mismos no reducen el riesgo.
- Se recomienda ejecutar el “Programa Nacional para la Reducción del Riesgo Sísmico de las Edificaciones Educativas”, el cual se formuló (FEDE) en el año 2018, pero no se llevó a la práctica por la situación económica del país en ese momento. Se propone, a nivel nacional: i) Ejecutar las obras de rehabilitación integral de los 36 proyectos disponibles, ii) Desarrollar ciento cincuenta (150) nuevos proyectos de Rehabilitación Integral, cada año, durante los próximos 5 años, iii) Iniciar la ejecución de los refuerzos sismo resistentes, en forma progresiva, tomando como base los niveles de amenaza sísmica y las condiciones de mayor vulnerabilidad de las edificaciones educativas, iv) Incluir las edificaciones educativas patrimoniales entre las que deben ser estudiadas en detalle y ser reforzadas si es necesario, respetando los criterios de protección de su valor cultural.
- Se recomienda desarrollar un nuevo Sistema de Información Geográfica - SIG, que permita mediante el uso de herramientas modernas, georeferenciar su ubicación, fijar atributos y determinar las posibles amenazas naturales (afectación en caso tsunamis, inundaciones, y de amenazas antrópicas o tecnológicas (cerca de instalaciones petroleras, refinerías, oleoductos o poliductos, plantas de generación eléctrica, entre otras) y niveles de riesgos a las cuales se encuentran expuestas las edificaciones educativas. Esta valiosa información luego podrá formar parte como una capa del Atlas Nacional de Riesgos, que desarrolla el Viceministerio de Gestión de Riesgos y Protección Civil.
- Se recomienda la elaboración de los Proyectos de Rehabilitación Integral de los 65 planteles de elevada vulnerabilidad. Se recomienda que la evaluación técnica debe extenderse de igual forma a los planteles privados, ubicados en el AMC.

6.10 Referencias

ATC (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California. ATC-13. Applied Technology Council, Redwood City, California. USA.

Beyer E. (2015). Proyecto para el Refuerzo Estructural U.E.N “Corazón de Jesús”. Cap. 9.6 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

Coronel D. G. y López O. A. (2012). Regional Seismic Damage, Loss and Risk Scenarios of Venezuelan School Buildings. 15th World Conference on Earthquake Engineering.

Coronel D. G. y López O.A. (2015). Inventario de Edificaciones Escolares de Venezuela Basado en SIG. Cap. 1 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

Coronel-Delgado, G. (2018). El Terremoto del Noreste de Venezuela de 2018, El Más Grande de los Últimos Tiempos, Sentido en Colombia, Trinidad y Otras Islas del Caribe. Revista Tecnología Y Construcción, 2017 33 – I, pp 102-115.

Espinoza José (2014). Proyecto de Refuerzo Estructural U.E.N. “Roberto Montesinos”, Barquisimeto 2014.

FEDE (1982). Folleto Azul - Síntesis Informativa, 1982, MINDUR y ME.

FEDE (1984). Síntesis Informativa, N° 14, Enero y Febrero de 1984, MINDUR.

FEDE (1998). Síntesis Informativa- Segunda Época No 19, Enero-Marzo de 1998, Ministerio de Educación, Caracas, Venezuela.

FEDE (1998). Síntesis Informativa- Segunda Época No 20, Octubre-Diciembre de 1998, Ministerio de Educación, Caracas, Venezuela.

FEMA-NIBS (2009). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C.

Fierro F. (2021). Vulnerabilidad de los Planteles Educativos en el Área Metropolitana de Caracas desarrollados con Los Sistemas Constructivos: Cajetón, Variel y Antiguo II. Informe Técnico FUNVISIS. FUN-002;2021. Caracas.

Funvisis (2009). Catálogo Sismológico Venezolano del Siglo XX, Tomo I y Tomo II, Rogelio Altez y José A. Rodríguez, ISBN 978-980-6069-14-5.

Funvisis (2009-a). Proyecto de Microzonificación sísmica en las ciudades Caracas y Barquisimeto. Informe Técnico Final. Proyecto FONACIT 200400738. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas, Venezuela.

Funvisis (2009-b). Observación de Daños Producidos por el Sismo de Tucacas en Edificaciones el 12 de septiembre de 2009. Informe Técnico FUN-036, 2009. Diciembre, 2009.

Funvisis (2014). Inspección post-sísmica en la población de El Tocuyo, Municipio Morán del Estado Lara, producto del sismo de Mw 5,3 del 19 de febrero de 2014. Informe Técnico FUN- 013;2014. Marzo, 2014.

Lee C. (2015). Proyecto de Evaluación y Adecuación Estructural Sismorresistente, U.E. “María Reina De López”, Carúpano, Estado Sucre. Cap. 9.2 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

López O. A. Indicadores de Riesgo Sísmico en Edificios Escolares de Venezuela (2009). Boletín Técnico IMME, Vol. 47, Número 1.

López O. A., Coronel D. G., Rojas R. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existente. Revista de la Facultad. de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

López O. A., Hernández J. J., Del Re G. y Puig J. (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Revista Boletín Técnico IMME, Vol. 42, No 3, 2004, p33-56.

López, O.A., Marinilli A., Coronel D. G. (Ed) (2015). Libro: Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. Caracas, Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, 1135p.

Rendón M. (2021). Mapas de Ubicación Geográfica, Valorización de Índices de Vulnerabilidad, Riesgo y Priorización y Replanteo de Coordenadas en UTM de los Planteles Escolares Vulnerables en el AMC por medio del QGIS (Comunicación Personal). FUNVISIS.

Rodríguez D. (2015). Refuerzo Sismorresistente de la U.E.N. "Padre Sojo". Cap. 9.4 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

Schmitz, M., Hernández, J.J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Valleé, M., Tagliaferro, M., Delavaud, É., Singer, A., Amarís, E., Molina, D., González, M., Leal, V. y el grupo de trabajo del proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (2011). Principales resultados y recomendaciones del proyecto de microzonificación sísmica en Caracas. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 26, N° 2, pp. 53–59, 2011.

Tenreiro E. (2015). Proyecto de Evaluación y Adecuación Sismorresistente de la UEN "Domingo Faustino Sarmiento". Cap. 9.1 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

Villalobos F., Castilla E., Quintana J. A., Morreale P. (2015). Evaluación y Refuerzo Sismorresistente de la U. E. "Luis Alfredo Colomine" (2da. Parte), Cap. 4.19 en López, Marinilli y Coronel, Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. ISBN: 978-980-12-7455-1, Caracas.

Lista de Acrónimos

AMC: Área Metropolitana de Caracas

FEDE: Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (creada en Mayo 1976)

FUNVISIS: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (creada en Julio 1972)

MOP: Ministerio de Obras Públicas (1874 a 1974)

MINDUR: Ministerio del Desarrollo Urbano (creado en 1974)

IMME: Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (creado en 1962)

IPC: Instituto de Patrimonio Cultural

FI: Facultad de Ingeniería

UCV: Universidad Central de Venezuela

BID: Banco Interamericano de Desarrollo

Capítulo **7**

ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967 ESTIMADO A PARTIR DEL DAÑO

Alfredo Urich y Oscar A. López



RESUMEN

Este capítulo presenta la estimación de un espectro de respuesta elástica representativo de las acciones sísmicas ocurridas en la Urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967. La estimación se basa en la interpretación de los daños documentados en los edificios, empleando el método de los coeficientes de la guía ASCE/SEI 41-17.

Se concluye que la dirección dominante del movimiento fue la norte-sur y se presenta un espectro de pseudo-aceleraciones para esa dirección. Se estima una aceleración máxima del terreno entre 0,16 g y 0,21 g, con un pico en las pseudo-aceleraciones espectrales de 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 g para períodos cercanos a 2,40 segundos.

Se estima que estas acciones sísmicas tienen un período medio de retorno entre 40 y 70 años. Esto llama la atención sobre la posibilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad similar en un lapso relativamente corto, así como la vulnerabilidad de las edificaciones construidas antes de 1967 ante acciones sísmicas relativamente bajas.

TABLA DE CONTENIDO

ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERREMOTO DE CARACAS DE 1967 ESTIMADO A PARTIR DEL DAÑO	199
7.1 Introducción.....	201
7.2 Área de estudio: urbanización Los Palos Grandes.....	202
7.3 Desempeño de los edificios ante el sismo	203
7.4 Aceleraciones y espectros estimados por otros autores	210
7.5 Estimación del espectro de pseudo-aceleración a partir del daño .	213
7.5.1 Metodología	213
7.5.2 Estimación de la Deriva a partir del daño	214
7.5.3 Determinación de altura y período fundamental efectivo	216
7.5.4 Resultados obtenidos.....	216
7.6 Comparación con los espectros propuestos por otros autores y los espectros de la Norma Venezolana.....	218
7.7 Espectro de pseudo-aceleraciones propuesto para el Terremoto de Caracas de 1967 en la urbanización Los Palos Grandes	220
7.8 Conclusiones	221
7.9 Referencias	222

7.1 Introducción

El sábado 29 de julio de 1967 ocurrió en Venezuela un sismo de magnitud 6,5 M_w , con cerca de 300 personas fallecidas, más de 1.500 lesionadas y pérdidas materiales en el orden de USD 100 millones. Más de 1000 edificaciones sufrieron daños, incluyendo cinco colapsos, cuatro en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira en Caracas y uno en el Estado Vargas Vargas (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a) (Skinner, 1969) (Degenkolb & Hanson, 1969).

Este sismo, bautizado el Terremoto de Caracas de 1967, aportó notables lecciones a la ingeniería sismorresistente a nivel mundial, entre las más importantes se tienen los “efectos de sitio”, que acapararon la atención de los investigadores al observar una mayor intensidad de daños en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira que en el resto de la ciudad.

La mayoría de los estudios realizados hasta la década de 1980 coinciden en asignar aceleraciones del terreno en Caracas entre 0,03 g y 0,05 g en roca y entre 0,06 g y 0,10 g para el sector Los Palos Grandes. Asimismo, coinciden en que las aceleraciones espectrales fueron de 2 a 6 veces mayores en depósitos profundos de suelo con respecto a las estimadas en roca, con una máxima amplificación en el rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos. Destacan las investigaciones de Whitman (1969) y Seed, et al. (1972), quienes publicaron espectros de respuesta para Los Palos Grandes. Estas primeras estimaciones se hicieron con base en el informe de Fidler (1968), donde se reportaba una magnitud de 6,3 M_L y una distancia epicentral de 62 km a Caracas (Cajigal).

Posteriormente, el mismo Fiedler afirma que se trató de la suposición de dos sismos casi simultáneos, el primero con distancia a Caracas de 70 km y Magnitud 5,7 y el segundo con distancia a Caracas de 30 km y Magnitud 6,3 (Grases, 2005). También, Rial (1978) coincidió en que no se trató de un solo evento, sino que hubo al menos tres rupturas con una separación de 90 km y 33 segundos entre la primera y la última.

Más recientemente, Suárez y Náblek (1990) concluyen que fueron 4 sub-eventos, de los cuales el segundo sería el responsable de los daños ocurridos, con una distancia epicentral a Caracas de unos 25 km y con magnitud 6,4 M_w , para una magnitud total de 6,6 M_w . Luego, Papageorgiou y Kim (1991), basados en los datos suministrados por Suárez y Náblek, estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10 g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15 g y 0,21 g. Los autores muestran tres espectros de respuesta probables para la zona de Los Palos Grandes.

En otra publicación reciente, Guerrero y López (2019) estiman la aceleración máxima en 0,19 g para los sedimentos profundos y de 0,12 g en roca, proponiendo un espectro de respuesta con una amplificación suelo/roca de 3,5 en la banda entre 1 y 2 segundos. Estos resultados se basaron en información sismológica actualizada, estudios de microzonificación y la nueva generación de modelos de atenuación.

En las investigaciones citadas se emplearon modelos de atenuación y modelos numéricos de la cuenca de Los Palos Grandes, con base en la información sismológica disponible en el momento de cada publicación. En este trabajo se desarrolla la estimación de un espectro probable de pseudo-aceleración con base en la interpretación de los daños documentados en edificios luego del sismo; el método considera técnicas simplificadas de análisis no lineal y se sustenta en relacionar el daño observado con las derivas de entrepiso en edificios. A diferencia de las propuestas antes citadas, los

resultados obtenidos en esta investigación no dependen de datos sismológicos como la magnitud y ubicación del sismo, sino solamente de los daños observados, lo que representa un enfoque diferente y novedoso.

7.2 Área de estudio: urbanización Los Palos Grandes

Los estudios posteriores al sismo de 1967 evidenciaron una mayor intensidad de daño en los edificios de las urbanizaciones Altamira y Los Palos Grandes (LPG) de Caracas que en el resto de la ciudad. Esto fue atribuido a una amplificación de la respuesta dinámica en los depósitos de suelos aluvionales con relación a la respuesta en roca. También fue atribuido al efecto de resonancia en los casos donde hubo cercanía entre el período natural de los edificios de mediana altura y el período natural del terreno donde estos estaban ubicados.

Para este estudio, se ha seleccionado la urbanización Los Palos Grandes como representativa de las máximas acciones sísmicas ocurridas ese día en Caracas. La Figura 7.1 muestra un mapa con la ubicación de la zona de estudio, incluyendo los parámetros que caracterizan la amenaza sísmica del sitio según la Norma COVENIN 1756-1:2019 y los estudios de microzonificación sísmica realizados por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).

Se observa que la urbanización Los Palos Grandes se encuentra expuesta a una amenaza sísmica alta, en la Microzona 6, sobre un depósito aluvional de espesor mayor a 220 m y con velocidades de ondas de corte en los primeros 30 m mayores a 185 m/s.

Considerando una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, correspondiente a un Período de Retorno de 475 años, en esta zona se esperan aceleraciones espectrales de 0,28 g para período de 0,01 s y de 0,245 g para período de 1 s. Estos son los valores que caracterizan al “sismo de diseño” que aplica para las obras convencionales según la Norma. Estos parámetros también pueden modificarse mediante un factor α para obtener la respuesta bajo otras probabilidades de excedencia y períodos de retorno.

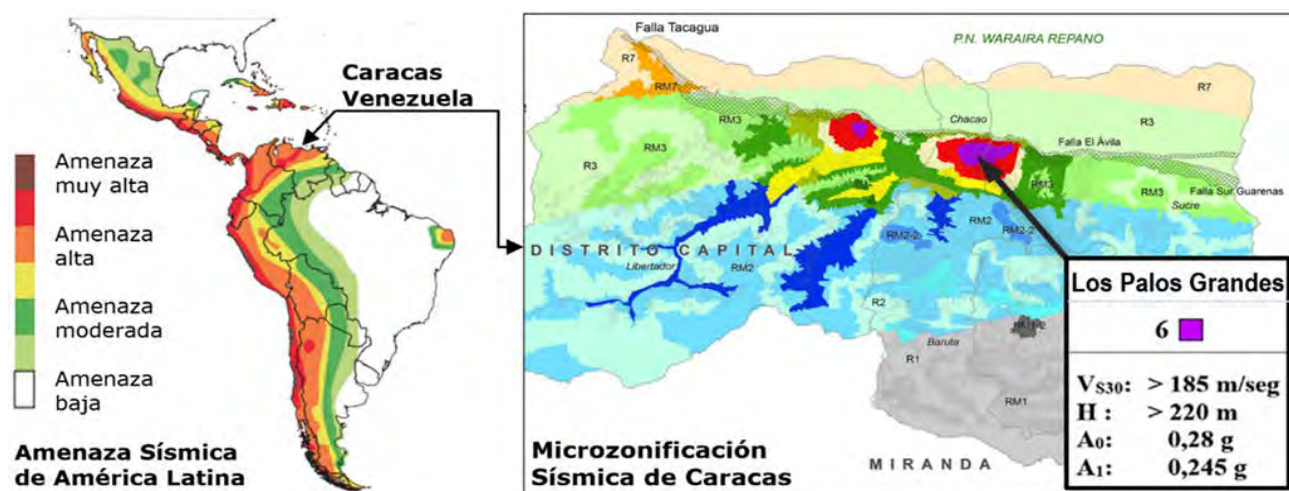


Figura 7.1 Microzonificación Sísmica Correspondiente al área de estudio
Adaptado de Lafuente, Grases & Genatios (2014) y FUNVISIS (2014)

Para el momento del Terremoto de Caracas, la urbanización Los Palos Grande se encontraba densamente poblada de edificios de mediana altura, con 6 o más pisos (Figura 7.2); más del 30% de estos edificios sufrieron daños estructurales, a pesar de que la mayoría tenía menos de diez años y habían sido diseñados conforme al código vigente de ese momento, *MOP 1955: Norma para el Cálculo de Edificios* (Ministerio de Obras Públicas (MOP), 1957).



Vista aérea de Los Palos Grandes en 1967 (Hanson & Degenkolb, 1969) Figura 7.2

La tipología estructural y arquitectónica dominante consistía en pórticos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería. La Figura 7.3 muestra un par de ejemplos de edificios que se encontraban en construcción en el año 1967.



Edificios típicos en construcción en 1967. Fintel et al. (1967) Figura 7.3

7.3 Desempeño de los edificios ante el sismo

La Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo realizó una evaluación de los daños ocurridos en edificaciones de todo el valle de Caracas, basados en más de mil informes de organismos oficiales y privados, así como ingenieros locales y extranjeros que se dieron a la tarea de estudiar el caso. La

clasificación de daños adoptada por la Comisión se presenta en la Tabla 7.1; luego, la Figura 7.4 muestra la distribución de estos daños en los edificios de Los Palos Grandes.

Tabla 7.1

Clasificación General de daño
(Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978a)

Tipo	Descripción
00	Sin daño
01	Grietas sólo en paredes.
1	Fisuras en algunos elementos estructurales (pocos elementos en comparación con el total del edificio). Algunas paredes con fisuras o grietas
2	Elementos estructurales agrietados o rotos, localizados en una zona del edificio. La tabiquería dañada en menos de la mitad del edificio
3	Elementos estructurales agrietados o rotos en número apreciable. La tabiquería muy dañada en más de la mitad de los pisos o derrumbada en algunas zonas del edificio
4	Edificio derrumbado total o parcialmente



Figura 7.4

Figura 7.1. Clasificación de daños y número de pisos en edificios.
Adaptado de: Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo (1978a)

Destaca que cuatro de los cinco edificios derrumbados estaban ubicados en las urbanizaciones Los Palos Grandes y Altamira. Se trata de los edificios: Neverí, San José, Mijagual y Palace Corvin (Figura 7.5), los cuales se describen brevemente a continuación.

El edificio **Neverí** tenía 12 niveles y su estructura principal consistía en columnas rectangulares y vigas de carga orientadas este-oeste y vigas planas orientadas norte-sur; el edificio **San José**, de 10 niveles más un sótano, tenía losas nervadas armadas en una sola dirección, apoyadas en vigas planas (Hanson & Degenkolb, 1969); el edificio **Mijagual** contaba con 12 niveles y su estructura consistía en pórticos de carga, con columnas de sección rectangular y vigas planas, orientadas norte-sur; finalmente, el edificio **Palace Corvin**, de 10 niveles, tenía tres cuerpos estructuralmente independientes dispuestos en forma de “H”, con el cuerpo central como núcleo de circulación vertical y los dos cuerpos principales con columnas de sección rectangular y vigas altas, orientadas este-oeste. Solo se derrumbó el cuerpo este de los tres cuerpos del edificio.

Factores comunes en estos cuatro edificios, aparte de haberse derrumbado, son que todos adolecían de irregularidades tipificadas, tanto en planta como en elevación, que les conferían una gran vulnerabilidad ante acciones sísmicas; también que todos eran significativamente más vulnerables ante excitaciones en la dirección norte-sur que ante excitaciones en la dirección este-oeste; además, el desplome presentó una notoria componente en sentido norte o sur en al menos tres de ellos. (Urich A. , 2013).



Edificios colapsados: Neverí, San José (Hanson & Degenkolb, 1969)
Mijagual (Valois, 1967) y Palace Corvin (Steinbrugge, 1967)

Figura 7.5

En el resto de las edificaciones de Los Palos Grandes, destacan las paredes como los elementos más dañados, no hubo casos de daño en la estructura sin que se produjera previamente daño en la tabiquería. Los daños típicos fueron el agrietamiento diagonal o en “x”, característicos de distorsiones en la dirección de la pared, así como también el agrietamiento perimetral en el contacto con el marco estructural que la contiene, típico de desencajamiento de la pared por distorsiones en dirección perpendicular a ésta (Figura 7.6).



Daño típico en paredes. Izquierda (Fintel et al., 1967): grietas diagonales y en “x”. Derecha (Steinbrugge, 1967): grietas perimetrales en el contacto con el marco

Figura 7.6

En los casos más severos, el agrietamiento fue de tal magnitud que desvinculó totalmente porciones de las paredes haciéndolas caer al vacío, tal como se muestra en los ejemplos de la Figura 7.7. Es importante mencionar que, aun cuando la mayor parte de las defunciones ocurrieron en los edificios colapsados, varios fallecimientos y la mayor parte de las lesiones a personas fueron ocasionados por la caída de paredes de mampostería (Skinner, 1969).



**Caída de paredes enteras hacia áreas exteriores del edificio
Izq. (Steinbrugge, 1967). Der. (Milek, 1967)**

Figura 7.7

Con relación a los miembros estructurales, los que presentaron mayor proporción de daños fueron las columnas. La Figura 7.8 muestra ejemplos de daños críticos en algunas columnas que perdieron totalmente su capacidad resistente. Afortunadamente, en estos casos hubo una redistribución de tensiones hacia los miembros estructurales vecinos, evitando así el colapso. También se presentaron daños en vigas y losas, aunque en menor proporción. La Figura 7.9 muestra algunos ejemplos.



Daños en columnas. Izq. (Bertero, 1967). Der. (Steinbrugge, 1967) Figura 7.8

Independientemente de que cada edificio es un ente único, con su propia vulnerabilidad, llama mucho la atención que habiendo sido diseñados prácticamente todos bajo las mismas normas, con criterios similares y en un lapso muy corto (aproximadamente 10 años), se hayan derrumbado edificios justo al lado de otros que, siendo aparentemente muy vulnerables, no presentaron ningún síntoma de daño, ni en la estructura, ni en las paredes.



Daños en vigas y losas (Steinbrugge, 1967)

Figura 7.9

Una de las razones de esta discrecionalidad en el daño fue la coincidencia de una mayor intensidad del movimiento del terreno en la dirección norte-sur, la cual coincidió con la dirección más vulnerable de los edificios más afectados (Urich & López, 2006).

Esta situación también fue advertida por otros autores, por ejemplo: refiriéndose al Petunia I (Figura 7.10), Arcia y Malaver (1974) comentan que “los primeros ocho niveles presentaron grietas diagonales en la tabiquería, muy pronunciadas en dirección norte-sur y escasas en dirección este-oeste”; Grases (1968) indica que “el pasillo de Residencias Unión presentó una deformación remanente en dirección sur”, situación observada también en el pasillo norte del hotel Macuto Sheraton (Figura 7.11); Fintel y otros (1967) también comentan que “los pulsos horizontales en dirección norte-sur fueron predominantes”; coincidiendo con Robson, Canales y Esteva (1968), quienes afirman que la vibración del terreno estuvo “enormemente polarizada en una dirección cercana a la norte sur” (las dos últimas citas son traducidas de la fuentes originales en inglés). Estas observaciones sobre la direccionalidad del sismo coinciden con lo indicado previamente para los cuatro edificios que colapsaron.

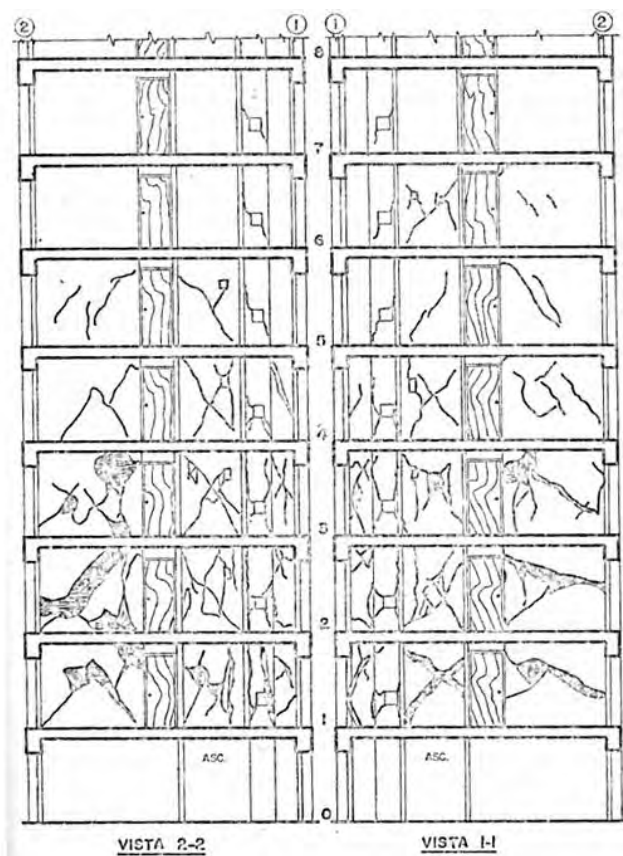
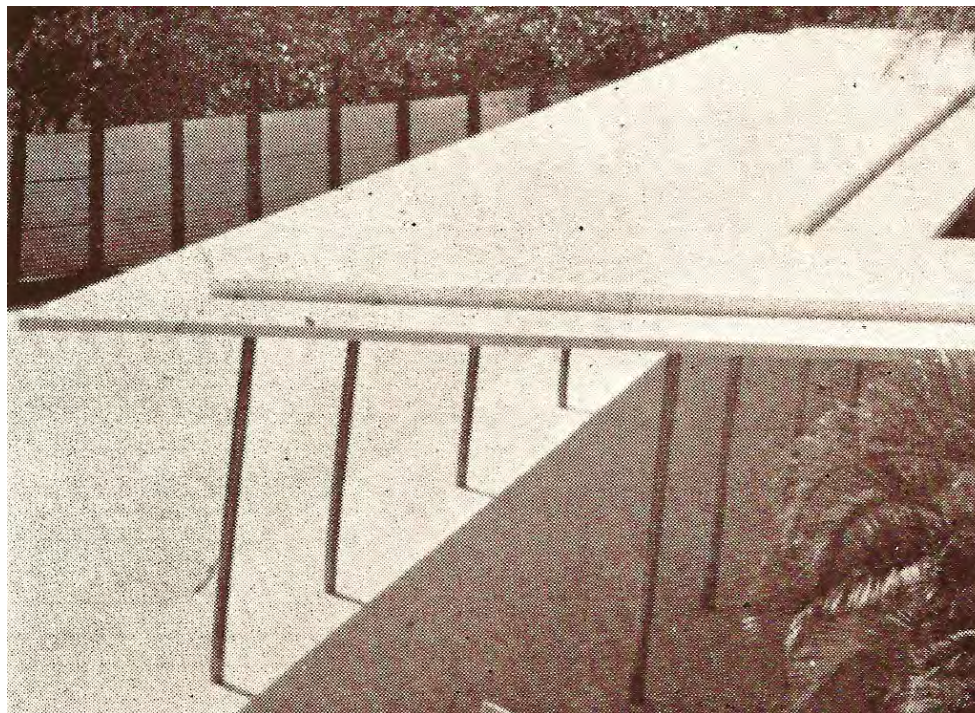


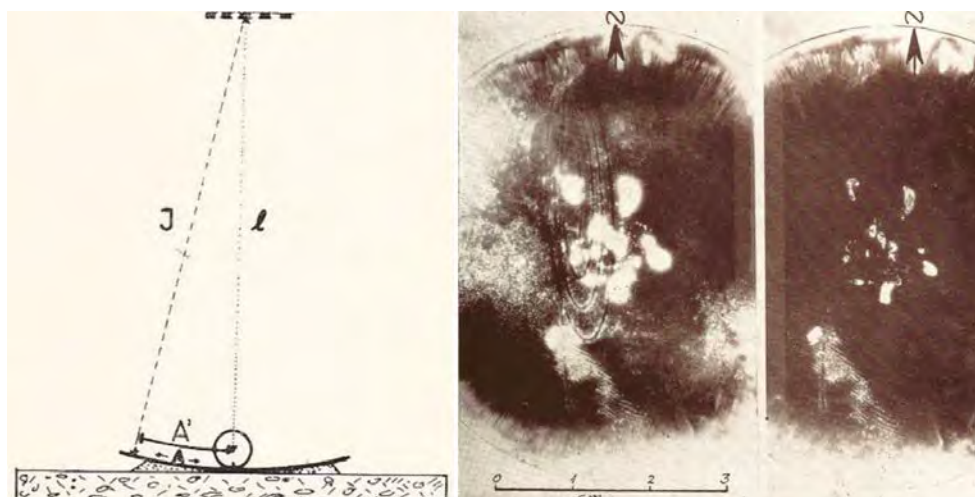
Figura 7.10 Edificio Petunia I. Izquierda: representación de daños en paredes transversales (adaptado de Arcia & Malaver, 1974); derecha: daños en paredes de fachada (Steinbrugge, 1967)



Pasillo norte. Hotel Macuto Sheraton (Grases J. , 1968)

Figura 7.11

Otro ejemplo sobre la direccionalidad del movimiento del terreno fue el registro obtenido en un sismoscopio del Observatorio Cajigal. La Figura 7.12 muestra la mayor amplitud de las oscilaciones en la dirección norte-sur, al menos tres veces mayores a las este-oeste.



Sismoscopio (Fiedler, 1968), izquierda: esquema de funcionamiento; derecha: registro (la flecha indica el norte)

Figura 7.12

7.4 Aceleraciones y espectros estimados por otros autores

La mayoría de los estudios realizados hasta la década de 1980 coinciden en asignar aceleraciones del terreno en Caracas entre 0,03 g y 0,05 g en roca y entre 0,06 g y 0,10 g para Los Palos Grandes. Asimismo, coinciden en que las aceleraciones espectrales fueron de 2 a 6 veces mayores en depósitos profundos de suelo con respecto a las estimadas en roca, con una máxima amplificación en el rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos (e.g.: Alonso, 1975; Borges, Grases y Ravara, 1969; Comisión Presidencial, 1978a; Fiedler, 1968; Grases, 1968; Seed, et al., 1972; Sozen, et al., 1968; Skinner, 1969; Whitman, 1969).

Entre los trabajos más reconocidos de esa época, están las investigaciones encomendadas por la Comisión Presidencial a los profesores Robert V. Whitman y H. Bolton Seed. Ambos estimaron la aceleración del terreno en Los Palos Grandes (LPG) entre 0,06 g y 0,08 g y presentaron los espectros de aceleración que se muestran en las Figuras 7.13 y 7.14.

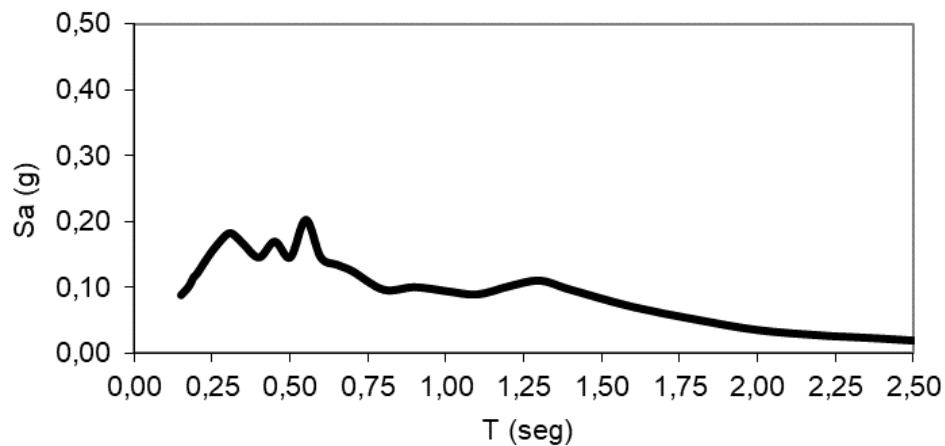


Figura 7.13 Espectro en LPG, adaptado de Whitman (1969)

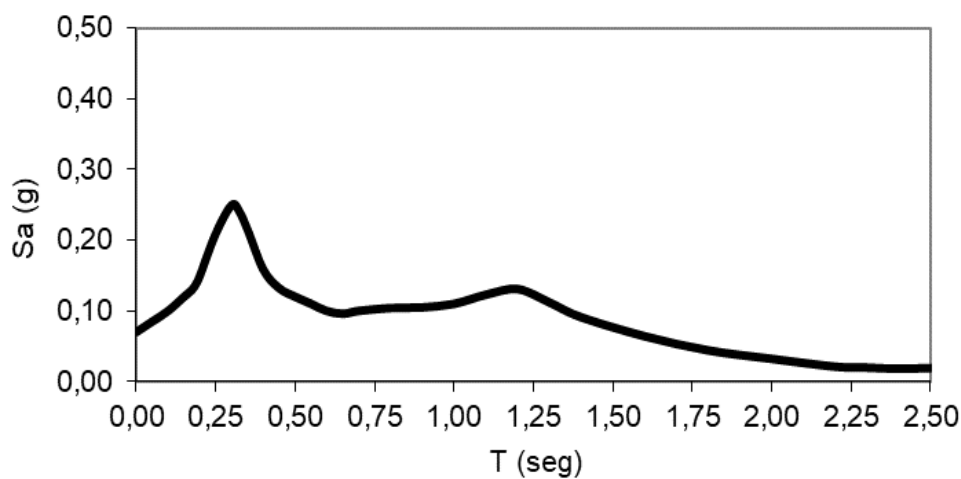
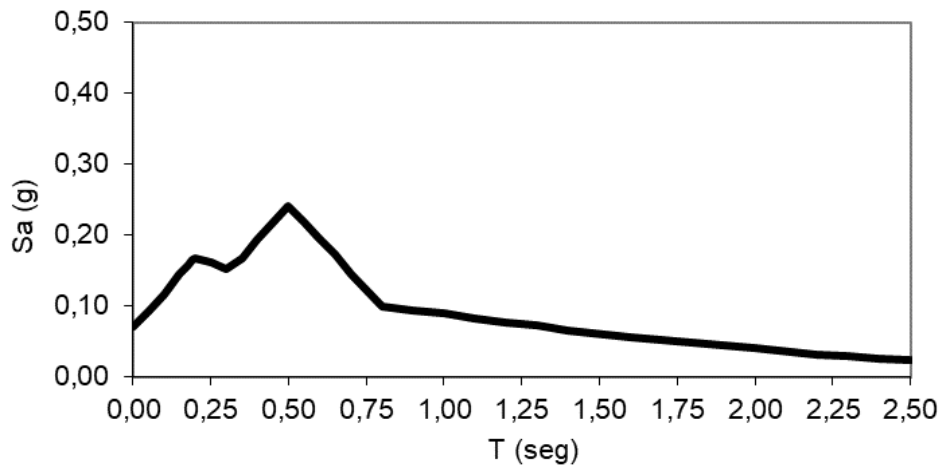


Figura 7.14 Espectro en LPG, adaptado de Seed, et al. (1972)

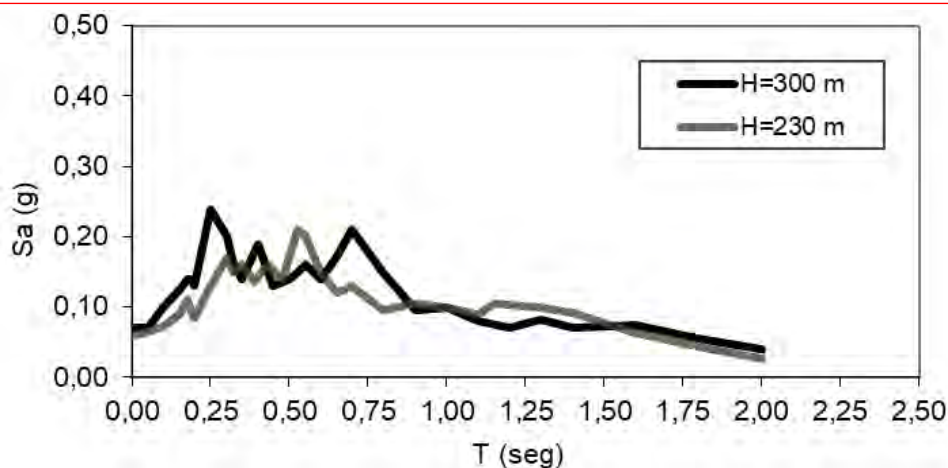
Por otra parte, José Luis Alonso en el año 1975, en un trabajo relativo a la microzonificación sísmica, hace referencia al caso de Los Palos Grandes 1967 y presenta el espectro de aceleraciones que se muestra en la Figura 7.15. También Alonso, en una publicación más reciente (2007), propone espectros de aceleración para varias profundidades de depósitos aluviales del valle de Caracas, la Figura 7.16 muestra el espectro estimado para profundidades de 230 y 300 m. Cabe destacar que este último, aunque aparece en una publicación reciente, corresponde a los datos del sismo que se manejaban en la década de los setenta y ochenta, con aceleraciones máximas cercanas a 0,03 g en roca y 0,06 g en superficie.

Más recientemente, Papageorgiou y Kim (1991) realizaron una simulación de la respuesta dinámica del valle de Caracas, basados en los datos sobre el Terremoto de 1967 publicados por Suárez y Náblek en el año 1990.



Espectro en LPG, adaptado de Alonso (1975)

Figura 7.15



Espectro para Caracas 1967 y profundidades de depósito aluvial entre 230 y 300 m, adaptado de Alonso (2007)

Figura 7.16

Los autores estimaron que las aceleraciones en roca fueron del orden de 0,10 g y que en la zona de depósito aluvional de Los Palos Grandes y Altamira se presentaron aceleraciones pico del terreno entre 0,15 g y 0,21 g, siendo aproximadamente 0,17 g para el sector analizado en este estudio. En su publicación incluyen los espectros de respuesta mostrados en la Figura 7.17.

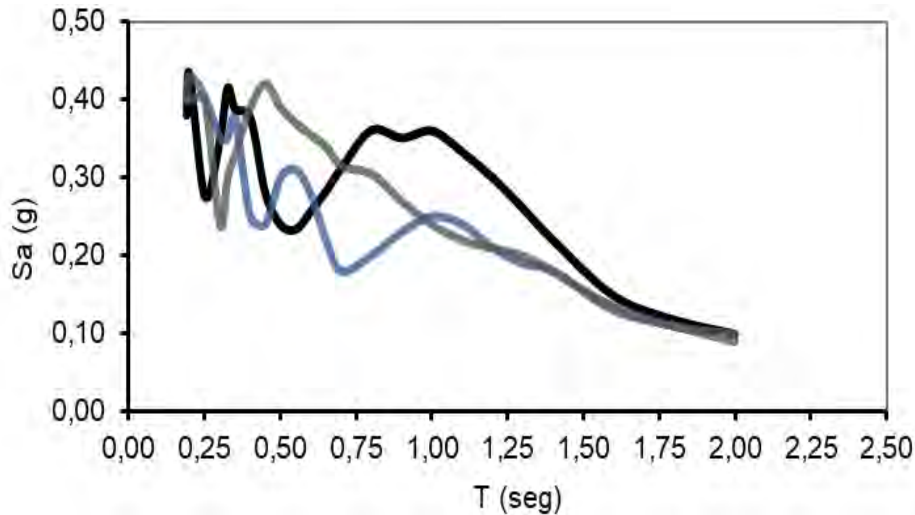


Figura 7.17 Espectros en LPG, adaptado de Papageorgiou y Kim (1991)

En otra publicación reciente, Guerrero y López (2019) estiman una aceleración máxima de 0,19 g para los sedimentos profundos y de 0,12 g en roca, proponiendo el espectro de respuesta que se muestra en la Figura 7.18. Estos resultados se basan en información sismológica actualizada, estudios de microzonificación y la nueva generación de modelos de atenuación de la NGA.

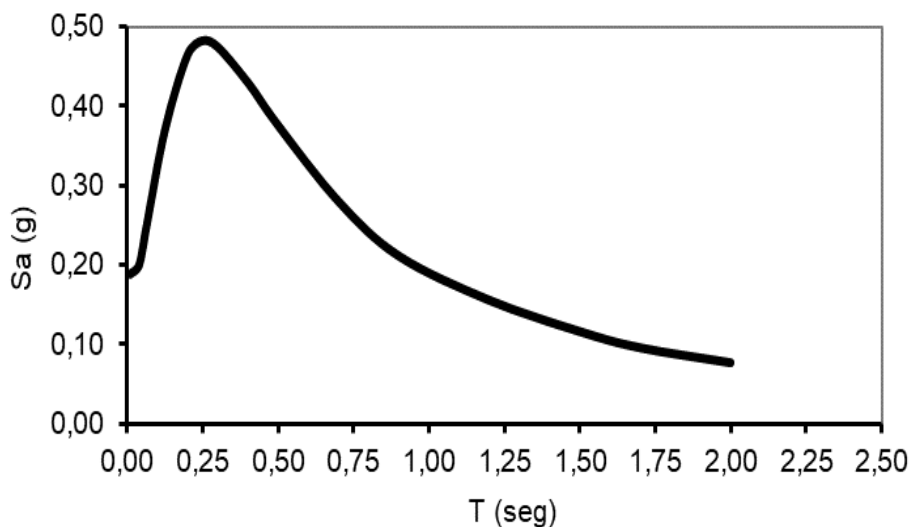


Figura 7.18 Espectro en LPG, adaptado de Guerrero y López (2019)

7.5 Estimación del espectro de pseudo-aceleración a partir del daño

7.5.1 Metodología

El método consiste en estimar espectros probables de pseudo-aceleración, representativos de un sismo y una localidad determinada, a partir la observación de daños en las edificaciones afectadas; para esta estimación, se emplea el denominado método de los coeficientes, que permite calcular el desplazamiento en el tope de un edificio en función de su período efectivo y la aceleración espectral; en este caso particular, se emplea la ecuación referida en la guía para la evaluación y adecuación sísmica de edificaciones existentes (ASCE/SEI 41-17, 2017):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7.1)$$

donde:

- δ_t : Desplazamiento máximo esperado en el tope del edificio calculado para un sismo específico.
- C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope de un edificio que posee un sistema de varios grados de libertad.
- C_1 : Factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.
- C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos de histéresis y la degradación de rigidez y resistencia que ocurre en el máximo desplazamiento.
- S_a : Aceleración espectral elástica para el período fundamental y amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.
- T_e : Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada.
- g : Aceleración de gravedad.

De la ecuación [1] se puede despejar S_a :

$$S_a = \frac{4\pi^2 \delta_t}{C_0 C_1 C_2 T_e^2 g} \quad (7.2)$$

De esta forma, si se puede estimar el período fundamental efectivo (T_e) en varios edificios de una zona afectada por un sismo, el desplazamiento en el tope (δ_t) y seleccionando adecuadamente los factores C_0 , C_1 , C_2 , se podrán obtener las parejas (T_e ; S_a) correspondientes a las coordenadas probables del espectro elástico de pseudo-aceleraciones para esa localidad y sismo específico.

Versiones preliminares de esta metodología fueron desarrolladas y empleadas por (Urich & López, 2006) y Urich (2013). Más recientemente, el método fue actualizado con las nuevas ecuaciones del ASCE/SEI 41-17 y su validez fue revisada en el caso de Ciudad de México luego del Terremoto de Puebla-Morelos del año 2017, obteniéndose resultados satisfactorios (Urich & López, 2018).

Para la aplicación de este método, la variable esencial por determinar es el desplazamiento máximo esperado en el tope del edificio (δ_t), el cual se puede estimar en función del nivel del daño observado. Este tema se trata con más detalle en la sección 7.5.2.

El período efectivo (T_e) se estimó en este caso a partir de períodos medidos en los edificios luego del sismo, corregidos en función del nivel de daño observado. Este tema se trata con más detalle en la sección 7.5.3.

Para la selección de C_0 , C_1 , C_2 se emplearon los criterios establecidos en la guía ASCE/SEI 41-17. Cabe destacar que C_1 y C_2 son dependientes del coeficiente sísmico de la estructura a nivel de cedencia y del tipo de suelo, sin embargo, esta dependencia es significativa sólo para períodos bajos, mientras que para períodos por encima de 0,5 seg la dependencia es poco significativa.

En este estudio se usó un coeficiente sísmico para la estructura a nivel cedente de 0,10 y el perfil de suelo "Tipo D" referido en dicha guía.

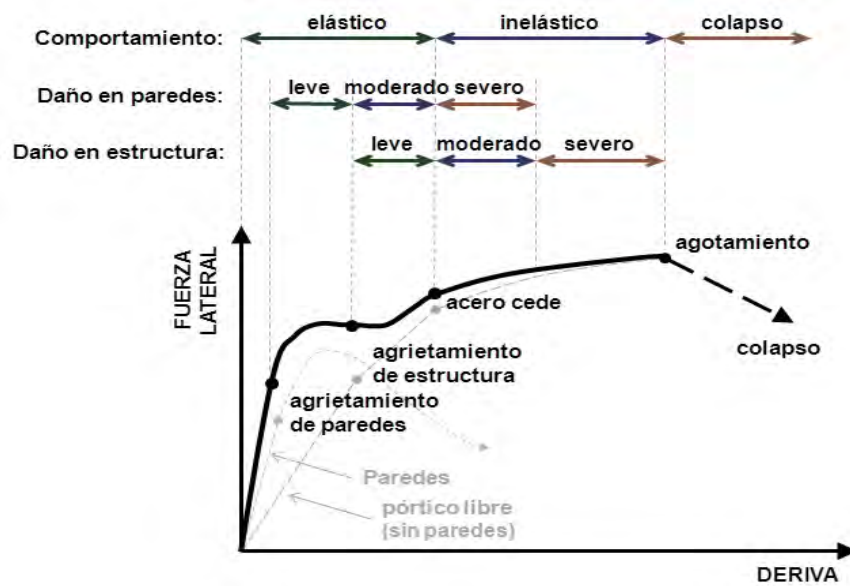
7.5.2 Estimación de la Deriva a partir del daño

Para poder asociar cada nivel de daño a un estado de deformación, se definieron previamente tres niveles de desempeño, tanto para la estructura como para la tabiquería. Los valores escogidos fueron los que presentan mayor coincidencia en la bibliografía especializada. A continuación, en la **Tabla 7.2** se muestra la descripción de los niveles de daño seleccionados.

Tabla 7.2 Niveles de daño

Elemento	Nivel de daño	Descripción
Estructura	Daño leve	Aparición de primeras fisuras o grietas. Comienzo del comportamiento inelástico,
	Daño moderado	Grietas de 1 a 2 mm en elementos estructurales.
	Daño severo	Grietas generalizadas mayores a 3 mm, desprendimiento del recubrimiento.
Tabiquería	Daño leve	Aparición de primeras fisuras o grietas.
	Daño moderado	Grietas de 2 a 4 mm, desprendimiento del friso en aristas de ventanas.
	Daño severo	Grietas extensas en "X" mayores a 1 cm de espesor.

La Figura 7.19 muestra de forma esquemática la relación entre la deriva y los distintos niveles de daño. Se observa como los daños en las paredes y en la estructura ocurren a distintos rangos de deformación; las primeras se dañan para derivas muy bajas, mientras que la estructura alcanza distorsiones mayores.



Relación típica fuerza lateral vs. deriva para distintos niveles de desempeño de pórticos de concreto armado rellenos con paredes de mampostería

Figura 7.19

Se consultó, en distintas referencias, las derivas de piso asociadas a los niveles de daño escogidos. Para su selección, se consideró que se trata de pórticos de concreto armado de baja ductilidad con paredes de relleno de mampostería. Con base a esta información se asignó un rango probable de deriva normalizada máxima de piso (δ_i/h) para cada nivel de daño según la clasificación realizada por la Comisión Presidencial. La Tabla 7.3 muestra los valores adoptados en este estudio.

Derivas normalizadas adoptadas para distintos niveles de daño según la clasificación de la Comisión Presidencial

Tabla 7.3

Tipo	Nivel de daño en la estructura	Nivel de daño en la tabiquería	Deriva normalizada (δ_i/h)	
			Rango	Mediana
00	Sin daño	Sin daño	< 0,0020	-
01	Sin daño	Daño leve	0,0010 a 0,0020	0,0015
1	Daño leve	Daño moderado	0,0015 a 0,0025	0,0020
2	Daño moderado	Daño severo	0,0020 a 0,0040	0,0030
3	Daño severo	Daño extremo	0,0030 a 0,0060	0,0045

Para estimar la deriva en el tope del edificio (δ_t) se consideró que la deriva normalizada en los entresijos que sufren las mayores deformaciones son aproximadamente un 25% mayores que la deriva global normalizada del edificio δ_t/H (Ghobarah, 2004).

7.5.3 Determinación de altura y período fundamental efectivo

Se contó con reportes de la altura (H) y del período fundamental (T) medido en 41 edificaciones (Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; Grases, 1968; Hanson y Degenkolb, 1969).

En algunos casos donde no se obtuvo información precisa de la altura, se estimó a partir del valor promedio de altura de entresijo de 2,80 m, reportado por la Comisión Presidencial (1978b) para los edificios evaluados en Los Palos Grandes.

Es importante destacar que los períodos reportados se refieren a mediciones de vibración realizadas después del sismo ante excitaciones muy pequeñas (fuerzas humanas y viento principalmente), por lo tanto, estos valores deben ser corregidos para hacerlos compatibles con períodos asociados a vibraciones de mayor amplitud.

En este sentido, se puede suponer que los períodos medidos son similares al período fundamental elástico T_i , mientras que para vibraciones de mayor amplitud los períodos se corresponden al período fundamental efectivo T_e . Si se considera que la rigidez lateral efectiva K_e es de 40% a 80% de la rigidez elástica K_i (Paulay & Priestley, 1992), entonces el período fundamental efectivo $T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e}$ estará comprendido entre $1,12T_i$ y $1,58T_i$.

Estos valores son consecuentes con los registros acelerográficos obtenidos en los pisos superiores de varios edificios durante el Terremoto de San Fernando en Febrero de 1971, cuya tipología estructural era similar a la de los edificios en Los Palos Grandes (Chopra, 1995; Comisión Presidencial, 1978a y 1978b; COVENIN 1756, 2001).

Considerando lo anterior, se adoptaron los siguientes factores para obtener el período efectivo según el nivel de daño: $T_e/T_i = 1,10$ para daño tipo 01; 1,20 para daño tipo 1; 1,35 para daño tipo 2 y 1,50 para daño tipo 3.

7.5.4 Resultados obtenidos

Empleando la metodología descrita en los puntos anteriores, se obtuvieron las parejas de pseudo-aceleración espectral (S_a) vs. período efectivo (T_e) para todos los edificios de los cuales se disponía información. La Tabla 7.4 muestra el detalle de la data analizada y de los resultados obtenidos.

Se indica el nombre del edificio; el número de pisos (N); el tipo de daño según la clasificación de la Comisión Presidencial, la altura (H) en metros; el período medido en la dirección Norte-Sur (T_{N-S}) en segundos; la deriva estimada en el tope del edificio (δ_t) en metros; los factores C_0 , C_1 y C_2 ; y los resultados de las parejas T_e , S_a en segundos y unidades de g, respectivamente.

Se graficaron las parejas T_e , S_a con los valores puntuales obtenidos y se hicieron regresiones con el fin de conseguir una correlación entre ambas variables. La curva que mejor se ajustó fue una polinómica de orden 6, con un coeficiente de correlación de $r=0,98$. Estos resultados se presenta en la Figura 7.20.

Es importante destacar que los valores reflejados en la Figura 7.20 son válidos sólo para la dirección norte-sur, que como se ha discutido en apartados anteriores, fue la dirección dominante de vibración

del terreno y la que corresponde a la calificación de daños en edificios usada en la selección de los períodos de los edificios y la estimación de las aceleraciones espectrales.

Estimación del espectro a partir del daño

Tabla 7.4

Edificio	N	Daño	T_{N-S}	d_t	C_0	C_1	C_2	T_e	S_a
Amalfi	11	3	0,65	0,11	1,30	1,04	1,01	0,98	0,35
Atlantic	9	3	0,90	0,10	1,30	1,01	1,00	1,35	0,18
Balmoral	14	2	0,71	0,09	1,30	1,03	1,00	0,96	0,31
Blue Palace	18	3	0,90	0,18	1,30	1,02	1,00	1,35	0,31
C. Garden	14	3	1,18	0,14	1,30	1,00	1,00	1,77	0,14
Capri	11	2	0,75	0,07	1,30	1,02	1,00	1,01	0,22
Caromay	18	3	0,96	0,18	1,30	1,01	1,00	1,44	0,27
Castillete	18	3	1,65	0,18	1,30	1,00	1,00	2,48	0,09
Coral	11	2	1,45	0,07	1,30	1,00	1,00	1,96	0,06
Cuarta Av.	10	01	0,50	0,03	1,30	1,10	1,01	0,55	0,31
Don Pedro	16	2	0,88	0,11	1,30	1,02	1,00	1,19	0,23
Doral	10	01	0,57	0,03	1,30	1,05	1,01	0,63	0,25
Guipelia N	16	2	1,58	0,12	1,30	1,00	1,00	2,13	0,08
Guipelia S	17	2	1,23	0,13	1,30	1,00	1,00	1,66	0,14
Hawaii	7	01	0,46	0,02	1,30	1,09	1,01	0,51	0,26
Houston	7	01	0,45	0,02	1,30	1,10	1,01	0,50	0,27
Icabarú	16	2	1,10	0,12	1,30	1,01	1,00	1,49	0,17
Ipasolaz	12	2	1,20	0,08	1,30	1,00	1,00	1,62	0,10
Itaca	16	01	0,80	0,05	1,30	1,02	1,00	0,88	0,21
Le Roc E	15	3	1,06	0,15	1,30	1,01	1,00	1,59	0,18
Le Roc O	15	3	1,49	0,15	1,30	1,00	1,00	2,24	0,09
M. Ávila	6	01	0,32	0,02	1,30	1,31	1,05	0,35	0,37
M. Igueldo	8	01	0,42	0,03	1,30	1,15	1,02	0,46	0,33
P. Corvin	10	3	1,13	0,10	1,30	1,00	1,00	1,70	0,11
Pasaquire	12	2	1,35	0,08	1,30	1,00	1,00	1,82	0,08
Petunia I	15	2	1,42	0,10	1,30	1,00	1,00	1,92	0,08
Petunia II	21	3	1,70	0,21	1,30	1,00	1,00	2,55	0,10
Plaza 1	12	01	0,71	0,04	1,30	1,02	1,00	0,78	0,20
Puerto Santo	18	1	0,80	0,08	1,30	1,02	1,00	0,96	0,26
Royal	10	3	1,43	0,11	1,30	1,00	1,00	2,15	0,08
San Bosco	14	3	0,88	0,14	1,30	1,01	1,00	1,32	0,25
Unión	17	3	1,70	0,17	1,30	1,00	1,00	2,55	0,08
V. Hermosa	10	01	0,62	0,04	1,30	1,04	1,00	0,68	0,24
Valdés	14	2	0,70	0,09	1,30	1,03	1,00	0,95	0,31

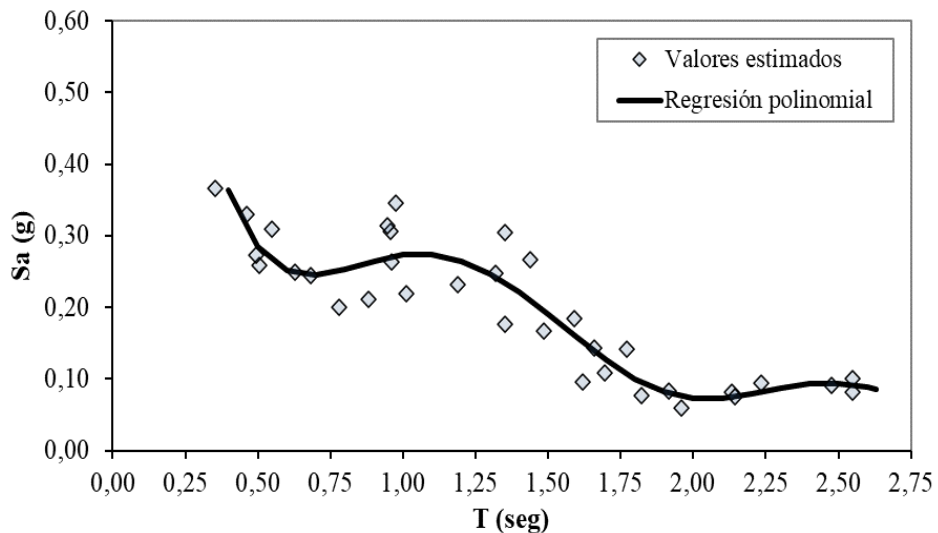


Figura 7.20 Valores (T_e , S_a) estimados a partir del daño en los edificios para el Terremoto de Caracas de 1967 en Los Palos Grandes

7.6 Comparación con los espectros propuestos por otros autores y los espectros de la Norma Venezolana

En la Figura 7.21 se superponen el espectro estimado a partir del daño en los edificios, con los espectros estimados por otros autores en la década de los sesenta y setenta, los cuales fueron discutidos en el punto 7.4. Se observa que las aceleraciones espectrales obtenidas en este trabajo son de 2 a 3 veces mayores a las estimadas en por otros autores en ese momento.

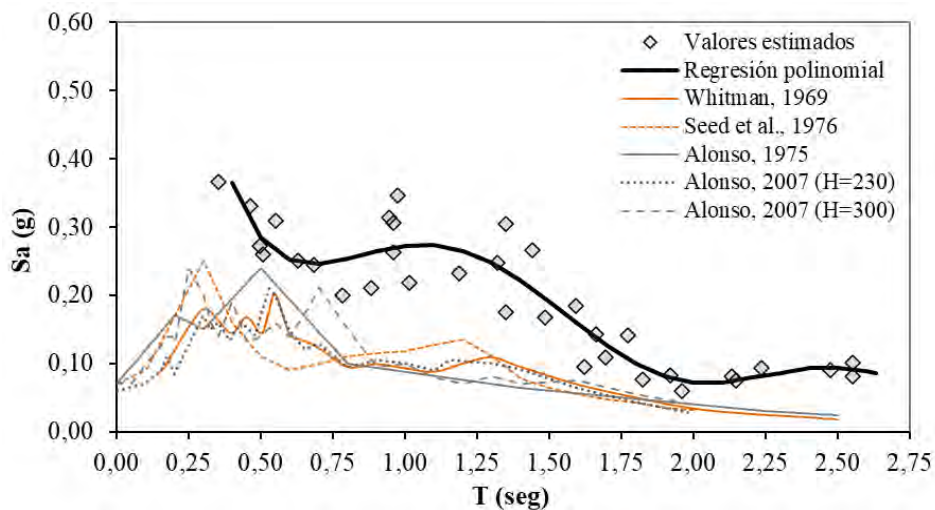
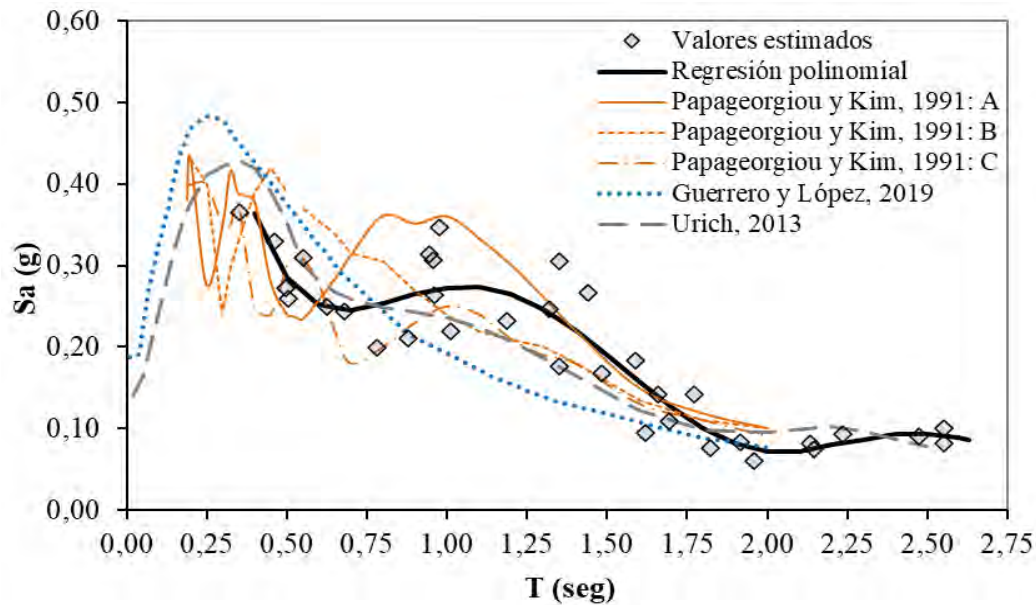


Figura 7.21 Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros propuestos por otros autores en estudios de los años sesenta y setenta

En la Figura 7.22 se superponen el espectro estimado a partir del daño, con los estimados por otros autores posteriores a la década de los ochenta, Se observa que los resultados obtenidos en este trabajo se ajustan bastante bien a las propuestas más recientes publicadas por Papageorgiou y Kim (1991) y Guerrero y López (2019). También se hace la comparación con los resultados previos de Urich (2013), donde se aprecia que los cambios en esta nueva propuesta no son muy significativos.



Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros propuestos por otros autores en estudios posteriores a los años ochenta

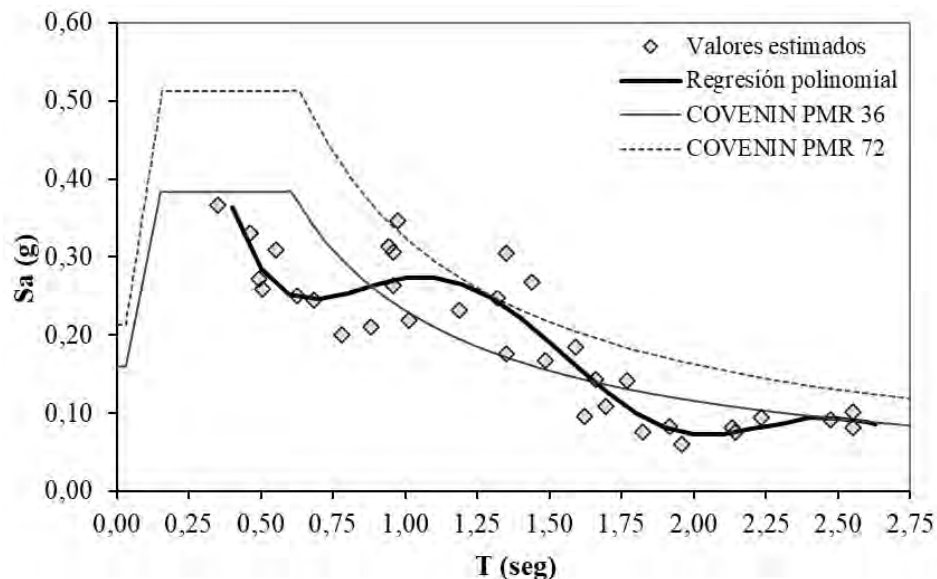
Figura 7.22

También se realizó la comparación con los espectros de respuesta elástica de la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019. Para obtener los espectros normativos más representativos se consideraron las condiciones de sitio descritas en el apartado 7.2 y Figura 7.1, con un factor de importancia α que condujera a resultados consistentes. La Tabla 7.5 muestra los valores α y su correspondencia con el coeficiente de aceleración del terreno A_A , probabilidad de excedencia y período medio de retorno. El gráfico de la Figura 7.23 muestra los resultados.

Factor de importancia, aceleración del terreno, probabilidad de excedencia y período medio de retorno considerados según COVENIN 1756

Tabla 7.5

Designación	α	A_A	Probabilidad de excedencia	Período medio de retorno
COVENIN PMR 36	0,30	0,16	50% en 25 años	36 años
COVENIN PMR 72	0,45	0,21	50% en 50 años	72 años



Espectro estimado a partir del daño comparado con espectros de la Norma COVENIN 1756:1- 2019

Figura 7.23

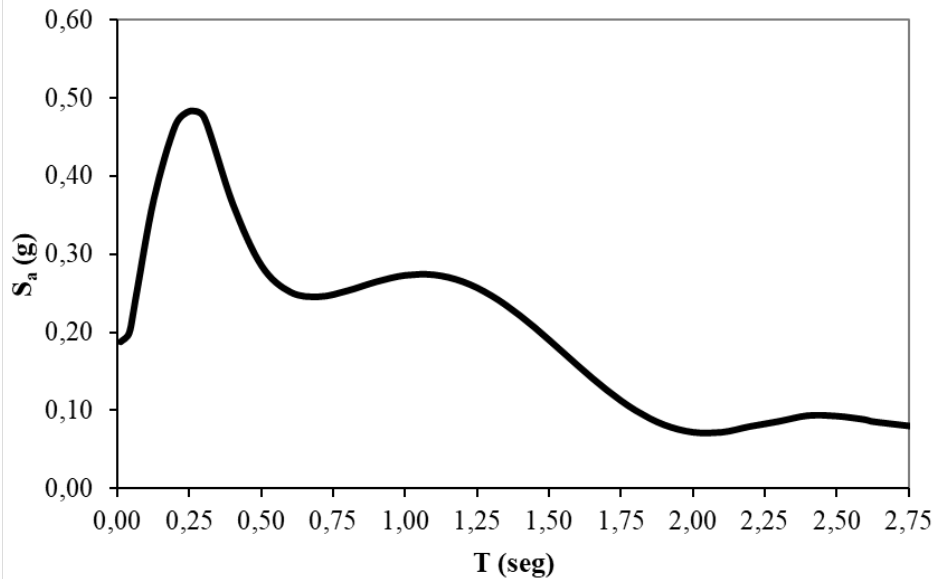
En la Figura 7.23 se observa que, en términos medios, los valores obtenidos en este estudio son similares al espectro de respuesta elástica indicado en la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019 para las condiciones de sitio de Los Palos Grandes, con aceleración máxima del terreno de 0,16 g, una probabilidad de excedencia de 50% en 25 años y un período medio de retorno de 36 años.

Asimismo, se observa que los valores máximos obtenidos en períodos cercanos a 1,25 segundos, coinciden con los correspondientes a una aceleración máxima del terreno de 0,21 g, una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años y un período medio de retorno de 72 años.

7.7 Espectro de aceleraciones propuesto para Los Palos Grandes

Del análisis de los resultados discutidos en los puntos anteriores, se puede concluir que el Terremoto de Caracas de 1967 produjo una aceleración pico del terreno en Los Palos Grandes entre 0,16 g y 0,21 g, con pseudo-aceleraciones espectrales que presentan un pico cercano a 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 cerca de 2,40 segundos.

A los fines de contribuir con el desarrollo de investigaciones sobre los efectos del Terremoto de Caracas de 1967 en las edificaciones de Los Palos Grandes, se propone el uso del espectro de respuesta elástica que se presenta la en la Figura 7.24. Este gráfico fue construido de la siguiente forma: para períodos entre 0,40 y 2,60 segundos se usó la regresión polinomial obtenida en este estudio; para períodos menores a 0,40 segundos se usó la propuesta de Guerrero y López (2019), cuyos resultados son consistentes con este estudio; para períodos mayores a 2,60 segundos se usó la propuesta de COVENIN 1756:1-20019 para un período medio de retorno de 36 años, lo cual también se ajusta a los resultados obtenidos en este estudio para períodos altos.



Espectro de pseudo-aceleraciones del Terremoto de Caracas de 1967 en la urbanización Los Palos Grandes, dirección norte-sur **Figura 7.24**

7.8 Conclusiones

Con base en la interpretación de los daños observados en los edificios de la urbanización Los Palos Grandes durante el Terremoto de Caracas de 1967, se estima que la aceleración máxima en el terreno estuvo comprendida entre 0,16 g y 0,21 g, con un pico en las pseudo-aceleraciones espectrales de 0,30 g para un período de 1,10 segundos y otro pico de 0,10 g para períodos cercanos a 2,40 segundos. Estos resultados son válidos únicamente para la dirección dominante del movimiento, norte-sur; para la dirección este-oeste se estima que las aceleraciones fueron significativamente menores.

Las amplitudes del espectro de respuesta obtenido en este estudio son entre dos a tres veces superiores, con relación a las que fueron consideradas en la mayoría de las investigaciones realizadas al menos durante dos décadas después de ocurrido el sismo. Todas las investigaciones coinciden en que hubo una mayor amplificación de las aceleraciones espectrales en superficie versus en roca para un rango de períodos entre 0,7 y 1,3 segundos.

En términos cuantitativos, el espectro de pseudo-aceleraciones propuesto en este estudio es más consistente con los resultados obtenidos por distintos métodos en investigaciones más recientes, tales como las publicadas por Papageorgiou y Kim (1991) y Guerrero y López (2019).

La notable amplificación de la respuesta para períodos cercanos 1,10 segundos es también consistente con el hecho de que los cuatro edificios colapsados tenían una altura entre 10 y 12 pisos. Sumado a las irregularidades que estos edificios poseían, el colapso seguramente se vio influenciado por un efecto de cuasi-resonancia, al coincidir sus períodos naturales con los períodos dominantes del terreno.

Con base en los resultados de este estudio, se estima que las acciones sísmicas ocurridas en 1967 tienen un período medio de retorno entre 40 y 70 años, por lo que se trata de un “sismo frecuente” según la definición incluida en la Norma Venezolana COVENIN 1756:1-2019. Esto llama la atención sobre la posibilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad similar en un lapso relativamente corto, así como la vulnerabilidad de las edificaciones construidas antes de 1967 ante acciones sísmicas relativamente bajas.

7.9 Referencias

- Alonso, J. L. (1975). La Microzonificación Sísmica como Elemento Imprescindible en el Planeamiento Urbano. *Boletín N° 304, Colegio de Ingenieros de Venezuela*.
- Alonso, J. L. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Fondo Editorial Sidetur.
- Arcia, J. (Julio-Diciembre de 1970). Evaluación de Daños. Terremoto del 29 de Julio de 1967. Caracas Venezuela. *Boletín Técnico IMME*, 8(31-32), 73 a 137.
- Arcia, J., & Malaver, A. (1974). Reparaciones Estructurales de los Edificios Dañados por el Sismo del 29 de Julio de 1967. *I Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Va. USA: American Society of Civil Engineers .
- Bertero, V. V. (1967). *William G. Godden (vol 4) Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Goddenxxxx>
- Borges, J. F., Grases, J., & Ravara, A. (1969). Behaviour of Tall Buildings during the Caracas Earthquake of 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, pp. J-2. 107 a 123. Santiago de Chile.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice Hall.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1968). *Primera fase del estudio del sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1969). The Caracas Earthquake of July 29, 1967. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, págs. J-2. 74 a 89. Santiago de Chile.
- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978a). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967 (Vol. A)*. Caracas: FUNVISIS.

- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. (1978b). *Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967* (Vol. B). Caracas: FUNVISIS.
- COVENIN 1756-1. (2019). *Construcciones sismorresistentes (2da. revisión)*. Caracas. Venezuela.
- Degenkolb, H., & Hanson, R. D. (1969). The July 29, 1967 Venezuela Earthquake: Lessons for the Structural Engineer. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, pp. J-2 90-106. Santiago de Chile.
- Dobry, R. (1997). Lecciones Aportadas por el Terremoto de Caracas a la Incorporación del Efecto de Amplificación del Suelo en los Códigos Sísmicos. *Seminario Sobre el Terremoto de Caracas del 29 de Julio de 1967 - Treinta Años Después*. Caracas.
- Ferrer, F., & Cluff, L. (1969). Caracas, Venezuela Earthquake of July 29, 1967. Soil Engineering and Engineering Geology Observations. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. J-2. 151 a 16). Santiago de Chile.
- Fiedler, G. (Julio-Diciembre de 1968). Estudio Sismológico de la Región de Caracas con Relación al Terremoto del 29 de Julio de 1967. *Boletín Técnico del IMME*(N° 23-24).
- Fintel, M., Nieves, J. M., Jobse, H. J., Armheim, J. E., & Griffin, P. (1967). *Preliminary Report. The behavior of reinforced concrete structures in Caracas, Venezuela, earthquake of July 29, 1967*. Chicago, USA: Portland Cement Association.
- FUNVISIS. (2009). Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738). Informe Técnico Final. Volumen 1 Caracas. Caracas: Ministerio de Ciencia y Tecnología - FUNVISIS.
- FUNVISIS (2014) Mapa de Microzonificación Sísmica de Caracas. MPP para la Educación Universitaria, Ciencia y Tecnología. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. Venezuela.
- Ghobarah, A. (2004). On Drift Limits Associated with Different Damage Levels. *International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Concepts and Implementation. Bled, Slovenia* (págs. 321-332). Berkeley: The Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Grases, J. (Julio-Septiembre de 1968). El Sismo de Caracas de 1967. Estudios Orientados Hacia su Interpretación a Partir del Comportamiento de Estructuras. *Boletín Técnico IMME*, 6(23-24), 3-125.
- Grases, J. (2005). Algunas Contribuciones de Günther Fiedler a la Sismología Venezolana. *Revista Geográfica Venezolana, Número Especial*, 257-266.
- Guerrero, A., & López, O. (2019). Espectro de Respuesta del Sismo de Caracas de 1967. *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*, 42(3), 104-151. doi:10.22209/rt.v42n3a01

- Hanson, R. D., & Degenkolb, H. J. (1969). *The Venezuela Earthquake*. July 29, 1967. New York, USA: American Iron and Steel Institute.
- Lafuente, M., Grases, J., & Genatios, C. (2014). *Revisión de la Normativa Sísmica en América Latina*. Geopolis, Caracas: CAF. Descargado de <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/897>.
- Milek, W. A. (1967). *Robert A. Olson Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de 07 de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Rxxxx>
- Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1957). *MOP 1955: Normas para el Cálculo de Edificios*. Caracas, Venezuela: Ministerio de Obras Públicas.
- Papageorgiou, A. S., & Kim, J. (1991, December). Study of the Propagation and Amplification of Seismic Waves in Caracas Valley with Reference to The 29 July 1967 Earthquake: Sh Waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(6), 2214-2233.
- Papageorgiou, A., & Kim, J. (1993). Propagation and Amplification of Seismic Waves in 2-D Valleys Excited by Obliquely Incident P- and Sv- Waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(2), 167-182.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: John Wiley & Sons, INC.
- Rial, J. A. (Junio de 1977). El Terremoto de Caracas de 1967. Estudio del Proceso Focal (Investigación En Proceso). *Boletín del IMME*, XV(57-58).
- Rial, J. A. (Nov. de 1978). The Caracas, Venezuela, Earthquake of July 1967: A Multiple-Source Event. *Journal of Geophysical Research*, 83(B11), 5405-5414.
- Robson, G. R., Canales, L., & Esteva, L. (1968). *Venezuela. The Caracas Earthquake of July 1967*. Paris: UNESCO, Serial N° 571/BMS.RD/AVS.
- Seed, H. B., Whitman, R. V., Dezfulian, H., Dobry, R., & Idriss, I. M. (1972, Agosto). Relationships between soil conditions and building damage in the 1967 Caracas Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*.
- Skinner, R. I. (1969). Damage Mechanisms and Design Lessons from Caracas. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3*, págs. J-2. 124 a 136. Santiago de Chile.
- Sozen, M. A., Jennings, P. C., Matthiensen, R., & Housner, G. W. (1968). *Engineering Report on the Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Washington National Academy of Sciences.

- Steinbrugge, K. (1967). *EQIIS and Karl Steinbrugge Image Database. National Information Service for Earthquake Engineering. University of California. Berkeley*. Recuperado el 2008, de http://nisee.berkeley.edu/visual_resources/steinbrugge_collection.html
- Suárez, G., & Náblek, J. (10 de October de 1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. *Journal of Geophysical Research*, 95(B11), 17459-17474.
- Urich, A. (2013). *Desempeño de Edificios y Acciones Sísmicas en Los Palos Grandes 1967*. Tesis de M.Sc. Tutor: Oscar A. López, Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería, Caracas.
- Urich, A., & López, O. (2006). Importancia de la Orientación de los Planos Resistentes en el Desempeño Sísmico de Edificios en Los Palos Grandes 1967. *VIII Convesis - Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Valencia, Edo. Carabobo.
- Urich, A., & López, O. (2018). Estimación de Espectros Luego de un Sismo con Base en los Daños Observados en Edificios. *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Campeche: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Valois, F. (1967). *Karl Steinbrugge Image Collection. National Information Service for Earthquake Engineering EERC, University of California. Berkeley*. Recuperado el 19 de julio de 2011, de <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/image/Sxxxx>
- Whitman, R. (1969). *Effect of Soil Conditions upon Damage to Structures; Caracas Earthquake of July 29, 1967*. Cambridge: Report to Presidential Commission for Study of the Earthquake.



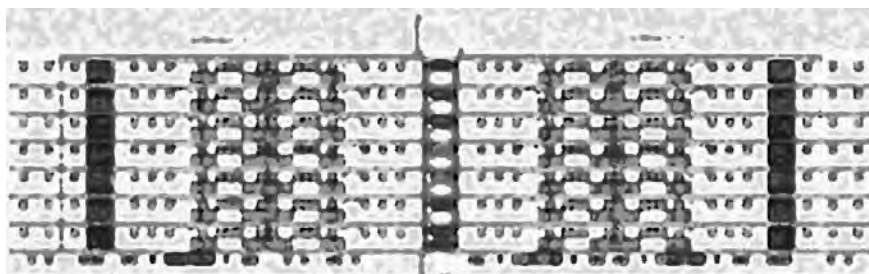
PARTE C

Evaluación Detallada de Construcciones

Capítulo 8

EDIFICIOS DE VIVIENDA CON ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS

Romme Rojas, Gustavo Coronel D. y Oscar A. López



RESUMEN

Este trabajo presenta la evaluación sismorresistente de los edificios residenciales con estructura de pórticos de concreto reforzado construidos en la década de 1970, ubicados principalmente en el Área Metropolitana de Caracas. Se realizaron inspecciones a edificaciones de uso residencial o de oficina, aplicando la metodología de Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico, así como también se elaboró un inventario de tipologías de edificaciones promovidas por el estado y construidas de forma repetitiva en varios sectores de Caracas. Se seleccionaron cuatro edificaciones para realizar un análisis dinámico lineal utilizando los espectros de la normativa nacional y del proyecto de microzonificación sísmica de Caracas. A estos edificios se les digitalizaron los planos, se desarrollaron modelos matemáticos tridimensionales, adicionalmente, se determinaron las propiedades de los materiales mediante ensayos utilizando un detector de metales y extracción de núcleos. Los resultados indican que las edificaciones son vulnerables excediendo los límites de derivas permitidos y obteniendo valores de demanda superiores a las capacidades de los elementos ante acciones sísmicas. En otra fase, se realizaron análisis estáticos no lineales junto con el método probabilístico de los estimadores puntuales para generar curvas de capacidad, curvas de fragilidad y curvas de vulnerabilidad sísmica. Estas curvas se generaron tanto para el edificio real como para diferentes configuraciones de paredes y para el edificio reforzado, en combinación de tres configuraciones de sitio: roca, suelo con depósitos someros y suelo con depósitos profundos. El modelo más vulnerable resultó ser sin pared, seguida de las configuraciones con pared y el modelo reforzado, por otro lado, los edificios ubicados en depósitos profundos fueron más vulnerables que el edificio localizado en roca para todas las configuraciones estudiadas. Se evaluaron escenarios sísmicos para tres eventos que causaron daños en Caracas en 1812, 1900, 1967 y el sismo de diseño con periodo medio de retorno de 475 años, para los cuales se estiman las pérdidas esperadas en este tipo de edificaciones antiguas debidas a la ocurrencia de terremotos.

TABLA DE CONTENIDO

EDIFICIOS DE VIVIENDA CON ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS	227
8.1 Participantes	229
8.2 Introducción.....	229
8.3 Inventario de edificios de pórticos de CR.....	229
8.3.1 Unidades de vivienda en el AMC	229
8.3.2 Inspecciones e índices de priorización	230
8.3.3 Edificios residenciales de carácter repetitivo	231
8.4 Análisis dinámico lineal: casos de estudio	233
8.4.1 Edificio tipo 6M8-66	233
8.4.2 Edificio tipo IM5-66	235
8.4.3 Edificio Miami	237
8.4.4 Edificio Luxor.....	238
8.5 Análisis estático no lineal: edificio tipo 6M8-66.....	239
8.5.1 Acción sísmica	239
8.5.2 Descripción del edificio	240
8.5.3 Definición de modelos.....	242
8.5.4 Curvas de capacidad.....	242
8.5.5 Demanda de desplazamiento	243
8.6 Curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica	244
8.6.1 Análisis probabilístico	244
8.6.2 Curvas de fragilidad.....	245
8.6.3 Curvas de vulnerabilidad	249
8.7 Escenarios sísmicos	250
8.8 Proyectos de refuerzo estructural	252
8.9 Conclusiones	254
8.10 Referencias	255

8.1 Participantes

Estudiantes UCV: Jeniffer Villamizar, Miguel Castillo, Juan Vivas, Gabriela Romero, Gabriela Strubinger.

Estudiantes UNEFA: Neisy Palma, Sheilla Maneiro.

8.2 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de la investigación que tuvo como objetivo evaluar el riesgo sísmico de edificios residenciales existentes de pórticos de concreto reforzado (CR) en el Área Metropolitana de Caracas (AMC) y proponer soluciones para su reducción. La configuración estructural aporticada es aquella conformada por columnas y vigas como sistema resistente a sismos. Los edificios estudiados son de pórtico de CR, antiguos, con irregularidades y debilidades típicas y con presencia o no de paredes dentro del pórtico, ya que la existencia o ausencia de estos elementos condiciona el desempeño de los edificios antes la ocurrencia de eventos sísmicos.

Se presentan los resultados del índice de priorización producto de la inspección rápida de 617 edificios de vivienda y oficina perteneciente a estas tipologías, y un inventario de los edificios de carácter repetitivo promovidos por el estado en el siglo XX en el AMC.

Se seleccionaron cuatro (4) edificaciones como casos de estudio, las identificadas como tipo 6M8-66 e IM5-66, desarrolladas por el sector público con carácter repetitivo ubicados en la zona suroeste de la Ciudad, y los edificios Miami y Luxor construidos por el sector privado en la zona de Los Palos Grandes. Se les realizó una inspección detallada, se digitalizaron los planos y se realizaron videos con animación 3D, para posteriormente hacer una evaluación estructural y sismorresistente mediante análisis dinámico lineal, cuantificando su vulnerabilidad y riesgo sísmico.

Al edificio tipo 6M8-66 se le realizó un estudio más detallado mediante análisis estático no lineal a varios modelos con diferentes configuraciones de paredes. Para cada modelo de este tipo de edificio ubicado en tres condiciones de terreno diferentes, se obtuvieron curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica que permiten estimar daños y pérdidas esperadas, lo cual se evaluó para cuatro escenarios sísmicos, correspondiente a tres eventos ocurridos en el pasado como el sismo de 1812, 1900, 1967 y el sismo de diseño de la norma con periodo medio de retorno de 475 años.

8.3 Inventario de edificios de pórticos de CR

8.3.1 Unidades de vivienda en el AMC

Mediante el censo de población y vivienda (INE, 2011), se contabilizó una cantidad de 912.869 unidades de viviendas en el Área Metropolitana de Caracas (AMC), que corresponde a los municipios Baruta, Chacao, El Hatillo, Libertador y Sucre. Del total de unidades de viviendas un 37,6% fue construido antes de 1967 y un 65,8% fue construido antes de 1982, siendo ésta última fecha en la que hubo un cambio importante de exigencias en la norma, desde el punto de vista sismorresistente, por lo cual se les puede asociar una vulnerabilidad mayor que la de los edificios construidos con las normas más modernas (Figura 8.1).

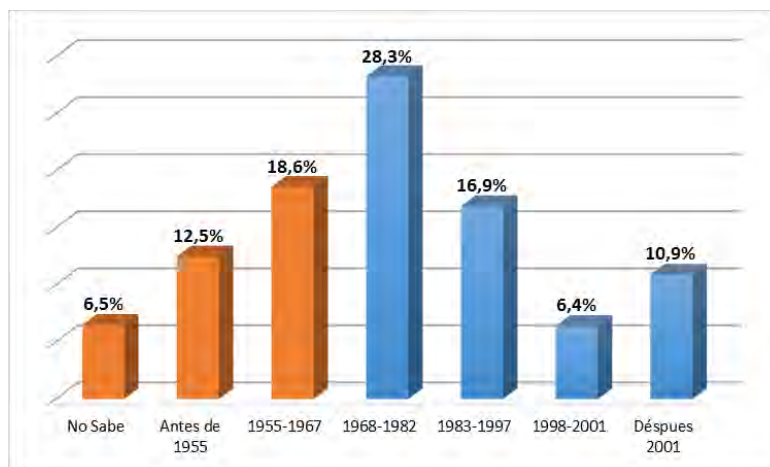


Figura 8.1. Distribución porcentual de viviendas familiares ocupadas por años de construcción, en el Área Metropolitana de Caracas. Con base en datos del INE, 2011.

Figura 8.1

El modelo de exposición de las edificaciones de vivienda presentado en el Capítulo 3 indica que las 912.869 unidades de viviendas forman parte de un estimado de 320.697 edificaciones de las cuales 70,95% de ellas son Casas, 11,25% Edificios, 10,84% Quintas y 6,96% Ranchos (Coronel, 2016), concluyendo que en promedio existen 2,2 unidades de viviendas/Casa, 1,35 viviendas/Quinta, 9,3 viviendas/Edificio y 1,25 viviendas/Rancho. Del total de 320.697 edificaciones se estima que el 25,04% son casas o edificios pertenecientes a las tipologías de pórticos de concreto reforzado con o sin paredes de relleno, siendo la segunda más predominante luego de las casas de mampostería en el AMC.

8.3.2 Inspecciones e índices de priorización

Se realizaron inspecciones en el AMC con la finalidad de generar una muestra de edificios de pórticos de concreto reforzado. Se inspeccionaron un total de 617 edificaciones con uso de vivienda u oficina con esta tipología. El inventario se realizó con la planilla de levantamiento de información sobre características sismorresistentes de Funvisis (López *et al.*, 2014), con el apoyo de pasantes de la Universidad Experimental de las Fuerzas Armadas, Núcleo Chuao (UNEFA) y de la Universidad Central de Venezuela (UCV). Esta metodología se basa en la aplicación de una planilla de inspección rápida, caracterizando principalmente el año de construcción, número de personas que habitan, condiciones del terreno, tipo estructural, esquema de planta y elevación, irregularidades, grado de mantenimiento, entre otros aspectos los cuales tienen una ponderación que permite determinar un índice de vulnerabilidad, índice de amenaza, índice de importancia y finalmente un índice de priorización (López, Coronel y Rojas, 2014).

Los resultados obtenidos con respecto al índice de vulnerabilidad calculado con la metodología propuesta en López *et al.*, (2014) y presentados en el Capítulo 2, indican para las 617 inspecciones a edificios de vivienda y oficina (Figura 8.2), indican que 236 edificaciones correspondiente al 38,2% del total, superan el índice de vulnerabilidad asociado al Liceo Raimundo Martínez Centeno (derrumbado por el terremoto de Cariaco de 1997), y 16 edificaciones equivalente al 2,6% del total, son mayores con respecto al índice de vulnerabilidad del edificio Mijagual (derrumbado por el

terremoto de Caracas de 1967), por lo que un número importante de edificaciones superan los valores correspondiente a edificaciones colapsadas por sismos en Venezuela.

Para el caso de los índices de priorización (Figura 8.3), se encontró que 110 edificaciones, correspondiente al 17,8 % del total de 617 edificios de vivienda y oficina inspeccionados, superan el índice de priorización asociado al Liceo Raimundo Martínez Centeno (derrumbado por el terremoto de Cariaco de 1997) y 18 edificaciones equivalente al 2,9% del total de inspecciones de vivienda y oficina, tienen valores mayores que el edificio Mijagual (derrumbado por el terremoto de Caracas de 1967), indicando que un número importante de las edificaciones inspeccionadas tienen un nivel de priorización similar o superior a las edificaciones derrumbadas por terremotos en Venezuela.

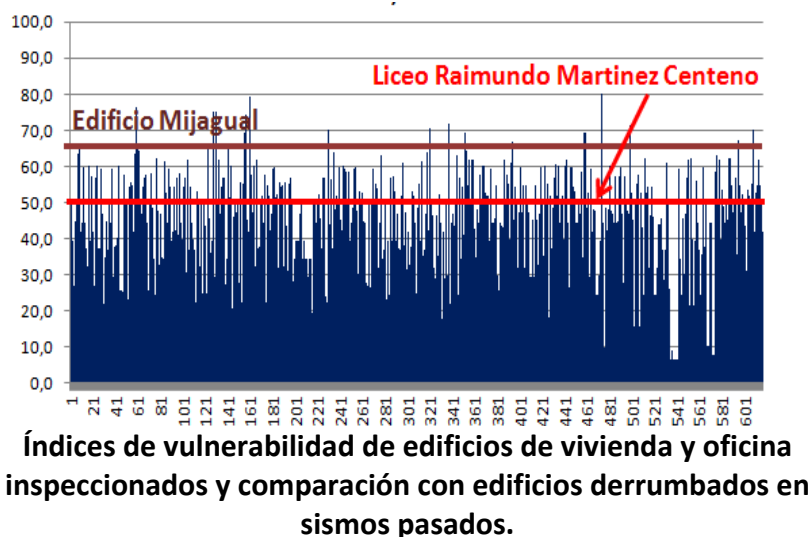


Figura 8.2



Figura 8.3

8.3.3 Edificios residenciales de carácter repetitivo

Durante el siglo XX, muchos edificios fueron construidos con la tipología estructural de pórticos, tanto por el sector público como por el sector privado. El Banco Obrero, actualmente Instituto Nacional de Vivienda y Hábitat (INAVI), fue uno de los principales promotores de la construcción de

edificios de viviendas en el AMC, por parte del sector público, construyendo edificaciones tipo en diferentes lugares de Caracas.

Por lo antes expuesto, se realizó un inventario de las edificaciones construidas repetitivamente por el Banco Obrero (actualmente INAVI), agrupándolas en dos secciones: el primero corresponde a edificaciones menores o iguales a cinco pisos y el segundo edificaciones con más de cinco pisos. En el primer grupo de edificaciones menores a 5 pisos se identificaron los tipos identificados como IM5-66, 3A-07-051 y 3A-08-051 Modificado (Tabla 8.1), mientras que en el segundo grupo de edificios mayores a cinco pisos se identificaron los tipos 6M8-66, 20C y 20D (Tabla 8.2).

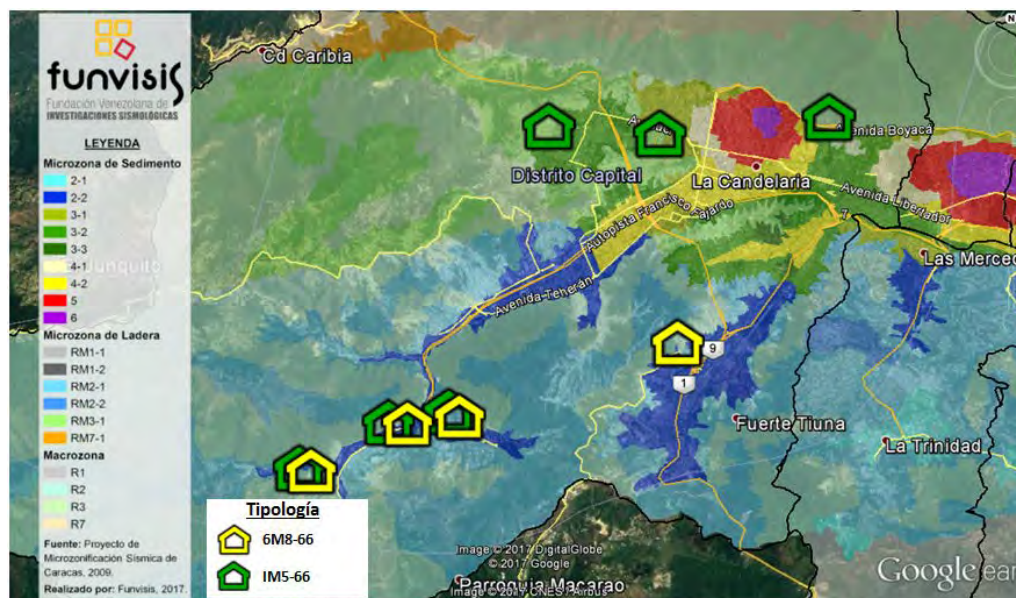
Tabla 8.1 Inventario de edificaciones repetitivas menores a 5 pisos.

Tipología INAVI	Sistema constructivo	Año	Pisos	Ubicación			
				Municipio	Parroquia	Sector	Cantidad
IM5-66	Pórticos de concreto reforzado	1966	5	Libertador	Macarao	Kennedy	25
					Caricuao	Caricuao UD1	51
						Caricuao UD2	67
					23 de enero	23 de Enero	22
					El Recreo	Maripérez	33
TOTAL							198
3A-07-051 (Sapito)	Pórticos de concreto reforzado	1967	5	Libertador	Caricuao	Caricuao UD5	14
TOTAL							14
3A-08-051 (Sapito Modificado)	Pórticos de concreto reforzado	1967	5	Libertador	Caricuao	Caricuao UD5	5
TOTAL							5

Tabla 8.2 Inventario de edificaciones repetitivas mayores a 5 pisos.

Tipología INAVI	Sistema constructivo	Año	Pisos	Ubicación			
				Municipio	Parroquia	Sector	Cantidad
6M8-66	Pórticos de concreto reforzado	1966	8	Libertador	Macarao	Kennedy	6
					Caricuao	Caricuao UD2	6
						Ruiz Pineda	2
					Coche	Coche	1
TOTAL							15
20 C	Pórticos de concreto reforzado	1972	20	Libertador	Caricuao	Caricuao UD 2, UD3 y UD4	50
TOTAL							50
20 D	Pórticos de concreto reforzado	1977	20	Libertador	El Valle	El Valle	12
TOTAL							12

En la Figura 8.4 se presenta la localización geográfica de los modelos IM5-66 y 6M8-66 en el Área Metropolitana de Caracas, y la relación con la microzonificación de Caracas (Funvisis, 2009).



Ubicación de los edificios IM5-66 y 6M8-66 y microzonas sísmicas de la ciudad.

Figura 8.4

8.4 Análisis dinámico lineal: casos de estudio

Se realizó el estudio detallado de cuatro edificaciones existentes en el AMC, que cumplieran con las premisas de ser edificaciones residenciales de pórticos de concreto reforzado, construidas a mediados del siglo XX, de forma repetitiva para el caso de sector público, presencia de irregularidades, disponibilidad de la información, complejidad técnica y factibilidad de refuerzo. Se seleccionaron dos edificios construidos por el sector público, correspondientes a las tipologías 6M8-66 e IM5-66, además de dos edificios residenciales construidos por el sector privado antes de 1967 en el sector de Los Palos Grandes (Chacao) que presentan las irregularidades más comunes, correspondientes a Residencias Luxor y Residencias Miami.

Para los cuatro edificios se realizaron inspecciones, búsqueda de planos en INAVI o Ingeniería Municipal, digitalización de planos estructurales y se desarrollaron animaciones tridimensionales mostrando las irregularidades estructurales presentes. Se realizaron análisis dinámicos lineales contemplando las cargas y los efectos del sismo con los espectros de la norma y la microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009). Se determinaron los periodos de vibración y las relaciones de derivas las cuales son comparadas con el límite de 7% sugerido para edificaciones antiguas de baja ductilidad. Se compara la demanda de fuerzas contra la capacidad resistente del edificio.

8.4.1 Edificio tipo 6M8-66

El edificio 6M8-66 se trata de una edificación de interés social diseñada y construida a mediados de los años 60 por el Banco Obrero (actualmente INAVI) en diferentes zonas del país. Diseñados antes de la aparición de la norma MOP de 1967, se acepta que son edificaciones de baja ductilidad. El

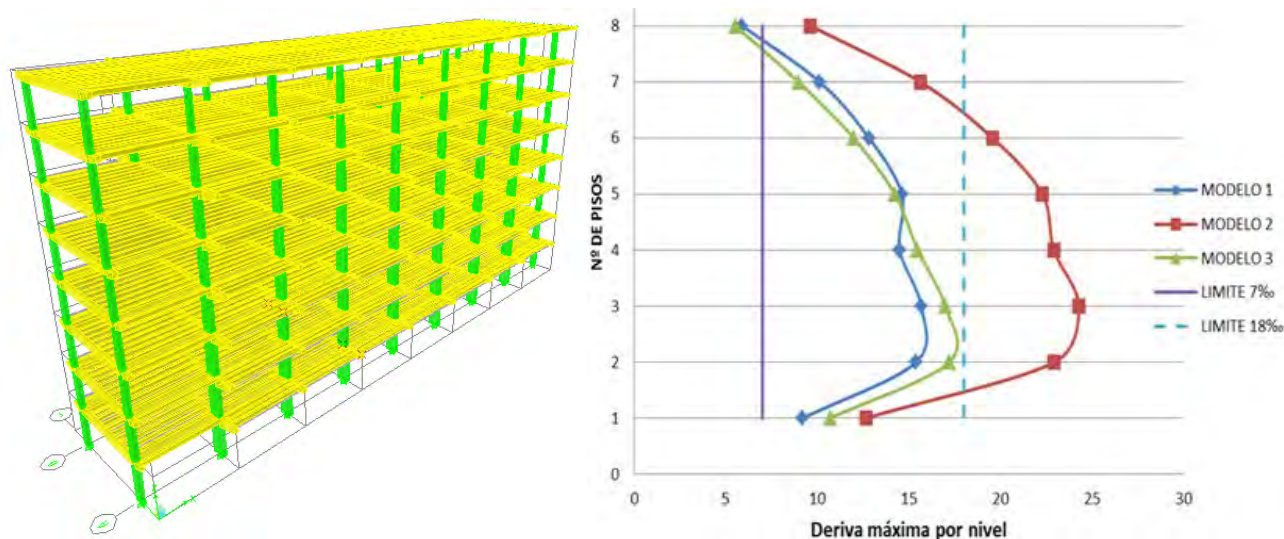
edificio fue construido de forma masiva y se han inventariado un total de 15 unidades en el AMC (Tabla 8.2). El edificio en estudio es el Bloque 11, de la UD2 Caricuao, Distrito Capital. Es una edificación de uso residencial de ocho (8) pisos de altura, con una altura de entrepiso de 2,72 m. Está construido en ladera, posee una forma rectangular en planta y se encuentra constituido por tres (3) módulos independientes unidos a través de juntas estructurales. Presenta un sistema estructural resistente a sismo de pórticos de concreto reforzado con paredes de bloques de arcilla y losas nervadas en una dirección. Presenta irregularidades como ausencia de vigas altas en una dirección, aun cuando hay vigas planas, presencia de columnas cortas, y adosamiento losa contra losa (Castillo y Villamizar, 2012). Se realizó una búsqueda de los planos originales en la planoteca del INAVI, los cuales fueron escaneados y digitalizados, a partir de esa información se desarrolló un video de animación 3D (Figura 8.5). En esta edificación se hicieron estudios de materiales (IMME, 2013) tal como la extracción de núcleos de concreto y exploración de las barras de acero.



Figura 8.5 Fachada principal e imagen de la animación 3D del edificio tipo 6M8-66. Fuente: Castillo y Villamizar, 2012.

Se desarrolló el modelo matemático (Figura 8.6) de cada módulo por separado, el de apartamentos y el de escaleras, ya que se verificó que existen juntas estructurales entre estos. Se realizó un análisis lineal de superposición modal para cada uno de los tres modelos definidos para el edificio: Modelo 1) con la inercia gruesa de los elementos, el Modelo 2) con la inercia reducida y el Modelo 3) con influencia de la mampostería e inercia reducida. Las paredes se modelaron como bielas equivalentes diagonales. Se obtuvieron periodos fundamentales de vibración para el módulo principal del edificio de 1,77, 2,63 y 1,80 segundos, para los modelos 1, 2 y 3, respectivamente (Castillo y Villamizar, 2012).

Como resultado se obtuvieron las relaciones de deriva o desplazamientos relativos entre pisos mostrados en la Figura 8.6, con derivas máximas en el sentido longitudinal de 15,6 ‰, 24,1 ‰ y 17,1 ‰, para los modelos 1, 2 y 3, respectivamente; se aprecia que todos los valores exceden la deriva límite de 7 ‰. Se determinó el cociente Demanda/Capacidad, obteniendo que la demanda a flexión y corte supera la capacidad de una de las vigas altas (dirección corta) en 5,2 y 2,6 veces, respectivamente, en el modelo 1; mientras que en las columnas de la planta baja la demanda a flexión y carga axial supera a la capacidad aproximadamente 1,4 veces en promedio para el modelo 1, observando la predominancia de las fallas por corte en las columnas cortas en el modelo 3.



Modelo matemático y derivas (%) para diferentes modelos en dirección larga del edificio tipo 6M8-66. Fuente: Castillo y Villamizar, 2012.

Figura 8.6

Los resultados de los análisis lineales, indican que estos edificios deben ser reforzado para mejorar sustancialmente su capacidad para resistir terremotos, en particular se debe aumentar su rigidez en la dirección longitudinal, su resistencia en ambas direcciones horizontales y eliminar las columnas cortas que promueven desempeños frágiles. Más adelante, en la Sección 8.8 se presenta una opción de refuerzo estructural. Véase también el Capítulo 15.

8.4.2 Edificio tipo IM5-66

Diseñado y construido en los años 60 por el Banco Obrero (actualmente INAVI) en diferentes zonas del país, el edificio tipo IM5-66 es una edificación de interés social que fue construido de forma masiva, se han inventariado un total de 198 unidades en el AMC (Tabla 8.1). El edificio en estudio es el Bloque 1, Escalera 1 en la UD2 Caricua, Distrito Capital. La planta está conformada por cinco unidades modulares; tres módulos 3D-M, un módulo 4D-M y un módulo de escaleras, separados por una junta insuficiente de 2 cm. La disposición geométrica consiste en un adosamiento de los 4 módulos de los apartamentos a la estructura central correspondiente a la escalera, de forma tal que el esquema de planta es en cruz. El edificio tiene cinco (5) pisos, con una altura total de 16,45 m y la altura de entrepisos es 2,65 m. Se estima una población de 100 personas. Presenta un sistema estructural resistente a sismo de pórticos de concreto reforzado en una sola dirección, con paredes de bloque de arcilla y losa nervada sobre columnas en la dirección corta. Presenta irregularidades como vigas en una sola dirección, presencia de columnas cortas, adosamiento losa contra losa y se han observado variantes de esta edificación con planta baja libre (Vivas, 2013). Se realizó un registro fotográfico de los planos originales, otros se escanearon, posteriormente se digitalizaron y con base a éstos se desarrolló un video con animación 3D (Figura 8.7). En esta edificación se realizaron estudios de los materiales (IMME, 2013) tal como la extracción de núcleos de concreto y exploración de las barras de acero.

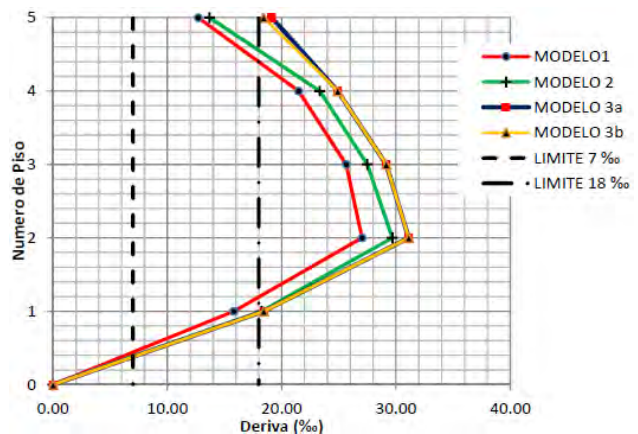
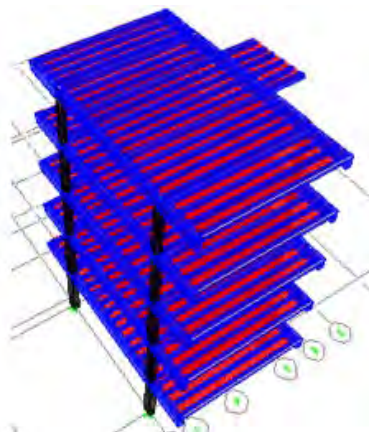


Fachada principal e imagen de la animación 3D del edificio tipo IM5-66. Fuente: Vivas, 2013.

Figura 8.7

Se realizó un análisis dinámico lineal de cada módulo por separado, con tres modelos matemático definidos como: Modelo 1) con la inercia gruesa de los elementos, el Modelo 2) con la inercia reducida y el Modelo 3) con influencia de la mampostería e inercia reducida. Las paredes se modelaron como bielas diagonales. Para el módulo 3D-M (Figura 3.8) se obtuvieron periodos fundamentales de 1,73, 1,85 y 1,85 segundos, para los modelos 1, 2 y 3, respectivamente, mientras que para el módulo 4D-M fueron de 1,66, 1,77 y 1,77 segundos, respectivamente, ambos casos en la dirección corta del edificio (Vivas, 2013).

Como resultado se obtuvieron las relaciones de deriva o desplazamientos relativos entre pisos indicadas en la Figura 8.8 para el módulo 3D-M, notándose que las derivas máximas en la dirección corta están entre 27 ‰ y 31 ‰, las cuales exceden la deriva límite de la norma, tanto para edificaciones nuevas (18‰) como para antiguas (7‰). Se determinó el cociente Demanda/Capacidad, obteniendo un resultado en 0,65 y 1,20 en los módulos 3D-M y 4D-M, y hasta 1,63 en el módulo de escaleras. También se evaluaron algunos elementos críticos, obteniendo en vigas relaciones de demanda/capacidad a flexión entre 2,1 y 4,0 y valores superiores a 1 en las columnas de planta baja (Vivas, 2013).



Modelo matemático del módulo 3D-M y relación de derivas (‰) para los tres modelos, en la dirección corta del edificio tipo IM5-66. Fuente: Vivas, 2013.

Figura 8.8

Estos resultados ponen de manifiesto que estos edificios deben ser reforzados para mejorar su capacidad sismorresistente, se debe aumentar su rigidez y su resistencia en ambas direcciones horizontales y eliminar las columnas cortas. Más adelante, en la Sección 8.8 se presenta una opción de refuerzo estructural. Véase también el Capítulo 16.

8.4.3 Edificio Miami

El edificio Miami se encuentra ubicado en la segunda avenida con segunda transversal de la urbanización Los Palos Grandes, Chacao, Estado Miranda. El diseño según los planos encontrados data de julio de 1959. El edificio está constituido por un módulo de ocho (8) pisos más una terraza visitable. Es un edificio residencial con comercio en la planta baja, con una población estimada de 112 personas (Figura 8.9). Presenta un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado con paredes de bloque en la dirección larga y losa nervada sobre columnas (sin vigas) en la dirección corta. Presenta irregularidades como planta baja libre, ausencia de vigas en una dirección, discontinuidad en las líneas resistentes (discontinuidad de una las vigas en la dirección larga y columnas no alineadas en la dirección transversal). Se realizó un registro fotográfico de algunos de los planos encontrados en la ingeniería municipal, posteriormente se digitalizaron y con base a éstos se desarrolló un video con animación 3D (Figura 8.9). En esta edificación no se realizaron estudios de los materiales ya que el acceso fue limitado (Maneiro y Palma, 2012).



Fachada principal e imagen de la animación 3D edificio Miami.

Fuente: Maneiro y Palma, 2012.

Figura 8.9

Se realizaron dos modelos del edificio (Figura 8.10), Modelo 1 con la inercia gruesa de los elementos y Modelo 2 con la inercia reducida, obteniendo periodos fundamentales de vibración de 2,3 s y 3,2 s, respectivamente, en la dirección más corta del edificio. En esa misma dirección se obtuvieron las relaciones de derivas más altas 23,1 % y 38,1 % y las relaciones demanda/capacidad del cortante en la base de 2,9 y 4,7, para los Modelos 1 y 2, respectivamente. Se concluyó que el edificio es bastante vulnerable y requiere un reforzamiento estructural, la dirección corta del edificio resulta ser la más débil y menos rígida, dada la ausencia de vigas y la no alineación de las columnas en los ejes transversales (planos resistentes)

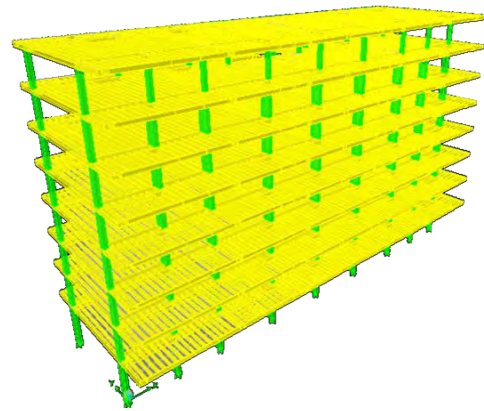
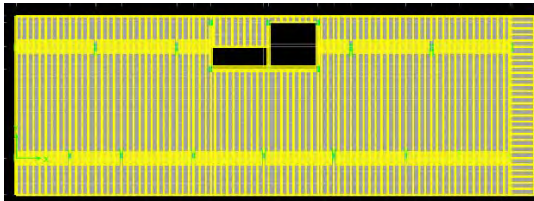


Figura 8.10

Modelo matemático del edificio Miami, vista de la planta típica y 3D. Fuente: Maneiro y Palma, 2012.

8.4.4 Edificio Luxor

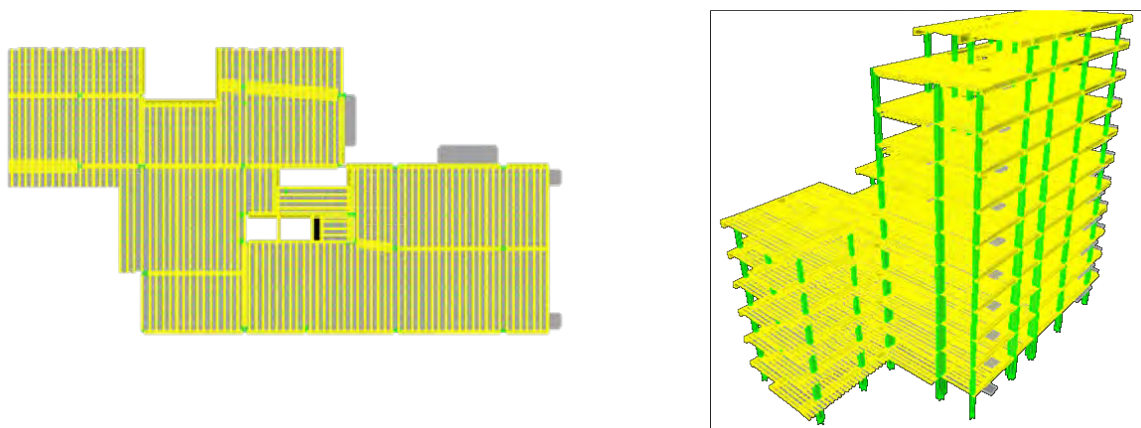
El edificio Luxor se encuentra ubicado en la segunda transversal entre la 1ª Avenida y la Avenida Andrés Bello de la urbanización de los Palos Grandes, Estado Miranda. Los planos encontrados datan de 1957. El edificio está constituido arquitectónicamente por dos módulos, uno de cinco (5) pisos y otro de once (11) pisos, pero no existe la separación constructiva entre ellos por lo que estructuralmente es uno solo y alberga una población estimada de 150 personas (Figura 8.11). Presenta un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado con paredes de bloque, losas nervadas en general y losa maciza para los volados, con irregularidades como planta baja libre y columna corta en la periferia. Se realizó un registro fotográfico de algunos de los planos encontrados en la ingeniería municipal, posteriormente se digitalizaron y con base a éstos se desarrolló un video con animación 3D (Figura 8.11). En esta edificación no se realizaron estudios de los materiales ya que el acceso fue limitado (Maneiro y Palma, 2012).



Figura 8.11

Fachada principal e imagen de la animación 3D del edificio Luxor. Fuente: Maneiro y Palma, 2012.

Se realizaron dos modelos del edificio (Figura 8.12), Modelo 1 con la inercia gruesa de los elementos y Modelo 2 con la inercia reducida, obteniendo periodos fundamentales de vibración de 2,9 s y 3,4 s, respectivamente, en la dirección más corta del edificio. En esa misma dirección se obtuvieron las relaciones de derivas más altas de 30,71% y 42,6 % y las relaciones demanda/capacidad del cortante en la base de 3,8 y 5,6, para los Modelos 1 y 2, respectivamente. Se concluyó que el edificio es bastante vulnerable y requiere un reforzamiento estructural, la dirección crítica del edificio resulta ser la más corta y menos rígida, principalmente en la planta baja dado la evidente planta baja libre.



Modelo matemático del edificio Luxor, vista de la planta típica y 3D. Fuente: Maneiro y Palma, 2012.

Figura 8.12

8.5 Análisis estático no lineal: edificio tipo 6M8-66

Se presentan a continuación los criterios y resultados del análisis estático no lineal del edificio tipo 6M8-66.

8.5.1 Acción sísmica

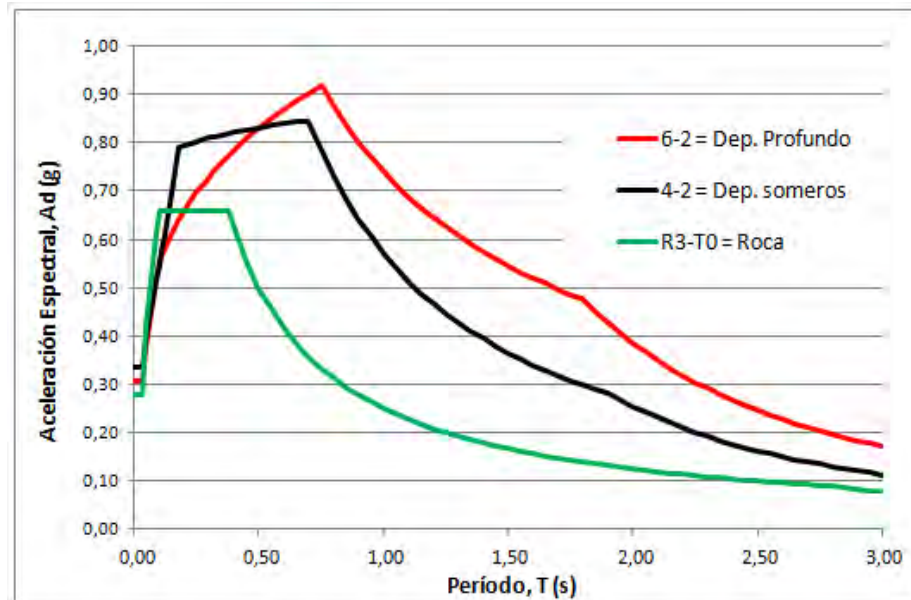
Se utilizaron los espectros de aceleración del proyecto de microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009), para tres condiciones de sitio con el objeto de evaluar la influencia del tipo de terreno o sitio donde se encuentre fundada la estructura: i) roca; ii) suelo con depósito somero; y iii) suelo con depósitos profundos. Las propiedades de las condiciones de sitio se presentan en la Tabla 8.3.

Propiedades de las condiciones de sitio consideradas.

Tabla 8.3

Microzona	Condición de sitio	Amplificación espectral (β)
R3-T0	Roca, con pendiente menor o igual a 22°, sin efectos topográficos	2,35
4-2	Suelo con depósitos somero (profundidad entre 60m a 120m) y V_{S30} entre 185 m/s y 325 m/s.	2,35
6-2	Suelo con depósitos profundo (profundidad mayor de 220m) y con V_{S30} menor que 185 m/s.	1,80

La representación gráfica de los tres espectros de aceleraciones se presenta en la Figura 8.13, donde se observa que las aceleraciones espectrales (A_d) para períodos (T) mayores a 0,2 segundos en suelos con depósitos de sedimentos someros y profundos son superiores a las de la roca, generando un efecto de amplificación de la demanda sísmica.



Espectros de aceleraciones de la microzonificación sísmica de Caracas.

Figura 8.13

8.5.2 Descripción del edificio

El edificio estudiado corresponde al tipo 6M8-66, descrito previamente en la Sección 8.4.1. En la Figura 8.14 se muestra un esquema del edificio en su dirección longitudinal y en la Figura 8.15 una fotografía de la fachada posterior la cual muestra la ladera cercana y el puente en los pisos intermedios para el tránsito de peatones.



Esquema de fachada del modelo estudiado, 6M8-66.
Fuente: Castillo y Villamizar, 2012.

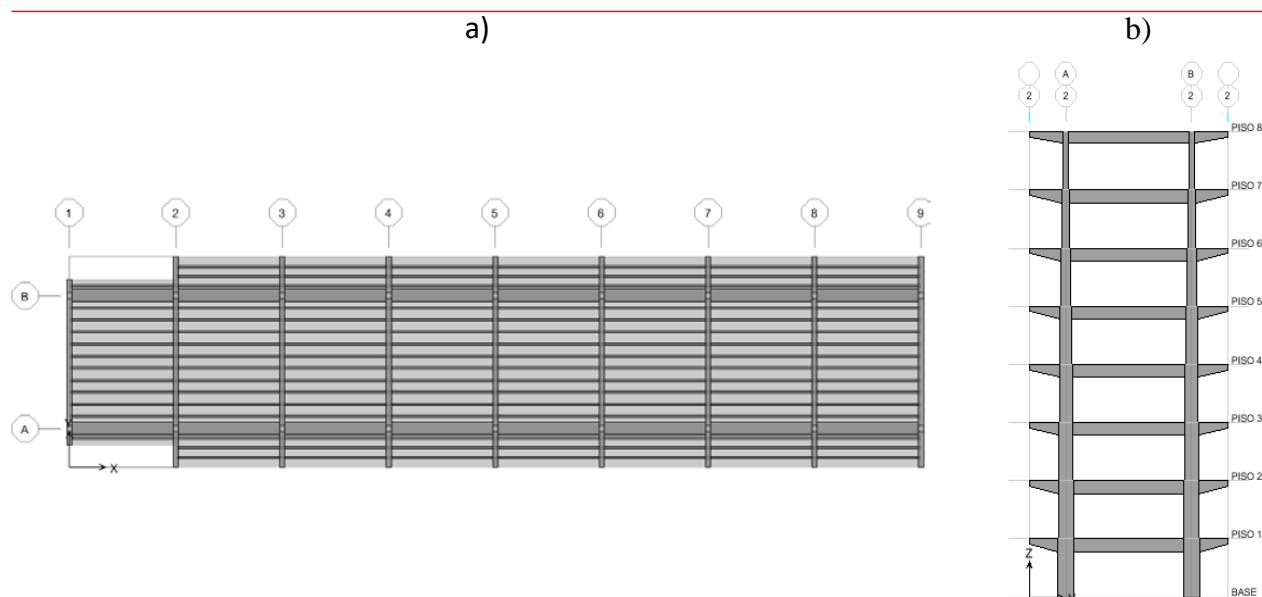
Figura 8.14



Foto de fachada posterior de la edificación, modelo 6M8.

Figura 8.15

La edificación presenta losa nervada en una dirección de 25 cm de altura, 9 ejes principales en la dirección transversal o corta, con presencia de vigas altas y en la dirección longitudinal o larga existen 2 ejes principales compuestos por vigas planas (misma altura de la losa de piso) (Figura 8.16-a). Las columnas son rectangulares orientadas en la dirección corta disminuyendo sus dimensiones en los pisos superiores. La altura total de la edificación es de 21,76 metros. La edificación presenta vigas con cartelas en la dirección corta, extendiéndose a cada lado de la edificación formando voladizos, sobre estos voladizos se encuentran los pasillos de acceso a los apartamentos en un lado y parte del interior de los apartamentos en el otro lado (Figura 8.16-b).



Vistas del modelo 6M8-66 presentando la disposición de los elementos estructurales: a) plata tipo, b) eje transversal.

Figura 8.16

De la información contenida en los planos estructurales y a partir de ensayos realizados a algunos elementos estructurales se tiene que la resistencia cedente del acero de refuerzo (F_y) es de 2.400 kgf/cm², y la resistencia media a compresión del concreto es de 210 kgf/cm² (IMME, 2013).

8.5.3 Definición de modelos

Se realizaron modelos matemáticos no lineales del edificio 6M8-66, tomando como base la información contenida en los planos arquitectónicos y estructurales, así como la información recopilada en campo tanto a nivel de verificación de las medidas de los elementos estructurales, como de los ensayos no destructivos y ensayos de extracción de núcleo de concreto. Para ello, se tomaron como base el modelo tridimensional (3D) desarrollados en el análisis lineal indicado en el punto 8.4.1 de este documento, y se calibró un modelo plano o bidimensional (2D) representativo de los pórticos longitudinales del edificio, logrando la equivalencia a nivel de períodos y masas (Rojas, 2018).

En primer lugar, se definieron tres modelos: i) el modelo sin pared (sólo columnas y vigas), ii) el modelo con pared completa: paredes en todos los vanos del pórtico, y iii) el modelo con paredes existentes o modelo real. En segundo lugar, se agregaron dos modelos donde influyera la disposición de las paredes para generar irregularidades estructurales: iv) el modelo de planta baja libre: similar al modelo de pared completa, pero suprimiendo las paredes en la planta baja, y v) el modelo de columna corta: se colocaron paredes en todos los vanos, adosadas a las columnas en dos tercios de la altura, dejando 1/3 de la columna libre. Finalmente, se generó un modelo donde se consideró el proyecto de refuerzo realizado para esta edificación (Capítulo 15). Por lo tanto, son un total de 7 modelos matemáticos del edificio 6M8-66, la descripción y códigos asociados a los modelos se definen en la Tabla 8.4. El Modelo 0 es el modelo 3D sin paredes del análisis lineal (Sección 8.4.1).

Tabla 8.4 Caracterización de los modelos matemáticos.

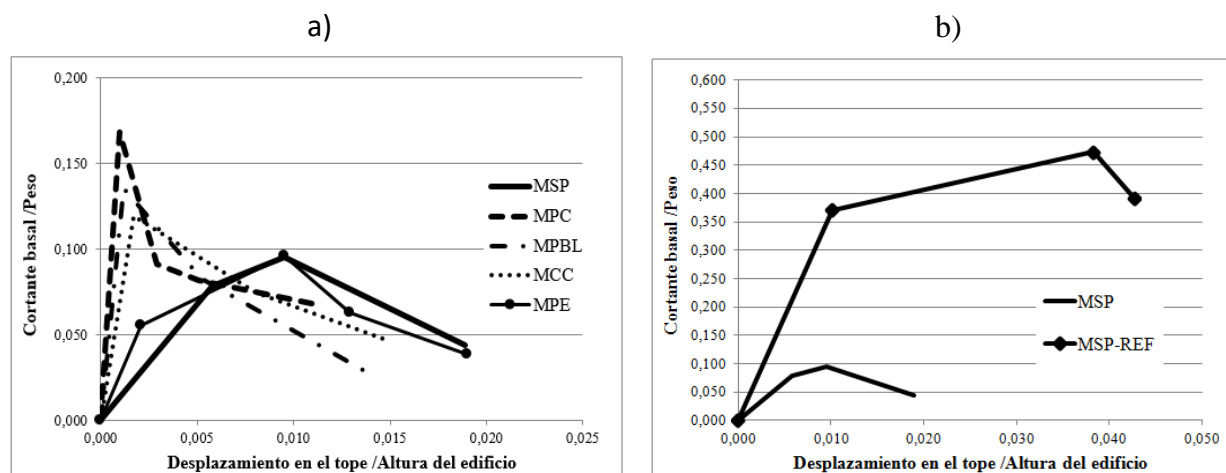
Modelo	Código	Descripción
0	MSP-3D	Sin pared 3D
1	MSP	Sin pared en 2D
2	MPC	Pared Completa en 2D
3	MPE	Edificio Real con paredes existentes en 2D
4	MPBL	Planta baja libre en 2D
5	MCC	Columna Corta en 2D
6	MSP-REF	Reforzado en 2D

8.5.4 Curvas de capacidad

Las curvas de capacidad se determinan mediante un análisis estático no lineal de la estructura, donde los modelos son sometidos a un empuje progresivo hasta el colapso, permitiendo llevar un seguimiento del comportamiento de los elementos estructurales, así como de la estructura en general. El patrón de carga aplicado se ajusta al primer modo de vibración. Dentro del análisis estático no lineal, se considera un modelo de concentración de la plasticidad mediante el uso de rótulas plásticas en columnas, y vigas localizadas en lugares donde se espera que ocurran las fallas y

definidas utilizando los parámetros establecidos en el ASCE/SEI (2013). La modelación de las paredes de relleno se realiza mediante el modelo de biela diagonal equivalente, definiendo las propiedades de rigidez y resistencia siguiendo lo establecido en el FEMA (1998) y ASCE/SEI (2013). El resultado de este tipo de análisis es la curva de capacidad de la edificación, la cual representa la fuerza cortante en la base de la estructura (V) en función de un desplazamiento horizontal en el tope (d). Posteriormente, se realiza una idealización multilínea de la curva de capacidad tomando las recomendaciones del documento FEMA (2005), y se definen los puntos característicos sobre la curva de capacidad idealizada. El análisis estático no lineal se efectuó con el programa SAP 2000 (CSI, 2011). En la Figura 8.17, se presentan las curvas de capacidad de los modelos estudiados.

En la Figura 8.17-a, se comparan las curvas de capacidad del modelo sin pared con los modelos con paredes, en todas las configuraciones. Se grafica el cortante en el base dividido entre el peso (eje vertical) y el desplazamiento en el tope dividido entre la altura del edificio, o deriva global (eje horizontal). En la misma se observa que el modelo sin pared tiene un mayor desplazamiento en el tope y una menor resistencia cortante, cuando se compara con los modelos con pared. El modelo que alcanza la mayor resistencia cortante es el modelo de pared completa. Por otro lado, en la Figura 8.17-b, se presenta la comparación del modelo sin pared y el modelo reforzado, resaltando el aumento significativo en resistencia, rigidez y capacidad de deformación que introduce el refuerzo del edificio (Rojas, 2018).



Curvas de capacidad de los modelos estudiados: a) modelo sin pared vs modelos con paredes, b) modelo sin pared vs modelo reforzado.

Figura 8.17

8.5.5 Demanda de desplazamiento

Se determina la demanda de desplazamientos a partir del espectro de aceleraciones utilizando el método de los coeficientes indicado en FEMA (2000), FEMA (2005), FEMA (2009) y en su versión más reciente del ASCE/SEI (2013). Este método estima la demanda de desplazamiento global en la estructura " δ_t " asociado a una determinada aceleración mediante la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a(T_e) \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \quad (8.1)$$

Donde, “ C_0 , C_1 y C_2 ” son coeficientes que modifican el desplazamiento elástico del sistema; el coeficiente “ C_0 ”, relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope de una estructura de múltiples grados de libertad, el coeficiente “ C_1 ”, relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento para una respuesta lineal elástica, y el coeficiente “ C_2 ” está relacionado con el efecto del estrangulamiento del diagrama de histéresis, debido a la degradación de la rigidez y pérdida de resistencia. El término “ $S_a(T_e)$ ” es la aceleración espectral para el periodo efectivo “ T_e ” de la edificación.

8.6 Curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica

8.6.1 Análisis probabilístico

Las variables aleatorias utilizadas para el método probabilístico fueron seleccionadas con el fin de incorporar las incertidumbres asociadas a la estimación de la demanda sísmica y de la capacidad de la estructura en términos de su rigidez, resistencia y ductilidad. Para ello, se definieron un total de cinco variables aleatorias, para modificar la capacidad de la estructura: i) el factor de modificación de rigidez de los elementos estructurales (columnas y vigas), tanto rigidez a flexión (K_f) como a corte (K_c); ii) la resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$) de bloques (sólo aplica para el modelo con paredes de relleno); iii) la resistencia cedente del acero (F_y); iv) la ductilidad en términos de la rotación plástica (a) de las columnas y vigas; y v) el factor de amplificación espectral ($\bar{\beta}$) en la demanda sísmica. En la Tabla 8.5 se muestran las propiedades de las variables aleatorias, así como el coeficiente de variación (CV) considerado.

Tabla 8.5 Propiedades de las variables aleatorias.

N°	Interviene	Variable aleatoria	Símbolo	Unidad	CV	Fuente (CV)
1	Capacidad (Rigidez)	Rigidez a flexión de elementos estructurales	K_f	adim	25%	Adaptado de Gómez y Alarcón (1992)
		Rigidez a corte de elementos estructurales	K_c	adim	20%	Adaptado de Gómez y Alarcón (1992)
2	Capacidad (Rigidez y resistencia)	Resistencia a compresión de la mampostería de bloque hueco	$f'm$	kgf/cm ²	25%	IMME (2004)
3	Capacidad (Resistencia)	Resistencia media cedente del acero	F_y	kgf/cm ²	10%	Grases y Vignari (1980)
4	Capacidad (Ductilidad)	Rotación plástica de la rótula de vigas y columnas	a	rotación	50%	ASCE/SEI (2013)
5	Demanda	Factor de amplificación promedio del espectro	$\bar{\beta}$	adim	25%	Derivado de la base de datos del PEER (2014)

El análisis probabilístico se desarrolló utilizando el método de los estimadores puntuales (Rosenblueth, 1975), el cual consiste en determinar el índice de confiabilidad a partir de una función de falla o función del margen de seguridad de un número de casos establecido en función de la cantidad de variables aleatorias del problema.

La función del margen de seguridad (M) depende de la capacidad (C) en términos de un desplazamiento límite y de la demanda (D) de desplazamiento que es impuesta por el sismo. Se define con la siguiente expresión:

$$M = C - D \quad (8.2)$$

El valor medio y la desviación estándar de la función del margen de seguridad permiten determinar el índice de confiabilidad. Este índice representa el número de desviaciones estándar que existe entre el valor medio y el origen, para una distribución normal estándar. Se determina por la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m} \quad (8.3)$$

Donde “ β ” es el índice de confiabilidad, “ μ_m ” es el valor medio de la función de falla o margen de seguridad y “ σ_m ” es la desviación estándar de margen de seguridad. El índice de confiabilidad posee una distribución de probabilidades normal, ya que la capacidad y la demanda son consideradas como variables independientes y con distribuciones de probabilidades normales. Por lo anterior mencionado, la probabilidad de falla se determina utilizando la siguiente expresión:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (8.4)$$

Donde, “ P_f ” es la probabilidad de falla, “ $\Phi[\]$ ” es la función de distribución normal estándar y “ β ” es el índice de confiabilidad.

8.6.2 Curvas de fragilidad

La curva de fragilidad sísmica es una forma de caracterizar la vulnerabilidad de una estructura, representando la probabilidad de alcanzar o superar un estado límite de daño asociado a un parámetro representativo del movimiento sísmico o de la respuesta de la estructura (Safina, 2002; Coronel, 2012). En este trabajo el parámetro utilizado es la aceleración máxima del terreno en roca (A_0).

Los estados de daño están relacionados a los daños globales en la estructura; en este trabajo se definieron cinco estados de daño denominados: 0) sin daño, 1) leve, 2) moderado, 3) severo y 4) completo, este último está asociado al colapso parcial o total de la estructura. Los desplazamientos límites (d_i) para el inicio de cada estado de daño (leve, moderado, severo y completo), se definen en función de los desplazamientos cedente (d_v), último (d_u) y de máxima resistencia (d_p) identificados en la curva de capacidad para el modelo sin pared (Barbat *et al*, 2008) y para el modelo con pared (Tabla 8.6).

Tabla 8.6 Expresión para los límites de daño.

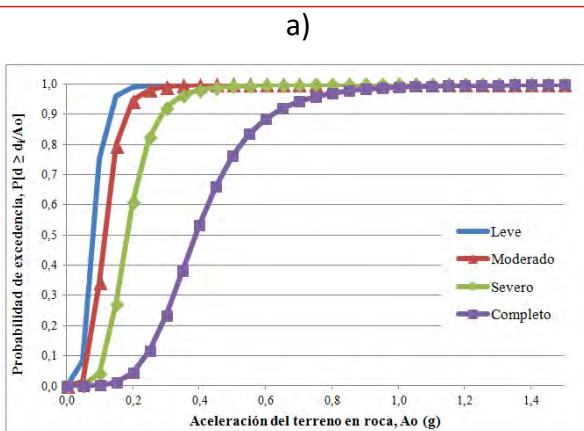
i	Estado de daño	Desplazamiento inicial del estado de daño	
		Modelo sin paredes	Modelo con paredes
0	Sin daño	$d_0 = 0$	$d_0 = 0$
1	Leve	$d_1 = 0,70 \cdot d_Y$	$d_1 = d_P$
2	Moderado	$d_2 = d_Y$	$d_2 = 0,50 \cdot (d_P + d_Y)$
3	Severo	$d_3 = d_Y + 0,25 \cdot (d_U - d_Y)$	$d_3 = d_P + 0,25 \cdot (d_U - d_P)$
4	Completo	$d_4 = d_U$	$d_4 = d_U$

Las curvas de fragilidad se ajustan a una función de distribución de probabilidades de tipo lognormal, definidas mediante la siguiente expresión (McGuire, 2004):

$$P [d \geq d_i/A_0] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{A_{0i}}} \ln \left(\frac{A_0}{A_{mi}} \right) \right] \quad (8.5)$$

Donde “ $P [d \geq d_i/A_0]$ ” es la probabilidad de que el daño (d) alcance o exceda el estado de daño (i), para una aceleración máxima del terreno en roca (A_0), “ $\Phi []$ ” es la función de distribución normal, “ $\beta_{A_{0i}}$ ” es la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración máxima del terreno en roca para el estado de daño “ i ” y “ A_{mi} ” es la aceleración media o valor de la aceleración máxima del terreno en roca para un 50% de probabilidades de alcanzar o exceder el estado de daño “ i ” (McGuire, 2004; FEMA-NIBS, 2009).

En la Figura 8.18, se presentan las curvas de fragilidad ajustadas para el modelo del edificio 6M8-66, sin pared (MSP) sobre un suelo intermedio con depósitos someros (Microzona 4-2), así mismo, se presenta una tabla con los valores de aceleración del terreno en roca para una probabilidad de excedencia de 50% para cada estado de daño, notando que para una aceleración de 0,39 g se alcanza el 50% de probabilidad de colapso (Daño Completo), lo cual evidencia la elevada vulnerabilidad de la edificación (Rojas, 2018).

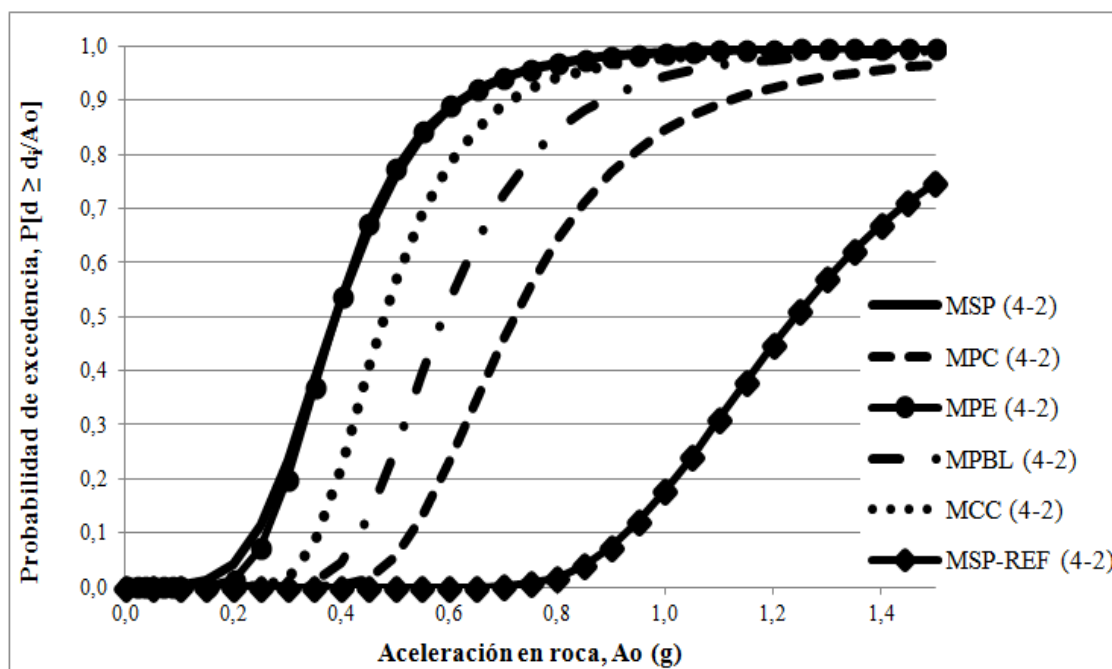


i	Estado de daño	MSP	
		A_{mi} (g)	$\beta_{A_{0i}}$
0	Sin daño	-	-
1	Leve	0,08	0,30
2	Moderado	0,12	0,30
3	Severo	0,18	0,33
4	Completo	0,39	0,36

Curvas de fragilidad para el modelo sin pared (MSP), a) Gráfica de las curvas, b) parámetros de las curvas para una distribución lognormal.

Figura 8.18

Con la finalidad de realizar una comparación de entre los diferentes modelos estudiados, se presenta en la Figura 8.19, las curvas de fragilidad para el daño "Completo" (Rojas, 2018).



Curvas de fragilidad para el estado de daño completo de los modelos estudiados.

Figura 8.19

Se puede observar en la Figura 8.19, que el modelo sin pared resulta más vulnerable que los modelos con paredes, esto debido a que las paredes aumentan la rigidez y resistencia de la estructura y que debido a las características particulares de esta estructura y a la baja resistencia de la pared, no se generan de forma significativa los efectos negativos de planta baja libre y columna corta. Así mismo, se nota como la estructura reforzada resulta mucho más confiable y segura (menos vulnerable) que el resto de los modelos.

Los parámetros (A_{mi} y β_{Aoi}) requeridos para construir las curvas de fragilidad mediante una función de distribución de probabilidades lognormal de cada modelo estudiado, se presentan en las Tablas 8.7, 8.8 y 8.9 asociadas a las tres condiciones de sitio: roca, depósito somero y depósito profundo, respectivamente (Rojas, 2018). Los valores de la desviación estándar obtenidos en el ajuste realizado son menores en relación a fuentes internacionales, motivado a que se limitaron la cantidad de incertidumbres en el modelo. En estas tablas se logra observar el efecto de sitio o de las características de suelo en la vulnerabilidad de la edificación, notándose que los valores de aceleración necesarios para alcanzar el 50% de probabilidad de colapso de la edificación ubicada sobre roca se reducen en promedio a la mitad cuando se encuentra sobre depósitos someros y se reduce en promedio a un tercio si estuviese sobre depósitos profundo, evidenciando que esta edificación de mediana altura se hace más vulnerable con un aumento en la profundidad del depósito de suelo, debido a los efectos de amplificación.

Tabla 8.7 Parámetros de las curvas de fragilidad para roca (Macrozona R3-T0).

Condición de Sitio (Espectro)	Código	Estados de daño							
		Leve		Moderado		Severo		Completo	
		A_{m1} (g)	β_{A01}	A_{m2} (g)	β_{A02}	A_{m3} (g)	β_{A03}	A_{m4} (g)	β_{A04}
Roca (R3-T0)	MSP	0,16	0,31	0,23	0,30	0,36	0,32	0,77	0,35
	MPC	0,13	0,26	0,32	0,33	0,74	0,26	1,47	0,25
	MPE	0,09	0,36	0,35	0,31	0,66	0,33	0,85	0,31
	MPBL	0,12	0,29	0,26	0,34	0,64	0,27	1,39	0,24
	MPCC	0,13	0,27	0,30	0,38	0,62	0,32	1,10	0,25
	MSP-REF	0,48	0,26	0,68	0,26	1,21	0,23	2,64	0,22

Tabla 8.8 Parámetros de las curvas de fragilidad para depósito somero (Microzona 4-2).

Condición de Sitio (Espectro)	Código	Estados de daño							
		Leve		Moderado		Severo		Completo	
		A_{m1} (g)	β_{A01}	A_{m2} (g)	β_{A02}	A_{m3} (g)	β_{A03}	A_{m4} (g)	β_{A04}
Depósito Somero (4-2)	MSP	0,08	0,35	0,12	0,39	0,18	0,34	0,39	0,37
	MPC	0,06	0,32	0,16	0,37	0,36	0,32	0,72	0,27
	MPE	0,04	0,38	0,16	0,32	0,30	0,33	0,39	0,33
	MPBL	0,05	0,31	0,11	0,35	0,27	0,27	0,59	0,26
	MPCC	0,06	0,31	0,13	0,39	0,27	0,32	0,48	0,25
	MSP-REF	0,21	0,26	0,30	0,26	0,54	0,26	1,24	0,23

Tabla 8.9 Parámetros de las curvas de fragilidad para depósito profundo (Microzona 6-2).

Condición de Sitio (Espectro)	Código	Estados de daño							
		Leve		Moderado		Severo		Completo	
		A_{m1} (g)	β_{A01}	A_{m2} (g)	β_{A02}	A_{m3} (g)	β_{A03}	A_{m4} (g)	β_{A04}
Depósito profundo (6-2)	MSP	0,05	0,39	0,08	0,38	0,12	0,38	0,25	0,38
	MPC	0,06	0,35	0,15	0,36	0,34	0,30	0,67	0,27
	MPE	0,03	0,40	0,11	0,33	0,20	0,33	0,25	0,35
	MPBL	0,04	0,30	0,09	0,34	0,23	0,29	0,49	0,27
	MPCC	0,04	0,29	0,10	0,38	0,21	0,32	0,37	0,26
	MSP-REF	0,16	0,28	0,23	0,26	0,40	0,25	0,92	0,26

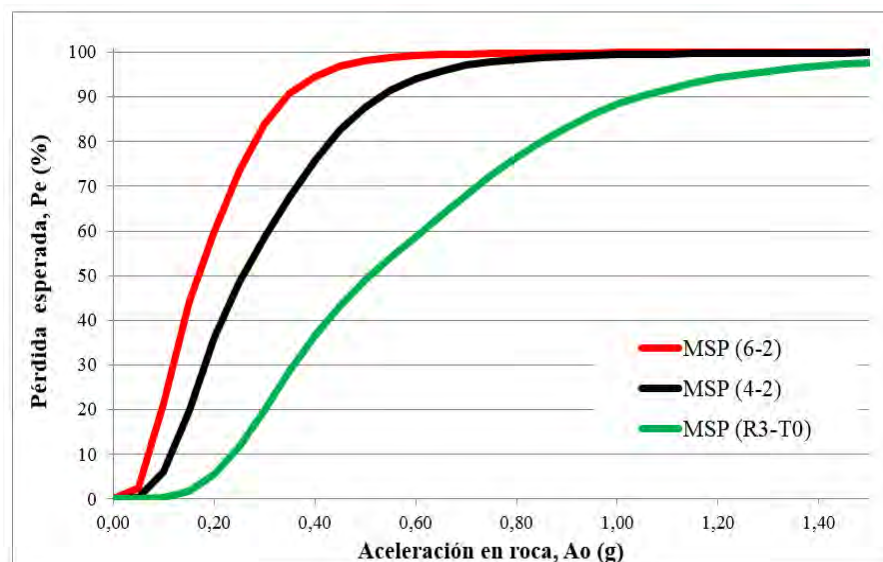
8.6.3 Curvas de vulnerabilidad

Las curvas de vulnerabilidad permiten describir de forma gráfica la pérdida esperada que puede tener la edificación en relación a un parámetro representativo del movimiento, para la cual se utilizó la aceleración máxima del terreno en roca (A_0). A diferencia de las curvas de fragilidad donde se presenta una curva para cada estado de daño, las curvas de vulnerabilidad engloban todos los daños en una sola curva que representa la pérdida media esperada (P_e) y para ello se utilizan los factores de pérdida (F_i) que representa el porcentaje del costo de reposición asociado al estado de daño "i", los cuales se pueden interpretar como la pérdida en valor monetario dividida entre el valor total de la construcción correspondiente a un estado de daño. La pérdida esperada (P_e) se define mediante la siguiente expresión:

$$P_e = \sum_{i=0}^4 F_i * \Delta P_i \quad (8.6)$$

Donde " ΔP_i " es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño "i", este valor se determina de las curvas de fragilidad como la diferencia entre las probabilidades de excedencia entre dos estados de daño consecutivos. Los factores de pérdida (F_i) que fueron adoptados de FEMA-NIBS (2009), considerando "0%" para Sin Daño, son "2%" para daño Leve, "10%" para daño Moderado, "50%" para daño Severo y "100%" para daño Completo.

En la Figura 8.20 se presenta la influencia de la condición de sitio en la pérdida esperada, donde se destaca el aumento de la vulnerabilidad con un aumento en la profundidad de sedimentos, para el modelo sin pared (MSP) y las tres condiciones de sitio antes descritas (Rojas, 2018).



Curvas de vulnerabilidad (pérdida esperada) del modelo sin pared (MSP) para las tres condiciones de sitio consideradas.

Figura 8.20

Se presentan en la Figura 8.21 las curvas de vulnerabilidad de los modelos estudiados para la condición de sitio con depósitos someros (Microzona 4-2), observando que el modelo sin pared (MSP) resulta con las mayores pérdidas, debido a las razones antes mencionadas, así mismo se

evidencia la reducción de la pérdida esperada que se obtendría con el reforzamiento de la edificación (MSP-REF).

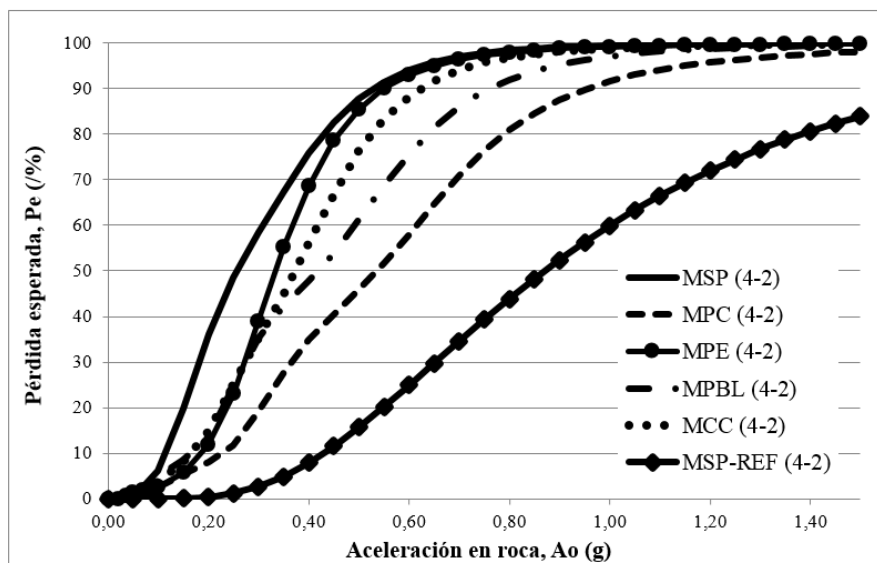


Figura 8.21

Curvas de vulnerabilidad (pérdida esperada) de los modelos estudiados sobre depósitos someros (microzona 4-2).

Los parámetros (A_m y β_{Ao}) requeridos para construir las curvas de vulnerabilidad mediante una distribución lognormal, para cada modelo estudiado y en las tres condiciones de sitio (roca, depósito somero y depósito profundo), se presentan en la Tabla 8.10 (Rojas, 2018).

Tabla 8.10 Parámetros de las curvas de vulnerabilidad de los modelos estudiados para las condiciones de sitio consideradas.

Código	Condición de Sitio (Espectro)					
	Roca (R3-T0)		Depósito Somero (4-2)		Depósito profundo (6-2)	
	A_m (g)	β_{Ao}	A_m (g)	β_{Ao}	A_m (g)	β_{Ao}
MSP	0,51	0,60	0,26	0,60	0,17	0,60
MPC	1,03	0,64	0,52	0,60	0,47	0,61
MPE	0,73	0,45	0,33	0,45	0,22	0,45
MPBL	0,95	0,74	0,40	0,67	0,34	0,66
MPCC	0,84	0,60	0,37	0,60	0,28	0,59
MSP-REF	1,78	0,62	0,83	0,67	0,59	0,64

8.7 Escenarios sísmicos

Con la intención de estimar daños y pérdidas futuras, se realizaron escenarios tomando en consideración tres eventos sísmicos que han afectado la ciudad de Caracas en el pasado y el sismo de diseño normativo para edificaciones comunes asociado a un 10% de probabilidad de excedencia

en 50 años, equivalente a 475 años de período medio de retorno. La norma Covenin 1756 (2001), define una aceleración de 0,30 g para todo el AMC, sin embargo, en la microzonificación de la ciudad (Funvisis, 2009) se establece un rango de 0,265 g hasta 0,30 g.

Los eventos sísmicos considerados como escenarios sísmicos son: Caracas de 1812, 1900 y 1967. La caracterización de los escenarios sísmicos se presenta en la Tabla 8.11.

Características de los escenarios sísmicos.

Tabla 8.11

Nº	Evento	Magnitud (Mw)	Profundidad (km)	Fuente
1	Caracas 1812	7,5	10	Hernández (2009)
2	Caracas 1900	7,7	0 (Superficie)	Hernández y Schmitz (2017)
3	Caracas 1967	6,6	14	Suarez y Nabelek (1990)

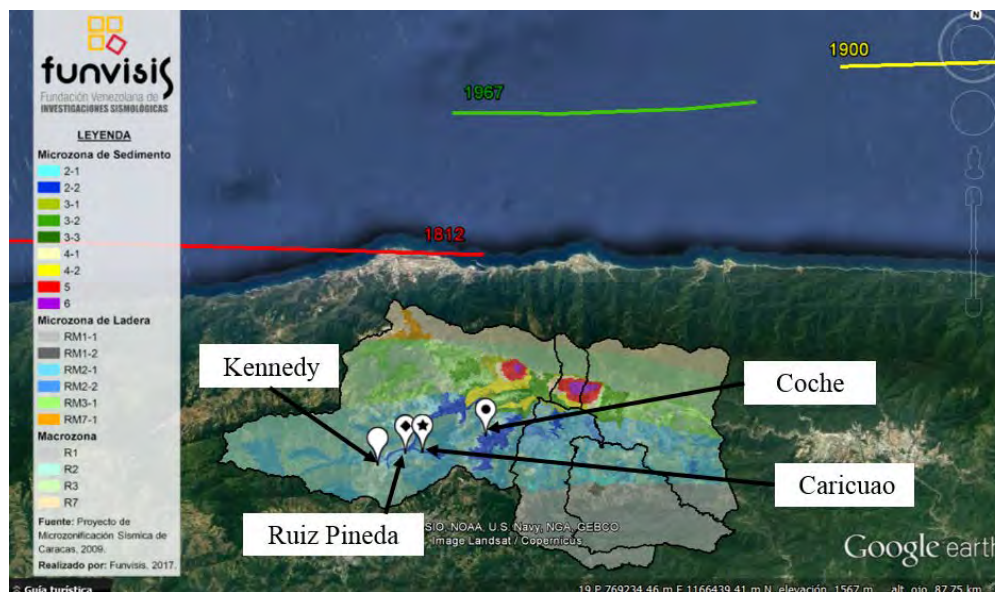
Se identificó cuatro puntos de estudio donde se localizan los edificios de la tipología 6M8-66 y estos se encuentran en las parroquias: Macarao (Kennedy), Caricuao (UD-2 y Ruiz Pineda) y Coche, todos en el municipio Libertador (Tabla 8.12).

Identificación de los cuatro 4 puntos de estudio.

Tabla 8.12

Municipio	Parroquia	Sector	Latitud	Longitud
Libertador	Macarao	Kennedy	10,4197	-67,0207
	Caricuao	Caricuao	10,4340	-66,9814
		Ruiz Pineda	10,4323	-66,9967
	Coche	Coche	10,4523	-66,9257

La Figura 8.22, presenta una imagen con las longitudes de ruptura asociadas a los escenarios sísmicos, así como la localización de los puntos de estudios.



Ubicación de los escenarios y puntos de estudio.

Figura 8.22

Se estimaron las aceleraciones en roca (A_o), en cada sitio de estudio, utilizando las relaciones de atenuación NGA 2014 (EERI, 2014), resultando las aceleraciones que se presentan en la Tabla 8.13. Adicionalmente, se agregó la aceleración asociada al sismo de diseño, esta fue establecida según los valores de las macrozonas (Funvisis, 2009) donde se encuentran ubicados los puntos de estudio.

Tabla 8.13 Aceleración estimada en los puntos de estudio por escenario sísmico. R_{RUP} es la distancia del punto de estudio al plano de falla.

Evento	Magnitud (Mw)	Punto de estudio							
		Kennedy		Caricuaao		Ruiz Pineda		Coche	
		R_{RUP} (km)	A_o (g)	R_{RUP} (km)	A_o (g)	R_{RUP} (km)	A_o (g)	R_{RUP} (km)	A_o (g)
1812	7,5	20,7	0,196	19,5	0,206	19,4	0,206	18,0	0,219
1900	7,7	60,9	0,085	56,7	0,091	58,0	0,089	51,2	0,100
1967	6,6	33,7	0,076	31,9	0,081	32,1	0,080	30,7	0,084
Sismo de diseño		-	0,265	-	0,265	-	0,265	-	0,265

Con estas aceleraciones se determinan las pérdidas esperadas usando las curvas de vulnerabilidad asociadas a las condiciones existentes en el sitio del punto de estudio. El modelo de curvas de vulnerabilidad utilizado para la estimación fue el modelo de pared existente (Tabla 8.14).

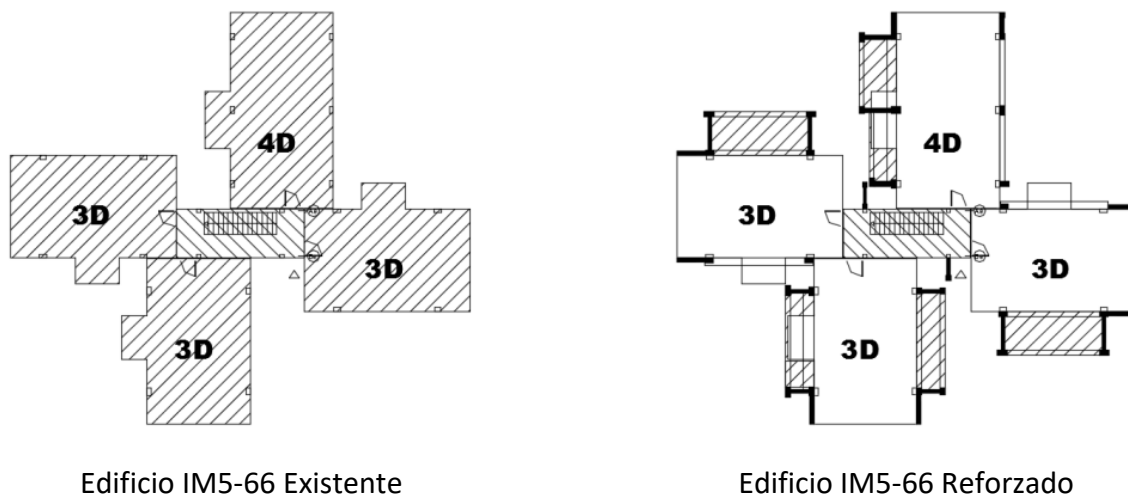
Tabla 8.14 Valores de pérdida esperada del 6M8-66 (modelo pared existente) para la condición de sitio local en los cuatro escenarios sísmicos.

Escenario		Kennedy	Caricuaao	Ruiz Pineda	Coche
Condición de sitio		Roca	Depósito Somero	Depósito Somero	Depósito Somero
Evento	Magnitud (Mw)				
1812	7,5	0,18%	14,31%	14,31%	17,61%
1900	7,7	0,01%	0,20%	0,17%	0,38%
1967	6,6	0,01%	0,08%	0,08%	0,11%
Sismo de diseño		1,25%	31%	31%	31%

8.8 Proyectos de refuerzo estructural

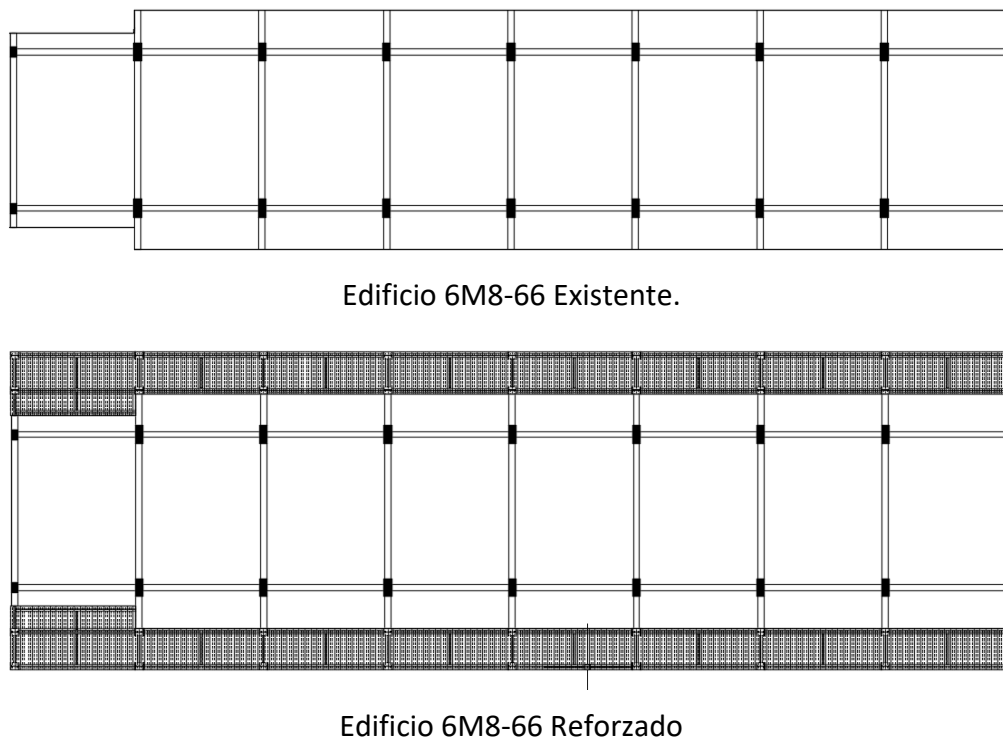
Se realizaron dos proyectos de refuerzo sismorresistente correspondiente a edificios de pórticos de concreto reforzado: el primero corresponde a la tipología de edificio IM5-66 (Sección 8.4.2) que se presenta en la Figura 8.23 y el segundo a la tipología 6M8-66 (Secciones 8.4.1 y 8.5) que se muestra

en la Figura 8.24. En ambos estudios se tomó la premisa de realizar proyectos de reforzamiento que intervinieran lo menor posible la cotidianidad de los residentes de los edificios, así como que la misma sea implantada desde el exterior de la estructura. Información sobre estos reforzamientos se encuentra en los Capítulos 15 y 16.



Esquema de la planta del edificio existente y del reforzado de la tipología IM5-66.

Figura 8.23



Esquema de la planta del edificio existente y del reforzado de la tipología 6M8-66.

Figura 8.24

8.9 Conclusiones

Se evaluó el riesgo sísmico de edificaciones residenciales antiguas de pórticos de concreto reforzado del Área Metropolitana de Caracas, para lo cual se identificaron y ubicaron las tipologías antiguas más vulnerables, se desarrollaron modelos matemáticos y análisis lineales y no lineales y se calcularon daños y pérdidas esperadas mediante la generación de curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica.

Se estima que un 25,04% del total de edificaciones del AMC corresponden a casas o edificios residenciales con la tipología de pórticos de CR con o sin paredes de relleno, conformado la segunda tipología más predominante en la ciudad. La metodología de índices de priorización fue aplicada a un total de 617 edificaciones inspeccionadas de uso residencial u oficina, resultando que 38,2% de estas estructuras presentan un índice de vulnerabilidad superior al del Lico Raimundo Martínez Centeno colapsado en el terremoto de Cariaco de 1997 y un 2,6% superaron el índice de vulnerabilidad asociado al edificio Mijagual derrumbado en el terremoto de Caracas de 1967. Adicionalmente a las inspecciones, se realizó un inventario de edificaciones construidas de forma repetitiva en el AMC, promovidas por el Banco Obrero, actualmente INAVI. Este inventario se clasificó en dos grupos, edificaciones menores de 5 pisos y edificaciones mayores de 5 pisos.

Se realizó una evaluación estructural sismorresistente mediante el análisis dinámico lineal de cuatro edificaciones, dos fueron promovidas por el sector público: tipología IM5-66 y 6M8-66 y dos por el sector privado: residencias Miami y Luxor. A estas edificaciones se les realizaron inspecciones detalladas, búsqueda y digitalización de los planos arquitectónicos y estructurales, así como videos con animación tridimensionales. Este análisis permitió cuantificar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico presente en estas edificaciones, resaltando que las derivas superan los límites admisibles y la demanda supera la capacidad resistente en varios elementos estructurales.

Se realizó un estudio más detallado del edificio tipo 6M8-66 utilizando un análisis estático no lineal, para ello se realizaron siete modelos matemáticos donde se modificó la configuración de las paredes, uno de ellos asociado al proyecto de refuerzo. El análisis de los resultados indica que modelo sin pared tiene el mayor desplazamiento en el tope y la menor resistencia cortante cuando se compara con los modelos con pared. siendo el modelo de pared completa el que tiene la mayor resistencia cortante. Por otro lado, el modelo con el refuerzo estructural permite destacar la ganancia tanto en ductilidad como en rigidez y resistencia del edificio.

Mediante el método probabilístico de los estimadores puntuales se determinaron curvas de fragilidad y vulnerabilidad para los diferentes modelos matemáticos considerados, para tres condiciones de sitio utilizando los espectros generados en el proyecto de microzonificación sísmica de Caracas (roca, suelo con depósito someros y suelo con depósitos profundos). Se resalta que el modelo más vulnerable es el modelo sin pared y el menos vulnerable es el modelo con pared completa, excluyendo el modelo reforzado que es mucho menos vulnerable. En cuanto al efecto de la condición de sitio, los modelos ubicados en roca resultaron menos vulnerables que los localizados en suelos con depósitos profundos.

Para la estimación de daños y pérdidas esperadas se evaluaron las estructuras para cuatro escenarios sísmicos, considerando tres eventos que han generado daños en Caracas como son los sismos de 1812, 1900 y 1967, así como el sismo de diseño normativo de 475 años de período medio de retorno. El escenario sísmico con mayores pérdidas fue el sismo de diseño el cual generó una

pérdida esperada media de 31% para las edificaciones con esta tipología localizadas en Caricuao, Ruiz Pineda y Coche.

Se concluye que las edificaciones antiguas de pórticos de concreto reforzado evaluadas en esta investigación, son muy vulnerables a la acción de los terremotos, por lo que deben ser reforzadas.

8.10 Referencias

ASCE/SEI (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute. Reston, Virginia.

Barbat A. H., Pujades L. G., Lantada N., Moreno R. (2008). *Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona*. *Soil dynamics and earthquake engineering*. 28 (2208), pp. 851-865.

Coronel D. Gustavo (2012). *Estimación de Daños y Pérdidas en Debido a Terremotos en Escenarios Regionales: Aplicación a Edificios Escolares de Venezuela*. Trabajo de Grado de Maestría en Ingeniería Sismorresistente. Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. Tutor académico: Prof. Oscar A. López. Caracas, Venezuela.

Coronel D. G. (2016). *Exposición a la amenaza sísmica de las edificaciones residenciales en el Área Metropolitana de Caracas*. Jornadas de Investigación de la Facultad de Ingeniería y Encuentro Académico e Industrial JIFI-EAI 2016. Realizado del 14 al 18 de noviembre de 2016. Caracas, Venezuela.

Castillo, M. y Villamizar, J. (2012). *Evaluación estructural y sismorresistente de un edificio residencial antiguo tipo 6M8-66 construido por el Banco Obrero en zonas urbanas de Caracas*. Trabajo de Especial de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela. Tutor Académico: Prof. Gustavo Coronel D. (IMME-FI- UCV), Tutor Industrial: Ing. Romme Rojas (Funvisis). Caracas, Venezuela.

Covenin (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN, FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.

CSI (2011). *CSI Analysis Reference Manual, for SAP 2000, ETABS, SAFE and Csi Bridge*. Berkeley, California.

Delgado, J. y Ortiz, S., (2002). *Diagnóstico de la vulnerabilidad urbana*. Franja urbanizada ubicada en la cuenca norte del río Guaire. Informe ejecutivo, Proyecto Ávila, 162 pp.

EERI. (2014). *NGA West 2, Earthquake Spectra, Volume 30, No 3*, pp 973-987, Agosto 2014, Earthquake Engineering Research Institute.

FEMA (1998). *Evaluation of earthquake-damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual*. FEMA 306, preparado por el Applied Technology Council (ATC-43 Project), para la Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

FEMA (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356, preparado por el American Society of Civil Engineers para la Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

FEMA (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA 440, preparado por el Applied Technology Council para la Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

FEMA (2009). The effects of strength and stiffness degradation on seismic response. FEMA P-440A, Applied Technology Council and Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.

FEMA-NIBS (2009). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C.

Funvisis (2009). Proyecto de Microzonificación sísmica en las ciudades Caracas y Barquisimeto. Informe Técnico Final. Proyecto FONACIT 200400738. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas, Venezuela.

Gómez, M. y Alarcón, E. (1992). Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones. Monografía n. 408. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (ICCET). Madrid, España.

Grases, J. y Vigneri, L. (1980). Evaluación estadística de dos propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo, relevante en el comportamiento de miembros estructurales de concreto armado sometido a acciones de tipo sísmico. Boletín IMME - UCV - año 18 - N° 67 - Julio-Diciembre 1980.

Hernández, J.J. (2009). Confiabilidad Sísmica-Estructural de Edificaciones Existentes de Caracas. Proyecto pensar en Venezuela, Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Memorias, 115 pp. Caracas, Venezuela.

Hernández, J.J. y Schmitz, M. (2017). Modelo sismo génico de Venezuela para evaluaciones de la amenaza sísmica. XI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica. Caracas, Venezuela.

IMME (2004). Evaluación de muros portantes del proyecto de investigación Desarrollo de Sistema de Muros de Mampostería Estructural Confinada de Rápido Montaje para la Vivienda de Bajo Costo. Informe N 209790-A. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería de la UCV. Elaborado por: Fernández, N. y Marinilli A.

IMME (2013). Estudio del Concreto en Edificaciones Residenciales del Proyecto Sismo Caracas de Funvisis. Informe Técnico No. 311725. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

INE (2011). XIV Censo Nacional de Población y Vivienda, Instituto Nacional Estadística (INE), disponible en <http://www.ine.gov.ve/> (Consultado el 17 Agosto 2015).

JICA (2005). Estudio sobre el plan básico de prevención de desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA).

López O. A., Coronel D. G., Rojas R. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existente. Revista de la Facultad. de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

López, O.A., Coronel D., G., Ascanio, W., Rojas R., Páez, V., Olbrich, F., Rengel, J. y González, J. (2014). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe técnico FUNVISIS, FUN-002, 2014, Caracas.

Maneiro, S. y Palma, N. (2012), Evaluación estructural y sismorresistente de dos edificios residenciales antiguos de la urbanización Los Palos Grandes. Informe de Pasantía Industrial para Optar al Título de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerzas Armada Bolivariana - UNEFA, Núcleo Chuao, Tutor Académico: Prof. Gustavo Coronel D. (IMME-FI-UCV), Tutor Industrial: Ing. Romme Rojas (Funvisis). Caracas. Venezuela.

McGuire, R. K. (2004). Seismic Hazard and Risk Analysis. Earthquake Engineering Research Institute (EERI). MNO-10. California.

PEER (2014). PEER Ground Motion Database, 2014 NGA-West2. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Estados Unidos. Disponible en: <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/>.

Rojas, R. y Coronel, G. D. (2014), Curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica del edificio residencial tipo 6M8-66 mediante análisis estático no lineal. Jornadas de Investigación – Encuentro Académico Industrial de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, JIFI-EAI 2014. Realizada del 25 al 28 de noviembre de 2014. Caracas, Venezuela.

Rojas R. (2018). Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Mediana Altura de Pórticos de Concreto Reforzado con Paredes de Relleno. Trabajo de Grado para Optar al Título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente en la Universidad Central de Venezuela (UCV), Tutor: Prof. Gustavo Coronel D. (En progreso).

Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America. Vol. 72, Nº 10, pp. 3812-3814.

Safina, S. (2002). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Barcelona. España.

Safina S., López A., Luis A. Lirio B., Castillo L., Marval N., Gonzalez J. y Prieto J. (2009). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones en el Municipio Chacao, Área Metropolitana de Caracas. Informe Final. Proyecto IPCA-FUNVISIS. Caracas.

Schmitz, M., Hernández, J.J., Morales, C., Domínguez, J., Rocabado, V., Valleé, M., Tagliaferro, M., Delavaud, É., Singer, A., Amarís, E., Molina, D., González, M., Leal, V. y el grupo de trabajo del proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (2011). Principales resultados y recomendaciones del proyecto de microzonificación sísmica en Caracas. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 26, Nº 2, pp. 53–59, 2011.

Suarez, G., Nabelek, J. (1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. Journal of Geophysical Research, Vol. 95, N. B11, pp. 17,459-17,474.

Vivas, Juan (2013). Evaluación Estructural y Sismorresistente de un Edificio Residencial Antiguo Tipo IM5-66 Construido por el Banco Obrero en Zonas Urbanas de Caracas. Trabajo Especial de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela. Tutor Académico: Prof. Gustavo Coronel D. (IMME-FI-UCV), Tutor Industrial: Ing. Romme Rojas (Funvisis). Caracas, Venezuela.



Capítulo 9

EDIFICIOS DE VIVIENDA CON ESTRUCTURAS DE MUROS

José Gregorio Rengel y Oscar A. López



RESUMEN

Este trabajo investiga el desempeño sismorresistente de edificios de muros del tipo túnel en Venezuela. Se elaboró un inventario que contabiliza 9.090 edificios con muros en una dirección y 4.027 con muros en dos direcciones, la gran mayoría en la región de Guarenas-Guatire.

Se instrumentaron dos edificios para obtener periodos, amortiguamientos y modos de vibración experimentalmente. Posteriormente se evaluaron mediante análisis dinámico lineal con modelos calibrados.

Los edificios Las Flores, El Marqués y Las Flores Reforzado se estudian detalladamente, el primero tiene muros en una dirección, el segundo en las dos direcciones y el tercero es igual al primero, pero agregando una estructura suplementaria de refuerzo. Se aplica un análisis dinámico lineal con espectros de la norma sísmica venezolana. Se determina que la capacidad a flexo-compresión del edificio Las Flores es insuficiente, con una relación demanda/capacidad (D/C) máxima de 4,66. En El Marqués los muros están en el límite de falla por corte con una relación D/C máxima de 1,07. El edificio reforzado tiene relaciones demanda/capacidad por debajo de la unidad y un buen desempeño sísmico. Se determinan las curvas de capacidad de cada edificio mediante un análisis estático no lineal usando modelos de pórtico equivalente de plasticidad concentrada y calibrados con resultados experimentales. Se definen cuatro variables aleatorias, resultando 16 curvas de capacidad para cada edificio.

Se determinan curvas de fragilidad para cuatro estados de daños (leve, moderado, severo y completo) y curvas de pérdida esperada en función de la aceleración del sismo, considerando la microzonificación sísmica de Caracas. Para un suelo de depósitos intermedios (4-2) la probabilidad de excedencia de 50% para el estado de daño completo se alcanza con aceleraciones de 0,30, 0,79 y 1,73 g para las Flores, El Marqués y Las Flores reforzado, respectivamente. Una pérdida esperada del 50% se alcanza para aceleraciones de 0,18, 0,51 y 1,27 g, respectivamente.

Para el sismo de mayor intensidad asociado a la falla Sur-Guarenas, que es la más cercana a donde están los edificios, se estima una aceleración en roca de 0,32 g en el sitio. Para una condición de terreno de depósitos intermedios (4-2) se calculan pérdidas esperadas de 70% para Las Flores, de 27% para El Marqués y de 2% para el edificio reforzado. Se demuestra que edificios con esta configuración estructural de muros en una sola dirección son muy vulnerables, por lo que se hace necesario reforzar estas estructuras para evitar la pérdida de vidas y disminuir las pérdidas económicas esperadas ante sismos.

TABLA DE CONTENIDO

EDIFICIOS DE VIVIENDA CON ESTRUCTURAS DE MUROS	259
9.1 Participantes	261
9.2 Introducción.....	261
9.3 Inspecciones e inventario de edificios	262
9.4 Descripción de edificios.....	264
9.5 Análisis dinámico lineal.....	265
9.5.1 Edificios con muros en una dirección.....	267
9.5.2 Edificios con muros en dos direcciones.....	269
9.5.3 Edificio reforzado	270
9.6 Análisis estático no lineal.....	272
9.6.1 Modelo matemático.....	272
9.6.2 Calibración del modelo.....	273
9.6.3 Curva de capacidad trilineal	274
9.6.4 Variables aleatorias.....	275
9.6.5 Resultados	275
9.7 Curvas de fragilidad y curvas de pérdida esperada	279
9.7.1 Estados de daño	280
9.7.2 Demanda sísmica	280
9.7.3 Resultados	281
9.8 Desempeño ante escenarios sísmicos.....	285
9.9 Evaluación de otros edificios de muros	288
9.9.1 Descripción de los edificios	288
9.9.2 Propiedades dinámicas y evaluación sismorresistente	289
9.10 Síntesis y Recomendaciones.....	295
9.11 Referencias	295

9.1 Participantes

Humberto Rengel, Gabriel Scovino, Giovanni Serauto y José Olivero.

9.2 Introducción

Venezuela presenta una amenaza sísmica elevada en las zonas donde habita la mayor parte de la población. Desde la década de 1970 se han construido edificios de muros con el sistema “tipo túnel”, que es un método industrializado que utiliza encofrados metálicos removibles para la construcción de las losas y los muros. Este método constructivo permite reducir los tiempos y costos de construcción, por esa razón se extendió tan ampliamente en el país.

El sistema estructural de los edificios consiste en muros y losas de concreto armado con un espesor que puede oscilar entre 12 y 16 cm, con baja cuantía de acero longitudinal y poco o ningún refuerzo transversal para resistencia al corte y el confinamiento del concreto. Adicionalmente algunos edificios tienen muros solo en una dirección, generalmente en la dirección corta o transversal, lo cual es una condición bastante desfavorable para resistir la acción sísmica. Miles de estos edificios se han construido en zonas de elevada amenaza sísmica en Venezuela.

En sismos recientes como el de Chile del 27 de Febrero de 2010 en la región del Maule, se dañaron severamente edificios de muros con una configuración sismorresistente de calidad muy superior a los construidos con el sistema tipo túnel en Venezuela (Massone y Rojas, 2012). En la Figura 9.1 se muestra un edificio de muros tipo túnel en Venezuela y en la Figura 9.2 un edificio de muros de Chile que presentó daños severos debido al sismo del año 2010. Los edificios chilenos tienen muros de espesores mayores, así como un buen detallado del refuerzo transversal y de los elementos de confinamiento. Se destaca por tanto que edificios de muros con una capacidad resistente y de ductilidad mayor que los construidos en Venezuela, han presentado daños importantes durante terremotos, lo que amerita un estudio detallado para investigar la vulnerabilidad de los edificios tipo túnel aquí descritos.



Edificio en Nueva Casarapa, Guarenas- Estado Miranda.

Figura 9.1



Figura 9.2 Daños en muros del edificio Toledo en Viña del Mar (El Mercurio, 2010).

La principal motivación de esta investigación es determinar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico asociado a estos edificios, y estimar la probabilidad de que se dañen con la ocurrencia de terremotos. En el trabajo se estudiaron a detalle dos edificios de baja altura, con una configuración típica que se repite masivamente en el país: a) Un edificio con muros en una dirección y b) un edificio con muros en dos direcciones.

Los objetivos planteados en la investigación fueron los siguientes: a) Elaborar un inventario de edificaciones tipo túnel en Venezuela identificando características sismorresistentes, b) Evaluar el desempeño sísmico de edificios típicos a través de las relaciones demanda/capacidad y relaciones de deriva utilizando un análisis dinámico lineal, c) Obtener curvas de capacidad de los edificios a partir de análisis estático no lineal y e) Evaluación del desempeño sismorresistente y estimación de pérdidas esperadas para escenarios sísmicos posibles en Venezuela.

9.3 Inspecciones e inventario de edificios

La primera etapa de esta investigación consistió en realizar inspecciones para identificar características sismorresistentes. En la Figura 9.3 se muestran edificios ubicados en las ciudades de Guarenas y Guatire. En las inspecciones se utilizó un detector de acero para identificar la presencia de muros de concreto armado en una o en las dos direcciones. La principal característica de los edificios inspeccionados es la presencia mayoritaria de muros en la dirección transversal (corta) y de paredes de mampostería en la dirección longitudinal (larga).



Conjuntos de edificios de muros, del tipo túnel.

Figura 9.3

Se elaboró un inventario de edificios para la región central del país a partir de información existente de investigaciones previas (Funvisis, 2012) y de la identificación con inspecciones. En el inventario se identifica la ciudad de ubicación del urbanismo, el nombre del urbanismo, la presencia de muros en una o dos direcciones en los edificios, el número de edificios, niveles, apartamentos y habitantes. En este proceso se identificaron 9.090 edificios construidos con muros en una sola dirección (MCA1) y 4.027 con muros en ambas direcciones (MCA2) ubicados en el Área Metropolitana de Caracas, Guarenas-Guatire y los Valles del Tuy. Los muros son de pared delgada de espesores entre 12 y 16 cm. La mayor cantidad de edificios de este tipo se encuentran en la región de Guarenas-Guatire. El inventario completo se presenta como anexo de este informe, en el trabajo de grado de maestría del primer autor (Rengel, J., 2016). Un resumen del inventario se presenta en la Tabla 9.1.

Resumen del inventario de edificios tipo túnel para la región central de Venezuela. **Tabla 9.1**

Niveles	Ubicación						Total	
	AMC		Guarenas - Guatire		Valles del Tuy			
	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2	MCA1	MCA2
1-3	0	0	4992	1618	1474	0	6466	1618
4-7	44	134	2524	1339	0	754	2568	2227
> 7	9	129	47	40	0	13	56	182
TOTAL	53	263	7563	2997	1474	767	9090	4027

AMC: Área Metropolitana de Caracas, MCA1: Muros en una dirección, MCA2: Muros en dos direcciones.

Todos los edificios inventariados se ubican en la zona 5 que es de amenaza sísmica elevada según la norma venezolana. De los que tienen muros en una dirección, 6466 tienen entre 1-3 niveles, 2568 entre 4-7 niveles y 56 más de 7 niveles. En el caso de edificios con muros en dos direcciones 1618 tienen entre 1-3 niveles, 2227 entre 4-7 niveles y 182 más de 7 niveles.

9.4 Descripción de edificios

A partir del inventario se seleccionan dos edificios para el análisis detallado de su comportamiento sismorresistente. Se usa el criterio de que sean edificios típicos construidos masivamente. Los edificios seleccionados son: a) El edificio Las Flores que tiene muros en una sola dirección y b) El Marques que tiene muros en dos direcciones. Ambos edificios tienen cuatro niveles, con muros y losas de 12 cm de espesor armados con mallas de acero de entre 5-6 mm de diámetro. Los edificios están ubicados en la ciudad de Guatire. Los edificios las Flores y El Marqués se muestran en la Figura 9.4.

(a) Vista frontal edificio Las Flores.



(b) Vista Lateral edificio Las Flores.



(c) Conjunto El Marqués.



(d) Vista lateral Edificio El Marqués.

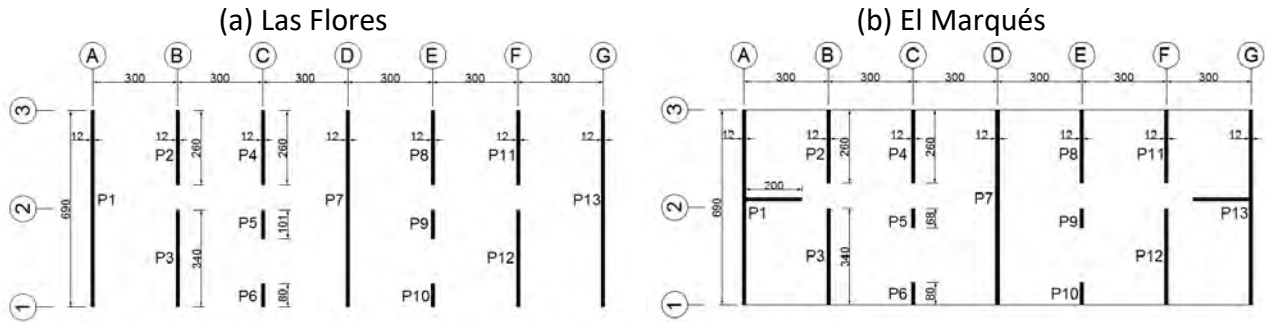


Figura 9.4

Figura 9.1. Edificios seleccionados para el estudio

Se realizaron inspecciones a los edificios seleccionados y se consiguieron planos estructurales en la oficina de ingeniería municipal. Utilizando un detector de metales se comprobó que los planos

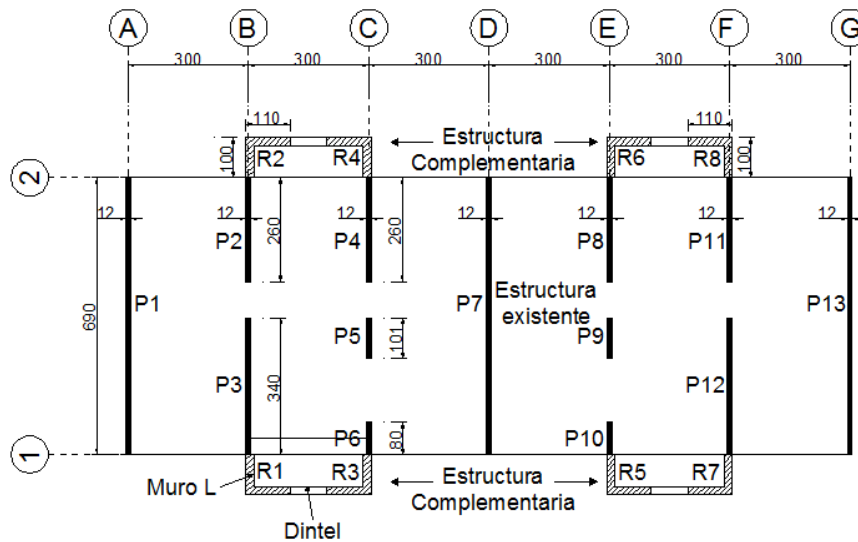
coincidan con lo observado en la inspección. Los esquemas de planta de los edificios Las Flores y El Marqués se presentan en la Figura 9.5.



Esquema de planta de edificios.

Figura 9.5

El edificio Las Flores se selecciona para elaborar una propuesta de refuerzo estructural por tener muros en una sola dirección. El Prof. Norberto Fernández (2015) realiza una propuesta a nivel de ingeniería de detalle, un esquema de la misma se muestra en la Figura 9.6, consistente en agregar muros en el perímetro del edificio en dirección longitudinal. Los detalles del refuerzo estructural para edificios de muros se presentan en el Capítulo 17.



Planta de edificio Las Flores Reforzado

Figura 9.6

9.5 Análisis dinámico lineal

Con la información proveniente de los planos y las inspecciones realizadas a los edificios, se elaboran modelos matemáticos de elementos finitos para su evaluación sismorresistente. Los muros y losas de concreto armado se definen como elementos tipo placa (*Shell*). Se distribuyen pesos propios y cargas variables por nivel. Se consideran las secciones agrietadas para los elementos estructurales según el ASCE/SEI 41 (2013). Se definen la resistencia de los materiales según sus propiedades medias indicadas en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2 Propiedades medias de los materiales

Descripción	Kgf/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto, $f'c$	375
Resistencia a la cedencia de las mallas de acero, f_y	6250
Resistencia a la cedencia de las cabillas, f_y	5250

La acción sísmica se define según la norma COVENIN 1756 (2001) que estipula el uso de espectros de respuesta. El espectro inelástico utilizado se presenta en la Figura 9.7 y sus parámetros se dan en la Tabla 9.3. Se adoptó un factor de reducción de 1,5 tomando en consideración la muy baja capacidad de la estructura para disipar energía. La evaluación se realiza tomando la sollicitación más desfavorable para cada elemento de las combinaciones de carga según la norma venezolana de concreto (FONDONORMA, 2006). Los modelos se analizaron en la dirección longitudinal de los edificios, que es la dirección más vulnerable, con menor área de muros. La acción sísmica se aplica solo para esa dirección.

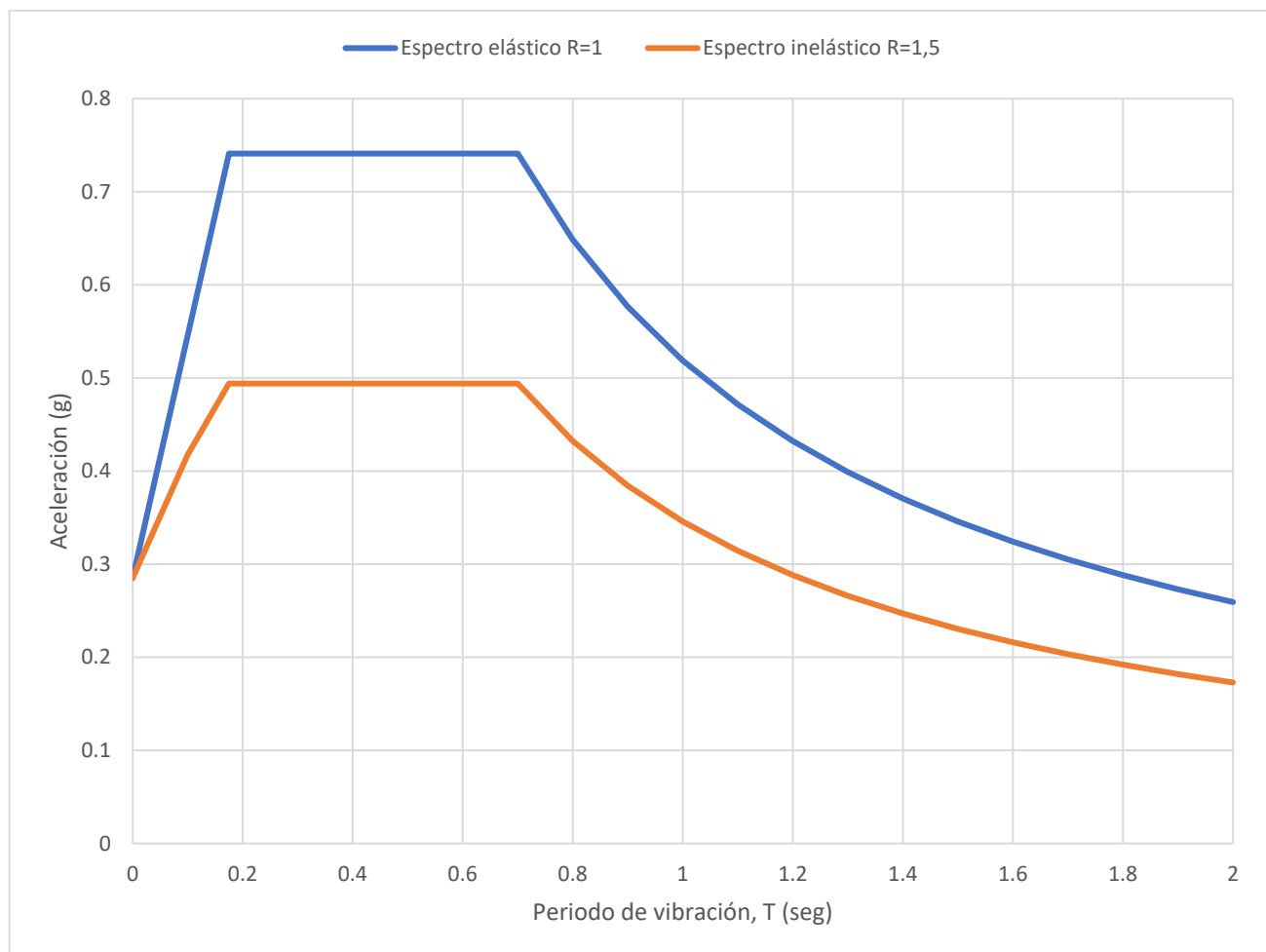


Figura 9.7 Espectro de respuesta elástico y espectro de respuesta inelástico.

Valores característicos del espectro de respuesta para la evaluación sismorresistente.**Tabla 9.3**

Zona	Uso	Perfil	ND	R	A ₀	α	φ	β	T*	T ₀	T ⁺	p	c
5	B2	S2	ND1	1,5	0,30	1,00	0,95	2,6	0,4	0,175	0,25	1	0,87

En el análisis se evaluó la resistencia con la relación demanda/capacidad (D/C) a flexo-compresión y corte de los muros en cada nivel y se evaluó la rigidez con la relación de deriva de cada entrepiso. En las secciones siguientes se muestra los resultados obtenidos para cada edificio, siguiendo la identificación de muros indicada en los esquemas de planta mostrados en las Figuras 4.5 y 4.6.

9.5.1 Edificios con muros en una dirección

a. Control de desplazamientos

La evaluación por rigidez se realiza verificando la relación de deriva del Edificio Las Flores (Figura 9.5-a). El edificio tiene un período fundamental de vibración de 0,94 segundos, con movimiento en dirección longitudinal. En la Tabla 9.4 se muestran los valores de relación de deriva por nivel. Se determina que los niveles 1, 2 y 3 superan el valor máximo admisible de relación de deriva según los criterios. Se concluye que el edificio tiene una flexibilidad excesiva en su dirección longitudinal y que ante fuerzas sísmicas especificadas en la norma venezolana podría alcanzar desplazamientos asociados a daño severo.

Valores de relación de deriva por nivel en edificio Las Flores. Tabla 9.4

Nivel	Relación de deriva	Criterio de valor admisible	
		Daño severo, diseño sin norma sísmica (FEMA/NIBS, 2003)	COVENIN 1756 (2001)
		0,011	0,018
4	0,010	Cumple	Cumple
3	0,019	No cumple	No cumple
2	0,024	No cumple	No cumple
1	0,018	No cumple	Cumple

b. Cocientes Demanda/Capacidad

Resistencia a flexo-compresión:

Se evaluó la resistencia a flexo-compresión de los muros del edificio en la dirección perpendicular a su plano, que corresponde a la dirección longitudinal. Para la evaluación se calcularon los cocientes demanda/capacidad de cada muro, según la identificación del esquema de planta de la Figura 9.5. Los resultados de la evaluación por muro y de los valores medio, máximo y mínimo se muestran en la Tabla 9.5.

Tabla 9.5 Cociente D/C a flexo-compresión en muros del edificio Las Flores.

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,71	1,13	1,10	1,08	0,71	0,90	1,11	0,96	1,13	0,71
	Inf.	0,17	0,73	0,69	0,69	1,08	1,12	0,57	0,72	1,12	0,17
3	Sup.	1,71	2,34	2,29	2,26	1,45	1,86	2,34	2,04	2,34	1,45
	Inf.	0,99	2,06	1,96	2,00	2,72	2,82	1,75	2,04	2,82	0,99
2	Sup.	2,07	3,08	3,00	2,93	1,96	2,55	2,99	2,65	3,08	1,96
	Inf.	1,74	3,28	3,10	3,16	4,15	4,35	2,77	3,22	4,35	1,74
1	Sup.	1,84	2,52	2,45	2,35	1,60	2,11	2,40	2,18	2,52	1,60
	Inf.	3,91	4,27	4,14	4,18	4,48	4,66	4,03	4,24	4,66	3,91

De los resultados mostrados en la Tabla 9.5 se observa que la mayoría de los muros no tienen la suficiente capacidad para soportar la demanda sísmica. Todos los muros del primer nivel, el segundo nivel y el tercer nivel fallan a flexo-compresión, siendo la relación D/C superior a la unidad, alcanzando una relación D/C máxima de 4,66 para el primer nivel.

Resistencia al corte

En el caso del Edificio Las Flores la resistencia al corte la aporta en su totalidad el concreto, ya que los muros no tienen refuerzo transversal en la dirección de análisis. Los resultados de la evaluación por muro se muestran en la Tabla 9.6, donde se presenta el máximo valor de la relación demanda/capacidad por cada nivel. Se observa que los muros no fallan a corte. La relación D/C para todos los muros, en todos los niveles, es inferior a la unidad.

Tabla 9.6 Cociente D/C a corte en muros del edificio Las Flores.

Nivel	Muro						
	P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7
4	0,04	0,12	0,11	0,11	0,19	0,18	0,09
3	0,14	0,27	0,26	0,27	0,43	0,42	0,23
2	0,20	0,39	0,38	0,39	0,61	0,60	0,33
1	0,30	0,41	0,40	0,41	0,57	0,57	0,37

9.5.2 Edificios con muros en dos direcciones

Control de desplazamientos

El edificio el Marqués (Figura 9.5-b) tiene un período de vibración de 0,31 segundos en dirección longitudinal y cumple con los criterios de verificación de la rigidez en todos los niveles para el sismo normativo. La presencia de muros en la dirección del análisis (longitudinal) le proporciona una rigidez elevada, haciendo que la relación de deriva por nivel sea muy baja en relación al valor admisible establecido por los criterios utilizados para la evaluación.

Cociente Demanda/Capacidad.

Resistencia a flexo-compresión:

Los resultados de la evaluación por muro del edificio y una síntesis del promedio, el máximo y el mínimo valor del cociente D/C por nivel se muestran en la Tabla 9.7, según esquema de planta presentado en la Figura 9.5-b. De los resultados se deduce que los muros P1 y P13 fallan a flexo-compresión en planta baja, estos muros están ubicados en los bordes del edificio y están orientados en la dirección longitudinal (larga). En estos muros la relación D/C es superior a la unidad, la demanda excede a la capacidad en un 15%. Los muros analizados en la dirección fuera de su plano (de P2 a P12) no fallan a flexo-compresión, ya que la mayor parte de la demanda sísmica es absorbida por los muros de los bordes (P1 y P13).

Cociente D/C a flexo-compresión en muros del edificio El Marqués. **Tabla 9.7**

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,09	0,84	0,65	0,42	0,26	0,17	0,50	0,42	0,84	0,09
	Inf.	0,04	0,69	0,53	0,35	0,23	0,14	0,36	0,33	0,69	0,04
3	Sup.	0,09	0,67	0,52	0,32	0,20	0,13	0,31	0,32	0,67	0,09
	Inf.	0,27	0,66	0,51	0,31	0,20	0,12	0,31	0,34	0,66	0,12
2	Sup.	0,21	0,61	0,47	0,22	0,14	0,08	0,20	0,28	0,61	0,08
	Inf.	0,65	0,62	0,48	0,24	0,15	0,10	0,24	0,35	0,65	0,10
1	Sup.	0,61	0,32	0,25	0,06	0,12	0,08	0,05	0,22	0,61	0,05
	Inf.	1,15	0,38	0,32	0,13	0,13	0,09	0,16	0,34	1,15	0,09

Resistencia al corte:

La resistencia al corte en los muros analizados en la dirección perpendicular a su plano (de P2 a P12) la aporta en su totalidad el concreto, ya que estos muros en esa dirección no tienen refuerzo transversal. En el caso de los muros ubicados en los extremos del edificio (P1 y P13), la resistencia al corte es la suma de la resistencia del concreto y del acero transversal. Los resultados de la evaluación por muro se presentan en la Tabla 9.8, donde se indica el valor máximo de la relación demanda/capacidad por nivel. Se concluye que los muros orientados en la dirección longitudinal (larga), ubicados en los bordes del edificio (P1, P13), tienen una relación D/C ligeramente mayor a la unidad en el primer nivel, lo que indica que fallan por corte.

Tabla 9.8 Cociente D/C a corte en muros del edificio El Marqués.

Nivel	Muro						
	P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7
4	0,24	0,10	0,07	0,06	0,08	0,04	0,04
3	0,67	0,09	0,07	0,06	0,08	0,04	0,04
2	0,93	0,09	0,06	0,05	0,07	0,04	0,04
1	1,07	0,05	0,04	0,04	0,05	0,03	0,03

9.5.3 Edificio reforzado

El edificio reforzado es lo suficientemente rígido para mantenerse muy por debajo de los límites de desplazamientos recomendados. Por esa razón solo se presentarán en este apartado la verificación de resistencia a flexo-compresión y corte de los muros.

a. Cociente Demanda/Capacidad

Resistencia a flexo-compresión:

Se evaluó la resistencia a flexo-compresión de los muros del edificio las Flores-Reforzado en la dirección longitudinal del edificio, tanto para la estructura existente como para la complementaria. Para la evaluación se calcularon los cocientes demanda/capacidad para cada muro. Los cocientes Demanda/Capacidad se presentan siguiendo el esquema de planta mostrado en la Figura 9.6.

Los resultados de la evaluación para los muros analizados en la dirección perpendicular a su plano (estructura existente, muros desde P1 a P13) se muestran en la Tabla 9.9, y para los muros de refuerzo (estructura complementaria, muros desde R1 a R8) en la Tabla 9.10. Se evidencia que el edificio reforzado no presenta fallas a flexo-compresión en la estructura existente y tampoco en la complementaria de refuerzo.

Cociente D/C a flexo-compresión en Edificio existente.

Tabla 9.9

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,21	0,08	0,08	0,07	0,07	0,09	0,08	0,10	0,21	0,07
	Inf.	0,16	0,14	0,13	0,14	0,13	0,21	0,04	0,13	0,21	0,04
3	Sup.	0,13	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08	0,02	0,09	0,13	0,02
	Inf.	0,09	0,25	0,22	0,26	0,20	0,34	0,02	0,20	0,34	0,02
2	Sup.	0,08	0,18	0,19	0,20	0,14	0,18	0,03	0,14	0,20	0,03
	Inf.	0,07	0,41	0,36	0,43	0,30	0,59	0,03	0,31	0,59	0,03
1	Sup.	0,04	0,33	0,31	0,35	0,18	0,41	0,04	0,24	0,41	0,04
	Inf.	0,03	0,53	0,46	0,56	0,35	0,80	0,04	0,39	0,80	0,03

Cociente D/C a flexo-compresión en muros de la estructura complementaria.

Tabla 9.10

Nivel	Borde	Muro								Media	Máx.	Mín.
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8			
4	Sup.	0,004	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,004	0,005	0,005	0,005	0,004
	Inf.	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03
3	Sup.	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01
	Inf.	0,07	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,08	0,08	0,08	0,07
2	Sup.	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04
	Inf.	0,12	0,13	0,14	0,13	0,14	0,13	0,12	0,13	0,13	0,14	0,12
1	Sup.	0,09	0,09	0,10	0,09	0,10	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,09
	Inf.	0,20	0,20	0,22	0,21	0,22	0,21	0,20	0,20	0,21	0,22	0,20

9.6 Análisis estático no lineal

9.6.1 Modelo matemático

Para este tipo de análisis se elaboró un modelo de pórtico equivalente (*frame*) al que se le asignaron rótulas plásticas en los extremos de cada elemento, con la finalidad de obtener la curva de capacidad de la estructura aplicando el método de empuje progresivo (*pushover*). En la Figura 9.8 se observa el esquema de planta del edificio Las Flores y el esquema del modelo de pórtico. El modelo es equivalente en masa y rigidez al modelo con elementos tipo placa (*shell*) utilizado en el análisis dinámico lineal. La equivalencia se verifica comparando los períodos de vibración de ambos modelos, los cuales se muestran en la Tabla 9.11.

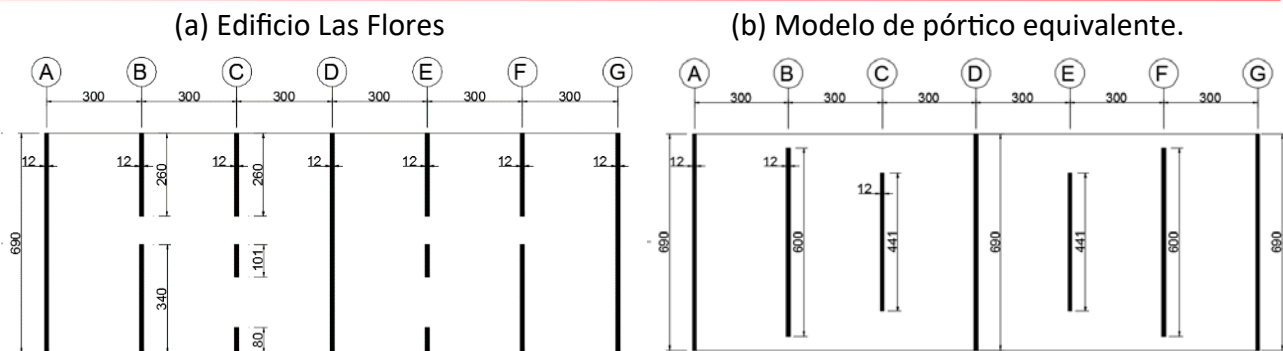


Figura 9.8 Esquema de planta del edificio (a) y del modelo (b).

Tabla 9.11 Comparación de períodos de vibración del modelo de elementos de placas y del modelo de pórtico equivalente.

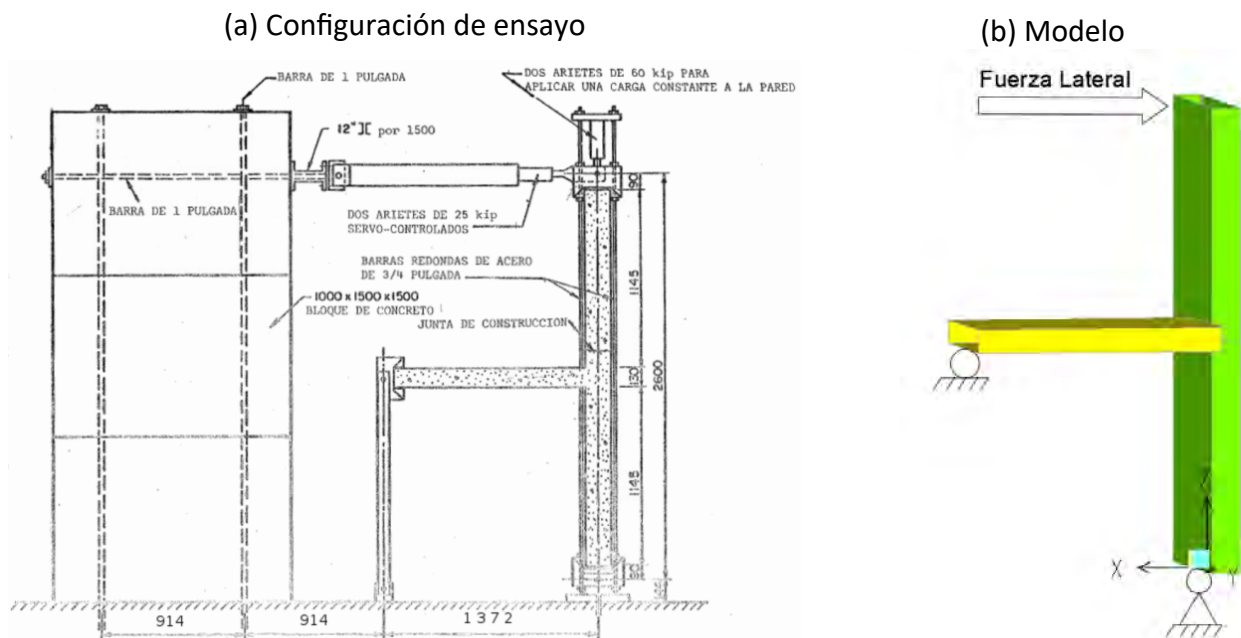
Edificio	Modelo	Peso sísmico (Tnf)	Periodo de vibración (s)			
			1	2	3	4
Las Flores	Elementos de placa	357,76	0,94	0,30	0,18	0,13
	Pórtico equivalente	353,74	0,89	0,28	0,16	0,12
	Modo de Vibración			Long.	Long.	Long.
El Marqués	Elementos de placa	365,92	0,31	0,08	0,04	0,03
	Pórtico equivalente	362,29	0,30	0,07	0,04	0,03
	Modo de Vibración			Long.	Long.	Long.

En la comparación mostrada se asignaron valores de modificación de la rigidez (secciones agrietadas) para ambos modelos. Cabe destacar que a los modelos utilizados para el análisis estático no lineal no se les asignan valores de modificación de la rigidez tal como se hizo en el análisis dinámico lineal, ya que la degradación de rigidez asociada a los daños que ocurren en la estructura se introduce directamente en la definición de las rótulas plásticas. Por esta razón el modelo para el análisis estático no lineal tendrá un periodo de vibración inicial más corto que el utilizado para el análisis dinámico lineal.

9.6.2 Calibración del modelo

Se utiliza un modelo de pórtico equivalente con rótulas plásticas al extremo de cada elemento, el cual se calibra con los resultados de ensayos experimentales. Las rótulas plásticas a flexión asignadas al modelo se definen siguiendo las recomendaciones del documento ASCE/SEI 41 (2013).

Para este estudio se toman los resultados de una serie de ensayos realizados en la Universidad de Illinois, por los Profesores Sozen y Abrams (1979). La configuración de este ensayo coincide con la configuración estructural de los edificios estudiados, los cuales son analizados con una actuación de las cargas sísmicas en la dirección perpendicular al plano de los muros. En la Figura 9.9 se presenta un esquema de la configuración de los ensayos utilizados para la calibración de los modelos y el modelo definido en este estudio que reproduce las condiciones del ensayo.



Ensayo experimental y modelo que reproduce ensayo.

Figura 9.9

Se calibran dos propiedades del modelo: la plasticidad y la rigidez. Al modelo se le asignan 8 rótulas plásticas en cada extremo de los elementos estructurales. Cada rótula con una capacidad de rotación plástica de 0,012 (radianes), alcanzando un momento resistente máximo igual a 1,3 veces el momento cedente de la sección. Con estos valores se obtienen los resultados mostrados en la Figura 9.10; allí se comparan las curvas de capacidad obtenidas experimentalmente (ensayo de especímenes S1 y S2) y la obtenida analíticamente para el modelo de mejor ajuste. Se considera que para los objetivos de esta investigación, el modelo tiene una buena aproximación.

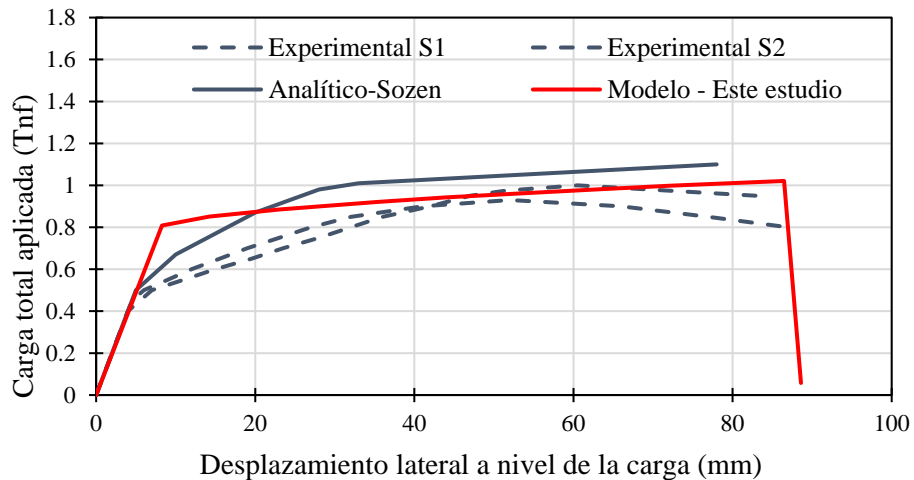


Figura 9.10

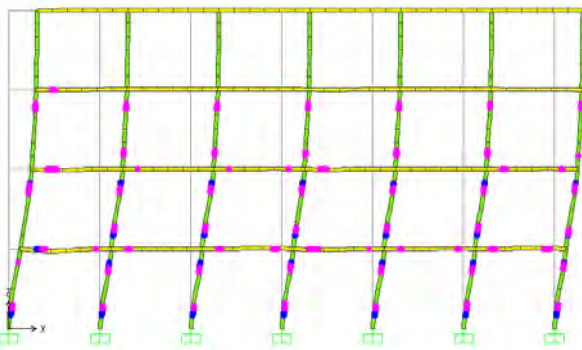
Comparación de la curva de capacidad del modelo y de los resultados experimentales.

9.6.3 Curva de capacidad trilineal

La curva de capacidad es el resultado del análisis estático no lineal del edificio, a través de la técnica de empuje progresivo (*pushover*) utilizando el programa SAP2000 (CSI, 2010). Los modelos incorporan la plasticidad con los valores obtenidos de la calibración mostrada en la sección anterior.

A partir de la curva de capacidad obtenida del análisis se construye una curva de capacidad trilineal idealizada. La curva trilineal se define por tres puntos, el desplazamiento cedente (U_y, V_y), el desplazamiento del cortante basal máximo (U_{max}, V_{max}) y el desplazamiento último que corresponde a un 60% del cortante máximo (U_u, V_u). Se asume que la estructura alcanza su punto último cuando ocurre una caída del 40% del cortante resistente máximo, o hasta que el análisis numérico se detiene por alcanzarse una condición de inestabilidad. En la Figura 9.11 se presenta un modelo de pórtico equivalente sometido a empuje progresivo, además un ejemplo de curva trilineal idealizada a partir de la curva de capacidad resultante del análisis numérico del edificio.

(a) Pórtico equivalente con rótulas



(b) Curva de capacidad del análisis y trilineal

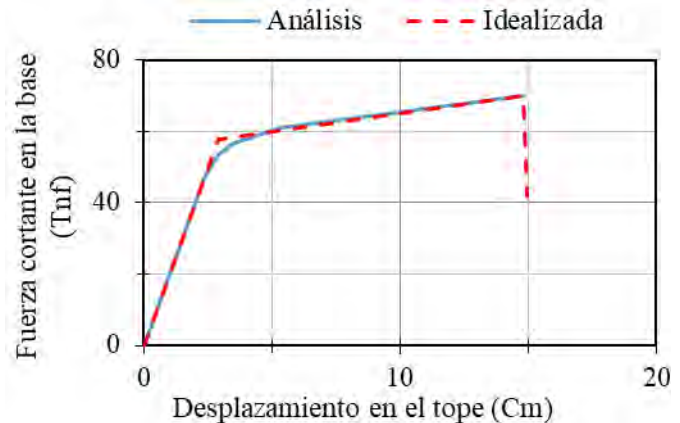


Figura 9.11

Modelo de pórtico equivalente con plasticidad concentrada y curvas de capacidad.

9.6.4 Variables aleatorias

Para todos los edificios estudiados, se definen cuatro variables aleatorias. Dos variables asociadas a la resistencia, una a la rigidez y otra a la ductilidad. Las variables asociadas a la resistencia son: la resistencia media a compresión del concreto (f'_c) y la resistencia media a la cedencia del acero (f_y). La variable asociada a la rigidez es el factor de modificación de rigidez de los elementos (α), tanto a flexión como a corte. Y finalmente la variable asociada a la ductilidad del modelo es la deformación plástica "a" de las rótulas controladas por desplazamiento. La rigidez a flexión y corte se consideran como una variable aleatoria y se modifican conjuntamente. En la Tabla 9.12 se muestran las distintas variables aleatorias y los respectivos coeficientes de variación (CV) adoptados para cada una. De acuerdo al método de estimadores puntuales, al considerarse cuatro (04) variables aleatorias resultan un total de dieciséis (16) modelos matemáticos.

Variables aleatorias y coeficientes de variación.

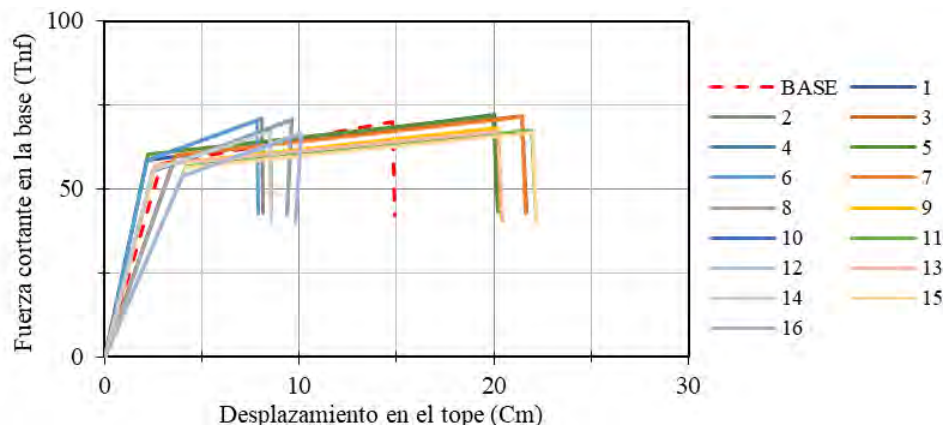
Tabla 9.12

N	Variable		Coefficiente de variación	Fuente
1	Resistencia	f'_c	0,20	Porrero, J. et al. (2009)
2		f_y	0,10	Grases, J. et al. (1980)
3	Rigidez	$\alpha_{flexión}$	0,25	Gómez et al. (2002)
		α_{corte}	0,20	Gómez et al. (2002)
4	Ductilidad	a	0,50	ASCE/SEI 41 (2013)

9.6.5 Resultados

a. Edificios con muros en una dirección

Las curvas trilineales idealizadas para cada modelo del edificio, incluyendo un modelo base de propiedades medias, se muestran en la Figura 9.12. A partir de las curvas trilineales se determinan los desplazamientos y el cortante basal, de los puntos cedente, máximo y último. Estos resultados se muestran en la Tabla 9.13, donde adicionalmente se presentan el período efectivo, la ductilidad última y la relación de deriva global de cada modelo.



**Curvas de capacidad para los 16 modelos y el modelo Base.
Edificio Las Flores.**

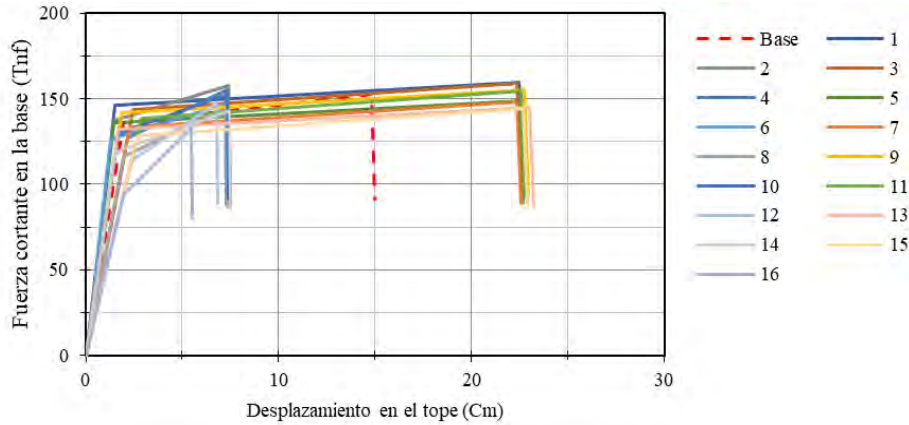
Figura 9.12

Tabla 9.13 Valores de la curva de capacidad trilineal del edificio Las Flores.

Modelo	T_e	U_y	U_{max}	U_u	V_y	V_{max}	V_u	μ_u	Δ/H
	[s]	[cm]			[Tnf]				
Base	0,69	2,90	14,79	14,93	57,59	70,06	42,03	5,15	0,015
1	0,59	2,15	20,03	20,23	58,40	72,13	43,28	9,40	0,020
2	0,59	2,16	8,06	8,15	58,47	71,09	42,65	3,78	0,008
3	0,76	3,65	21,47	21,68	59,82	71,77	43,06	5,94	0,021
4	0,76	3,47	9,61	9,41	56,97	70,53	42,32	2,89	0,009
5	0,59	2,22	19,98	20,18	60,24	71,79	43,07	9,08	0,020
6	0,59	2,16	7,83	7,91	58,47	70,49	42,29	3,67	0,008
7	0,76	3,65	21,43	21,64	59,85	71,44	42,87	5,93	0,021
8	0,76	3,51	9,58	9,41	57,58	70,28	42,17	2,85	0,009
9	0,65	2,58	20,21	20,41	57,12	68,33	41,00	7,91	0,020
10	0,65	2,50	8,49	8,58	55,35	67,44	40,47	3,43	0,008
11	0,84	4,23	21,95	22,17	56,64	67,29	40,37	5,24	0,022
12	0,84	4,02	10,11	9,83	53,78	66,61	39,96	2,61	0,010
13	0,65	2,58	20,23	20,44	57,08	67,01	40,20	7,93	0,020
14	0,65	2,51	8,49	8,57	55,47	67,19	40,31	3,42	0,008
15	0,84	4,22	21,98	22,20	56,53	66,87	40,12	5,26	0,022
16	0,84	4,02	10,11	9,82	53,85	66,46	39,88	2,60	0,010
Dónde: T_e: Período efectivo de la estructura, U_y: Desplazamiento cedente, U_{max}: Desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo, U_u: Desplazamiento último, V_y: Cortante basal cedente, V_{max}: Cortante basal máximo, V_u: Cortante basal último, μ_u: Ductilidad última, Δ/H: Relación de deriva global del edificio.							Media	5,12	0,015
							Máx.	9,40	0,022

b. Edificios con muros en dos direcciones

Las curvas trilineales idealizadas para cada modelo del edificio se muestran en la Figura 9.13. Los valores desplazamientos y cortante basal, de los puntos cedente, máximo y último de las curvas se muestran en la Tabla 9.14, donde adicionalmente se presentan el período efectivo, la ductilidad última y la relación de deriva global de cada modelo.



Curvas de capacidad para los 16 modelos y el modelo Base.
Edificio El Marqués.

Figura 9.13

Valores de la curva de capacidad trilineal del edificio El Marqués.

Tabla 9.14

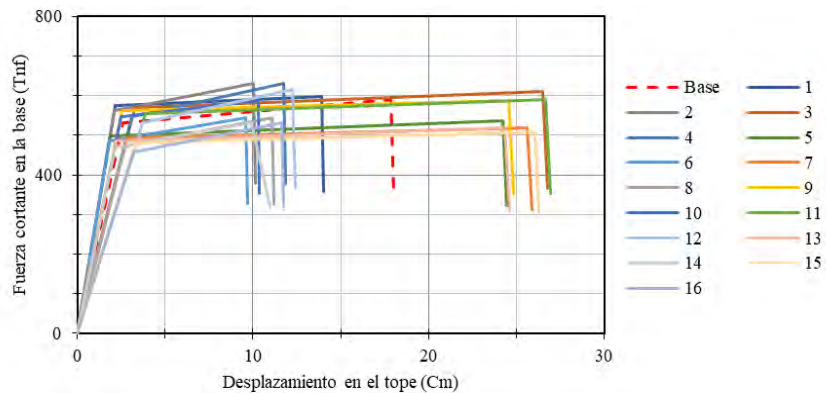
Modelo	T_e	U_y	U_{max}	U_u	V_y	V_{max}	V_u	μ_u	Δ/H
	[s]	[cm]			[Tnf]				
Base	0,32	1,93	14,80	14,95	135,83	152,38	91,43	7,76	0,0147
1	0,28	1,53	22,46	22,69	146,33	159,25	95,55	14,79	0,0223
2	0,27	1,43	7,40	7,48	137,36	157,40	94,44	5,22	0,0074
3	0,35	2,46	22,34	22,57	143,57	158,68	95,21	9,16	0,0222
4	0,35	2,16	7,30	7,38	126,88	155,20	93,12	3,42	0,0073
5	0,28	1,45	22,46	22,69	136,20	148,59	89,16	15,64	0,0223
6	0,27	1,31	7,21	7,29	126,44	146,68	88,01	5,57	0,0072
7	0,35	2,29	22,34	22,56	133,32	148,09	88,85	9,83	0,0222
8	0,35	1,96	7,29	7,36	116,06	144,89	86,93	3,76	0,0072
9	0,30	1,82	22,72	22,95	141,59	155,10	93,06	12,62	0,0226
10	0,30	1,65	7,31	7,38	129,46	152,73	91,64	4,47	0,0073
11	0,39	2,91	22,56	22,78	138,25	154,34	92,61	7,84	0,0224
12	0,39	2,36	6,78	6,85	113,79	147,59	88,55	2,90	0,0067
13	0,30	1,69	23,02	23,25	131,98	145,04	87,02	13,73	0,0229
14	0,30	1,51	7,43	7,51	119,03	142,89	85,73	4,99	0,0074
15	0,39	2,68	22,69	22,91	128,37	144,34	86,61	8,56	0,0226
16	0,38	1,92	5,48	5,53	93,73	132,65	79,59	2,88	0,0054
Dónde:							Promedio	7,83	0,015
Te: Período efectiva de la estructura,							Máx.	15,63	0,023
U_y: Desplazamiento cedente,							Min.	2,88	0,005
U_{max}: Desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo,									
U_u: Desplazamiento último,									
V_y: Cortante basal cedente,									
V_{max}: Cortante basal máximo,									
V_u: Cortante basal último,									
μ_u: Ductilidad última,									
Δ/H: Relación de deriva global del edificio.									

c. Edificio reforzado

Los valores desplazamientos y cortante basal, de los puntos cedente, máximo y último de las curvas se muestran en la Tabla 9.15, donde adicionalmente se presentan el período efectivo, la ductilidad última y la relación de deriva global de cada modelo. Las curvas trilineales idealizadas para cada modelo del edificio se muestran en la Figura 9.14.

Tabla 9.15 Valores de la curva de capacidad trilineal del edificio Las Flores

Modelo	T _e	U _y	U _{max}	U _u	V _y	V _{max}	V _u	μ _u	Δ/H	
	[s]	[cm]			[Tnf]					
BASE	0,22	2,611	17,84	18,02	531,49	589,34	353,61	6,90	0,0177	
1	0,19	2,152	13,91	14,05	575,89	598,36	359,01	6,53	0,0138	
2	0,19	2,100	10,02	10,12	562,10	629,94	377,96	4,82	0,0100	
3	0,23	3,241	26,51	26,78	569,04	609,57	365,74	8,26	0,0264	
4	0,23	3,116	11,76	11,88	547,14	630,85	378,51	3,81	0,0117	
5	0,19	1,860	24,21	24,45	497,73	536,99	322,20	13,15	0,0241	
6	0,19	1,812	9,58	9,68	484,91	545,01	327,01	5,34	0,0095	
7	0,23	2,805	25,62	25,88	492,43	518,22	310,93	9,23	0,0255	
8	0,23	2,689	11,06	11,17	472,13	545,35	327,21	4,15	0,0110	
9	0,21	2,569	24,58	24,83	561,39	586,71	352,03	9,66	0,0244	
10	0,21	2,496	10,29	10,39	545,45	588,10	352,86	4,16	0,0102	
11	0,26	3,871	26,68	26,95	554,91	589,71	353,83	6,96	0,0265	
12	0,26	3,709	12,27	12,39	531,62	615,16	369,10	3,34	0,0122	
13	0,21	2,222	24,36	24,60	485,65	518,11	310,86	11,07	0,0242	
14	0,21	2,155	9,90	10,95	470,89	532,47	319,48	5,08	0,0108	
15	0,26	3,347	26,04	26,30	479,81	507,99	304,80	7,86	0,0259	
16	0,26	3,198	11,63	11,75	458,46	532,60	319,56	3,67	0,0116	
Dónde:								Promedio	6,71	0,017
Te: Período efectivo de la estructura,								Máx.	13,15	0,027
U_y: Desplazamiento cedente,								Min.	3,34	0,010
U_{max}: Desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo,										
μ_u: Ductilidad última,										
U_u: Desplazamiento último,										
V_y: Cortante basal cedente,										
V_{max}: Cortante basal máximo,										
V_u: Cortante basal último,										
μ_u: Ductilidad última,										
Δ/H: Relación de deriva global del edificio.										



Curvas de capacidad para los 16 modelos y el modelo Base. Edificio Las Flores reforzado.

Figura 9.14

9.7 Curvas de fragilidad y curvas de pérdida esperada

La curva de fragilidad representa la probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño en la estructura, debido a un movimiento sísmico expresado en términos de la aceleración en roca. En este trabajo se utiliza el método de estimadores puntuales (Rosenblueth, 1975) para determinar las curvas de fragilidad a partir de la definición de una probabilidad de falla. Con este método se calcula el valor medio y la desviación estándar de una función de falla o de una función de margen de seguridad. En general, se requieren realizar un número de estimaciones de 2^n , donde n es el número de variables aleatorias de la función.

Se estableció una función del margen de seguridad, a partir de la cual se determina la probabilidad de falla (Gómez y Alarcón, 1992). Esta función se define como la diferencia entre la capacidad y la demanda de desplazamiento. A partir de la función se estima la probabilidad de falla para cada estado de daño.

A partir de las curvas de fragilidad, se pueden desarrollar curvas que condensan la información de las probabilidades de alcanzar o exceder los distintos estados de daño. Estas curvas se conocen como curvas de pérdida esperada y se construyen definiendo un factor de pérdida asociado a cada estado de daño. Este factor de pérdida (F_i) se relaciona al porcentaje del costo de la obra que se pierde durante el evento sísmico. El daño completo se interpreta como una pérdida total. Los factores de pérdida mostrados en la Tabla 9.16 fueron los utilizados en este trabajo y se definieron en base a distintos trabajos internacionales (FEMA/NIBS, 2003; D'Ayala et al., 2014).

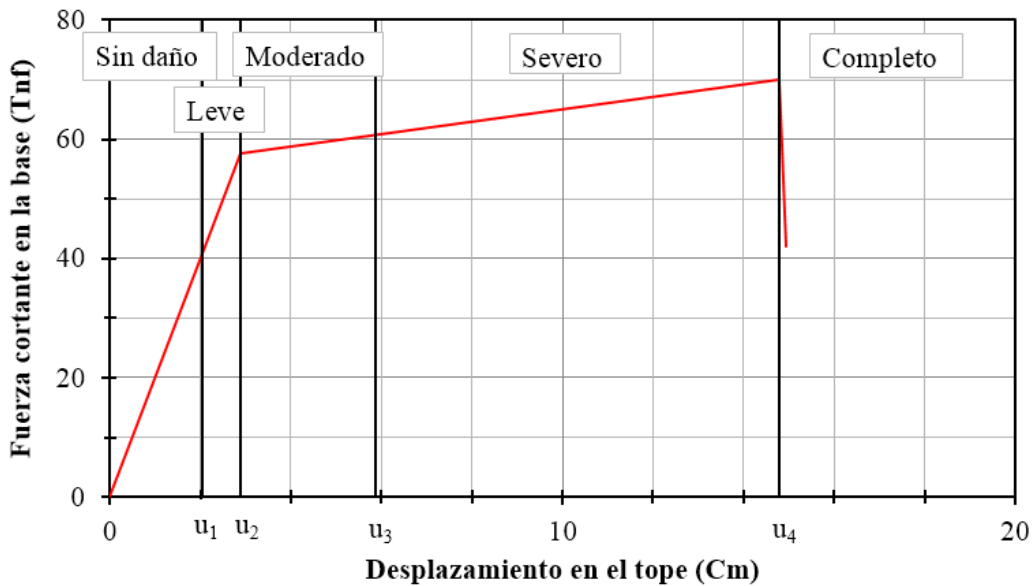
Factor de pérdida para cada estado de daño.

Tabla 9.16

Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
F_0	F_1	F_2	F_3	F_4
0	0,02	0,1	0,5	1,0

9.7.1 Estados de daño

Se consideran 4 estados de daño: Leve, Moderado, Severo y Completo, en función del desplazamiento cedente y último del tope de la estructura. En la Figura 9.15 se muestran los distintos estados de daño en función de la curva de capacidad y el criterio utilizado para definir cada uno de los estados de daño (Barbat et al, 2008).



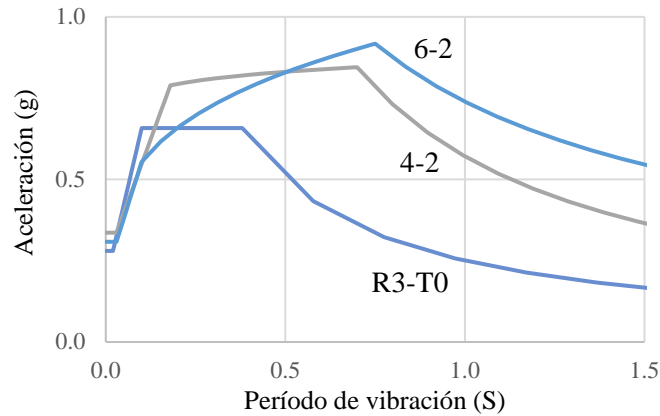
i	Inicio estado de daño	Criterio	u : Desplazamiento en el tope. u_y : Desplazamiento cedente. u_u : Desplazamiento último.
1	Leve	$u_1 = 0,70 * u_y$	
2	Moderado	$u_2 = u_y$	
3	Severo	$u_3 = u_y + 0,25(u_u - u_y)$	
4	Completo	$u_4 = u_u$	

Figura Estados de daño y curva de capacidad trilineal

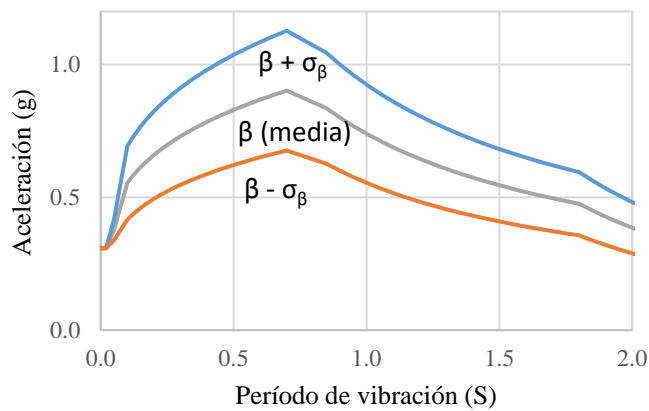
9.7.2 Demanda sísmica

La demanda de desplazamiento de cada modelo se estimó utilizando el método de los coeficientes (ASCE/SEI, 2013). El método requiere la demanda sísmica a partir de la aceleración espectral, la cual se determinó a partir de los espectros de microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). Se seleccionaron tres espectros que representan condiciones de terreno para roca sin efectos topográficos (R3-T0), depósitos intermedios (4-2) y depósitos profundos (6-2). Los espectros utilizados se muestran en la Figura 9.16.

La demanda sísmica se considera también como una variable aleatoria. Se toma como variable al coeficiente β de amplificación de los espectros, al cual se le asigna un coeficiente de variación (CV) de 25%. En la Figura 9.17 se muestra la variación del espectro de respuesta elástica para el valor medio de β y para su media más y menos una desviación estándar, para una intensidad sísmica específica. En la Tabla 9.17 se muestran los valores numéricos empleados para β .



Espectros elásticos de la microzonificación sísmica de Caracas. **Figura 9.16**



Espectro de respuesta medio y espectros para la media \pm una desviación estándar.

Figura 9.17

Valores de factor de amplificación (β) de los espectros.

Tabla 9.17

Espectro	β (media)	CV (%)	$\beta + \sigma_\beta$	$\beta - \sigma_\beta$
R3-T0	2,35	25	2,94	1,76
4-2	2,35		2,94	1,76
6-2	1,80		2,25	1,35

9.7.3 Resultados

Edificio con muros en una dirección

Las curvas de fragilidad y las curvas de pérdida esperada del Edificio Las Flores con muros en una dirección se presentan en la Figura 9.18. Las curvas se presentan para cada condición de terreno considerada. En la Tabla 9.18 se presentan los parámetros característicos de las curvas de fragilidad y de la pérdida esperada, los cuales son la aceleración media en roca (\bar{A}) y la desviación estándar (β) de la función Log-Normal.

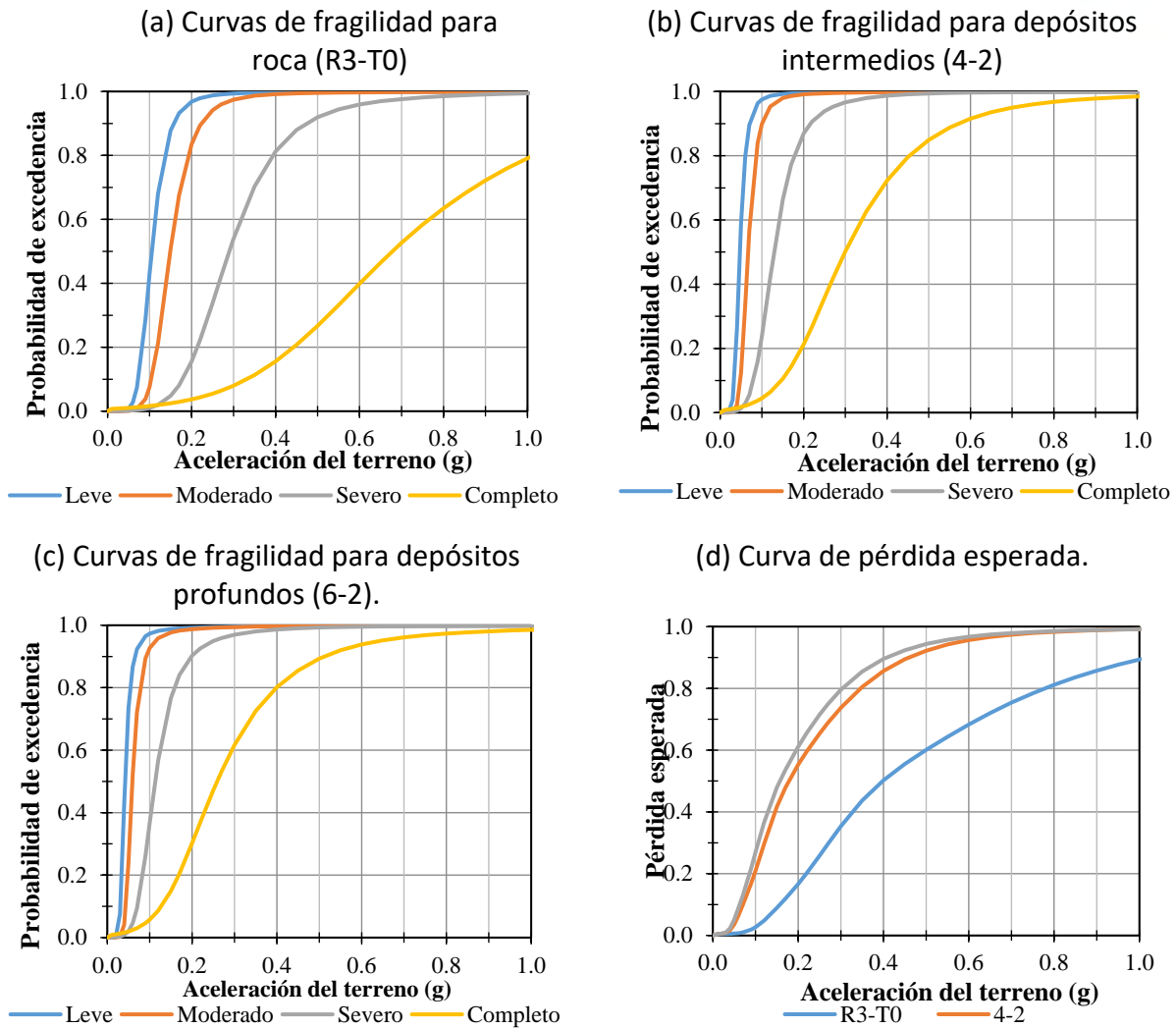


Figura 9.18

Curvas de fragilidad y curvas de pérdida esperada para el edificio Las Flores.

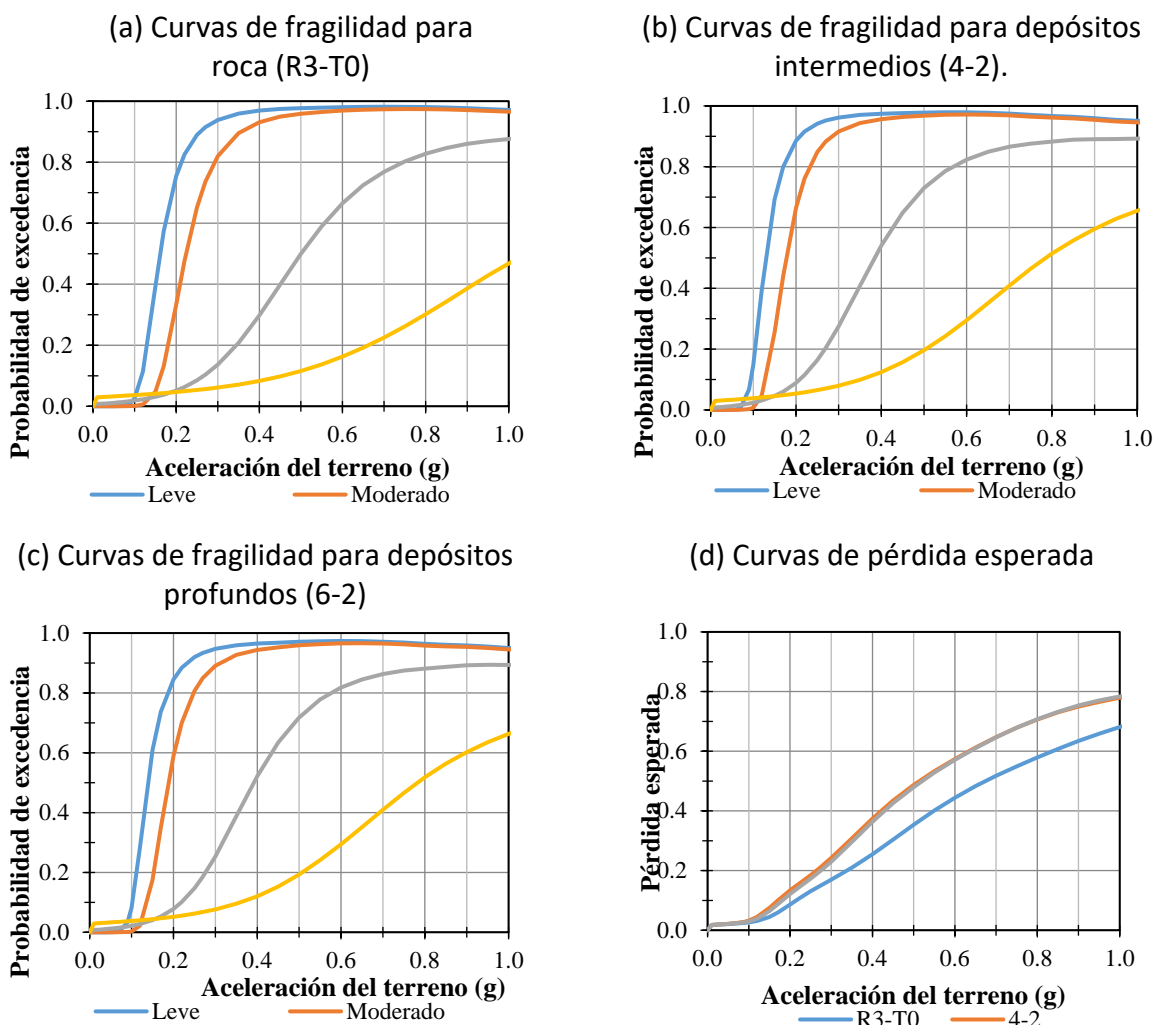
Tabla 9.18 Parámetros de fragilidad y pérdida esperada. Edificio Las Flores.

Condición de terreno	Curva de fragilidad								Curva de pérdida esperada	
	Estado de daño									
	Leve		Moderado		Severo		Completo		\bar{A}	β_A
\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A			
R3-T0	0,11	0,28	0,15	0,31	0,29	0,40	0,67	0,50	0,40	0,70
4-2	0,05	0,28	0,07	0,31	0,13	0,40	0,30	0,52	0,18	0,70
6-2	0,04	0,38	0,06	0,37	0,12	0,48	0,26	0,54	0,16	0,70

Edificio con muros en dos direcciones

Las curvas de fragilidad y las curvas de pérdida esperada del edificio El Marqués con muros en dos direcciones se presentan en la Figura 9.19. Las curvas se presentan para cada condición de terreno

considerada. En la Tabla 9.19 se presentan los parámetros característicos de las curvas de fragilidad y de la pérdida esperada, los cuales son la aceleración media en roca (\bar{A}) y la desviación estándar (β) de la función Log-Normal.



Curvas de fragilidad y curvas de pérdida esperada para el edificio El Marqués.

Figura 9.19

Parámetros de fragilidad y pérdida esperada. Edificio El Marqués. **Tabla 9.19**

Condición de terreno	Curva de fragilidad								Curva de pérdida esperada	
	Estado de daño								\bar{A}	β_A
	Leve		Moderado		Severo		Completo			
\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	
R3-T0	0,16	0,32	0,22	0,3	0,5	0,48	1,04	0,6	0,67	0,85
4-2	0,13	0,32	0,18	0,3	0,38	0,48	0,79	0,6	0,51	0,85
6-2	0,14	0,32	0,19	0,3	0,39	0,45	0,78	0,55	0,52	0,80

Edificio reforzado

Las curvas de fragilidad y las curvas de pérdida esperada del Edificio Las Flores reforzado se presentan en la Figura 9.20. De igual forma que en los apartados anteriores en la Tabla 9.20 se presentan los valores de fragilidad para los distintos estados de daño y los valores de la curva de pérdida, definidos para una función Log-Normal con una aceleración media (\bar{A}) y una desviación estándar (β).

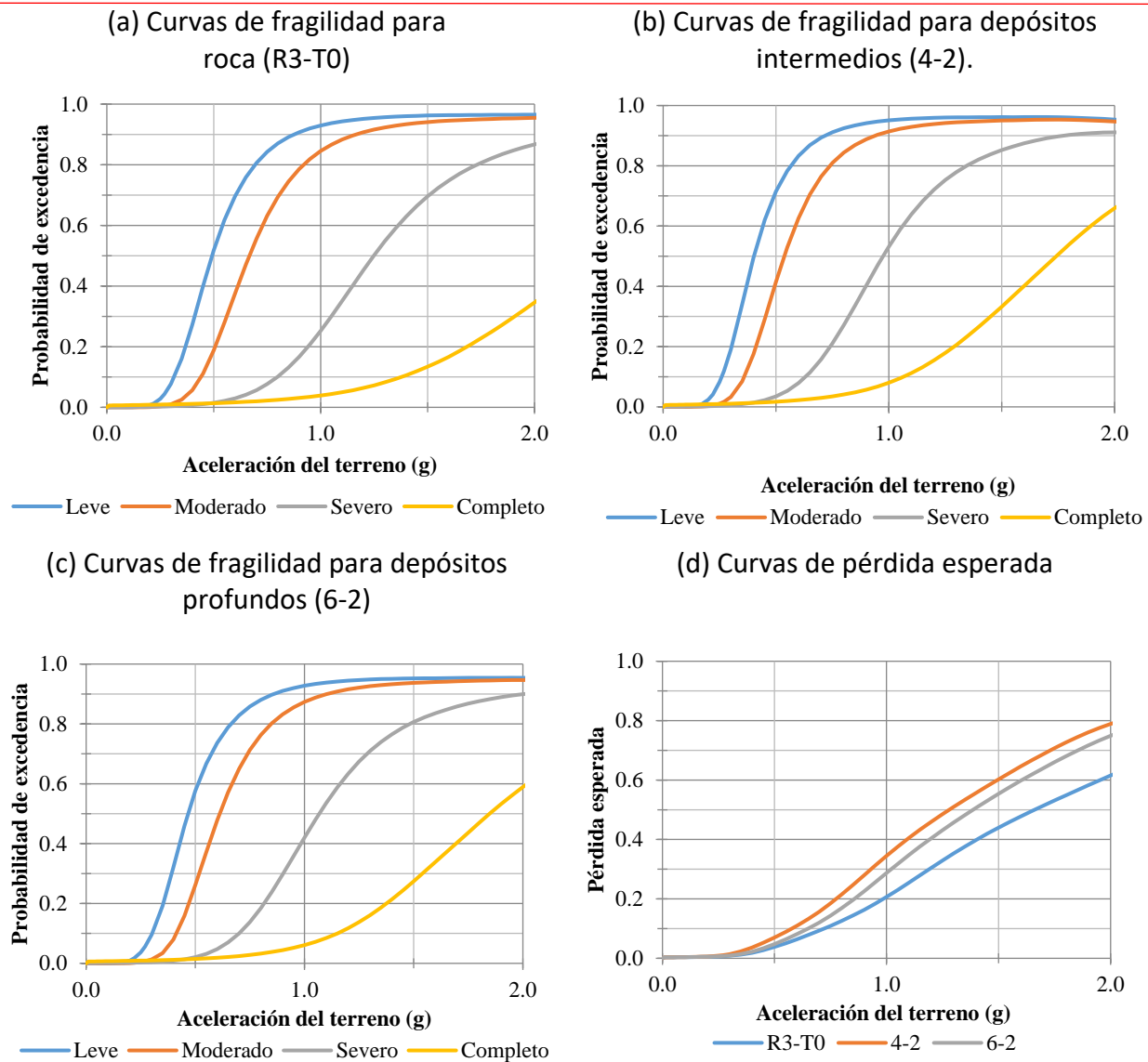


Figura 9.20 Curvas de fragilidad y curvas de pérdida esperada para el edificio Las Flores reforzado

Parámetros de fragilidad y pérdida esperada.
Edificio Las Flores reforzado.

Tabla 9.20

Condición de terreno	Curva de fragilidad								Curva de pérdida esperada	
	Estado de daño								\bar{A}	β_A
	Leve		Moderado		Severo		Completo			
	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A	\bar{A}	β_A		
R3-T0	0,49	0,38	0,66	0,34	1,24	0,36	2,28	0,37	1,65	0,60
4-2	0,40	0,38	0,53	0,34	0,97	0,36	1,73	0,37	1,27	0,60
6-2	0,46	0,38	0,61	0,34	1,06	0,36	1,84	0,37	1,38	0,55

9.8 Desempeño ante escenarios sísmicos

Las curvas de fragilidad y pérdidas desarrolladas para los edificios se utilizan para evaluar la probabilidad de excedencia de los respectivos estados de daños y las pérdidas esperadas ante eventos sísmicos futuros. Para realizar esta evaluación se seleccionan como escenarios sísmicos tres (03) eventos ocurridos en Venezuela que afectaron la región central del país y se agregan otros dos (02) eventos de probable ocurrencia, dado el sistema de fallas geológicas de la región central.

Los terremotos considerados, por los daños que generaron en la ciudad de Caracas son: El del 26 de marzo de 1812, el del 29 de octubre de 1900 y el del 29 de julio de 1967. Se supusieron otros dos eventos que no han ocurrido, pero pueden ocurrir dada la información geológica e histórica disponible (Hernández, 2009; Hernández, 2010; Funvisis, 2013), uno similar al sismo del 26 de marzo de 1812, con una ubicación en el segmento oriental de la falla de San Sebastián. El otro evento supuesto ocurre en la falla Sur-Guarenas con la magnitud máxima probable asignada a dicha falla (Funvisis, 2013), suponiendo las coordenadas del epicentro y que es un sismo muy superficial, siendo este evento el más cercano a los edificios estudiados. En la Tabla 9.21 se muestran la magnitud, el momento, la ubicación del epicentro, la profundidad y los trabajos de investigación revisados para caracterizar cada escenario sísmico definido.

Caracterización de los eventos sísmicos.

Tabla 9.21

N°	Evento	Mag. (M _w)	Momento (10 ¹⁸ N.m)	Lat.	Long.	Prof. (Km)	Referencia
1	26 de marzo de 1812	7,4	158	10,59	-67,33	10	Hernández et al. (2010)
2	Similar al sismo de 1812.	7,4	158	10,63	-66,56	--	Hernández et al. (2010)
3	29 de Octubre de 1900	7,6	347	11,00	-66,00	--	Pacheco y Sykes (1992)
4	29 de Julio de 1967	6,4	4,5	10,75	-67,00	14,1	Suárez y Nábelek (1990)
5	Falla Sur Guarenas	6,6	10	10,44	-66,55	--	Funvisis (2013)

Para cada evento sísmico se calculan la longitud y el ancho de ruptura del plano de falla, en función de la magnitud de momento (Mw). Se utilizan las formulaciones empíricas propuestas por Wells y Coppersmith (1994). Los resultados de la caracterización del plano de falla para cada evento se presentan en la Tabla 9.22.

Tabla 9.22 Características del plano de ruptura de cada evento.

N°	Evento	Ancho (Km)	Longitud Superficial (Km)	Longitud Subterránea (Km)
1	26 de marzo de 1812	17,3	--	104,23
2	Similar al sismo de 1812.	17,3	--	104,23
3	29 de Octubre de 1900	19,59	118,58	--
4	29 de Julio de 1967	9,29	--	25
5	Falla Sur Guarenas	14,79	19,5	--

Se calculan las aceleraciones del terreno en roca en la ubicación de cada edificio y para cada evento. Se utilizaron los modelos de atenuación NGA (EERI, 2014), que considera cinco (05) modelos desarrollados por los siguientes investigadores: Abrahamson et al. (2014), Boore et al. (2014), Campbell y Bozorgnia (2014), Chiou y Young (2014) e Idriss (2014). Se estima la aceleración como la media de los valores dados por los cinco autores. Las distancias del punto de ubicación de los edificios al plano de ruptura (d_{rup}) y las aceleraciones en roca (A_{roca}) estimadas a partir de los modelos de atenuación se presentan en la Tabla 9.23.

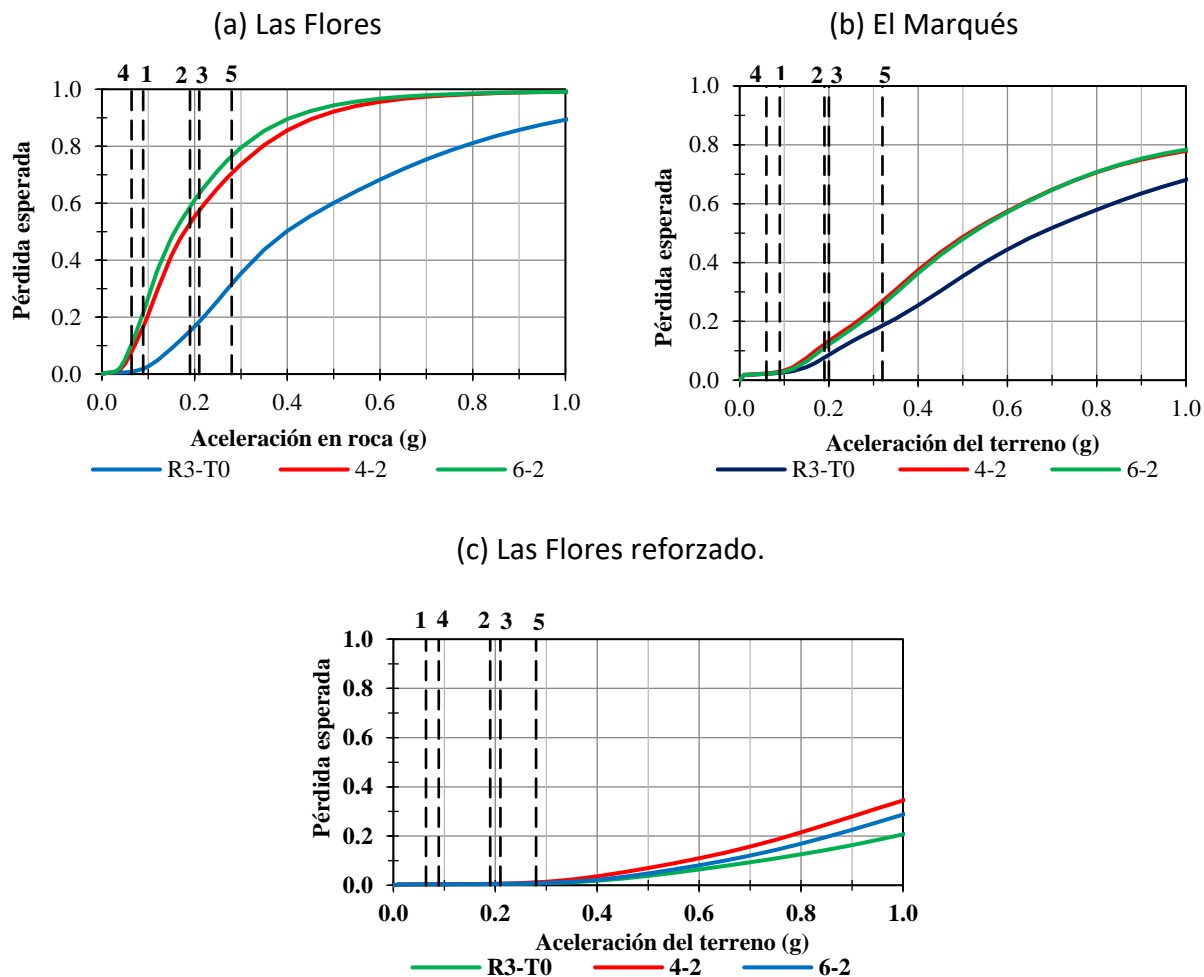
Tabla 9.23 Aceleración en roca en el punto de ubicación de los edificios para cada escenario.

N°	Evento	Las Flores		El Marqués	
		d_{rup} (km)	A_{roca} (g)	d_{rup} (km)	A_{roca} (g)
1	26 de marzo de 1812	46,59	0,09	45,43	0,09
2	Similar al sismo de 1812.	17,61	0,19	18,76	0,19
3	29 de Octubre de 1900	38,15	0,21	40,00	0,20
4	29 de Julio de 1967	37,45	0,06	37,90	0,06
5	Falla Sur Guarenas	3,83	0,28	2,04	0,32

Los eventos N° 2, 3 y 5 son los que generarían mayores aceleraciones en roca en los puntos de ubicación de los edificios. Siendo el evento más desfavorable el asociado a la falla Sur Guarenas, que generaría aceleraciones en roca de 0,28 g y 0,32 g, para el sitio de ubicación del Conjunto Las Flores y el Marqués respectivamente.

A partir de las aceleraciones en roca para cada evento se determinan las pérdidas esperadas para cada edificio estudiado, considerando cada condición del terreno. En la Figura 9.21 se muestran las curvas de pérdida esperada y los escenarios sísmicos para cada edificio. Cada escenario (del 1 al 5) está representado por una línea vertical. Los resultados de la evaluación para los escenarios sísmicos se muestran en la Tabla 9.24 para el edificio Las Flores y en la Tabla 9.25 para el Marqués, en estas

tablas se muestran para cada escenario y condición de terreno las pérdidas esperadas y la probabilidad de excedencia para los estados de daño moderado y completo.



Curvas de pérdidas esperada y escenarios sísmicos (del 1 al 5) para cada edificio y cada condición de terreno. **Figura 9.21**

Probabilidad de excedencia de estados de daños y pérdidas esperadas. Edificio Las Flores.

Tabla 9.24

Evento N°	R3-T0			4-2			6-2		
	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada
	Mod.	Com.		Mod.	Com.		Mod.	Com.	
1	0,04	0,02	0,02	0,82	0,04	0,17	0,88	0,05	0,21
2	0,77	0,04	0,15	0,99	0,20	0,53	0,98	0,28	0,59
3	0,86	0,04	0,18	0,99	0,25	0,57	0,99	0,35	0,63
4	0,01	0,01	0,01	0,42	0,02	0,08	0,60	0,03	0,11
5	0,96	0,07	0,32	1,00	0,45	0,70	0,99	0,57	0,76

Tabla 9.25 Probabilidad de excedencia de estados de daños y pérdidas esperadas. Edificio El Marqués.

Evento N°	R3-T0			4-2			6-2		
	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño		Pérdida Esperada
	Mod.	Com.		Mod.	Com.		Mod.	Com.	
1	0,00	0,04	0,02	0,00	0,04	0,03	0,00	0,04	0,03
2	0,27	0,05	0,08	0,59	0,05	0,12	0,51	0,05	0,11
3	0,33	0,05	0,09	0,66	0,05	0,13	0,59	0,05	0,12
4	0,00	0,03	0,02	0,00	0,03	0,02	0,00	0,03	0,02
5	0,85	0,07	0,19	0,93	0,09	0,27	0,91	0,08	0,26

Los resultados mostrados indican que el sismo que genera mayores pérdidas es el asociado a la Falla Sur Guarenas. Para ese sismo, en el caso de una condición de terreno intermedia (4-2) las pérdidas esperadas serían de 70% para Las Flores y 27% para El Marqués. Para las mismas condiciones el edificio reforzado presentaría pérdidas muy por debajo del 5%.

9.9 Evaluación de otros edificios de muros

9.9.1 Descripción de los edificios

Se seleccionan dos edificios para instrumentarlos, determinar sus propiedades dinámicas por vía experimental y hacer una evaluación sismorresistente a partir de modelos lineales calibrados, sujetos a la acción sísmica descrita en la norma Covenin 1756 (2001). El criterio de selección utilizado fue que los edificios tuvieran una configuración geométrica y estructural típica en Venezuela. Los casos de estudio son: a) Un Edificio del Conjunto El Marqués de cuatro niveles que ya fue descrito en la sección 4.4 de este trabajo. (Rengel, H., 2016) y b) Uno del Conjunto 27 de febrero o Menca de Leoni ubicado en Guarenas (Scovino, G., 2016).

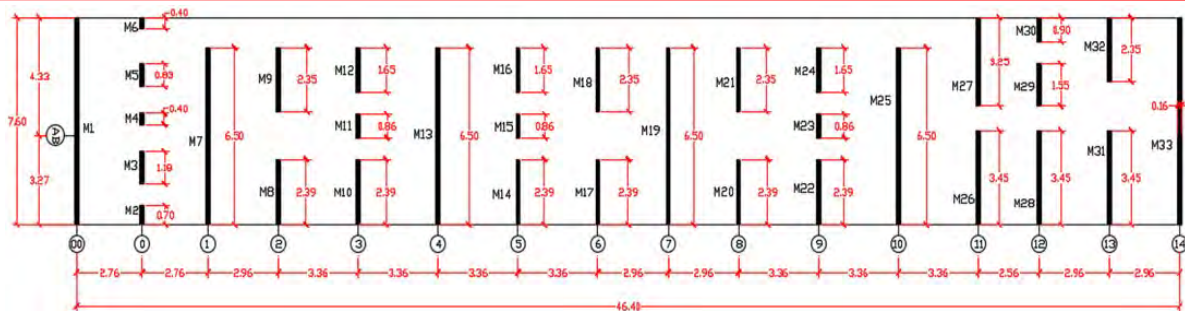
El Edificio 27 de Febrero es de 10 niveles, tiene muros de 16 cm de ancho que están orientados solo en la dirección corta del edificio. Los muros están armados con mallas de acero con alambres de diámetro 10 milímetros. En la Figura 9.22 se muestra el edificio y en la Figura 9.23 un esquema de planta del mismo.

A través de la herramienta de imagen satelital Google Earth se reconocieron 38 edificios de este tipo, en Guarenas, que con 10 niveles y 4 apartamentos por nivel, representan un total de 1520 apartamentos y 7600 habitantes aproximadamente (4 habitantes/apartamento).



Edificio 27 de Febrero, de 10 niveles.

Figura 9.22



Esquema de planta del Edificio (27 de febrero), indicando muros solamente en la dirección transversal. (Scovino, 2016).

Figura 9.23

Estos edificios seleccionados fueron inspeccionados y se hizo un levantamiento de sus propiedades geométricas, para verificar que lo construido coincide con lo indicado en los planos estructurales.

9.9.2 Propiedades dinámicas y evaluación sismorresistente

Los edificios fueron instrumentados con acelerómetros Reftek. Los instrumentos se colocaron en la planta baja y en el último nivel del edificio. El ensayo realizado fue de vibración ambiental, midiendo durante al menos quince minutos. A partir de los registros se procesan las señales con métodos de Fourier para obtener las propiedades dinámicas. En la Figura 9.24 se muestra el proceso de colocación de los acelerómetros en el último nivel para cada edificio.

(a) El Marqués



(b) 27 de Febrero



Instrumentación de los dos edificios tipo túnel.

Figura 9.24

Se determinó la función de transferencia en distintos puntos del nivel de techo para cada edificio, con lo cual se obtuvo el periodo de vibración, el amortiguamiento y la forma modal. Con las propiedades dinámicas se elaboraron modelos calibrados y se realizó análisis dinámico lineal para la evaluación sismorresistente. Los resultados se presentan para cada edificio en los apartados siguientes.

a. Edificio El Marqués

La función de transferencia para la dirección longitudinal y la transversal del edificio se muestran en la Figura 9.25. Las propiedades de periodo y amortiguamiento obtenidas de las curvas se presentan en la Tabla 9.26. Se obtienen las propiedades hasta el segundo modo de vibración.

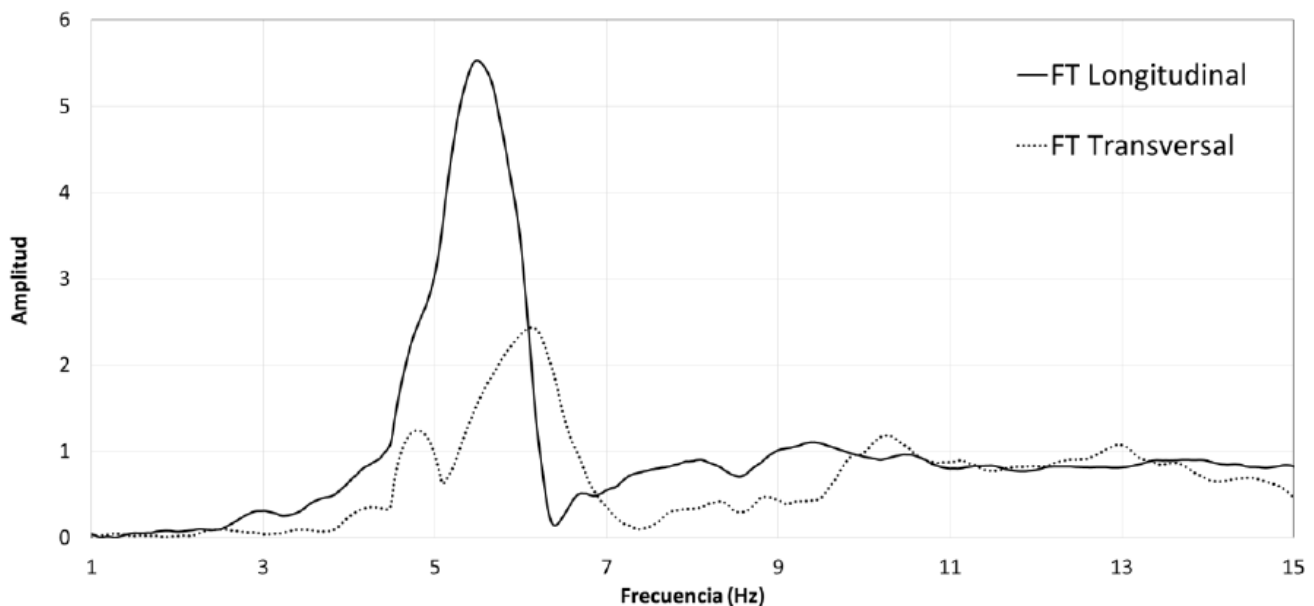
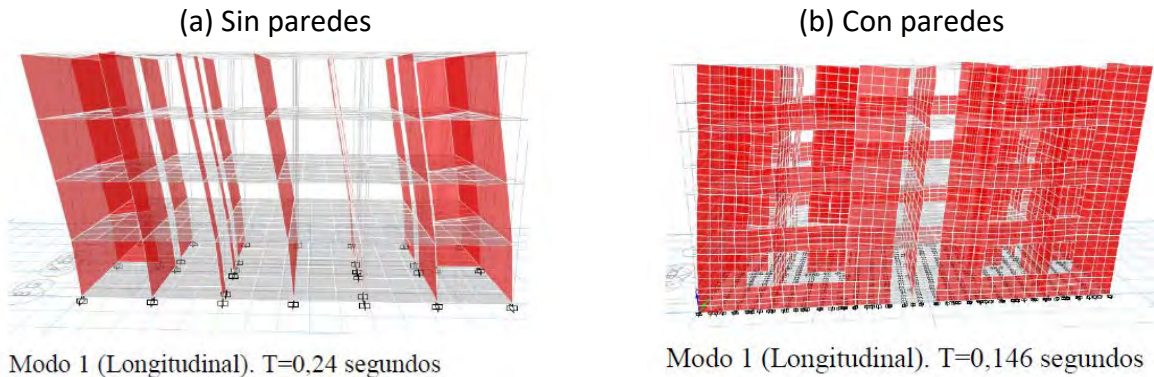


Figura 9.25 Funciones de transferencia del edificio El Marqués (Rengel H., 2016).

Tabla 9.26 Propiedades dinámicas experimentales del edificio El Marqués.

Modos	Periodo, S	Frecuencia, Hz	Amortiguamiento %	Forma modal
1	0,182	5,49	7,38	Longitudinal
2	0,163	6,12	6,94	Transversal

A partir de las propiedades dinámicas experimentales se calibra el modelo matemático. Se elaboran tres modelos: a) Sin paredes, b) Con paredes, c) Con paredes considerando interacción suelo-estructura con resortes en la base. Las paredes de bloques de arcilla se modelaron con elementos finitos tipo *shell*. Se considera que el modelo matemático que incorpora resortes flexibles en la base es el de mejor ajuste. Algunos de los modelos elaborados se muestran en la Figura 9.26. Los resultados analíticos y experimentales de las propiedades dinámicas se muestran en la Tabla 9.27.



Modelos para calibración con propiedades dinámicas. Edificio El Marqués (Rengel H., 2016).

Figura 9.26

Propiedades dinámicas de modelos considerados. Edificio El Marqués (Rengel H., 2016). **Tabla 9.27**

Modelo	Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Forma modal
Sin paredes	1	0,240	4,165	Longitudinal
	2	0,071	14,005	Transversal
Con paredes	1	0,146	6,846	Longitudinal
	2	0,071	14,103	Transversal
Con paredes + resortes	1	0,190	5,263	Longitudinal
	2	0,106	9,400	Transversal
Resultados experimentales	1	0,182	5,490	Longitudinal
	2	0,163	6,120	Transversal

Se observa que el modelo de mejor ajuste es el de paredes con resortes, con un periodo de 0,190 s en dirección longitudinal, el cual se compara con el valor experimental de 0,182 s. Para la evaluación sismorresistente se utiliza este modelo, sujeto a la acción sísmica dada en la norma COVENIN 1756 (2001) para Guarenas (Zona 5) considerando un terreno S2 y adoptando un Factor de Reducción de 1,5 debido a la baja capacidad de disipación de energía de la estructura.

En la Tabla 9.28 se muestran los cocientes demanda/capacidad (D/C) a flexo-compresión para cada uno de los muros del edificio, siguiendo la notación indicada en el esquema de planta de la Figura 9.5. Se evidencia que algunos de los muros del edificio fallan a flexo-compresión, siendo 1,49 el mayor valor D/C que ocurre en los muros P4 y P8 en el nivel inferior. La demanda de derivas en el edificio cumple con lo exigido por la norma, debido a la gran rigidez de los muros (Rengel H., 2016).

Estos resultados se pueden comparar con los presentados previamente para este mismo edificio en la Sección 4.5.2. El modelo matemático utilizado en esta sección conduce a un período de 0,19 s (longitudinal), el cual es menor que el obtenido previamente (Sección 4.5.2) de período 0,31 s (longitudinal), por haber sido ajustado a las mediciones hechas con vibraciones ambientales de pequeña amplitud. Como consecuencia, la demanda de fuerza es mayor en el edificio de menor

período y los cocientes D/C de la Tabla 9.28 son algo mayores a los de la Tabla 9.7. En todo caso, ambos modelos indican que el edificio es vulnerable en la dirección longitudinal.

Tabla 9.28 Cociente D/C a flexo-compresión en muros, edificio El Marqués (Rengel H., 2016).

Nivel	Borde	Muro							Media	Máx.	Mín.
		P1=P13	P2=P11	P3=P12	P4=P8	P5=P9	P6=P10	P7			
4	Sup.	0,027	1,115	0,968	0,437	0,459	0,575	0,780	0,623	1,115	0,027
	Inf.	0,095	0,472	0,469	0,021	0,410	0,379	0,416	0,323	0,472	0,021
3	Sup.	0,125	0,992	0,867	0,437	0,496	0,941	0,656	0,645	0,992	0,125
	Inf.	0,076	0,458	0,479	0,098	0,394	0,270	0,328	0,300	0,479	0,076
2	Sup.	0,100	1,017	0,921	0,528	0,388	0,984	0,593	0,647	1,017	0,100
	Inf.	0,196	0,510	0,566	0,379	0,696	0,062	0,240	0,378	0,696	0,062
1	Sup.	0,140	0,734	0,781	0,780	0,552	0,783	0,455	0,604	0,783	0,140
	Inf.	0,511	0,664	0,719	1,492	1,352	0,644	0,515	0,842	1,492	0,511

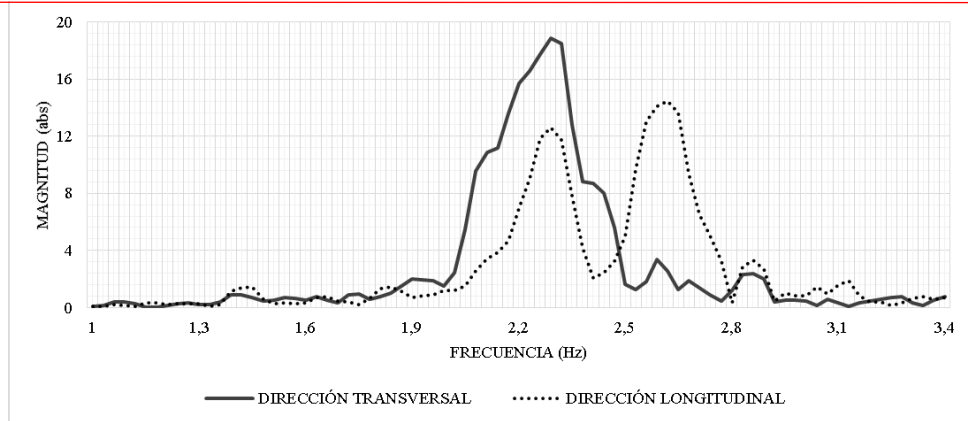
b. Edificio 27 de febrero

El modelo matemático incluye las paredes de relleno de bloques de arcilla, idealizadas con elementos finitos tipo *Shell* y un módulo de elasticidad de 20.000 Kg/cm², de acuerdo a los ensayos del IMME. Se agregó también la flexibilidad del sistema de fundación constituido por pilotes de 15 m y un diámetro de 65 cm, mediante resortes localizados a cada 100 cm de profundidad, en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, con una rigidez dada por el módulo de balasto y el área de acción del suelo sobre la fundación. Se consideraron dos modelos, uno con un módulo de Balasto variable y otro con un módulo constante (Scovino, 2016).

Los valores de período y amortiguamiento obtenidos del análisis de los resultados experimentales se presentan en la Tabla 9.29 para los tres primeros modos de vibración. Las funciones de transferencia del edificio se muestran en la Figura 9.27. Se observa que el período es prácticamente el mismo (0,44 s) en la dirección longitudinal y en la dirección transversal.

Tabla 9.29 Propiedades dinámicas determinadas experimentalmente, Edificio 27 de Febrero (Scovino, 2016).

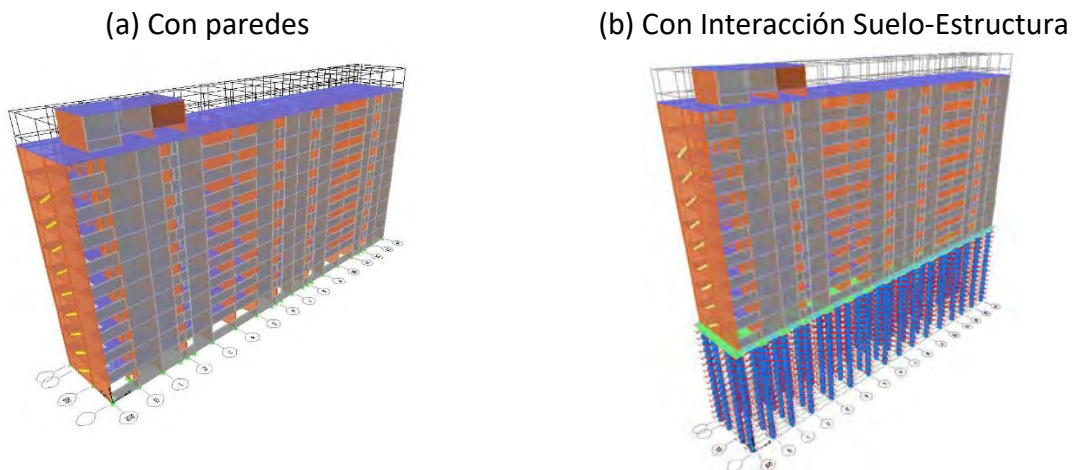
Modos	Periodo, S	Frecuencia, Hz	Amortiguamiento %	Forma modal
1	0,44	2,29	3,27	Transversal
2	0,44	2,29	2,40	Longitudinal
3	0,37	2,68	1,31	Torsional



Funciones de transferencia del Edificio 27 de Febrero (Scovino, 2016).

Figura 9.27

A partir de los resultados experimentales se calibran los modelos matemáticos, algunos de los modelos realizados se muestran en la Figura 9.28. Las propiedades dinámicas obtenidas para cada modelo se presentan en la Tabla 9.30.



Modelos para calibración de propiedades dinámica, Edificio 27 de Febrero (Scovino, 2016).

Figura 9.28

Propiedades dinámicas de los modelos y valores medidos en los ensayos. Edificio 27 de Febrero.

Tabla 9.30

Modelo		Período de vibración (s)		
No	Descripción	Longitudinal	Transversal	Torsional
1	Estructura sola	1,44	0,37	0,47
2	Modelo 1 más paredes	0,37	0,36	0,29
3	Modelo 2 más módulo de Balasto variable	0,46	0,59	0,48
4	Modelo 2 más módulo de Balasto constante	0,41	0,50	0,39
Mediciones Vibración ambiental		0,44	0,44	0,37

El modelo de mejor ajuste es el Modelo 4 que incorporara la interacción suelo-estructura con flexibilidad en la base y un módulo de Balasto constante. Los resultados para ese modelo indican un periodo de 0,50 s (Transversal) y de 0,41 s (Longitudinal), que se compara en ambos casos con el periodo experimental de 0,44 s.

El Modelo 4 es el que se utiliza para la evaluación sismorresistente, para el sismo dado en la norma COVENIN 1756 (2001), para Guarenas, suelo S2 y adoptando un Factor de Reducción de 1,5. Se muestran en la Tabla 9.31 los cocientes demanda/capacidad promedio, máximo y mínimo obtenidos para cada nivel del edificio. Se observan numerosos valores que exceden la unidad, hasta un máximo de 10,05 en el nivel inferior. Se concluye que el edificio debe ser reforzado.

Tabla 9.31 Cocientes demanda/capacidad a flexo-compresión del Edificio 27 de Febrero (Scovino, 2016).

Nivel	Borde	Máx.	Mín.	Media
10	Sup.	4,39	0,09	0,75
	Inf.	4,16	0,05	0,52
9	Sup.	1,84	0,14	0,76
	Inf.	1,36	0,09	0,48
8	Sup.	2,68	0,17	1,04
	Inf.	2,62	0,20	0,72
7	Sup.	2,79	0,26	1,26
	Inf.	2,68	0,36	0,92
6	Sup.	3,45	0,42	1,55
	Inf.	3,48	0,50	1,18
5	Sup.	2,85	0,45	1,27
	Inf.	2,89	0,49	1,02
4	Sup.	3,32	0,51	1,45
	Inf.	3,37	0,57	1,19
3	Sup.	4,53	0,63	1,76
	Inf.	4,64	0,78	1,51
2	Sup.	4,01	0,60	1,82
	Inf.	4,03	0,61	1,55
1	Sup.	9,32	1,02	2,53
	Inf.	10,05	1,23	2,64

9.10 Síntesis y Recomendaciones.

Se identificaron 9090 edificios construidos con muros estructurales en una sola dirección, utilizando el sistema túnel. Este trabajo demuestra mediante análisis dinámico lineal y análisis estático no-lineal lo vulnerable de estas edificaciones en la dirección donde no hay muros. Se proponen curvas de fragilidad y pérdida esperada para edificios de mediana altura con muros en una dirección y para edificios de mediana altura con muros en ambas direcciones. Estas curvas pueden ser utilizadas para estudios de riesgo sísmico en regiones donde se encuentren este tipo de edificios.

Comprobada la potencial vulnerabilidad de los edificios con muros en una dirección, construidos con el sistema tipo túnel y dada la masiva construcción de este tipo edificios en Venezuela, se recomienda implementar un plan nacional de refuerzo de este tipo de edificios que conduzcan a disminuir el riesgo sísmico existente. Adicionalmente se recomienda continuar con esta línea de investigación, mediante ensayos de laboratorio y uso de modelos no lineales de plasticidad distribuida que permita un mejor entendimiento sobre el comportamiento de estas estructuras. Es conveniente investigar la existencia de estos edificios en otros lugares del país, así como extender los resultados y metodología de este estudio a edificios de distintos niveles y distintas configuraciones geométricas y estructurales.

9.11 Referencias

- Abrahamson, N. A., Silva, W. J., Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions, *Earthquake Spectra* 30, 1025–1055.
- ASCE/SEI (2013). Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Engineer Civil. Virginia, EEUU.
- Barbat A. H., Pujades L. G., Lantada N., Moreno R. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil dynamics and earthquake engineering*. Vol. 28, pp. 851-865.
- Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E., Atkinson, G. A. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes, *Earthquake Spectra* 30, 1057–1085.
- Campbell, K. W., Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra, *Earthquake Spectra* 30, 1087–1115.
- Chiou, B. S.-J., Youngs, R. R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra, *Earthquake Spectra* 30, 1117–1153.
- COVENIN. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.
- CSI (2011). CSI Analysis reference manual, for SAP 2000, ETABS, SAFE and Csi Bridge. Berkeley, California, USA.

- D' Ayala, D. Meslem, A., Vamvatsikos, D. (2014). Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings – Metodology, vulnerability global component project (Draft Report). Global Earthquake Model (GEM).
- EERI. (2014). NGA West 2, Earthquake Spectra, Volume 30, No 3, pp 973-987, August 2014, Earthquake Engineering Research Institute.
- El Mercurio (2010). 984 viviendas con severo daño estructural. Artículo de prensa publicado en El Mercurio de Valparaíso, del 09/03/2010. Recuperado el 06/12/2016 de http://www.mercuriovalpo.cl/prontus4_noticias/site/artic/20100308/pags/20100308182353.html
- FEMA/NIBS (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS^{®MH} MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C., USA.
- Fernández, N. (2015). Proyecto de reforzamiento estructural del conjunto residencial La Moncloa y La Colonia de la urbanización Camino Real, Municipio Ambrosio Plaza, Guarenas, Estado Miranda. FUNVISIS. Caracas – Venezuela.
- FONDONORMA. (2006). Norma venezolana 1756:2006: Proyecto y construcción de obras en concreto estructural. Caracas, Venezuela.
- Funvisis. (2009). Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738, informe técnico final FUN-035-a, Volumen 1. Autores: Michael Schmitz, Julio J. Hernández. Caracas – Venezuela.
- Funvisis. (2012). Microzonificación sísmica para la planificación urbana y la gestión local de riesgo de las ciudades en los ejes de desarrollo: Caso piloto Guarenas y Guatire. Continuación del proyecto anterior y estudios comparativos en Santiago de Cuba. Informe técnico final, FUN – 042, 2012. Autores: Michael Schmitz et al. Caracas, Venezuela.
- Funvisis. (2013). Amenaza sísmica en el alineamiento del tramo Warairarepano-Patio del este, Tren Caracas-Guarenas-Guatire. Informe técnico de avance, FUN-036. Autores: Oscar López et al. Caracas, Venezuela.
- Gómez, C., Oller, S., Barbat, A. (2002) Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth (Austria) mediante un modelo simplificado. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería. Vol. 18, núm. 3, p. 433-453.
- Gómez, M., Alarcón, E. (1992). Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones. Monografía n. 408. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid, España.
- Grases, J. Vigneri, L. (1980). Evaluación estadística de dos propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo, relevante en el comportamiento de miembros estructurales de concreto armado sometido a acciones de tipo sísmico. Boletín IMME - UCV - año 18 - N° 67 - Julio-Diciembre 1980.
- Hernández, J. J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes de Caracas. Proyecto pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Caracas, Venezuela.

- Hernández, J. J., Schmitz, M. (2010). Microzonificación sísmica de Caracas con evaluación actualizada de la amenaza sísmica. Proyecto pensar en Venezuela, II jornada. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Caracas, Venezuela.
- Idriss, I. M. (2014). An NGA-West2 empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquakes, *Earthquake Spectra* 30, 1155–1177.
- Massone, L., Rojas, F. (2012). Comportamiento de edificios de hormigón armado. En Mw=8,8: Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010 (págs. 167-186). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Pacheco, J. F., Sykes, L. R. (1992). Seismic moment catalog of large shallow earthquakes, 1900 to 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 82, N. 2, pp. 1306-1349.
- Rengel H. (2016). Propiedades Dinámicas y Evaluación Sismorresistente de un Edificio Tipo Túnel. Trabajo especial de grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela. Tutor Académico: O. A. López. Tutor Industrial: J. G. Rengel.
- Rengel, J. G. (2016). Desempeño sismorresistente de edificaciones de muros de ductilidad limitada. Trabajo especial de grado para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela. Tutor: Oscar A. López.
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proc. Nat. Acad. Sci.* Vol. 72, Nº 10, pp. 3812-3814. USA.
- Scovino G. (2016) Determinación Experimental de las Propiedades Dinámicas y Evaluación Sismorresistente de un Edificio Tipo Túnel. Trabajo especial de grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela. Tutor Académico: O. A. López. Tutor Industrial: J. G. Rengel.
- Sozen, M. A., Abrams, D.P. (1979). Strength and behavior of slab-wall assemblies reinforced with welded wire fabric subjected to load reversals. A report to: "Asociación venezolana de sistemas de paredes estructurales". Urbana, Illinois, USA.
- Suárez, G., Nábelek, J. (1990). The 1967 Caracas Earthquake: Fault Geometry, Direction of Rupture Propagation and Seismotectonic Implications. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 95, N. B11, pp. 17,459-17,474.
- Wells, D. Coppersmith, K. J. (1994). New empirical relationships among Magnitude, Rupture length, Rupture width, Rupture Area and Surface Displacement. *BSSA*: August, Vol 84, Nº. 4, pp. 974-1002.

Capítulo **10**

VIVIENDAS POPULARES

Valentina Páez y Oscar A. López



RESUMEN

Este trabajo evalúa el desempeño de viviendas populares ante acciones sísmicas. Se realizaron inspecciones en viviendas en la Gran Caracas para tipificarlas desde un marco sismorresistente, observándose que predominan sistemas estructurales mixtos de pórticos de concreto armado rellenos con paredes de mampostería confinada y otras sin confinar, de baja calidad constructiva. Se elaboraron planos y vídeos que describen las estructuras típicas. Se caracterizaron los materiales en las viviendas seleccionadas por medio de la extracción de núcleos de concreto y el uso de un detector de metales. Se procedió al análisis detallado por medio de metodologías establecidas en las normas a fin de evaluar la confiabilidad ante cargas gravitatorias y sísmicas.

Ante la acción de cargas gravitatorias la demanda de solicitaciones excede la capacidad de las estructuras de pórticos, pero la presencia de las paredes aumenta la capacidad estructural hasta valores aceptables. En el caso de las acciones sísmicas estipuladas en la norma venezolana, la demanda de solicitaciones excede ampliamente la capacidad estructural, aún con la inclusión de las paredes de relleno como elementos resistentes. Se realizaron análisis estáticos no lineales para desarrollar curvas de capacidad de 4 configuraciones estructurales típicas de una vivienda, variando la configuración de las paredes de relleno. La incorporación de paredes aumenta considerablemente la rigidez y la resistencia de la estructura, pero puede generar modos de falla frágiles que comprometen la seguridad de la vivienda.

Se desarrollaron curvas de fragilidad y de daño esperado considerando 4 estados de daño y 4 condiciones de sitio. Se estimaron daños esperados ante escenarios sísmicos seleccionados, para sectores populares escogidos en Caracas y el Estado Vargas, considerando la condición de sitio de cada sector. La ocurrencia de un sismo similar al del 1812 ocasionaría que un porcentaje elevado de viviendas alcancen el daño completo en el sector Negro Primero muy cercano a la fuente sísmica. Para el sector Pajaritos en Los Palos Grandes, Caracas, 9 de cada 100 viviendas tendrían daño completo. Ante la posible ocurrencia de un sismo similar al del 1967, 4 de cada 100 viviendas alcanzarían el daño completo en el mismo sector de Pajaritos.

TABLA DE CONTENIDO

VIVIENDAS POPULARES	299
10.1 Participantes	301
10.2 Introducción.....	301
10.3 Tipologías constructivas en los barrios	301
10.3.1 Geometría y materiales	303
10.3.2 Vulnerabilidad sísmica por métodos simplificados	304
10.4 Análisis lineal	305
10.4.1 Descripción de las viviendas	305
10.4.2 Análisis estático lineal	306
10.4.3 Análisis dinámico lineal	307
10.5 Análisis estático no lineal	308
10.5.1 Caracterización estructural.....	308
10.5.2 Movimiento Sísmico.....	310
10.5.3 Curvas de capacidad.....	311
10.6 Curvas de fragilidad.....	312
10.6.1 Fragilidad de cada estructura para daño completo	316
10.7 Escenarios sísmicos	319
10.8 Proyectos de refuerzo estructural	320
10.9 Síntesis y Conclusiones.....	320
10.10 Referencias	322

10.1 Participantes

Alejandra Guerrero, Grecia Zeoli, José Fuentes, Licett Palacios, José Morales, Roberto Pompei, Jennifer Villamizar, Christian Albán, Jennifer Mendoza, Rossana Goesende, Aidcel Pérez.

10.2 Introducción

Un porcentaje elevado de la población venezolana habita en viviendas que fueron construidas sin el cumplimiento de las normas técnicas de diseño y se encuentran localizadas en zonas de elevada amenaza sísmica. Diversos autores han tratado el tema de la vivienda popular en Venezuela. Rosas (1988), Bolívar (1993), Cano (2003) y Rosas et., al (2008) han estudiado las etapas constructivas y descrito los sistemas estructurales y materiales en varios barrios de Caracas. Las propiedades mecánicas de piezas y muros de mampostería confinada de uso en el país han sido determinadas bajo un marco experimental por Castilla et., al (1995), Lafuente y Genatios (2000), Fernández y Marinilli (2004) y Marinilli (2007). Castillo et., al (2011) estudiaron el riesgo sísmico de un asentamiento informal urbano en la ciudad de Mérida. El proyecto JICA (2004) evaluó el desempeño sísmico de edificaciones en el área metropolitana de Caracas para 20 tipos constructivos, incluyendo viviendas populares. Mebarki y Valencia (2003) proponen una metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de construcciones informales en mampostería.

Este trabajo investiga el desempeño sísmico de viviendas populares típicas de los barrios de la Gran Caracas con el fin de diseñar estrategias de mitigación del riesgo. Para ello se caracterizan las viviendas bajo un marco estructural sismorresistente y se determinan curvas de fragilidad que describen su vulnerabilidad a sismos. Esta investigación es parte del Proyecto SismoCaracas coordinado por Funvisis con el financiamiento del FONACIT y constituye parte de la Tesis de Maestría de la autora bajo la dirección del Asesor (Páez, 2016).

10.3 Tipologías constructivas en los barrios

En Páez (2016) se presentan los resultados de la inspección de 626 viviendas populares pertenecientes a 15 barrios, de las cuales 291 están localizadas en las ciudades de Guarenas y Guatire y 335 en la Gran Caracas, Para la recopilación de información se empleó el instrumento de inspección que se describe en (López *et al*, 2014). Se identificaron y se definieron los siguientes tipos estructurales como los típicos de la vivienda popular:

- Vivienda de construcción precaria: Estructura constituida por materiales de desecho tales como láminas de zinc, madera, cartón piedra, tierra y otros (Figura 10.1a).
- Vivienda de bahareque: Estructura constituida por caña brava entretejida y barro, con paredes frisadas en la mayoría de los casos (Figura 10.1b).
- Vivienda de mampostería no confinada: Estructura compuesta por muros de bloques trabados y unidos por mortero (Figura 10.1c).
- Vivienda de mampostería confinada: Estructura compuesta por muros de bloques trabados unidos por mortero, enmarcados por elementos de concreto armado denominados machones (elementos verticales) y vigas de corona (elementos horizontales) (Figura 10.1d).

- **Sistema mixto de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva:** Estructura compuesta por la combinación de un sistema de pórticos de concreto armado rellenos o no con paredes y de paredes de mampostería sin confinar que cumplen una función portante, de baja calidad de construcción. (Figuras 10.1e y 10.1f).



Figura 10.1 Tipologías constructivas de las viviendas populares.

En la Tabla 10.1 se presenta la distribución de las tipologías constructivas resultante de las inspecciones efectuadas en las 626 viviendas. Se destaca que el tipo constructivo más común es el sistema mixto de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva (60,4 %) seguido del de mampostería no confinada (24,6 %). Adicionalmente un 58 % de la muestra de viviendas (364) no posee drenajes y un 42 % (262) si cuenta con ellos. Un 72 % (449) se encuentran ubicadas en laderas de las montañas, un 26 % (161) se encuentran en planicie y el 2 % (16) restante en la cima de las montañas.

Tabla 10.1 Distribución porcentual de tipologías constructivas.

Tipo constructivo	%
Vivienda de construcción precaria	8,5
Vivienda de bahareque	0,5
Vivienda de mampostería no confinada	24,6
Vivienda de mampostería confinada	6,0
Sistema mixto de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva	60,4

10.3.1 Geometría y materiales

La distribución porcentual del número de pisos en las 626 viviendas inspeccionadas se muestra en la Tabla 10.2. Predominan las viviendas de un piso con un 44,5 % y las de dos pisos con un 33,4 %. No se observaron viviendas mayores a 6 pisos. Las viviendas de 4, 5 y 6 pisos representan un 3,9 %. La altura de entrepiso promedio obtenida de inspecciones detalladas en un número más reducido de viviendas es de 2,40 m.

Distribución porcentual del número de pisos.

Tabla 10.2

Número de pisos	1	2	3	4	5	6
%	44,5	33,4	18,0	3,0	0,8	0,1

Las viviendas presentan en general similitudes en las secciones de los elementos de concreto armado, la sección promedio de las vigas es de 20 cm x 20 cm y la de las columnas es de 25 cm x 25 cm o de 20 cm x 20 cm. La distancia entre ejes de columnas varía entre 1 metro y 5 metros, pero se aprecian valores predominantes alrededor de los 3 metros.

Predominan las paredes de bloques de arcilla, con bloques de 15 cm de espesor, 30 cm de largo y 20 cm de alto. Los bloques de concreto más comunes son de 20 cm de espesor, 30 cm de largo y 20 cm de alto, los cuales son principalmente empleados para la construcción de muros o paredes que estarán en contacto con el terreno. Las losas de entrepiso generalmente están constituidas por tabelones (bloques de arcilla) con un largo de 80 cm, alto de 8 cm y ancho de 20 cm, con perfiles IPN 80. Sin embargo, se observa en menor proporción el uso de las siguientes losas: a) Placa de entrepiso de tabelones con nervios de concreto con un acero longitudinal de 3/8" y estribos de 3,2 mm cada 20 cm aproximadamente; b) Losa de concreto armado con barras de 1/2" y de 3/8" entrelazadas, con un vaciado de concreto; c) Losacero, lámina corrugada de acero y un vaciado de concreto armado sobre ella. Las losas de techo son livianas y en caso que se planifique ampliar la vivienda a futuro se emplea una losa de entrepiso.

La mezcla para el mortero para unir los bloques es de medio saco de cemento (21,25 kg aproximadamente), ocho latas de arena y cuatro o cinco latas de agua. Para un saco de cemento (42 kg), se emplean diez latas de arena y cuatro a cinco latas de agua.

El acero de refuerzo más usado para los elementos estructurales es de un diámetro de 1/2" pero pueden también ser de 1/4" o 5/8". La superficie de las cabillas generalmente es corrugada. Para los estribos y ligaduras se usan cabillas de superficie lisa de 1/8" de diámetro. El concreto es usado para construir fundaciones, vigas de riostra, machones y columnas, vigas de corona y losetas de entrepiso o techo. Para la elaboración de estos elementos la mezcla comúnmente empleada es de un saco de cemento (42,5 Kg), seis latas de arena lavada gris, tres latas de piedra picada N° 1 (o en su defecto N° 3/4) y cuatro a cinco latas de agua. En la Tabla 10.3 se muestran los resultados de ensayos de núcleos extraídos en viviendas existentes del barrio Telares de Palo Grande. La media de los ensayos es de 131 kg/cm² (Páez, 2016).

Resistencia del concreto en núcleos de viviendas del Barrio Telares de Palo Grande.

Tabla 10.3

Núcleo	1	2	3	4	5
Resistencia (kg/cm ²)	107	78	107	210	151

10.3.2 Vulnerabilidad sísmica por métodos simplificados

Índices de vulnerabilidad

Se determinó el índice de vulnerabilidad, empleando la metodología de Índices de Priorización (López et al, 2.014)., para las 626 viviendas inspeccionadas de la Gran Caracas. Los índices de vulnerabilidad obtenidos para la muestra de viviendas inspeccionadas varían de 50 a 93 (Tabla 10.4).

El liceo Raimundo Martínez Centeno y la escuela Valentín Valiente los cuales colapsaron ante el sismo de Cariaco de 1997 (Mw: 6,9) poseen índices de vulnerabilidad 49,75 y 59,75 respectivamente, el edificio Mijagual con un índice de 67,25 el cual colapsó en el sismo de Caracas de 1967 (Mw: 6,5).

El valor promedio de la totalidad de la muestra es de 73 lo cual nos indica que las viviendas inspeccionadas son muy vulnerables ante acciones sísmicas.

Tabla 10.4 Índices de vulnerabilidad obtenidos para las 626 viviendas inspeccionadas.

Índice de vulnerabilidad (Iv)		
Mínimo	Máximo	Promedio
49,50	92,60	72,80

Aplicación del índice en un sistema de información geográfica (SIG)

En (Guerrero y Zeoli, 2011) se aplicó la primera versión de la metodología de Índices de Priorización en una muestra de 63 viviendas del sector popular Los Telares de Palo Grande de la parroquia Caricuao del municipio Libertador. Se obtuvo que la totalidad de las viviendas estudiadas presentan una vulnerabilidad alta o muy alta (Figura 10.2. Guerrero y Zeoli, 2011).

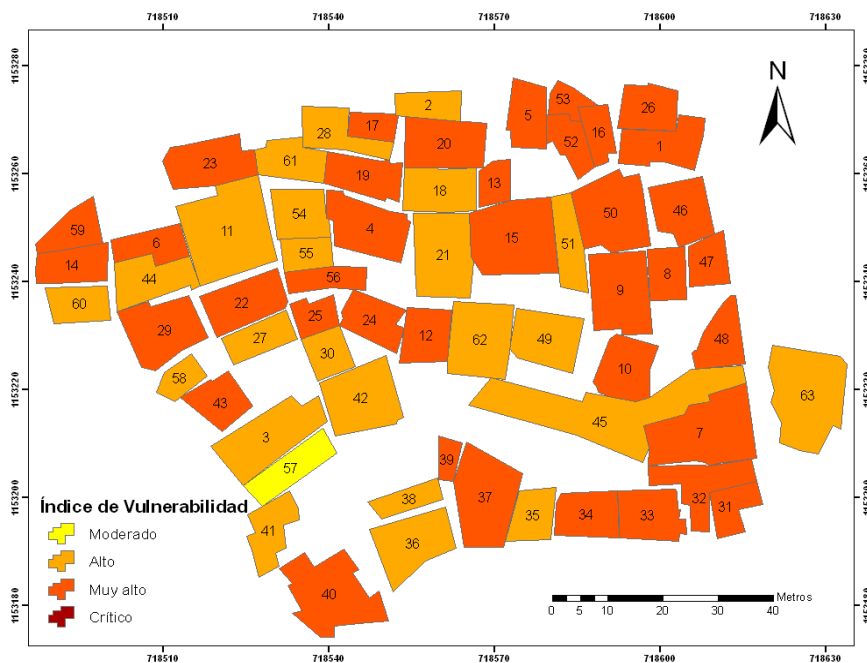


Figura 10.2 Distribución espacial del nivel de vulnerabilidad.

Índices de Hassan y Sözen

De acuerdo con Dönmez y Pujol (2005), una estructura es más vulnerable a un sismo si su PI (Índice de Priorización) es menor que el 0,4 %. La Tabla 10.5 muestra los índices obtenidos en la dirección longitudinal (Pix) y Transversal (Piy) de las viviendas inspeccionadas al detalle. De las 7 viviendas, la mayoría tienen valores menores a 0,4 % en alguna de sus direcciones, indicando que tendrán un comportamiento desfavorable ante acciones sísmicas.

Índices de priorización de 7 viviendas por la metodología de Hassan y Sözen. Tabla 10.5

Vivienda N°	Pix (%)	Piy (%)
1	0,40	0,50
2	0,10	0,10
3	0,39	0,27
4	0,20	0,50
5	0,30	0,30
6	0,17	0,21
7	0,16	0,02

10.4 Análisis lineal

Se analizaron en el rango lineal 3 viviendas populares del sector Los Telares, del municipio Libertador. En el presente informe se muestra una síntesis de los resultados obtenidos en Páez (2016), Fuentes y Palacios (2013) y Guerrero (2012).

10.4.1 Descripción de las viviendas

Vivienda 1

La vivienda posee tres niveles habitables. Se encuentra en ladera de montaña con pendiente entre 20° y 45°. No presenta adosamiento a las viviendas adyacentes. Su tipo estructural es mixto de pórticos de concreto y paredes de mampostería de baja calidad de construcción. Las losas de entrepiso son nervadas de tabelones. La losa de techo es ligera. Las paredes son de bloques de arcilla, de espesor 15 cm. Todas las columnas son de concreto armado de sección igual a 20 cm x 20 cm. Las vigas también son de concreto armado de sección igual a 15 cm x 20 cm, se desarrollan en todo el perímetro de la vivienda aun cuando hay ejes con ausencia de vigas y columnas. La altura de entrepiso de la vivienda es de 2,40 m. La luz promedio de los vanos es de aproximadamente 3 m.

Vivienda 2

La vivienda es de tres niveles. Está ubicada en ladera de montaña con pendiente entre 20° y 45°. Presenta adosamiento con el terreno por uno de sus lados. Es de tipo estructural mixto de pórticos de concreto armado y mampostería de baja calidad constructiva. El sistema de entrepiso para el nivel 1 es losa nervada, para el nivel 2 es losa de tabelones y el techo es ligero. Las paredes son de bloques

de arcilla de 15 cm de espesor. Los elementos confinantes son de concreto armado, las vigas presentan una sección promedio igual a 25 cm x 22 cm y las columnas de 25 cm x 25 cm. La luz libre está comprendida entre 0,90 m y 4,39 m. la altura de entrepiso de la vivienda es de 2,50 m.

Vivienda 3

La vivienda es de dos niveles. Está ubicada en ladera de montaña con pendiente entre 20° y 45°. El tipo estructural de la vivienda es mixto de pórticos de concreto armado y mampostería de baja calidad constructiva. Las paredes son de 15 cm de espesor. La losa de entrepiso y de techo es de tabelones. La vivienda presenta planos resistentes en dos direcciones ortogonales, compuestos por pórticos de concreto armado rellenos de paredes, con luces comprendidas entre los 1,97 m y 4,32 m. Las vigas tienen sección promedio igual a 20 cm x 20 cm, la sección promedio de las columnas es de 22 cm x 22 cm. El armado de las losas de entrepiso es en una dirección. La altura de entrepiso es de 2,60 m.

10.4.2 Análisis estático lineal

Cargas gravitatorias

Se determinó la capacidad de las tres viviendas antes descritas para la acción de las cargas gravitatorias, tomando como referencia las normas nacionales y la norma complementaria de México 2004 en lo que respecta a las propiedades y métodos para la mampostería. (Gaceta Oficial del D.F., 2004) y se determinó la demanda considerando las solicitaciones actuantes.

En la Vivienda 1 los factores demanda/capacidad (D/C) de cargas gravitatorias para las paredes, están comprendidos entre 0,05 y 0,25, para las vigas, entre 0,02 y 0,77, y para las columnas entre 0,12 y 0,54, notándose que todos están por debajo de la unidad.

En la Vivienda 2 los factores demanda/capacidad (D/C) de cargas gravitatorias para las paredes, están comprendidos entre 0,08 y 0,40, para las vigas entre 0,01 y 2,10, y para las columnas entre 0,02 y 0,37. Solamente una viga excedió el valor de 1.

En la Vivienda 3 (Tabla 10.6) los factores demanda/capacidad (D/C) de cargas gravitatorias para las paredes, están comprendidos entre 0,09 y 0,14, considerando la contribución del acero, notándose que todos están por debajo de la unidad.

Los factores D/C obtenidos en la mayoría de los elementos estructurales analizados en las tres viviendas se encuentran debajo de la unidad, lo cual nos indica que los elementos en estudio son capaces de resistir las solicitaciones gravitatorias actuantes.

Acción sísmica

Se determinó la capacidad de las tres viviendas antes descritas y se estableció la demanda considerando las acciones sísmicas de la norma venezolana (COVENIN, 2001) y los criterios de diseño para elementos de concreto armado (FONDONORMA, 2006). Para la obtención del espectro de respuesta se empleó el Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (Funvisis, 2009).

Los factores D/C del cortante en la base está comprendido entre los valores de 1,22 y 2,93 para los ejes X, Y, respectivamente, en la Vivienda 1. Para la Vivienda 2 el valor D/C es el mismo en ambas direcciones, siendo igual a 1,06. Los Factores obtenidos para la Vivienda 3 son 2,02 y 1,21 para las direcciones X y Y, respectivamente.

La demanda excede la capacidad en al menos un nivel de cada vivienda analizada, lo que nos indica que dichas viviendas no son capaces de soportar la demanda de cortante generada por la acción sísmica.

Factores D/C de las paredes de mampostería de la Vivienda 3. Tabla 10.6
Cargas Gravitatorias.

Pórtico	Entrepiso	Notación en el plano	D/C con As	D/C sin As
1	2	Mn2,5	0,10	0,09
4		M2,6	0,10	0,09
5		M2,8	0,11	0,10
6		M2,4	0,10	0,09
		M2,7	0,10	0,09
		M2,9	0,10	0,09
A	1	M1,1	0,12	0,11
		M1,2	0,13	0,12
4	Anexo	Mn1,1	0,09	0,08
5		Mn1,2	0,12	0,10
6		Mn1,3	0,14	0,13

10.4.3 Análisis dinámico lineal

Cargas gravitatorias

En la Vivienda 1 los factores D/C de para cargas gravitatorias están comprendidos entre 0,03 y 0,18 para las paredes, para las vigas entre 0,03 y 0,60, y para las columnas entre 0,09 y 0,76.

En la Vivienda 2 los valores D/C de cargas gravitatorias para las paredes, están comprendidos entre 0,09 y 0,78, a excepción de un elemento que obtuvo un valor de 1,36. Para las vigas, varían entre 0,05 y 0,87, exceptuando un elemento que supero la unidad (1,63), y para las columnas varían entre 0,11 y 0,51.

Para ambas viviendas la mayoría de los factores son menores que la unidad, por lo tanto las viviendas son capaces de soportar las solicitaciones por carga gravitatoria de servicio en la mayoría de sus componentes estructurales.

Acción sísmica

Los factores D/C ante la acción sísmica, en la Vivienda 1, se determinaron considerando dos valores de R, siendo este el factor de reducción de respuesta especificado en la norma COVENIN (2001), R=1 es respuesta elástica y R=1,5 permite una respuesta inelástica moderada. Aceptando un valor de R=1,5, la demanda en las paredes está entre 0,45 y 2,83 la capacidad, la mayoría de las paredes tienen valores por encima de la unidad. En las vigas, los cocientes D/C están todos por debajo de la unidad. En 2 de 6 columnas, los cocientes D/C exceden la unidad, con un máximo de 1,32.

En la Vivienda 2 los factores D/C obtenidos ante la acción sísmica, con $R=1$, indican que el 86 % de las paredes exceden su capacidad ampliamente, mientras que el 14 % de las vigas exceden su capacidad moderadamente. Las columnas tienen valores D/C por debajo de la unidad y son capaces de resistir las solicitaciones.

Para la vivienda 3 solo se calcularon los cocientes D/C de las columnas del entrepiso 1, considerando y sin considerar la contribución de las paredes (Tabla 10.7). Los cálculos se hicieron con $R=1$. Se observa que la demanda de solicitaciones en todas las columnas, para ambos casos, excede su capacidad. Al ignorar las paredes, la demanda puede alcanzar hasta 5,93 veces la capacidad de las columnas, y este número se reduce a 2,73 al considerar el efecto de las paredes.

Tabla 10.7 Relación D/C de las columnas en el entrepiso 1. Vivienda 3 con y sin paredes. Acción sísmica.

Columnas	D/C		Columnas	D/C	
	con paredes	sin paredes		con paredes	sin paredes
A2	2,55	4,74	B6	1,37	4,12
A3	1,61	4,41	C1	2,25	2,88
A4	1,21	3,51	C2	2,73	3,66
A5	1,28	3,85	C3	1,52	3,43
A6	1,03	4,69	C4	1,73	5,21
B1	2,37	3,58	C5	1,75	5,71
B2	1,39	4,08	C6	1,76	5,93
B3	1,36	3,68	D4	1,19	3,07
B4	1,69	2,93	D5	1,82	4,51
B5	1,8	3,26	D6	1,79	4,47

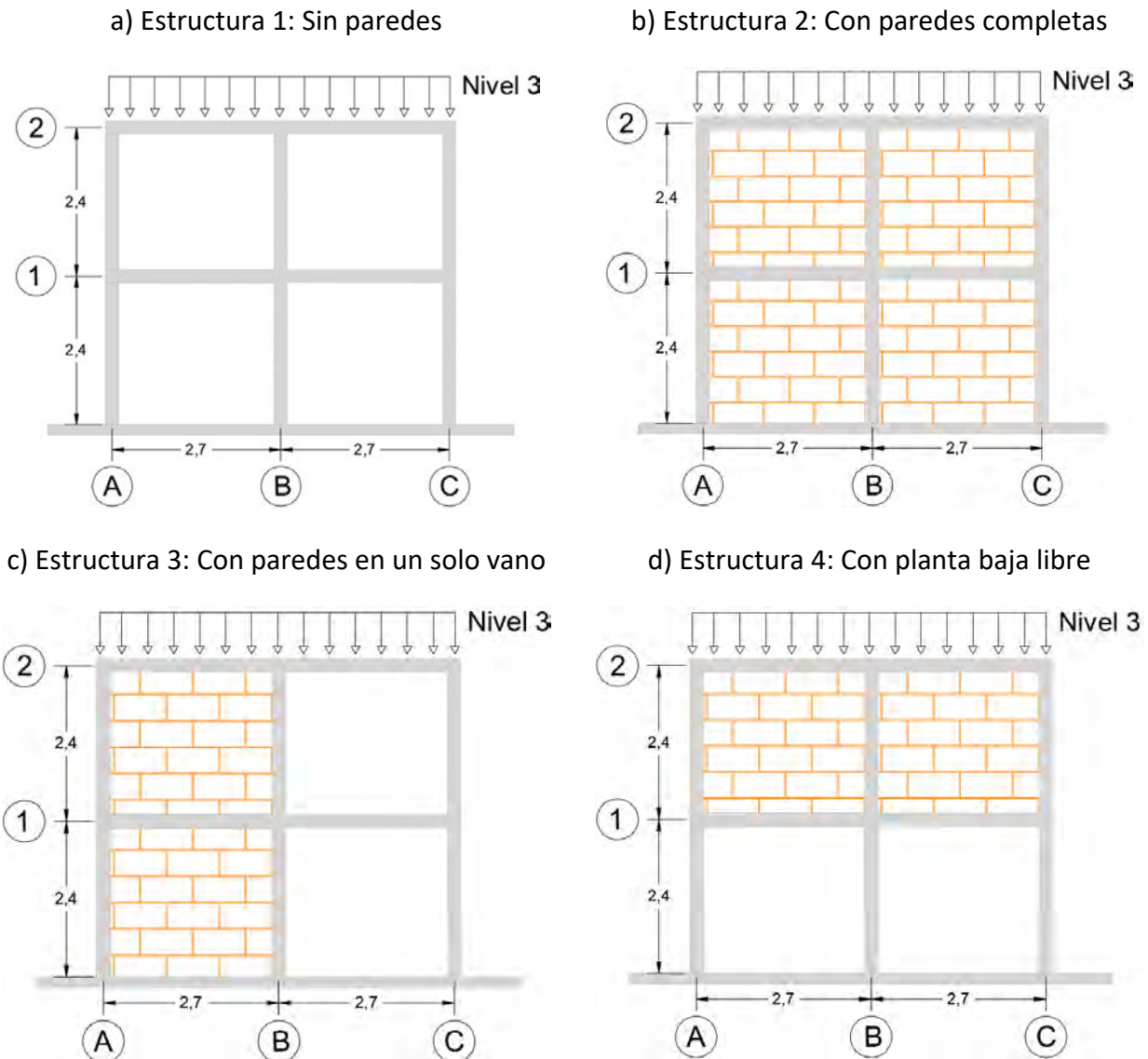
Los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal confirman la conclusión obtenida en el análisis estático lineal. Las viviendas analizadas no son capaces de soportar la demanda generada por la acción sísmica.

10.5 Análisis estático no lineal

10.5.1 Caracterización estructural

En (Páez, 2016) se seleccionó una estructura con las dimensiones y secciones típicas de un pórtico de las viviendas de los barrios. La estructura es de dos vanos y tres niveles (Figura 10.3). Los dos primeros pisos tienen losas de tableros, teniendo el tercer nivel un techo liviano. Para efectos del análisis se modela una estructura de dos niveles y la masa del último entrepiso se añade al segundo nivel. Se adoptó una longitud entre vanos de 2,70 m y una altura de entrepiso de 2,40 m. Las columnas tienen una sección de 20 cm x 20 cm y las vigas de 15 cm x 20 cm. Las paredes de bloques de arcilla son de un espesor de 15 cm sin frisar. El acero longitudinal de los elementos estructurales (vigas y columnas) es de $4 \phi 1/2''$ y el acero transversal está constituido por barras de $1/8''$ separadas

cada 20 cm. Para la asignación de las cargas de gravedad se consideró un área tributaria para el pórtico de $14,58 \text{ m}^2$ ($2,70 \text{ m} \times 5,40 \text{ m}$). Se consideró una carga variable de 175 kg/m^2 . La carga permanente incluyendo losa, paredes y estructura es de 746 kg/m^2 . El peso sísmico que incluye el 25 % de las cargas variables es de 27,63 toneladas, de las cuales 11,52 corresponden al Nivel 1 y 16,11 al Nivel 2 el cual incluye el peso del Nivel 3.



Estructuras consideradas en el análisis.

Figura 10.3

Para los materiales se consideró una resistencia del concreto de 130 kg/cm^2 . Se consideró un valor nominal de la resistencia cedente del acero igual a 4.200 Kg/cm^2 . El valor medio se obtiene incrementando un 25 % el valor nominal obteniéndose 5.250 Kg/cm^2 . Con base a la información contenida en la Tabla 10.1 se adopta una resistencia a compresión de la mampostería de bloques de arcilla de 12 Kg/cm^2 y una resistencia al corte de 2 Kg/cm^2 . El módulo de elasticidad de la mampostería se toma igual a 6.000 Kg/cm^2 (Gaceta Oficial del D.F., 2.004).

Se consideró una rigidez efectiva igual al 75 % de la rigidez de las secciones gruesas. Se consideraron juntas rígidas en las intersecciones de los elementos estructurales y columnas empotradas a nivel de las fundaciones.

Se consideran cuatro estructuras posibles según sea la presencia de las paredes. Las estructuras a ser analizadas son las siguientes: Figura 10.3a Estructura 1: Sin paredes; 10.3b Estructura 2: Con paredes completas; 10.3c Estructura 3: Con paredes en un solo vano; 10.3d Estructura 4: Con planta baja libre. Los periodos de vibración del modo fundamental de cada estructura se muestran en la Tabla 10.8.

Tabla 10.8 Períodos de vibración de las estructuras.

Estructura	1	2	3	4
Período de vibración (segundos)	0,88	0,37	0,48	0,63

10.5.2 Movimiento Sísmico

La acción sísmica sobre las estructuras se describe por un espectro de aceleraciones. Se consideraron cuatro espectros para cuatro condiciones de sitio distintas, correspondientes a la microzonificación sísmica de la ciudad de Caracas (Funvisis, 2009). Todos los sitios están en la Macro Zona Centro-Norte a la cual le corresponde una aceleración del terreno en roca de 0,28 g, asociada a un período de retorno de 475 años. Las características de cada sitio y la aceleración en la superficie del terreno se describen en la Tabla 10.9. La aceleración del terreno es la aceleración espectral para período igual a cero. La amplificación espectral (β) es igual al cociente entre la aceleración al inicio de la rama casi horizontal y la aceleración del terreno. Los espectros se grafican en la Figura 10.4.

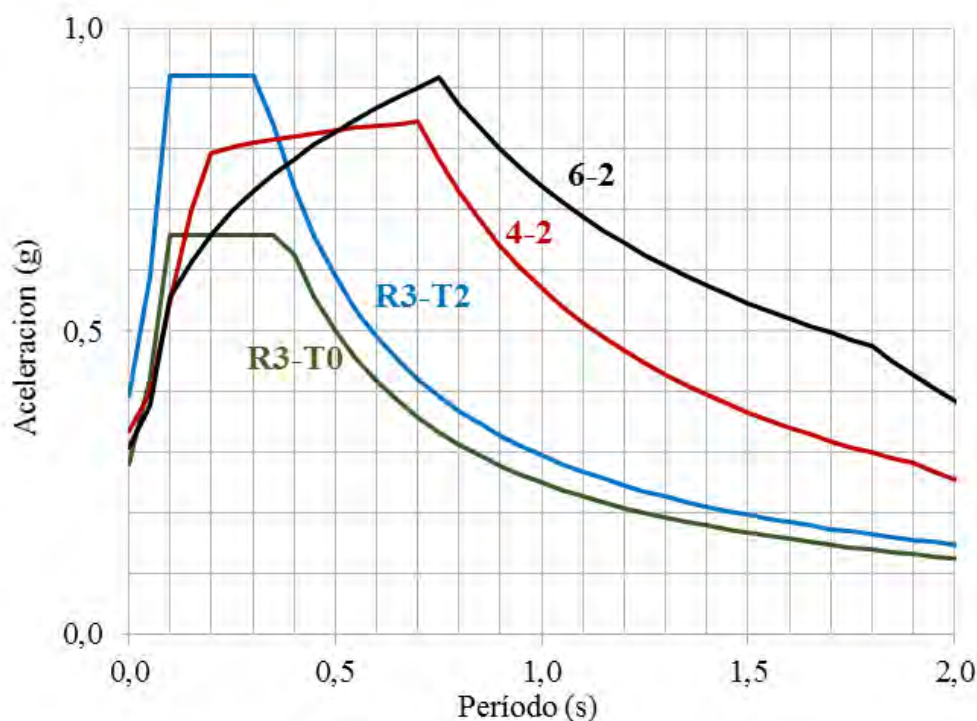


Figura 10.4 Espectros de aceleraciones para cuatro condiciones de sitio.

Espectros de aceleraciones para cuatro condiciones de sitio. **Tabla 10.9**

Identificación	Descripción	Aceleración del terreno (g)	Amplificación espectral (β)
R3-T0	Roca, con pendiente menor o igual a 22°, sin efectos topográficos	0,28	2,35
R3-T2	Roca, con pendiente mayor o igual a 37°, con efectos topográficos	0,39	2,35
4-2	Suelo intermedio con VS30 entre 185 m/s y 325 m/s y profundidad entre 60 a 120 metros.	0,34	2,35
6-2	Suelo suave con VS30 menor que 185 m/s y profundidad mayor que 220 metros.	0,31	1,80

10.5.3 Curvas de capacidad

Las estructuras fueron analizadas para un empuje lateral progresivo aplicado estáticamente, desde una carga inicial de cero la cual se incrementó progresivamente hasta producir un estado de daño completo. El patrón de carga lateral sigue la forma del primer modo de vibración de la estructura. Se empleó una biela diagonal equivalente para el modelado de las paredes de la vivienda. Las propiedades, rigidez y resistencia de la biela, se determinaron según se recomienda en el ASCE 41-13 (ASCE/SEI, 2013). El ancho de la biela equivalente es de 35 cm y su resistencia a compresión es de 3 toneladas.

Para el análisis inelástico se considera un modelo de plasticidad concentrada definiendo rótulas plásticas a flexocompresión en los extremos de columnas, rótulas plásticas a flexión en los extremos de vigas, rótulas frágiles a corte en las columnas y rótulas frágiles a compresión axial en las bielas que representan las paredes. Las deformaciones plásticas máximas en vigas, columnas y paredes se toman del ASCE 41-13, en donde se consideran como elementos de baja ductilidad. Para las columnas se tiene una rotación plástica máxima de 0,012 radianes y para las vigas de 0,020 radianes, las cuales son seguidas de una caída de resistencia hasta alcanzar una resistencia residual del 20% de la resistencia cedente. El análisis estático no lineal se efectuó con el programa SAP2000.

La Figura 10.5 muestra la curva de capacidad para cada una de las estructuras definidas previamente (Figura 10.3). La curva de capacidad expresa la relación entre la carga lateral aplicada, dividida entre el peso de la estructura, y la deriva global la cual es igual al desplazamiento lateral del último nivel dividido entre la altura total (4,80 m). La Estructura 1 (Pórtico sin paredes) alcanza una deriva máxima del 20 por mil y una resistencia máxima de aproximadamente 17 % del peso. La presencia de paredes en todos los vanos y en todos los niveles (Estructura 2) aumenta la resistencia hasta un 30 % del peso, pero disminuye la deriva máxima hasta aproximadamente un 10,5 por mil, en relación a la estructura sin paredes. La presencia de paredes en un solo vano (Estructura 3) representa una

situación intermedia entre los dos casos descritos de las Estructuras 1 y 2. La presencia de una planta baja libre por la ausencia de paredes en el primer nivel (Estructura 4) da lugar a una conducta más frágil, disminuyendo la capacidad de deformación de la estructura hasta aproximadamente 10 por mil.

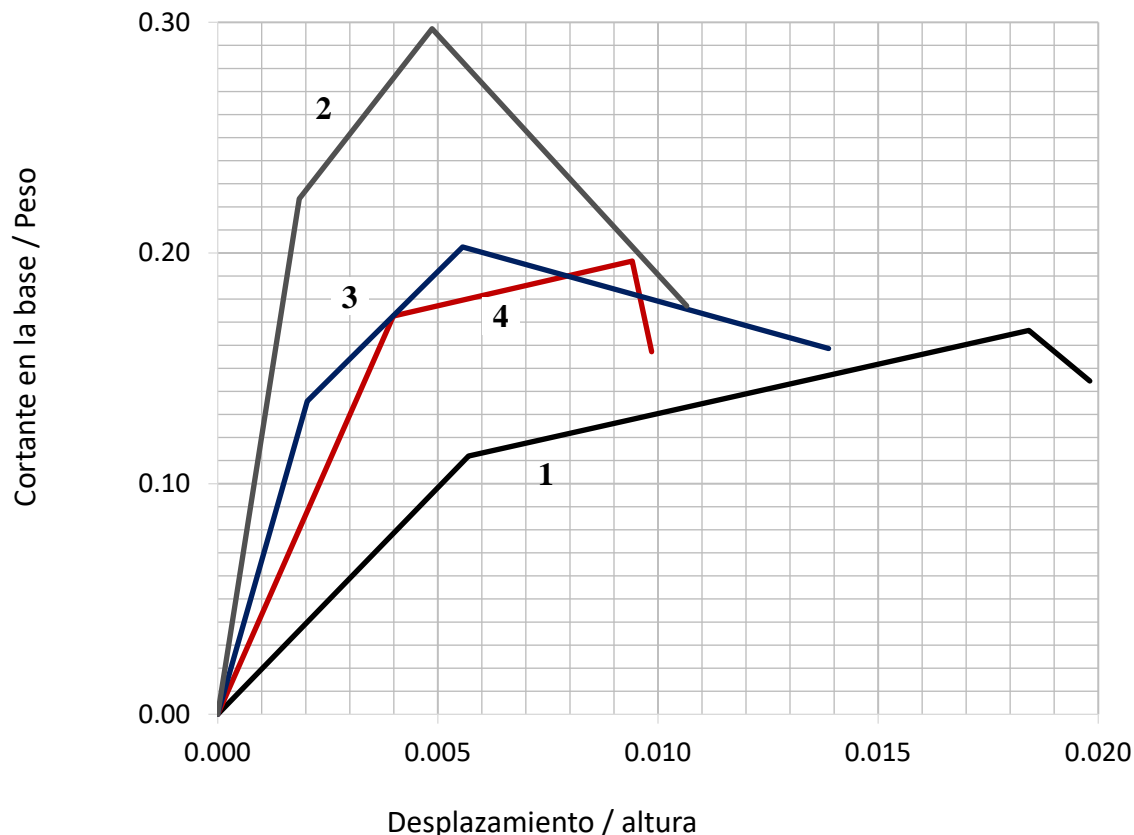


Figura 10.5 Curva de capacidad para cada estructura.

10.6 Curvas de fragilidad

La curva de fragilidad representa la probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño en la estructura, dado que actúa un movimiento sísmico expresado en términos de la aceleración del terreno en roca. Se consideraron 4 estados de daño: Leve, Moderado, Severo y Completo, cada uno de ellos asociado a determinados valores del desplazamiento en el último nivel de la estructura. El daño Completo se define al alcanzarse o excederse el desplazamiento último (u_u) indicado en las curvas de capacidad de la Figura 10.5 para cada estructura. El daño Leve ocurre cuando se alcanza un desplazamiento mayor que 0,7 veces el desplazamiento cedente (u_y) pero sin exceder éste. Los estados de daño moderado y severo se asocian a desplazamientos intermedios. Desplazamientos por debajo de 0,70 del valor cedente, se asocian a un estado sin daño estructural.

Se aplicó el método de los estimadores puntuales que calcula el valor medio y la desviación estándar de la función del margen de seguridad o de falla, para ello se requiere realizar un número de

estimaciones iguales a $2n$, donde n es el número de variables aleatorias de la función (Rosenblueth, 1975). La función de margen de seguridad o de falla se define como se muestra a continuación:

$$M = C - D$$

Dónde:

M: Margen de seguridad

C: Capacidad de desplazamientos

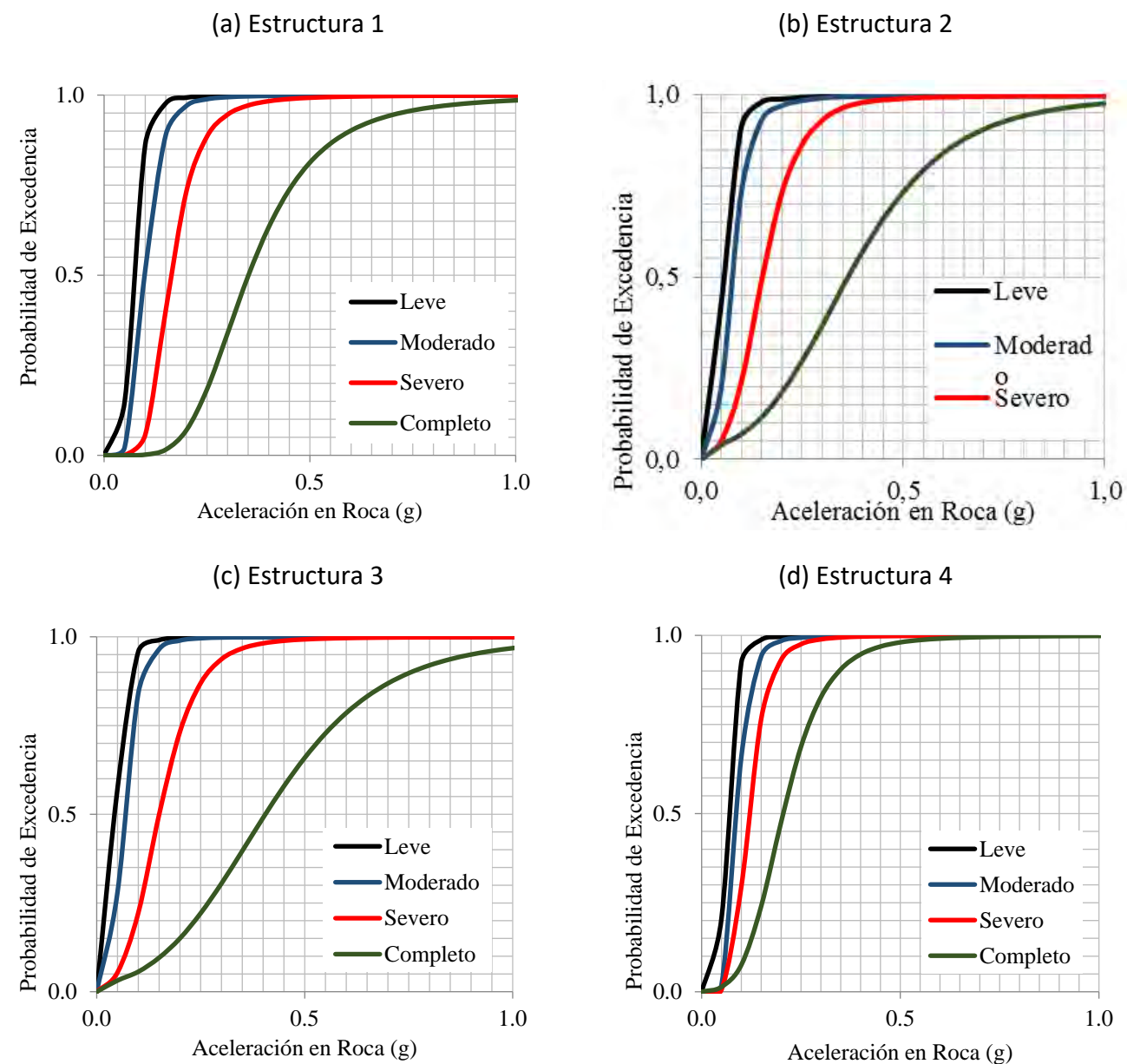
D: Demanda de desplazamiento

Las curvas de fragilidad (Gómez y Alarcón, 1992), se generan a partir de las curvas de capacidad de la Figura 10.5 y de los espectros de la Figura 10.4. Las variables aleatorias consideradas fueron la resistencia cedente del acero, la rigidez expresada en términos de la inercia y del área de las secciones de concreto armado, la rotación plástica en vigas y columnas y la resistencia a compresión de la mampostería. En la Tabla 10.10 se indica el valor medio y el coeficiente de variación adoptados para cada variable. I_g y A_g son la inercia y el área de la sección gruesa del elemento. Se consideró también la amplificación espectral (β , Tabla 10.9) como variable aleatoria, con un coeficiente de variación de 0,25.

Valores medios y coeficientes de variación de las variables aleatorias. Tabla 10.10

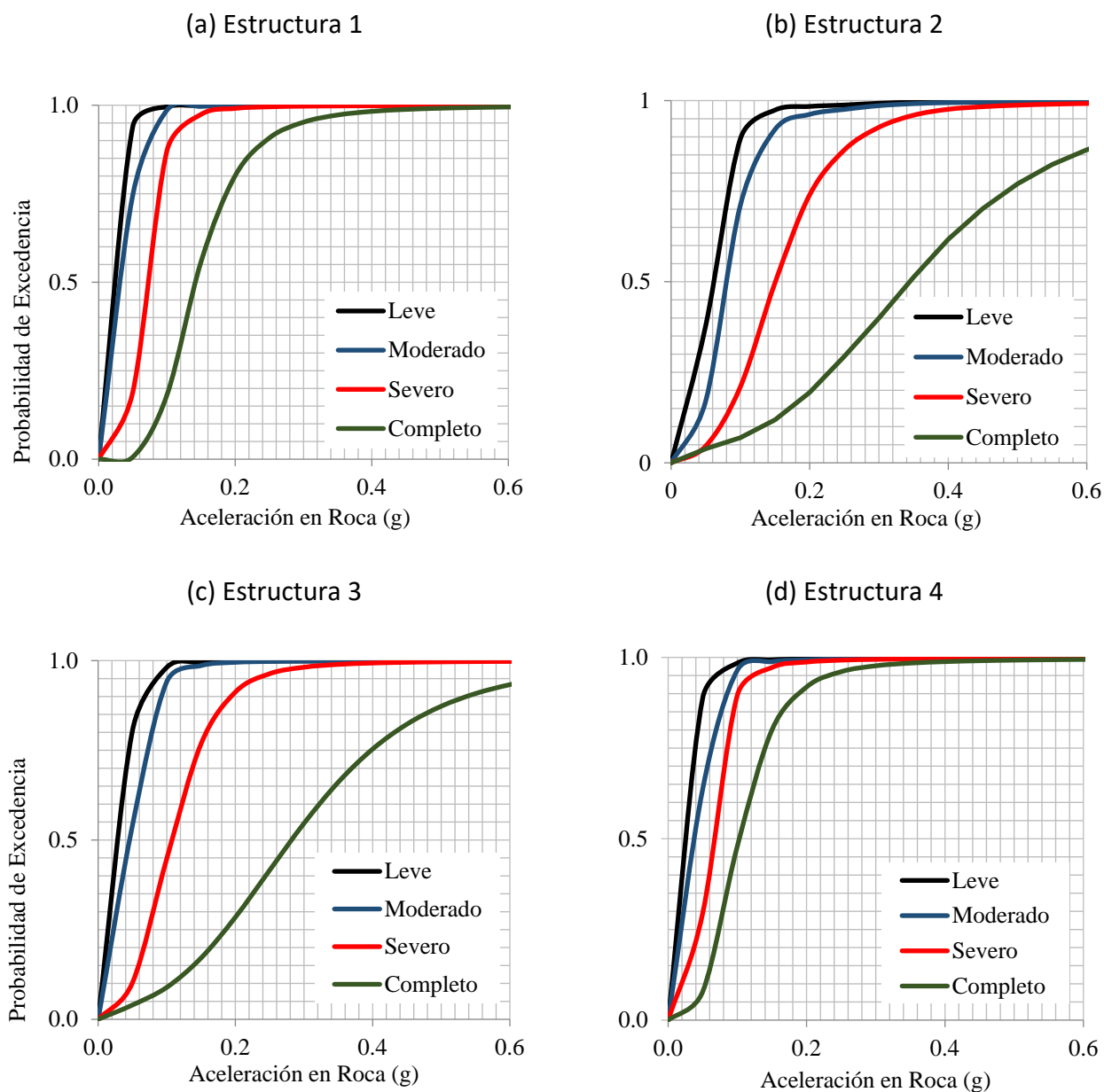
Variable	Descripción	Valor Medio	Coficiente de variación
1	Resistencia cedente del acero	5.250 kg/cm ²	0,10
2	Inercia de la sección	0,75 I_g	0,25
	Área de la sección	0,75 A_g	0,20
3	Rotación plástica en vigas	0,020 rad	0,50
	Rotación plástica en columnas	0,012 rad	0,50
4	Resistencia de la mampostería a compresión	12 kg/cm ²	0,30

Las curvas de fragilidad se presentan en las Figuras 10.6 y 10.7 para cada estructura y para cada nivel de daño, para dos condiciones de sitio (roca con efectos topográficos y suelo blando). En las cuatro figuras se destaca la menor confiabilidad de la estructura con planta baja libre (Estructura 4) lo cual se pone de manifiesto por la traslación de las curvas hacia el lado izquierdo asociado a una menor aceleración del terreno para cada estado de daño. La presencia de paredes completas (Estructura 2) o paredes en un solo vano (Estructura 3) desplaza las curvas hacia la derecha en el caso de daño completo, en relación a la estructura sin paredes (Estructura 1), destacando el aumento en la seguridad estructural. La condición de sitio con efecto topográfico disminuye las aceleraciones que pueden resistir las estructuras, en relación a la condición sin dicho efecto, reduciendo la seguridad estructural. La condición de suelo intermedio o de suelo blando afecta negativamente todas las estructuras.



Curvas de fragilidad para cada estructura y para cada estado de daño (leve, moderado, severo y completo). Suelo R3-T2 (Roca con efectos Topográficos).

Figura 10.6



Curvas de fragilidad para cada estructura y para cada estado de daño (leve, moderado, severo y completo). Suelo 6-2 (Blando).

Figura 10.7

10.6.1 Fragilidad de cada estructura para daño completo

En la Figura 10.8 se compara la fragilidad de cada estructura para el estado de daño completo, para cada una de las cuatro condiciones de sitio. Se aprecia como la inclusión de las paredes (Estructuras 2 y 3) aumenta la confiabilidad en relación a la estructura sin paredes (Estructura 1), especialmente para la condición de suelo intermedio (4-2) y de suelo blando (6-2). La estructura con la configuración de planta baja débil (Estructura 4) es la más vulnerable, reduciéndose sensiblemente su confiabilidad en relación a la estructura con paredes en la planta baja (Estructuras 2 y 3).

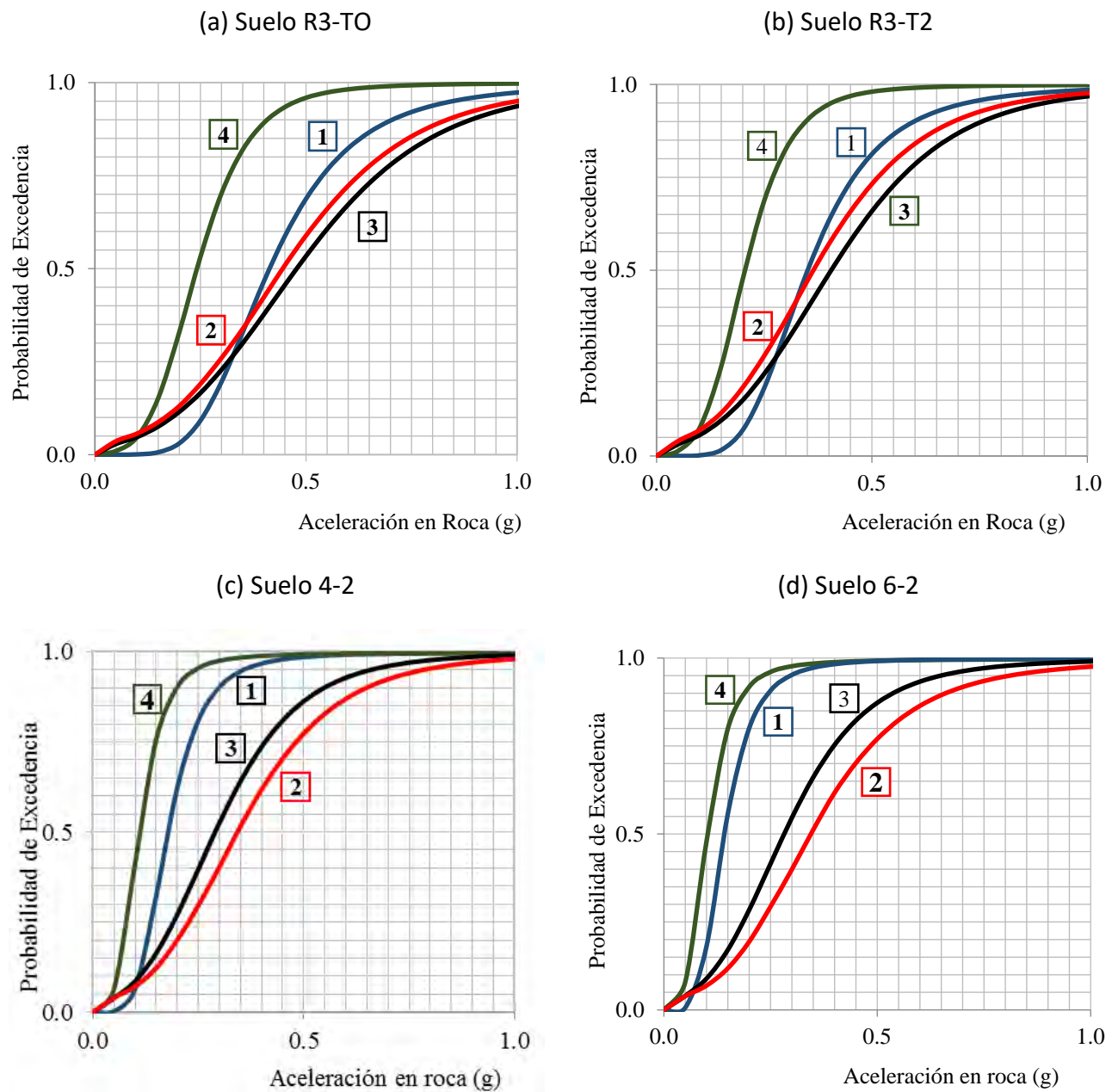


Figura 10.8 Curvas de fragilidad para daño completo en las Estructuras 1, 2, 3 y 4, para cada condición de sitio.

En la Tabla 10.11 se presentan los valores de la aceleración del terreno en roca que se asocian a un 50 de probabilidad de excedencia del estado de daño completo en cada estructura y para cada condición de suelo. Se aprecia que la incorporación de las paredes conduce a una mayor aceleración, para todos los tipos de suelos, a excepción de la estructura con planta baja libre en donde la inclusión de las paredes reduce notablemente la aceleración que resiste la estructura debido a la activación de mecanismos de falla frágil.

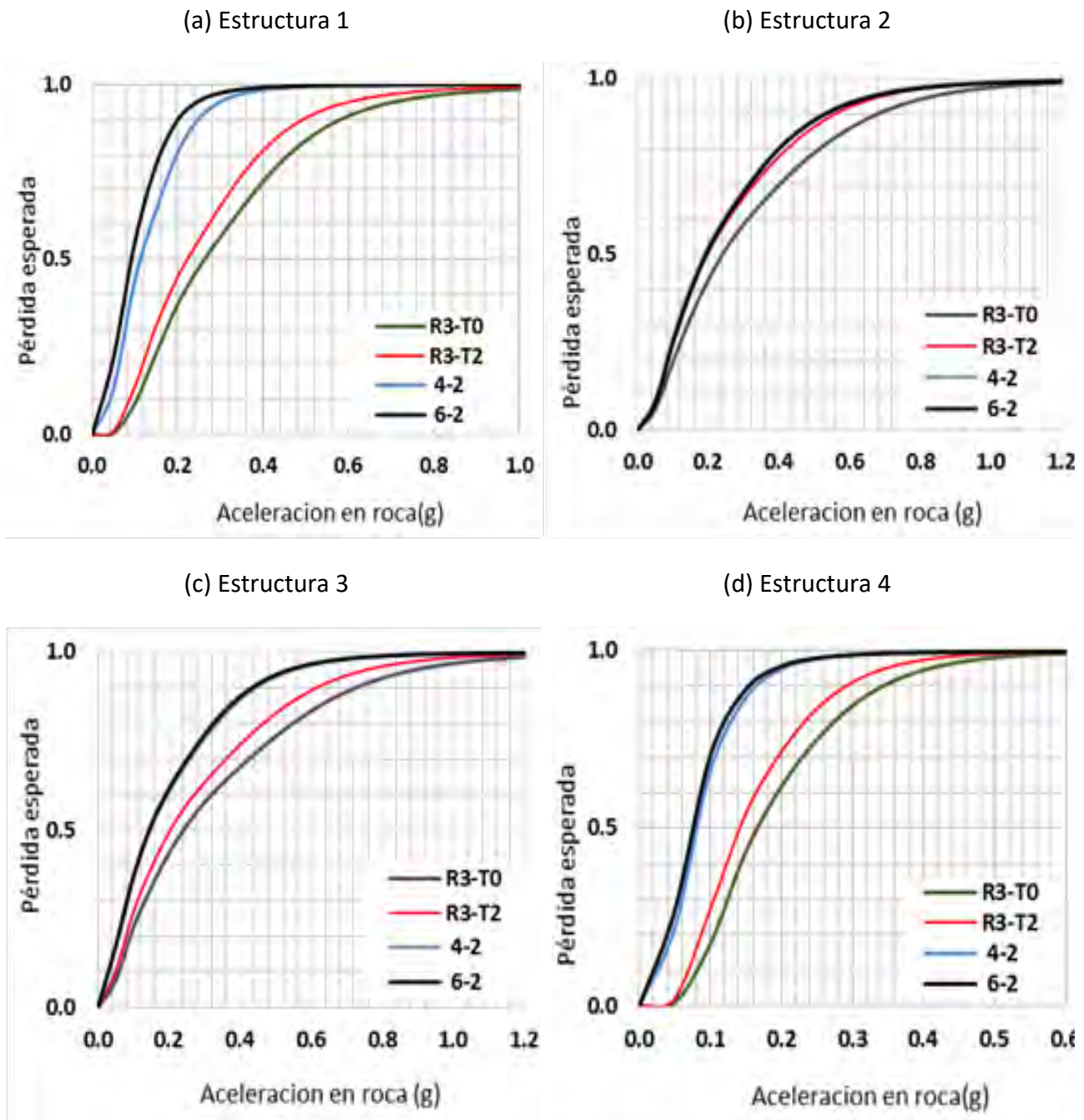
Tabla 10.11
Aceleración (g) en roca para una probabilidad del 50% de alcanzar el estado de daño completo.

Estructura		Tipo de Suelo			
		R3-T0	R3-T2	4-2	6-2
1	Sin paredes	0,41	0,35	0,18	0,14
2	Paredes completas	0,44	0,36	0,34	0,34
3	Paredes parciales	0,48	0,41	0,29	0,28
4	Planta Baja libre	0,24	0,21	0,11	0,10

Se desarrollaron curvas de pérdida esperada las cuales condensan la información de las probabilidades de exceder los distintos estados de daño. Estas se construyen definiendo un factor de pérdida asociado a cada estado de daño, dicho factor es el porcentaje del costo de la obra que se pierde durante el evento sísmico: 0 %, 2 %, 10 %, 50 % y 100 % para los casos de no daño, daño leve, moderado, severo y completo, respectivamente (FEMA-NIBS, 2003). La Figura 10.9 muestra las pérdidas esperadas en función de la aceleración del terreno en roca para cada condición de sitio.

El modelo con planta baja libre (Estructura 4) presenta el comportamiento más desfavorable. Los modelos con paredes en un vano (Estructura 3) y en todos sus vanos (Estructura 2) alcanzan un 50 % de pérdida para aceleraciones de 0,24 g para una condición de terreno R3-T0 y 0,20 g para una condición de terreno R3-T2. El modelo sin paredes (Estructura 1) se comporta mejor en suelos rígidos (R3-T0 y R3-T2), que los modelos con paredes (Estructura 2 y Estructura 3), en cambio los modelos con paredes (Estructura 2 y Estructura 3) muestran un mejor comportamiento que el modelo sin paredes (Estructura 1) para condiciones de terreno 4-2 y 6-2.

Se observa que para las cuatro estructuras no existen diferencias significativas al considerar el efecto topográfico (R3-T2) en relación a no considerarlo (R3-T0). Igualmente sucede al comparar las curvas asociadas a suelo intermedio y suelo blando (4-2 y 6-2). El comportamiento más desfavorable se obtiene al considerar las condiciones de sitio 4-2 y 6-2, correspondientes a un suelo intermedio y un suelo blando, respectivamente.



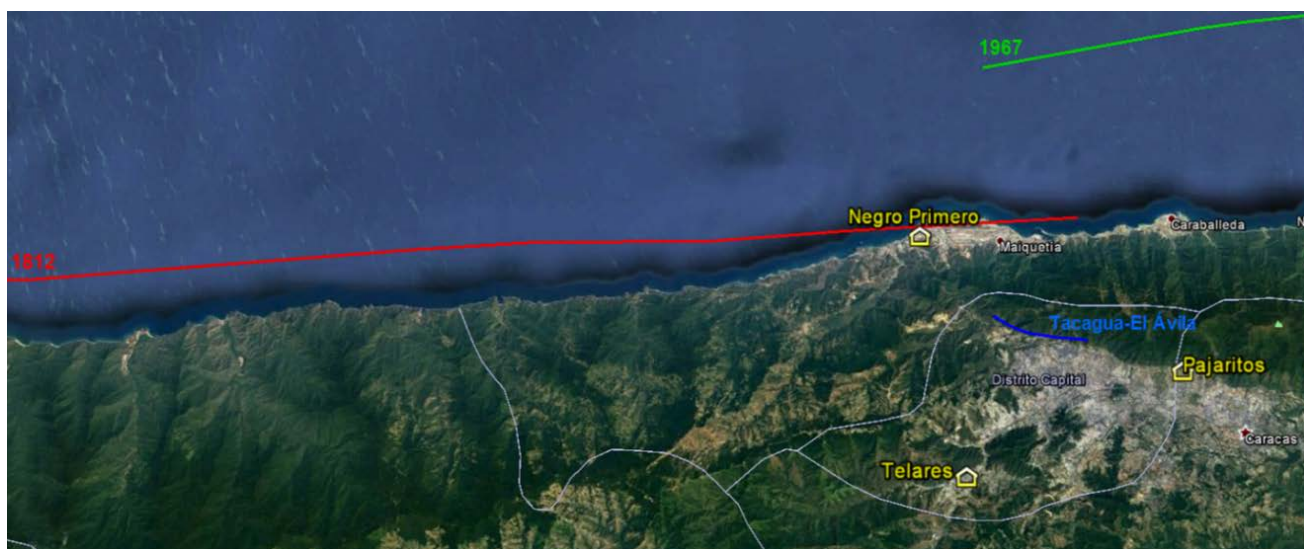
Curvas de pérdida media para cada estructura y para cada condición de sitio.

Figura 10.9

10.7 Escenarios sísmicos

Se seleccionaron tres escenarios sísmicos a fin de evaluar los efectos en viviendas populares en los sectores Los Telares y Pajaritos en Caracas y Negro Primero en el Estado Vargas: 1) El evento sísmico del 1812, suponiendo que ocurre en el segmento occidental de la falla de San Sebastián con una magnitud aproximada de 7,4 Mw (Hernández, 2009); 2) El sismo de 1967 que tuvo una magnitud de 6,6 Mw y una profundidad de 14 Km, y 3) Un evento de posible ocurrencia asociado a la Falla de Tacagua- El Ávila con magnitud de 6,0 Mw, suponiendo que puede romperse en cualquier segmento a lo largo de la traza.

La Figura 10.10 muestra las trazas de ruptura de los eventos sísmicos ocurridos en los años 1812 y 1967 según Hernández (2009), también se muestra la falla Tacagua- EL Ávila correspondiente al sismo supuesto. Adicionalmente se muestra la ubicación de los sectores seleccionados.



Trazas de ruptura y ubicación de los sectores de estudio.
(Mapa base: Google Earth).

Figura 10.10

Se calcularon las aceleraciones del terreno en roca en la ubicación de cada sector popular seleccionado y para cada evento. Se utilizaron los modelos de atenuación NGA (EERI, 2014), que considera 5 modelos, utilizando una hoja de cálculo que se encuentra disponible en la página oficial del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research). Se estimó la aceleración como la media de los valores dados por los cinco autores.

La Tabla 10.12 presenta las probabilidades de excedencia de daño severo y de daño completo y la pérdida esperada para el modelo de un vano con paredes (Estructura 3), para los 3 escenarios sísmicos en los 3 sitios seleccionados. Resultados para los otros modelos se pueden consultar en (Páez, 2016).

Tabla 10.12 Valores de probabilidad de excedencia para daño severo, completo y pérdida esperada para los tres escenarios sísmicos en los tres sectores populares seleccionados.

Sector popular	Descripción	Telares	Pajaritos	Negro Primero
1812	Daño Severo	77%	97%	100%
	Daño Completo	9%	43%	68%
	Pérdida esperada	51%	71%	83%
1967	Daño Severo	15%	49%	47%
	Daño Completo	0%	4%	2%
	Pérdida esperada	24%	40%	39%
Tacagua-El Ávila	Daño Severo	45%	92%	66%
	Daño Completo	2%	28%	5%
	Pérdida esperada	38%	83%	55%

10.8 Proyectos de refuerzo estructural

Se realizó un proyecto de refuerzo para una vivienda popular típica del sector Telares, de la parroquia Caricuao del municipio Libertador, elaborado por Norberto Fernández (ver Capítulo 18). Adicionalmente en dicho sector se desarrolló otro proyecto de refuerzo de una vivienda popular como parte del proyecto Misión Ciencia II.

10.9 Síntesis y Conclusiones

- De los resultados de la inspección de 626 viviendas populares pertenecientes a 15 barrios de las ciudades de Guarenas y Guatire y la Gran Caracas, se infiere que el tipo constructivo más común es el sistema mixto de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva (60,4 %) seguido del de mampostería no confinada (24,6 %), construcciones precarias de diversos materiales (8,5 %), mampostería confinada (6,0 %) y bahareque (0,5 %). El sistema mixto de pórticos y mampostería de baja calidad constructiva se caracteriza por una estructura compuesta por la combinación de: 1) pórticos de concreto armado rellenos o no con paredes, y 2) paredes de mampostería sin confinar que cumplen una función portante, ambos de baja calidad de construcción.
- En los barrios inspeccionados predominan las viviendas de un piso con un 44,5 % y las de dos pisos con un 33,4 %. No se observaron viviendas mayores a 6 pisos. Las viviendas de 4, 5 y 6 pisos representan un 3,9 %. De inspecciones detalladas hechas en varias viviendas se aprecian valores

predominantes de altura de entrepiso de 2,40 m, secciones de vigas de concreto armado de 20 cm x 20 cm y de 25 cm x 25 cm en columnas, distancias entre ejes de columnas que pueden variar entre 1 metro y 5 metros, pero con valores predominantes alrededor de los 3 metros.

- El valor promedio del índice de vulnerabilidad obtenido a través del método de índices de priorización para la totalidad de la muestra de viviendas inspeccionadas, es de 73, el cual se cataloga como Muy Elevado. Dicho índice supera a los valores de vulnerabilidad obtenidos para el edificio Mijagual el cual colapsó en el sismo de Caracas de 1.967 y para el Liceo Raimundo Martínez Centeno y la escuela Valentín Valiente los cuales colapsaron ante el sismo de Cariaco de 1.997.
- Se determinó el PI (Índice de Priorización) para 7 viviendas típicas seleccionadas, empleando la metodología de Dönmez y Pujol, donde se considera que la estructura es más vulnerable ante sismos si su PI es menor que 0,4 %. Los valores de PI obtenidos para las viviendas seleccionadas son menores a 0,4 % en alguna de sus direcciones, por lo cual se espera que las viviendas tengan un comportamiento desfavorable ante acciones sísmicas.
- Se seleccionaron 3 viviendas típicas para evaluar su comportamiento ante cargas gravitatorias y cargas sísmicas, a través del método estático lineal y el método dinámico lineal. Al considerar el aporte de las paredes, las viviendas presentan un comportamiento aceptable ante la acción de cargas gravitatorias sin mayorar; se encontraron valores del cociente demanda/capacidades menores a la unidad tanto en vigas como columnas y en las paredes. Al considerar cargas gravitatorias mayoradas incorporando las paredes, los cocientes demanda/capacidad se incrementan en promedio aproximadamente un 22 %, pero se mantiene la media de los valores por debajo de la unidad. Si se desprecia el efecto de las paredes, los valores de dichos cocientes para cargas gravitatorias sin mayorar aumentan sensiblemente llegando a valores máximos iguales a 1,36 y 1,68 para resistencias del concreto de 130 Kg/cm² y 80 Kg/cm² respectivamente, pero los valores medios se mantienen por debajo de la unidad.
- Ante acciones sísmicas los cocientes demanda/capacidad obtenidos considerando las paredes, exceden la unidad, alcanzando un valor medio de 1,33. La desincorporación de las paredes incrementa la media de los cocientes a 1,95, siendo estos resultados con una resistencia del concreto igual a 80 Kg/cm². La media de los cocientes demanda/capacidad obtenida al incrementar la resistencia del concreto a 130 Kg/cm², disminuyen un 32 % alcanzando el valor de 1,32, sin considerar las paredes.
- Se estudió en detalle una vivienda típica considerando 4 configuraciones estructurales distintas, variando la distribución de las paredes de mampostería. El análisis estático no lineal indica que el modelo con paredes en todos sus vanos tiene una resistencia máxima de 30 % de su peso y alcanza una deriva máxima de 11 ‰. La desincorporación de las paredes disminuye la resistencia hasta el 17 % del peso e incrementa su deriva hasta el 20 ‰. Para el modelo con paredes en un vano se obtuvo una resistencia máxima de 20 % y una deriva máxima de 14 ‰. La formación de mecanismos frágiles en el modelo con planta baja libre redujo su deriva máxima hasta el 10 ‰.
- Se determinaron curvas de fragilidad y curvas de pérdida media para las cuatro configuraciones estructurales y para cuatro condiciones de suelo. La estructura sin paredes posee una vulnerabilidad muy elevada. La incorporación de paredes reduce la vulnerabilidad, para todos los tipos de suelos, a excepción de la estructura con planta baja libre en donde la inclusión de paredes reduce la aceleración que resiste la estructura debido a la activación de mecanismos de falla frágil.

Se obtiene una probabilidad del 50 % de que las viviendas alcancen el estado de daño completo para aceleraciones del terreno del orden de 0,35 g en ausencia de paredes, de 0,36 g con paredes completas, de 0,41 g con paredes parciales y de 0,21 g con planta baja libre, para la condición de sitio rocoso con pendiente. La ocurrencia de un sismo similar al del 1812 ocasionaría que 68 de cada 100 viviendas localizadas en el sector Negro Primero, muy cercano a la fuente sísmica, tuviesen daño completo. Para el sector Los Telares 9 de cada 100 viviendas se dañarían completamente. La posible ocurrencia de un sismo similar al del 1967 ocasionaría que 4 de cada 100 viviendas del sector Pajaritos, tuviesen daño completo. La ocurrencia de un sismo como el supuesto en la Falla Tacagua – El Ávila causaría el mayor daño en el sector Pajaritos.

- Se concluye que la vivienda popular típica es altamente vulnerable a movimientos sísmicos por lo que se recomienda la puesta en práctica de programas de reforzamiento estructural que permitan mejorar su confiabilidad y reducir las probabilidades de tener pérdidas humanas y económicas.

10.10 Referencias

ASCE/SEI (2013). Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Engineer Civil. Virginia, EEUU.

Bolívar T. (1993). Densificación y Vivienda en los Barrios Caraqueños. Informe Técnico IDEC.

Cano P. (2003). Rehabilitación de viviendas en zonas de barrios: Caracterización, diagnóstico y propuestas de Reforzamiento estructural. Aplicación a un caso de estudio en el sector 11 de agosto, Quebrada Anauco, Caracas. Trabajo de Grado para optar al Título de “Magister Scientiarum” en Desarrollo Tecnológico de la Construcción en IDEC-FAU-UCV.

Castilla E., Lafuente M y Genatios C. (1995). Sobre el Comportamiento Sismorresistente de Estructuras de Muros de Mampostería. III Congreso Internacional Energía, Ambiente e Innovación Tecnológica, Caracas.

Castillo A., López-Almansa F. y Pujades L. G. (2011). Seismic Risk Analysis of Urban Non-Engineered Buildings: Application to an Informed Settlement in Merida, Venezuela. *Nat Hazards*, 59: 891-916.

COVENIN (2001). Norma Venezolana 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes. Caracas, Venezuela.

Donnez C. y Pujol S. (2005). Spatial Distribution of Damage Caused by the 1999 Earthquakes in Turkey. *Earthquake Spectra*, Volume 21, Issue 1.

EERI (2014). NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra*, Vol. 30, No. 3, (2014), pp. 973-987.

FEMA-NIBS (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User’s Manual. Federal.

Fernández, N; Marinilli, A. (2004). Evaluación de Muros Portantes del Proyecto de Investigación Desarrollo de Sistema de Muros de Mampostería Estructural Confinada de Rápido Montaje para la Vivienda de Bajo Costo. Informe N° 209790-A. IMME de la FI-UCV.

FONDONORMA (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural Fondonorma 1753:2006. (1ra Revisión).

- Fuentes J. y Palacios L. (2014). Evaluación Sísmica de Viviendas Populares del Barrio Los Telares de Palo Grande. Trabajo Especial de Grado de Ingeniero Civil, IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.
- FUNVISIS (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738.
- Gaceta Oficial del D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Gaceta N° 103-BIS. Distrito Federal, México.
- Guerrero A. y Zeoli G. (2011). Efectos de los Terremotos sobre las Viviendas Populares de un Sector del Barrio Telares de Palo Grande. TEG de Ing. Civil. IMME-FI-UCV. Tutor: G. Coronel D.
- Gómez, M., Alarcón, E. (1992). Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones. Monografía n. 408. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid, España.
- Hernández, J. (2009). Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes de Caracas. Proyecto pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC, Caracas.
- JICA (2004). Plan Básico de Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela. Informe Final. PacificConsultants International en asociación con OYO International Corporation.
- Lafuente M. y Genatios C. (2000). Experiencias sobre el Comportamiento Sísmico de Estructuras de Muros de Mampostería. En: Desastres Sísmicos en Desarrollo, Seminario 2000, Caracas.
- López O. A., Coronel G.D., Rojas R. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existentes. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.
- Marinilli A. (2007). Muros de Mampostería Confinada con Bloques de Concreto. Boletín Técnico IMME, Vol. 45, N° 2.
- Mebarki, A; Valencia, N. (2003). Vulnerabilidad Sísmica de Construcciones Informales en Mampostería: Riesgos Sísmicos y Mapas SIG. Rev. Inter. de Ing. de Estructuras, Vol. 8, N° 2.
- Paez V. (2016). Evaluación del Riesgo Sísmico en Viviendas Populares. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente. IMME, FI-UCV. Tutor: Oscar A. López.
- Rosas I. (1988). Construcción y Calidad de las Viviendas en los Barrios. Revista Tecnología Construcción #4, IDEC, diciembre 1988.
- Rosas, I; Marcano, I; Machado, C; Brito, R. (2008). Clasificación tipológica de estructuras existentes en las viviendas autoproducidas en barrios urbanos. Informe de Avance 2. CRU FAU-UCV.
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America. 72(10). 3812–3814.

Capítulo **II**

EDIFICACIONES PATRIMONIALES



Florian Olbrich y Angelo Marinilli

RESUMEN

Con la finalidad de realizar la evaluación sismorresistente de edificaciones patrimoniales en el Área Metropolitana de Caracas, se desarrolló una metodología que permitió la obtención de curvas de fragilidad como medida de su vulnerabilidad sísmica. La investigación se desarrolló en siete etapas. En primer lugar, se recopiló información bibliográfica de la literatura técnica para establecer los insumos técnicos necesarios que soportan las metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas a base de muros de mampostería no reforzada. En segundo lugar, se realizó una búsqueda exhaustiva de información con la finalidad de caracterizar e inventariar las edificaciones patrimoniales ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas. En esta misma etapa, se realizó la evaluación preliminar de un grupo de cincuenta edificaciones a través de cinco metodologías simplificadas y se seleccionaron tres estructuras para realizar las evaluaciones detalladas. En tercer lugar, se describieron las características estructurales principales de los tres casos de estudio, a saber: 1) Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco”, 2) Villa “Santa Inés” y 3) Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”. En cuarto lugar, se desarrollaron los modelos numéricos de los casos de estudio mediante el uso de elementos finitos y se analizaron en el rango de comportamiento no lineal. En quinto lugar, se describió el procedimiento para construir las curvas de fragilidad en función de los mecanismos de falla típicos para las estructuras estudiadas; esta etapa se dividió en tres puntos: a) descripción del análisis probabilístico, b) idealización de la curvas de capacidad a través de una propuesta trilineal y definición de cuatro límites de desplazamiento, asociados a los estados de daño definidos como: Leve, Moderado, Severo y Completo, y c) descripción del método de los coeficientes para estimar las demandas de desplazamiento. En sexto lugar, se describieron tres escenarios sísmicos que afectaron a Caracas y se describió la metodología de construcción de curvas de vulnerabilidad para evaluar el daño medio en los casos de estudio. Por último, se describieron cinco técnicas de reforzamiento estructural aplicables a los casos de estudio para mejorar su desempeño sismorresistente, estableciendo el “friso armado” como técnica a evaluar. Finalmente, se determinaron y compararon los niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico de los tres casos de estudio antes y después de considerar el reforzamiento estructural, ante diferentes escenarios sísmicos, estableciendo las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

TABLA DE CONTENIDO

EDIFICACIONES PATRIMONIALES.....	325
11.1 Participantes	327
11.2 Introducción.....	327
11.3 Inventario de edificios.....	328
11.3.1 Distribución geográfica de las edificaciones inventariadas	328
11.3.2 Definición de tipologías estructurales.....	329
11.4 Inspecciones realizadas	330
11.5 Casos de estudio y modelos numéricos	333
11.5.1 Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”	333
11.5.2 Villa “Santa Inés”	337
11.5.3 Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”	341
11.6 Curvas de Fragilidad Sísmica.....	345
11.6.1 Variables aleatorias y parámetros estadísticos	345
11.6.2 Curvas de capacidad.....	346
11.6.3 Idealización de las curvas de capacidad	346
11.6.4 Definición de niveles de daño.....	346
11.6.5 Demanda de desplazamiento	348
11.6.6 Curvas de fragilidad sísmica	349
11.7 Escenarios Sísmicos.....	349
11.7.1 Escenarios sísmicos evaluados	349
11.8 Curvas de Vulnerabilidad o Curvas de Daños.....	352
11.9 Resultados	353
11.9.1 Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”	353
11.9.2 Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”	357
11.9.3 Villa “Santa Inés”	361
11.10 Conclusiones	363
11.11 Referencias	364

11.1 Participantes

Cristian Henriques, Daniel Soto, Rommy Rojas, Luis Possamay, Oriana Barrios y Susana Verde.

11.2 Introducción

En la presente investigación, se establece una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales de mampostería no reforzada ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas (AMC) a través del desarrollo de curvas de fragilidad. Partiendo de la recopilación de información y generación de una base de datos de edificaciones patrimoniales en el AMC, se seleccionaron tres casos de estudio ubicados en el Municipio Libertador, con la finalidad de obtener sus curvas de fragilidad y evaluar los niveles de vulnerabilidad y riesgo ante diferentes escenarios sísmicos. Posteriormente, se desarrolló una evaluación de alternativas de reforzamiento estructural aplicables a las estructuras estudiadas, con la finalidad de mejorar su desempeño sismorresistente, y considerando la aplicación de una alternativa, se comparan los niveles de vulnerabilidad y riesgo antes y después del reforzamiento.

Este capítulo se organizó en seis secciones, presentando el siguiente contenido:

Sección 1 (Sub Capítulos 11.3 y 11.4), inventario y evaluación preliminar de edificaciones patrimoniales del AMC: se presenta la metodología empleada para la elaboración de un inventario general de todas las edificaciones patrimoniales ubicadas en el AMC. Igualmente, se presenta la evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de un subconjunto de cincuenta edificaciones y se describe el proceso de selección de los tres casos de estudio, para desarrollar la evaluación detallada.

Sección 2 (Sub Capítulo 11.5), casos de estudio y modelos numéricos: se presenta la caracterización de las edificaciones seleccionadas como casos de estudio, para realizar evaluaciones estructurales detalladas. Se describe la información sobre sistemas constructivos y materiales, planos arquitectónicos y estructurales, condiciones de mantenimiento e intervenciones realizadas a los sistemas estructurales originales. Igualmente, se describen las consideraciones establecidas para la elaboración de los modelos numéricos dentro del alcance del programa computacional, así como la descripción de la metodología de análisis mediante el uso de elementos finitos.

Sección 3 (Sub Capítulo 11.6), curvas de fragilidad: se desarrollan todas las consideraciones tomadas en cuenta para la definición de una metodología, que permite la generación de las curvas de fragilidad de los tres casos estudios en función de los mecanismos de falla típicos para estas edificaciones. Se describen los estados de daño establecidos para los análisis.

Sección 4 (Sub Capítulo 11.7), escenarios sísmicos: se describen tres escenarios sísmicos históricos que generaron daños tanto en Caracas como en otras ciudades del país, con la finalidad de estimar niveles de vulnerabilidad y riesgo en los casos de estudio, tomando en cuenta sus curvas de fragilidad.

Sección 5 (Sub Capítulo 11.8), curvas de vulnerabilidad: se explica la metodología para generar las curvas de vulnerabilidad, o curvas de daños, de los tres casos de estudio. Se describen los factores de daño y niveles de riesgo sísmico establecidos para los análisis.

Sección 6 (Sub Capítulos 11.9 y 11.10), resultados y conclusiones: se presentan los resultados referentes a las curvas de capacidad y curvas de fragilidad de los tres casos de estudio, antes y

después de considerar la aplicación de la estrategia de reforzamiento, comparando los niveles de vulnerabilidad y riesgo ante diferentes escenarios sísmicos. Se exponen los criterios empleados para seleccionar una alternativa de reforzamiento y se hace un estudio de las variables implicadas en su diseño. Finalmente, se presentan todas las conclusiones derivadas de la investigación.

11.3 Inventario de edificios

Partiendo de la información suministrada por el Catálogo del Patrimonio Cultural Venezolano, sección lo construido (IPC, 2004-2007), se generó una base de datos de las diferentes edificaciones patrimoniales existentes en el AMC, la cual está conformada por los municipios Baruta, Chacao, El Hatillo, Sucre y Libertador. En total, se lograron registrar 1311 edificaciones, para las cuales se levantó la siguiente información: nombre del inmueble, dirección de ubicación, coordenadas geográficas de ubicación, uso, año de construcción, materiales de construcción, número de pisos, sistema estructural y breve descripción arquitectónica. En la Tabla 11.1 se presenta un fragmento de la base de datos con las características antes mencionadas.

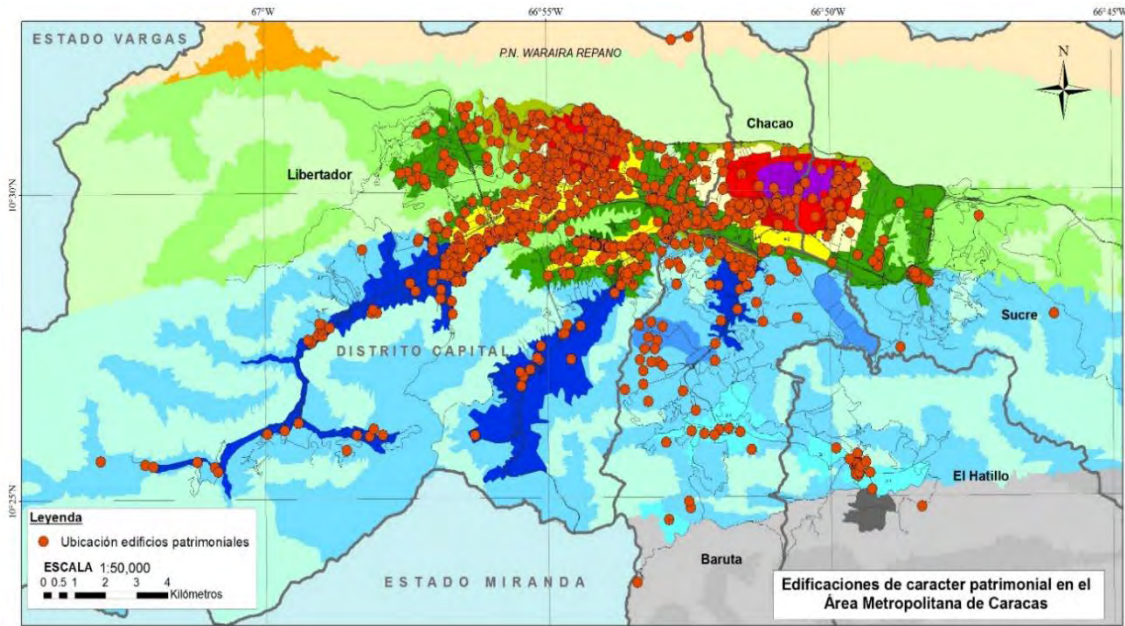
Tabla 11.1 Fragmento del inventario de las edificaciones patrimoniales en el AMC.

Municipio	Número	Nombre	Coordenadas		Uso de la Edificación	Año de la Edificación	Materiales de Construcción	Número de Pisos	Sistema Estructural
			Lat (°)	Lon (°)					
Baruta	11	Iglesia Santísima Trinidad	10.4459	-66.8941	Templo Religioso	1968	Concreto Armado	1	Muros y/o Pórticos
El Hatillo	86	Capilla El Calvario	10.4262	-66.8256	Templo Religioso	1766	Bahareque, Madera y Tejas	1	Mampostería no Reforzada
Chacao	121	Edificio Nuevo Centro	10.4910	-66.8584	Residencial	1966	Concreto Armado	15	Muros y/o Pórticos
Sucre	208	Centro Histórico de Petare	10.4774	-66.8090	Residencial y Cultural	Desde 1621	Varios	Varios	Varios
Libertador	357	Teatro Teresa Carreño	10.4987	-66.8979	Cultural	1980	Concreto Armado	Varios	Muros y/o Pórticos

11.3.1 Distribución geográfica de las edificaciones inventariadas

Con la información levantada, se representó en un mapa la ubicación de las edificaciones registradas dentro del AMC y dentro del plano de Microzonificación Sísmica de Caracas según Funvisis (2009) (Figura 11.1).

En la Tabla 11.2 se presenta la distribución porcentual de las edificaciones inventariadas por municipio.



Ubicación de algunas edificaciones patrimoniales del AMC dentro del plano de Microzonificación Sísmica de Caracas.

Figura 11.1

Distribución porcentual de las edificaciones inventariadas por municipio. **Tabla 11.2**

Municipio	Cantidad	Porcentaje (%)
Baruta	84	6.4
El Hatillo	36	2.8
Chacao	87	6.6
Sucre	90	6.9
Libertador	1014	77.3
Total	1311	100

11.3.2 Definición de tipologías estructurales

Con la finalidad de seleccionar un grupo de cincuenta edificaciones para su evaluación preliminar, se procedió a definir las tipologías de edificaciones patrimoniales inventariadas según se lista a continuación:

- Muros de mampostería no reforzada (MNR)
- Mampostería confinada (MC)

- Muros y/o Pórticos de concreto armado (MPCA)
- Pórticos de madera o acero (PMA)
- Varios (V)
- Desconocido (D)

Los sistemas definidos como “Varios” corresponden a edificaciones en las cuales resultó imposible definir un solo sistema estructural representativo; en los definidos como “Desconocidos” no fue posible obtener información para su clasificación. En la Tabla 11.3 se presenta la cantidad y distribución porcentual de edificaciones clasificadas de acuerdo a los sistemas estructurales definidos anteriormente.

Tabla 11.3 Distribución porcentual de edificios inventariados por sistema estructural.

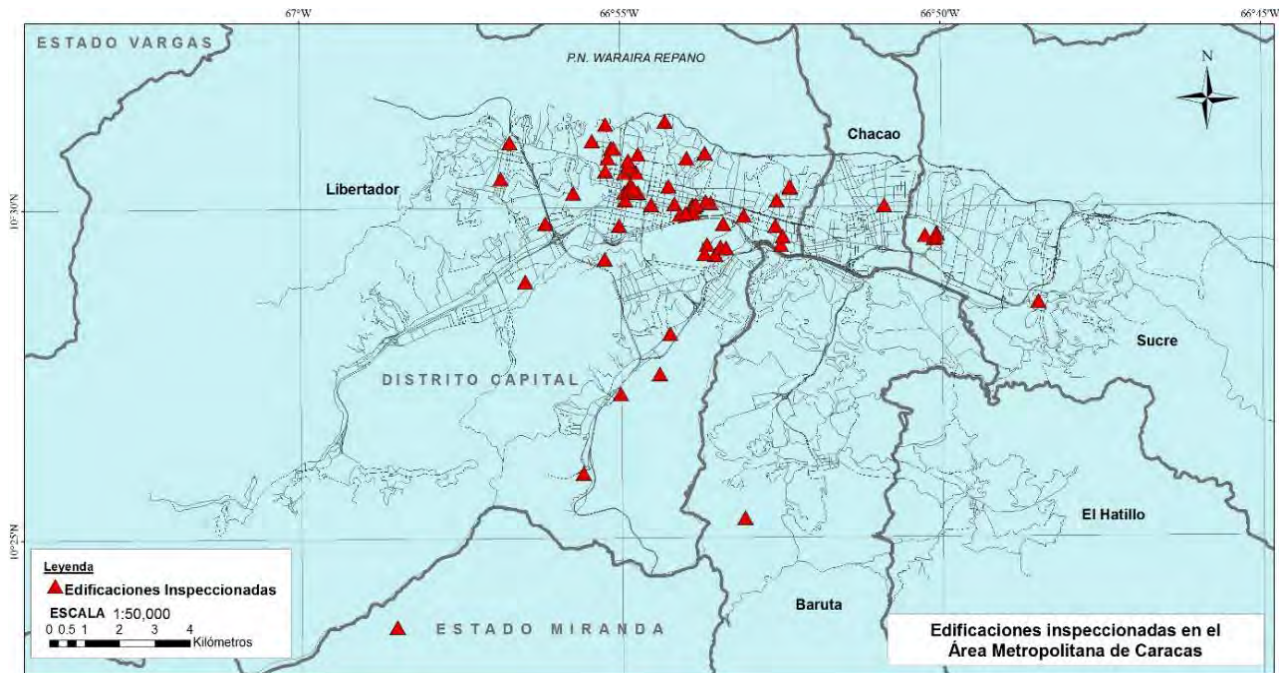
Tipología Estructural	Cantidad	Porcentaje (%)
MNR	169	12.9
MC	6	0.5
PMA	16	1.2
MPCA	1037	79.1
V	70	5.3
D	13	1.0
Total	1311	100

11.4 Inspecciones realizadas

En función de las tipologías estructurales identificadas en el punto anterior, se seleccionaron cincuenta edificaciones, tomando como criterio de selección la garantía de acceso a las instalaciones para realizar las inspecciones necesarias al conjunto estructural. La mayoría se encuentra ubicada en el municipio Libertador (Figura 11.2) y presentó el sistema estructural MNR. Todas las edificaciones fueron evaluadas preliminarmente a través de la Metodología del Índice de Priorización de Funvisis (2014) (Tabla 11.4).

Se establecieron 3 rangos de clasificación de acuerdo al índice de priorización (IP): Bajo ($IP \leq 12$), Medio ($12 < IP \leq 30$) y Alto ($IP > 30$), y se determinó porcentualmente la cantidad de edificaciones pertenecientes a cada clase. Los rangos se tomaron y adaptaron de la Tabla 2.15 del documento Funvisis (2014). Se contabilizaron 18 edificaciones con índice de priorización medio y 32 con índice

de priorización alto, lo que se corresponde a un 36% y 64%, respectivamente. No se contabilizaron edificaciones con índice bajo (Figura 11.3).



Edificaciones patrimoniales inspeccionadas aplicando la metodología Funvisis.

Figura 11.2



Clasificación de las edificaciones en los rangos de índices de priorización según la metodología Funvisis (2014).

Figura 11.3

Tabla 11.4 Índices de priorización de edificaciones patrimoniales inspeccionadas en el AMC.

	Nombre	I _A	I _V	I _I	IP
1	IGLESIA LA CANDELARIA	0.64	44.50	0.85	24.20
2	IGLESIA SANTA ROSA DE LIMA	0.64	58.00	0.85	31.60
3	CAPILLA SAN RAFAEL DE LA FLORIDA	0.64	52.75	0.82	27.70
4	COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA	0.64	59.75	0.90	34.40
5	TEATRO CATIA	0.64	58.50	0.87	32.60
6	TEATRO JUNÍN	0.64	47.00	0.82	24.70
7	CINE BARALT	0.68	52.75	0.82	29.40
8	TEATRO AYACUCHO	0.68	77.75	0.85	44.90
9	CORREO DE CARMELITAS	0.64	57.25	0.85	31.10
10	CASA AMARILLA	0.64	65.50	0.90	39.82
11	IGLESIA PARROQUIAL INMACULADA CONCEPCIÓN DE MARÍA	0.64	58.50	0.85	31.80
12	CASA DE LOS TALLERES DEL MUSEO ARTURO MICHELENA	0.64	63.00	0.80	32.30
13	IGLESIA PARROQUIAL DIVINA PASTORA	0.64	59.25	0.85	32.20
14	IGLESIA SAN JUDAS TADEO	0.64	44.50	0.82	23.40
15	SANTUARIO DEL DIVINO NIÑO JESÚS DE LA PRAGA	0.64	51.00	0.82	26.80
16	IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE ALTAGRACIA	0.64	59.25	0.85	32.20
17	TEMPLO LOGIA MASÓNICA	0.64	55.75	0.87	36.55
18	IGLESIA NUESTRA SEÑORA DE LA MERCED	0.64	51.00	0.85	27.70
19	CONVENTO. CASA 48	0.68	73.50	0.82	41.00
20	MUSEO DE BELLAS ARTES	0.64	64.25	0.80	32.90
21	MUSEO HISTÓRICO DE LA GUARDIA NACIONAL	0.64	46.00	0.90	26.50
22	IGLESIA SAN FRANCISCO	0.64	49.50	0.90	28.50
23	BASÍLICA SANTA TERESA	0.64	37.00	0.87	20.60
24	SANTA CAPILLA	0.64	82.25	0.82	43.20
25	CASA DEL GOBIERNO	0.64	61.00	0.87	34.00
26	ANTIGUA SEDE MUSEO BOLIVARIANO	0.68	55.00	0.87	32.50
27	CINE CENTRAL	0.68	57.25	0.82	31.90
28	ANTIGUA BIBLIOTECA NACIONAL	0.64	51.75	0.85	28.20
29	FAC. FARMACIA (HERBARIO DR. VÍCTOR MANUEL OVALLES)	0.64	56.50	0.93	33.60
30	INSTITUTO ANATOMOPATOLÓGICO	0.64	56.75	0.85	30.90
31	MUSEO DE CINE Y ARTE AUDIOVISUAL	0.64	67.50	0.85	36.70
32	MUSEO DE ARTE CONTEMPORÁNEA	0.64	51.50	0.90	29.70
33	MUSEO CARIBE DE ANTROPOLOGÍA SOCIAL	0.70	65.50	0.85	39.00
34	CASA MUSEO CECILIO ACOSTA	0.68	54.75	0.80	29.78
35	FUNDACIÓN JOHN BOULTON	0.64	44.25	0.80	22.66
36	QUINTA ANAUCO	0.64	52.75	0.80	27.01
37	PANTEÓN NACIONAL	0.64	58.75	0.80	30.08
38	CASA MUSEO ARTURO MICHELENA	0.68	52.00	0.80	28.29
39	MUSEO DE LA DIVERSIDAD CULTURAL MEMELA TRUJILLO	0.68	57.00	0.82	31.78
40	MUSEO BOLIVIANO	0.64	48.50	0.80	24.83
41	MUSEO MUNICIPAL	0.68	56.25	0.82	31.40
42	MUSEO DE ARTE AFROAMERICANO-MÓDULO 1	0.64	69.00	0.82	36.20
43	MUSEO CUADRA DE BOLÍVAR	0.64	58.50	0.85	31.84
44	MUSEO BOLIVARIANO	0.64	66.50	0.85	36.20
45	CASA NATAL DEL LIBERTADOR	0.64	59.50	0.87	33.13
46	MUSEO DE ARTE POPULAR DE PETARE	0.64	54.50	0.85	29.65
47	MUSEO SACRO ARQUIDIOCESANO	0.64	57.25	0.82	30.04
48	OBSERVATORIO CAGIGAL	0.64	51.25	0.87	33.67
49	VILLA SANTA INÉS	0.64	65.50	0.90	37.73
50	CASA CAMPO GUZMÁN BLANCO	0.60	60.50	0.87	31.58

11.5 Casos de estudio y modelos numéricos

La selección de los casos de estudio se basó en los siguientes criterios:

- presentaron un índice de priorización (IP) alto,
- se garantizó la disposición de información bibliográfica y técnica sobre la edificación a estudiar,
- se garantizó el acceso a las instalaciones para las correspondientes inspecciones, y
- las edificaciones seleccionadas son de gran importancia debido su carácter gubernamental y/o sociocultural.

Los modelos numéricos se elaboraron con el programa para análisis estructural *SAP 2000 v.15.1.0* (CSI, 2011).

11.5.1 Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”

Descripción Estructural y Arquitectónica

La edificación mostrada en la Figura 11.4, representa una estructura construida bajo el gobierno del General Antonio Guzmán Blanco en su periodo de mandato conocido como “El Quinquenio”. Su construcción inicia aproximadamente en el año 1884 y se encuentra ubicada en la parroquia Antímano. Presenta coordenadas de ubicación (UTM): Huso 19 P, 720278.94 m Este y 1156976.62 m Norte.



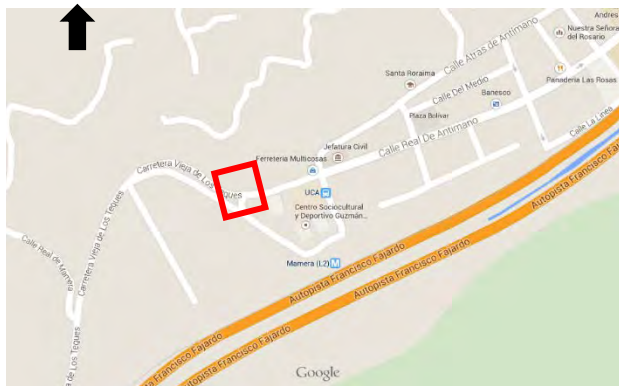
Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”.

Figura 11.4

En la figura 11.5 se puede apreciar su ubicación geográfica (a) y en el plano de Microzonificación Sísmica de Caracas (b), correspondiéndole la Microzona 2-2.

Los muros exteriores de la planta de semisótano se encuentran constituidos de mampostería de piedra y ladrillos, con espesores aproximados de 60 cm. Los muros internos se encuentran construidos con tapia y rafa con espesores entre 50 cm y 100 cm, al igual que la mayoría de los muros de la planta principal, pero con espesores de 30 cm.

a) Ubicación geográfica



b) Ubicación Microzonificación Sísmica de Caracas



Figura 11.5 Ubicación de la Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco”.

- Muros y Techos

Existen tres tipos de muros en función del material que los constituye: a) muros de mampostería de piedra, con partes en ladrillo, b) muros de tapia y rafas y c) paredes de bahareque, armadas en marcos portantes de madera. Algunas paredes de la planta principal fueron construidas de bahareque con espesores aproximados de 30 cm. Todas las paredes son consideradas como muros portantes encargados de resistir las cargas de servicio y las posibles cargas accidentales (Figura 11.6). Las alturas de los muros varían entre 35 cm y 2.20 m en el semisótano y entre 3.53 m hasta 5.70 m en la planta principal.



Figura 11.6 Materiales de los muros y/o paredes de la Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco”.

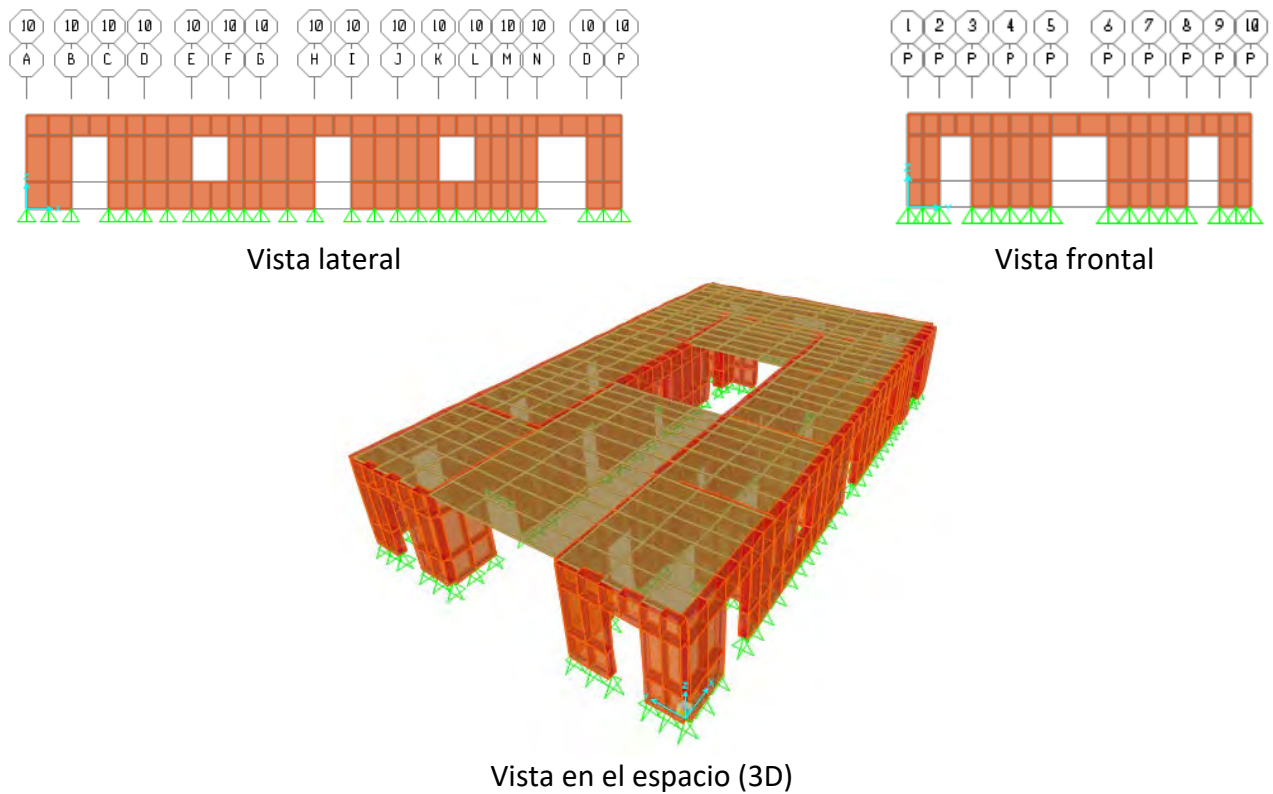
Los techos que cubrían la planta principal eran de madera, caña amarga y tejas criollas de arcilla. El sistema constructivo era el tradicional atirantado, compuesto por pares sin nudillos, soleras, tirantes, cumbreras y limas (Mantilla, 2001). Actualmente, luego de la remodelación iniciada en el año 2003, todo el techo fue reconstruido con un nuevo material, a través de un sistema machihembrado de vigas y correas de madera, impermeabilizado con un manto asfáltico y tejas de arcilla sobre un asiento de mortero (Figura 11.7).



Sistema de techo de la Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco" **Figura 11.7**

Modelo numérico

El modelo presenta un área en planta de 309.15 m², distribuidos en 13.5 m de ancho y 22.9 m de largo. Presenta un solo nivel con muros estructurales de 3.53 m de altura aproximada, un sistema de techo modelado con la condición de diafragma flexible y 442 elementos tipo concha (*Shell*) representando el sistema estructural de mampostería no reforzada. La figura 11.8 muestra la configuración geométrica del modelo.



Vista en el espacio (3D)
Configuración del modelo numérico de la Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco".

Figura 11.8

El modelo presenta dos tipos de muros en función de sus espesores y la distribución de los mismos puede apreciarse en la Figura 11.9.

Muros	Espesor (cm)	Altura (m)	Color
M1	30	3.53	
M2	55	3.53	

Figura 11.9

Características y distribución de los muros del modelo de la Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco”.

Los valores medios de las principales propiedades mecánicas de los materiales han sido obtenidos de información bibliográfica descrita en Meli (1998) y son presentados en la tabla 11.5.

Tabla 11.5 Propiedades medias de los materiales de la Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco”.

Resistencia a compresión f_m (kgf/cm ²)	Resistencia a tracción f_t (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad E_m (kgf/cm ²)	Módulo de Poisson μ	Peso unitario γ (kgf/m ³)
3.50	0.25	3000	0.20	1600

El sistema de techo fue modelado empleando una malla de elementos finitos de espesor igual a 1 cm y se estimó un valor de módulo de elasticidad equivalente de 120 kgf/cm².

Las cargas verticales fueron estimadas en función de las recomendaciones de la norma venezolana COVENIN 2002 (1988). Las cargas permanentes se determinaron considerando un techo no visitable de machihembrado sobre correas de madera y un revestimiento de tejas con mortero de asiento, obteniéndose una carga igual a 150 kgf/m². La carga variable se determinó considerando un techo liviano con pendiente mayor a 15% y acceso sólo con fines de mantenimiento, obteniéndose una carga igual a 50 kgf/m².

11.5.2 Villa “Santa Inés”

Descripción Estructural y Arquitectónica

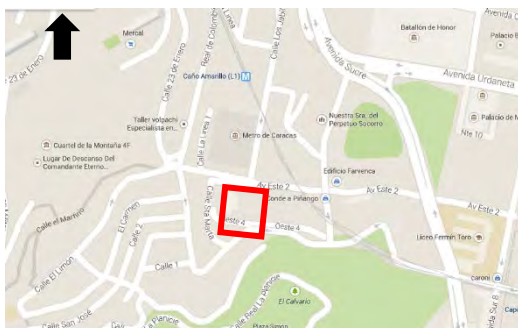
La construcción de la villa se inició en 1884 con la finalidad de conformar la residencia particular del general Joaquín Crespo, en sus funciones como presidente de Venezuela entre los años 1884 y 1886. Presenta coordenadas de ubicación (UTM): Huso 19 P, 727253.33 m Este y 1162183.39 m Norte. En la figura 11.10 se pueden observar algunas características de la edificación y en la figura 11.11 se puede apreciar su ubicación geográfica (a) y dentro del plano de Microzonificación Sísmica de Caracas (b), correspondiéndole la Microzona 3-1.



Villa “Santa Inés”.

Figura 11.10

a) Ubicación geográfica



b) Ubicación Microzonificación Sísmica de Caracas



Ubicación de la Villa “Santa Inés”.

Figura 11.11

- Muros y Techos

Por tratarse de un sistema estructural de mampostería no reforzada, todas las paredes o muros conforman el sistema portante ante cargas de servicio y posibles cargas accidentales. En general, los elementos estructurales se encuentran conformados por mampostería de ladrillos (Figura 11.12) y en las zonas del semisótano, donde los muros adicionalmente cumplen la función de sistema de contención del terreno, se observa la presencia de mampostería mixta de ladrillos y piedra. En la planta del semisótano se presentan los muros con mayor espesor de aproximadamente 95 cm, en el resto de la estructura se observan muros de aproximadamente 57 cm de espesor y de 16 cm de espesor. En la fachada principal, la estructura presenta ocho columnas circulares (Figura 11.10) de 22.5 cm de diámetro, aproximadamente, construidas también con mampostería de ladrillos. Las alturas de los muros varían en función de las alturas de los entresijos, siendo 3.15 m aproximadamente en el semisótano y 4.65 m aproximadamente en la planta principal, al igual que las columnas de la fachada principal.



Figura 11.12 Materiales de los muros y/o paredes de la Villa “Santa Inés”.

Los techos se encuentran contruidos en madera con un sistema machihembrado de diferentes pendientes y simplemente apoyado en los muros estructurales. La zona del patio semicircular presenta una solución particular de envigados de madera para mantener la configuración geométrica (Figura 11.13).

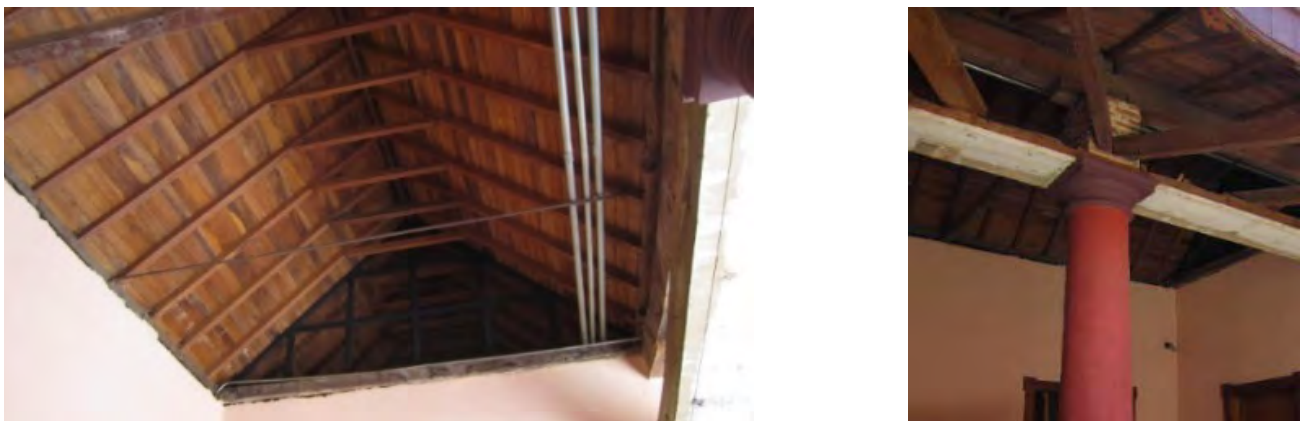
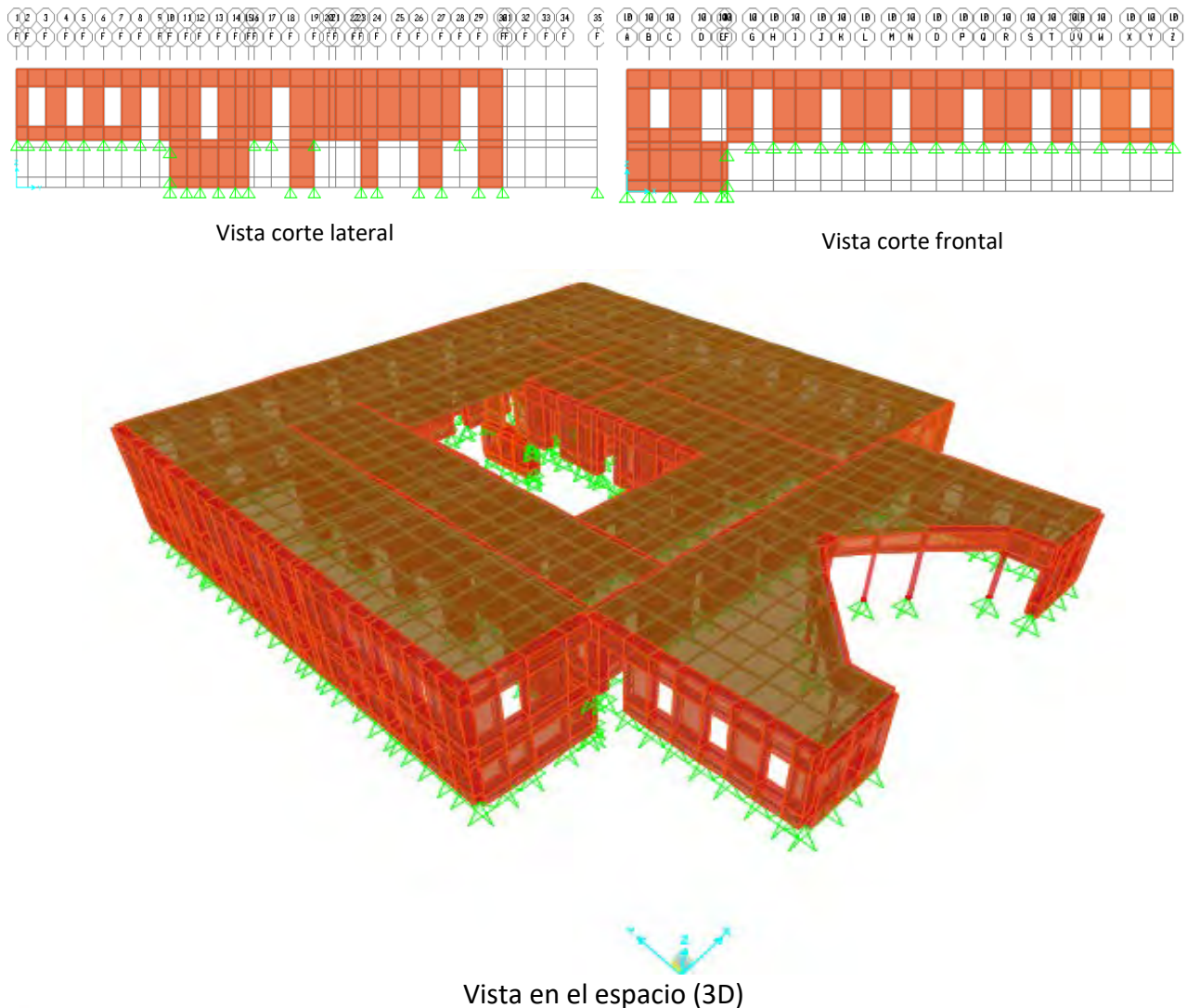


Figura 11.13 Configuración de los techos de la Villa “Santa Inés”.

Modelo numérico

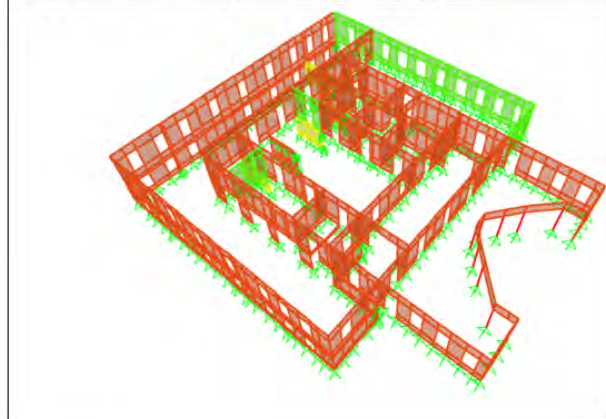
El modelo abarca un área en planta de 1475.54 m², distribuidos en 35.3 m de ancho y 41.8 m de largo. Presenta un nivel principal de 4.65 m de altura y una planta de semisótano de 3.15 m de altura, aproximadamente. Al igual que el caso anterior, posee un sistema de techo modelado con la condición de diafragma flexible y en total se establecieron 946 elementos tipo concha (*Shell*) representando el sistema estructural de mampostería no reforzada. Para esta estructura se modelaron las ocho columnas de la fachada principal empleando elementos de tipo línea (*Frame*). La figura 11.14 muestra la configuración geométrica del modelo.



Configuración del modelo numérico de la Villa "Santa Inés". **Figura 11.14**

En este caso, el modelo presenta tres tipos de muros en función de sus espesores y la distribución de los mismos puede apreciarse en la figura 11.15.

Muros	Espesor (cm)	Altura (m)	Color
M1	16	4.65	Verde
M2	57	4.65	Naranja
M3	95	3.15	Amarillo



Características y distribución de los muros del modelo de la Villa "Santa Inés"

Figura 11.15

Los valores medios de las propiedades mecánicas de los materiales también han sido obtenidos de información bibliográfica descrita en Meli (1998) y son presentados en la tabla 11.6.

Tabla 11.6 Propiedades medias de los materiales de la Villa "Santa Inés".

Resistencia a compresión f_m (kgf/cm ²)	Resistencia a tracción f_t (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad E_m (kgf/cm ²)	Módulo de Poisson μ	Peso unitario γ (kgf/m ³)
15.00	1.00	10000	0.20	1600

El sistema de techo también fue modelado empleando una malla de elementos finitos de espesor igual a 1 cm y se estimó un valor de módulo de elasticidad equivalente igual que el caso anterior de 120 kgf/cm². Las cargas verticales también fueron estimadas en función de las recomendaciones de la norma venezolana COVENIN 2002 (1988). Las cargas permanentes y variables se determinaron para las mismas condiciones del caso anterior, estableciéndose nuevamente 150 kgf/m² y 50 kgf/m², respectivamente. En el área de semisótano se estableció una carga variable de 300 kgf/m², asociada a un lugar de concentración pública con áreas privadas de oficina, mientras que la carga permanente se asumió igual a 200 kgf/m², para un sistema de entrepiso de tipo losa nervada con nervios en una dirección.

11.5.3 Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”

Descripción Estructural y Arquitectónica

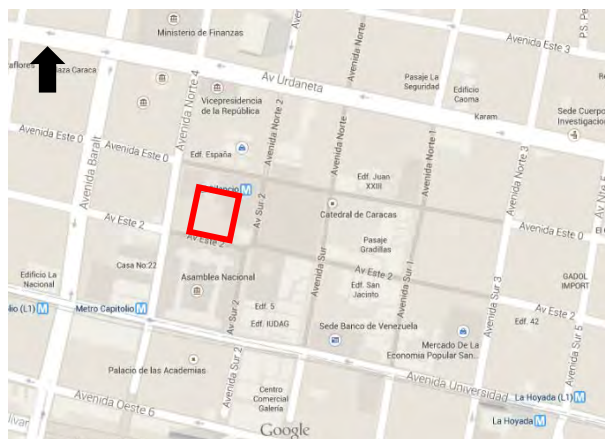
La edificación presenta dos niveles de aproximadamente 4.90 m de altura y su configuración geométrica de planta es de forma rectangular con un patio central descubierto. Es una estructura antigua que data de 1569, ha sufrido varias intervenciones y derrumbes parciales producto de sismos e incendios. En ella funcionaron diversas dependencias oficiales a lo largo del tiempo, entre las que vale destacar las siguientes: la Cárcel Real, el asiento de la Guardia Principal y la sede del Ayuntamiento. A partir de principios del siglo XX, la casa se convierte en la sede exclusiva de la Cancillería Venezolana. La edificación presenta coordenadas de ubicación (UTM): Huso 19 P, 728160.20 m Este y 1162161.18 m Norte. En la figura 11.16 se pueden observar algunas características de la edificación y en la figura 11.17 se puede apreciar su ubicación geográfica (a) y su ubicación dentro del plano de Microzonificación Sísmica de Caracas (b), correspondiéndole la Microzona 4-1.



Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”.

Figura 11.16

a) Ubicación geográfica



b) Ubicación Microzonificación Sísmica de Caracas



Ubicación de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”.

Figura 11.17

- Muros y Techos

De acuerdo a diferentes inspecciones y revisiones bibliográficas, se identificó como material de construcción de todos los muros estructurales la mampostería de ladrillo y, en algunos casos, mampostería mixta con piedras (Figura 11.18). Al igual que todas las edificaciones descritas anteriormente, las paredes o muros cumplen la función de resistir las cargas de servicio y conforman el sistema resistente a sismos. Los espesores de los diferentes muros varían entre un mínimo de 50 cm hasta un máximo de 120 cm. En los dos niveles, alrededor del patio central, se encuentran veinte columnas circulares de 25 cm de diámetro, aproximadamente, también construidas con mampostería de ladrillos (Figura 11.16).



Figura 11.18 Materiales de los muros y/o paredes de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”.

El sistema de piso se encuentra conformado por losas de concreto reforzado con malla zen-zen, apoyadas sobre perfiles de acero que, a su vez, se encuentran simplemente apoyados sobre los muros estructurales (Figura 11.19). Los pisos de los pasillos de circulación alrededor del patio central presentan un revestimiento de mármol y en las áreas internas de los salones presentan un revestimiento de madera.

La impermeabilización actual de toda la edificación presenta una capa de manto asfáltico (Figura 11.19).

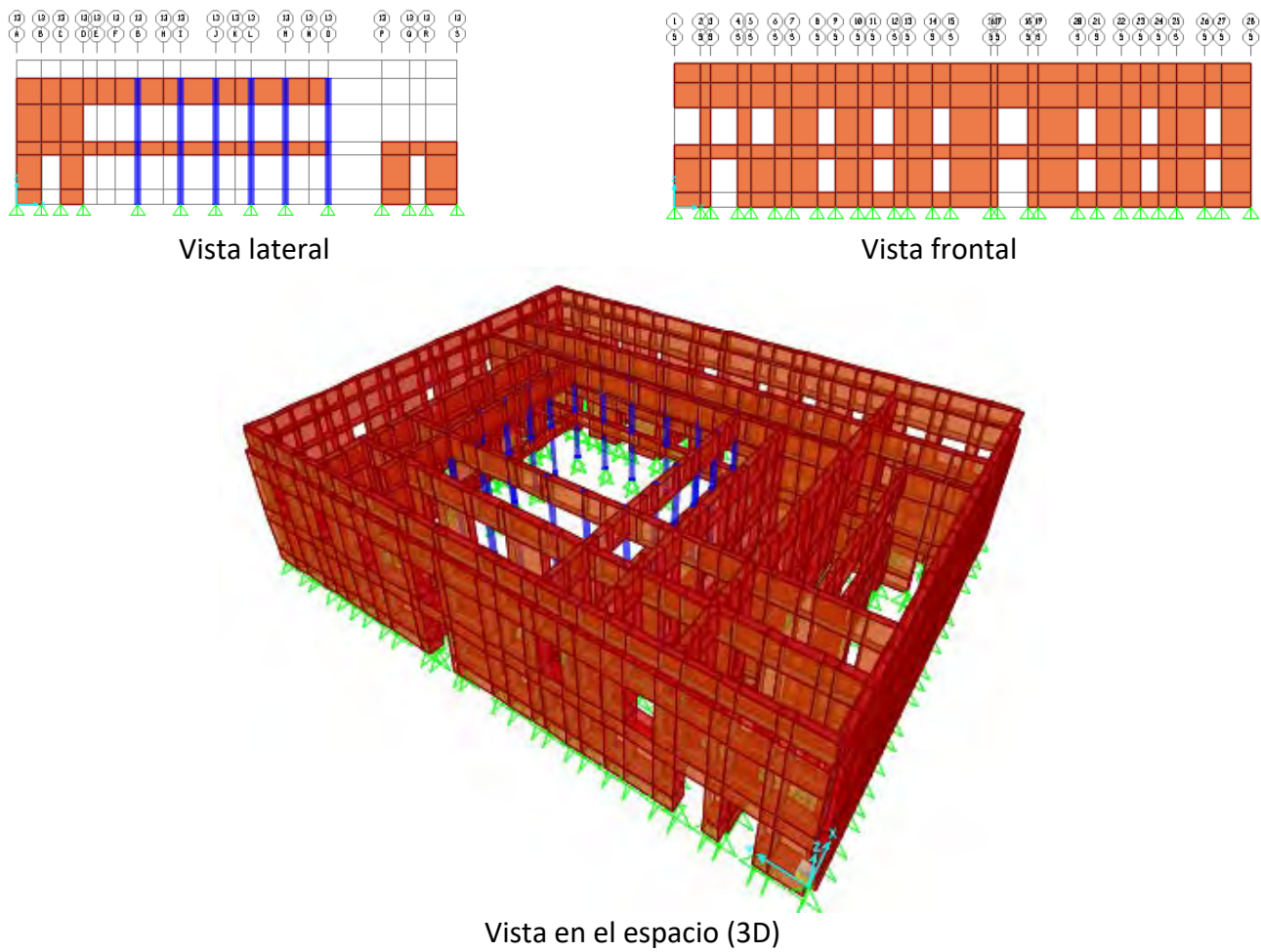


Sistemas de piso y techo de la Casa Amarilla "Antonio José de Sucre".

Figura 11.19

- Modelo numérico

El modelo numérico de esta edificación abarca un área en planta de 1727.52 m², distribuidos en 36.6 m de ancho y 47.2 m de largo. Presenta dos niveles de 4.90 m de altura, aproximadamente. En este caso, las losas de piso y techo pueden presentar comportamientos aproximados a diafragmas rígidos; por lo tanto, se asignó esta condición a todos los nodos contenidos en el plano de las mismas. En total se establecieron 1200 elementos tipo concha (*Shell*) representando el sistema estructural de mampostería no reforzada. También para esta estructura se modelaron las 20 columnas circulares del patio central mediante elementos de tipo línea (*Frame*). La Figura 11.20 muestra la configuración geométrica del modelo.



Configuración del modelo numérico de la Casa Amarilla “Antonio J. de Sucre”.

Figura 11.20

El modelo presenta en este caso cinco tipos de muros en función de sus espesores; la distribución de los mismos puede apreciarse en la Figura 11.21.

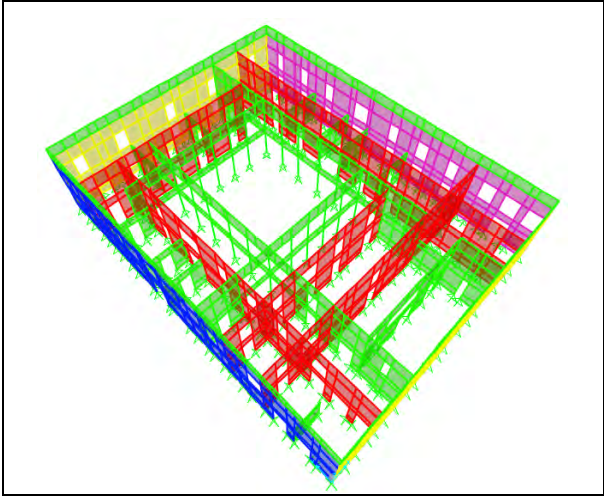
Los valores medios de las propiedades mecánicas de los materiales fueron obtenidos, al igual que en los casos anteriores, de la información bibliográfica descrita en Meli (1998) y son presentados en la Tabla 11.7.

Tabla 11.7 Propiedades medias de los materiales de la Casa Amarilla “Antonio J. de Sucre”.

Resistencia a compresión f_m (kgf/cm ²)	Resistencia a tracción f_t (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad E_m (kgf/cm ²)	Módulo de Poisson μ	Peso unitario γ (kgf/m ³)
15.00	1.00	10000	0.20	1600

Las cargas verticales fueron estimadas en función de las recomendaciones de la norma venezolana COVENIN 2002 (1988). Para el primer nivel, las cargas permanentes fueron estimadas considerando un sistema de piso conformado por una losa de concreto apoyada sobre perfiles de acero y con sobre piso de mortero de cemento. Adicionalmente, se consideraron recubrimientos de mármol o de madera en los pisos y cielos rasos de paneles livianos; en total se obtuvo una carga igual a 580 kgf/m^2 . La carga variable se determinó considerando un lugar de concentración pública con áreas públicas, estableciéndose una carga igual a 500 kgf/m^2 . Para el nivel de techo se estableció una carga igual a 500 kgf/m^2 , considerando el mismo sistema del piso y una impermeabilización con manto asfáltico de 5 mm de espesor. La carga variable se determinó para un techo visitable, obteniéndose una carga igual a 100 kgf/m^2 .

Muros	Espesor (cm)	Altura (m)	Color
M1	50	5.00	Verde
M2	65	5.00	Rojo
M3	85	5.00	Amarillo
M4	112	5.00	Magenta
M5	120	5.00	Azul



Características y distribución de los muros del modelo numérico de la Casa Amarilla "Antonio J. de Sucre".

Figura 11.21

11.6 Curvas de Fragilidad Sísmica

11.6.1 Variables aleatorias y parámetros estadísticos

En la Tabla 11.8 se presentan las variables aleatorias con sus respectivos coeficientes de variación (COV) para representar la variabilidad de la capacidad de los tres casos de estudio.

Adicionalmente, se asumió una variable aleatoria asociada a los espectros de respuesta, necesarios para el cálculo de la demanda de desplazamiento, con la finalidad de representar la variabilidad de las demandas. En este sentido, se fijó el parámetro β (factor de amplificación promedio) con un coeficiente de variación igual a 25%.

Tabla 11.8 Valores medios y coeficientes de variación de las variables aleatorias para los casos de estudio.

Casos de estudio	Resistencia a compresión f_m (Kgf/cm ²)	COV (%)	Resistencia a tracción f_t (Kgf/cm ²)	COV (%)	Módulo de elasticidad E_m (Kgf/cm ²)	COV (%)	Deformación última ϵ_m	COV (%)
Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco"	3.5	25	0.25	25	3000	30	0.004	45
Villa "Santa Inés"	15		1		10000		0.005	
Casa Amarilla "Antonio J. de Sucre"	15		1		10000		0.005	

11.6.2 Curvas de capacidad

Las curvas de capacidad representan la relación entre la fuerza cortante en la base de un edificio (V) y el desplazamiento en el nivel de techo del mismo (u). Estas curvas están directamente asociadas con los mecanismos de falla típicos para estructuras de MNR; fueron obtenidas de acuerdo con las capacidades del programa computacional, representando de esta manera la respuesta global de la estructura. En total se obtuvieron 16 curvas de capacidad para cada caso de estudio.

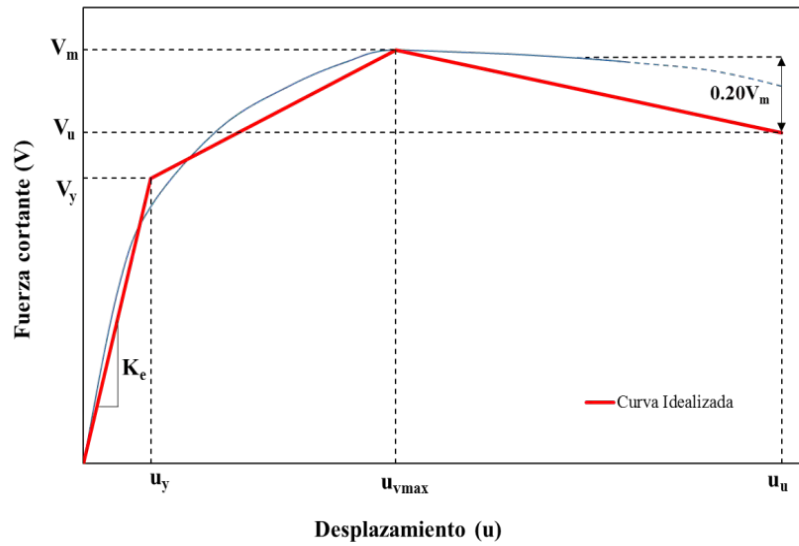
11.6.3 Idealización de las curvas de capacidad

Todas las curvas de capacidad obtenidas fueron idealizadas con una propuesta de tres ramas lineales en función de las recomendaciones establecidas en el documento ASCE/SEI-41 (2013), donde a través del criterio de iguales áreas (balance de energía), se adapta una curva equivalente en función de la rigidez inicial equivalente (K_e), la resistencia cedente (V_y), la resistencia máxima (V_m) y la resistencia última (V_u); cada parámetro con su respectivo nivel de desplazamiento o deformación (Figura 11.22).

Es importante destacar que para la definición del punto final (u_u, V_u), se tomó el nivel donde la resistencia desciende hasta un 80% de la resistencia máxima (V_m), según las recomendaciones de Tomažević and Lutman (2007).

11.6.4 Definición de niveles de daño

Con base en las experiencias consultadas, se decidió establecer cinco estados de daño (d) definidos como: 0) Sin daño (SD), 1) Daño Leve (DL), 2) Daño Moderado (DM), 3) Daño Severo (DS) y 4) Daño Completo (DC), en función de los desplazamientos calculados en Lagomarsino y Penna (2003) y la adaptación de Coronel (2012). En la Tabla 11.9 y la Figura 11.23 se puede apreciar dichos límites.

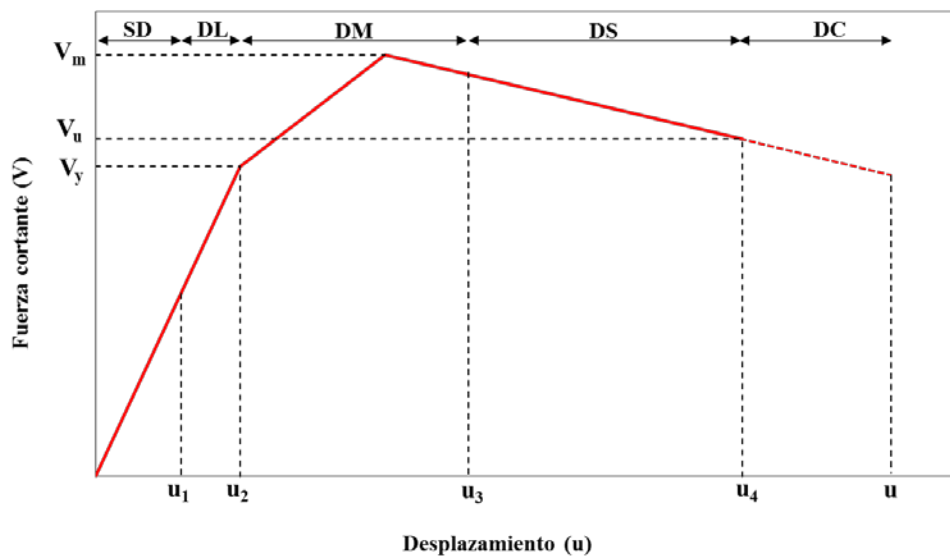


Propuesta de idealización trilineal para todas las curva de capacidad.

Figura 11.22

Desplazamientos límite establecidos para cada nivel de daño. **Tabla 11.9**

d	Límite de daño	Definición
1	Leve	$u_1 = 0.5u_y$
2	Moderado	$u_2 = u_y$
3	Severo	$u_3 = u_y + 0.25 (u_u - u_y)$
4	Completo	$u_4 = u_u$



Límites de los estados de daño en la curva de capacidad. **Figura 11.23**

Los cuatro límites fueron definidos en función de los desplazamientos u_1 , u_2 , u_3 y u_4 respectivamente, tal como se muestra en la figura 11.23. En la Tabla 11.10 se describe cualitativamente cada estado de daño tomando como referencia el documento EMS-98 (Grünthal, 2009).

Tabla 11.10 Descripción de los estados de daño.

d	Nivel de daño	Descripción
0	Sin daño	Sin daño estructural. Posible presencia de grietas muy delgadas en muy pocos muros. Caída de pequeños pedazos de friso.
1	Daño leve	Grietas en muchos muros. Caída de pedazos grandes de friso. Colapso parcial de chimeneas.
2	Daño moderado	Grietas largas y extensas en casi todos los muros. Caída de tejas. Fractura de las chimeneas en la línea del techo; falla de los elementos individuales no estructurales (particiones, frontones).
3	Daño severo	Falla seria de los muros; falla estructural parcial de techos y pisos.
4	Daño completo	Colapso total o casi total.

11.6.5 Demanda de desplazamiento

Las demandas de desplazamientos impuestas por las acciones sísmicas (u_d) se estimaron a través del método de los coeficientes descrito en ASCE/SEI-41 (2013), mediante la ecuación 11.1, siendo las acciones sísmicas representadas por los espectros elásticos de aceleraciones $S_a(T_e)$.

$$u_d = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (11.1)$$

donde:

u_d : demanda de desplazamiento en el último nivel de la estructura

S_a : aceleración espectral en la dirección de análisis del sistema elástico equivalente de periodo efectivo T_e y un amortiguamiento igual a 5%

g : aceleración de la gravedad, igual a 981 cm/seg²

C_0 : factor de corrección que correlaciona el desplazamiento del último piso con el de un sistema de un grado de libertad

C_1 : factor de corrección que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico

C_2 : factor de corrección que representa el efecto de estrangulamiento de las curvas de histéresis, la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia en el nivel de desplazamiento máximo

11.6.6 Curvas de fragilidad sísmica

Las curvas de fragilidad son una metodología para estimar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en términos probabilísticos. Éstas proporcionan la probabilidad de que la respuesta de una estructura alcance o exceda un límite asociado a un nivel de daño, en función de un parámetro indicador de la intensidad sísmica (Coronel, 2012). A partir de las curvas de capacidad y las demandas de desplazamiento de cada edificio, se lograron obtener las curvas de fragilidad de manera analítica en función de los cinco estados de daño definidos anteriormente. El ajuste de las curvas de fragilidad se realizó a través de una distribución lognormal (McGuire, 2004), la cual se determina mediante la ecuación 11.2.

$$P[D \geq d/A] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{Ad}} \ln \left(\frac{A}{\bar{A}_d} \right) \right] \quad (11.2)$$

donde:

A : aceleración normalizada, obtenida al dividir la aceleración horizontal del terreno entre g

\bar{A}_d : valor medio de aceleración normalizada, asociado al inicio del estado de daño ($d = 1$ a 4)

β_{Ad} : desviación estándar del $\ln(A)$ para cada estado de daño

Φ : función de distribución normal estándar acumulada

$P[(D \geq d/A)$: probabilidad que el daño (D) en la estructura alcance o exceda el estado de daño (d), condicionada a la ocurrencia de un valor de A

11.7 Escenarios Sísmicos

11.7.1 Escenarios sísmicos evaluados

Una parte fundamental de la investigación consistió en verificar los resultados obtenidos con las curvas de fragilidad para eventos sísmicos que han afectado la ciudad de Caracas, para los cuales se pudo estimar la intensidad sísmica en términos de aceleración en roca (A_0) en los sitios de emplazamiento de los tres casos de estudio. En este sentido, se tomaron en cuenta el terremoto de 1812, el terremoto de Caracas de 1967 y se incorporó el más reciente terremoto de Tucacas de 2009, el cual fue sentido en la ciudad capital según el reporte sismológico de Funvisis (2009-2).

La estimación de la intensidad de los movimientos vibratorios de cada escenario sísmico en términos de A_0 se realizó mediante los modelos de atenuación desarrollados por Abrahamson y Silva, Boore y Atkinson, Campbell y Bozorgnia, Chiou y Young e Idriss en el Proyecto NGA (*Next Generation Attenuation Project*) del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) (EERI, 2008). Estos modelos se basan en el análisis de 173 terremotos ocurridos en el planeta y 3.551 registros de aceleraciones, cada uno con dos componentes horizontales y una componente vertical de traslación. Es importante destacar que los cinco modelos fueron actualizados el año 2014 y que fue posible tener acceso al programa computacional para su aplicación a través del portal web del PEER (PEER, 2014).

En la Figura 11.24 se presentan la ubicación geográfica de los tres casos de estudio, los epicentros de los eventos sísmicos evaluados (Tabla 11.11) y las principales fallas tectónicas activas cercanas a Caracas. El terremoto de Tucacas no es presentado por razones de la escala de la figura.

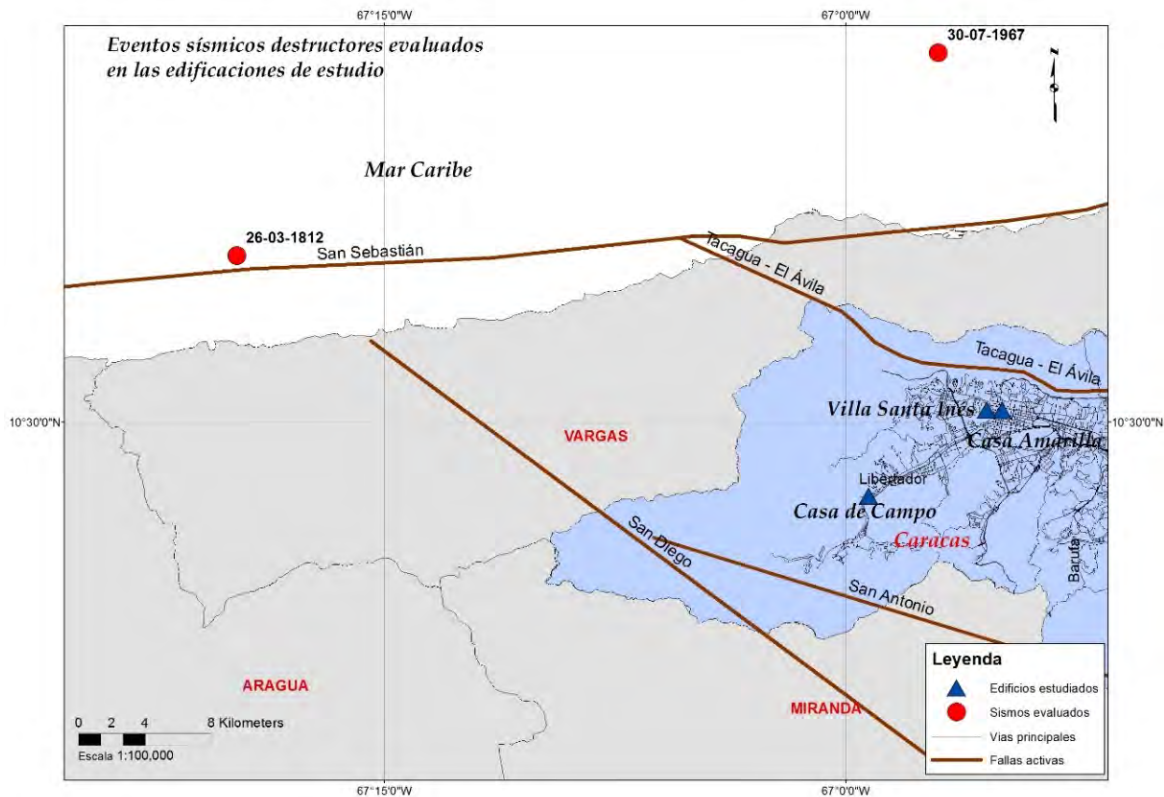


Figura 11.24 Ubicación de epicentros y edificaciones estudiadas.

Tabla 11.11 Coordenadas de ubicación epicentral de los eventos sísmicos evaluados.

Evento	Fecha	Magnitud (Mw)	Latitud	Longitud
1	26-03-1812	7.5	10.59	-67.33
2	29-07-1967	6.4	10.70	-66.95
3	12-09-2009	6.4	10.81	-67.91

Caracterización del evento del 26 de marzo de 1812

El evento de 1812 que destruyó Caracas ocurrió en el segmento occidental de la falla de San Sebastián, con magnitud aproximada $M_w = 7.5$ y profundidad focal aproximada de 10 Km. La distancia desde la traza de la ruptura hasta la ciudad de Caracas es de aproximadamente 13 Km (Hernández, 2009).

Con base en la Figura 11.24, sólo se determinó la distancia aproximada desde el plano de ruptura estimado hasta el lugar de emplazamiento de la Casa Amarilla debido a que, por el tiempo histórico del evento, el resto de las edificaciones no habían sido construidas aún. La longitud y el área de ruptura del plano de falla se calcularon en función de la magnitud, según las especificaciones de Wells and Coppersmith (1994). La tabla 11.12 muestra el valor de la distancia y el valor calculado de A_0 .

Distancia d_{rup} y valor de A_0 para el sismo de 1812. Tabla 11.12

Caso de estudio	Distancia al plano de ruptura (d_{rup}) (Km)	Aceleración en roca A_0 (g)
Casa Amarilla "Antonio J. de Sucre"	12.6	0.29

Existe poca información bibliográfica que describa detalladamente los daños que sufrieron las estructuras que conforman actualmente la Casa Amarilla. Landaeta (1906) indica que "durante el terremoto de 1812, se derrumbó la Cárcel Real", la cual se encontraba en la parte Norte del Edificio de Gobierno, actualmente Casa Amarilla (Zawisza, 1988). Maldonado-Bourgoin (1976) indica que el terremoto destruyó varias edificaciones, salvo la Catedral de Caracas y la sede actual de la Casa Amarilla; sin embargo, ambas presentaron derrumbes parciales en algunas divisiones. Con base en esta información, se clasificaron los daños de la edificación como "Daño Moderado" según la Tabla 11.10.

Caracterización del evento del 29 de julio de 1967

El segundo evento, que corresponde al terremoto de 1967, fue el más dañino y su epicentro se ubicó al Norte de Caracas, a una distancia aproximada de 25 Km. Tuvo una magnitud $M_w = 6.4$ y una profundidad focal aproximada de 14 Km (Hernández, 2009).

Nuevamente, se determinó la distancia aproximada desde el plano de ruptura estimado hasta el lugar de emplazamiento de los tres casos de estudio. La longitud y el área de ruptura del plano de falla también se calcularon según Wells and Coppersmith (1994). La tabla 11.13 muestra los valores de las distancias y los valores calculados de A_0 .

Para este terremoto no se registraron daños en ninguna de las tres edificaciones estudiadas, clasificándolas con el estado "Sin Daños".

Distancias d_{rup} y valores de A_0 para el sismo de 1967. Tabla 11.13

Casos de estudio	Distancia al plano de ruptura (d_{rup}) (Km)	Aceleración en roca A_0 (g)
Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco"	27.0	0.10
Villa "Santa Inés"	21.6	0.12
Casa Amarilla "Antonio J. de Sucre"	21.8	0.12

Caracterización del evento del 12 de septiembre de 2009

El epicentro del evento se ubicó frente a la población de Tucacas, a una distancia aproximada de 115 Km de Caracas. Presentó una magnitud $M_w = 6.4$ y una profundidad focal aproximada de 5.8 Km (Funvisis, 2009-2). Nuevamente, empleando la información establecida en Wells and Coppersmith (1994), se calcularon las distancias de las edificaciones al plano de ruptura estimado. Los valores de las distancias, así como los valores calculados de A_0 se muestran en la tabla 11.14.

Tabla 11.14 Distancias d_{rup} y valores de A_0 para el sismo de 2009.

Casos de estudio	Distancia al plano de ruptura (d_{rup}) (Km)	Aceleración en roca A_0 (g)
Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco"	108.0	0.015
Villa "Santa Inés"	113.0	0.014
Casa Amarilla "Antonio J. de Sucre"	113.8	0.013

Para este terremoto, tampoco se registraron daños en ninguna de las tres edificaciones estudiadas, clasificándolas con el estado "Sin Daños".

11.8 Curvas de Vulnerabilidad o Curvas de Daños

Con la finalidad de comparar y verificar los resultados de la evaluación de los casos de estudio ante los escenarios sísmicos, se decidió construir curvas de vulnerabilidad o de daño, las que permiten estimar el daño medio probable de una edificación para un valor de intensidad sísmica (aceleración en roca A_0). Las curvas son obtenidas multiplicando las probabilidades de ocurrencia de los niveles de daño, para un nivel determinado de intensidad sísmica, por factores de daño específicos para estructuras de mampostería, de acuerdo con la ecuación 11.3.

$$Iv = \sum_{d=0}^4 \Delta P_d * F_d \quad (11.3)$$

donde:

Iv : índice de vulnerabilidad o de daño

ΔP_d : probabilidad de ocurrencia del nivel de daño d

F_d : factor de daño (tabla 11.15)

Factores de daño para estructuras de mampostería no reforzada. Tabla 11.15

Estado de daño	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Extenso
Factores de daño	F ₀	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄
	0%	25%	50%	75%	100%

Se definieron los siguientes cinco niveles de riesgo sísmico: 1) Muy Bajo, 2) Bajo, 3) Moderado, 4) Alto y 5) Muy Alto, los cuales están asociados a cinco rangos de índice de vulnerabilidad (Iv) establecidos en la tabla 11.16 (Coronel, 2012).

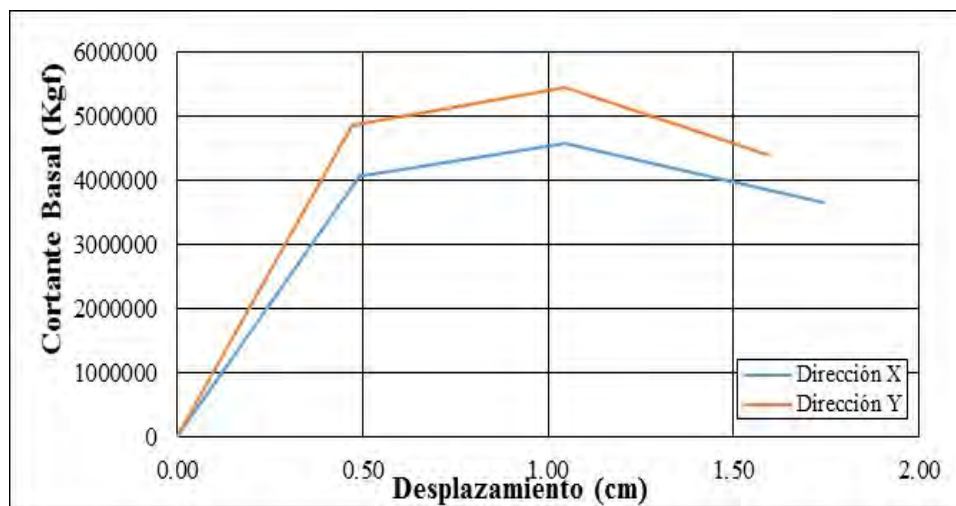
Clasificación de niveles de riesgo sísmico. Tabla 11.16

Clasificación de niveles de riesgo					
Niveles de Riesgo	Muy Bajo	Bajo	Moderado	Alto	Muy Alto
Iv (%)	< 2.5	2.5 - 10.5	10.5 - 30	30 - 70	> 70

11.9 Resultados

11.9.1 Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”

La Figura 11.25 muestra las curvas de capacidad promedio para las direcciones X e Y de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en su condición actual. La Tabla 11.17 muestra los desplazamientos y cortantes basales asociados a dichas curvas de capacidad, mostrando adicionalmente los períodos efectivos (Te) para las direcciones X e Y.



Curvas de capacidad promedio de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la condición actual.

Figura 11.25

Tabla 11.17 Desplazamientos y cortantes basales de las curvas de capacidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la condición actual.

Dirección	T_e (s)	Desplazamiento (cm)			Cortante Basal (tf)		
		U_y	U_m	U_u	V_y	V_m	V_u
X	0.13	0.493	1.05	1.74	4061	4587	3670
Y	0.12	0.473	1.05	1.59	4855	5456	4409

Curvas de fragilidad

La Figura 11.26 muestra las curvas de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” para las direcciones X e Y en su condición actual. La Tabla 11.18 muestra los valores de las medianas y las desviaciones asociados a dichas curvas de fragilidad.

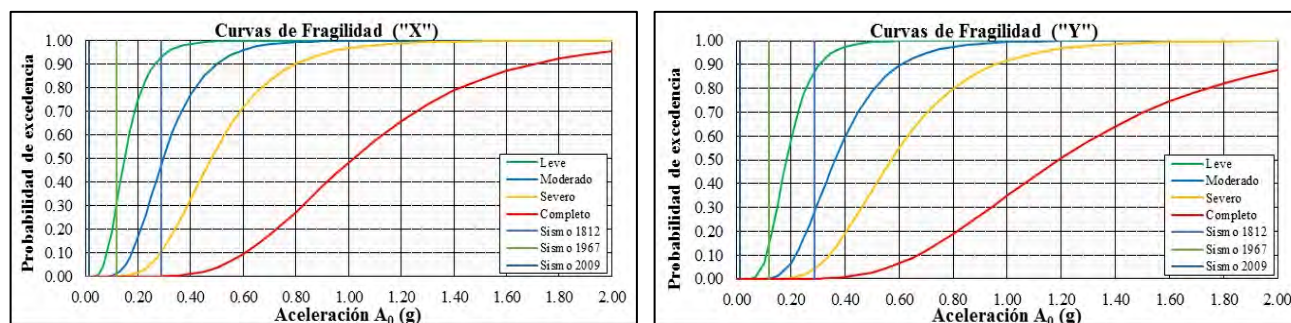


Figura 11.26 Curvas de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la condición actual.

Tabla 11.18 Medianas y desviaciones de las curvas de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la condición actual.

Daño	Dirección X				Dirección Y			
	Leve	Moderado	Severo	Completo	Leve	Moderado	Severo	Completo
A_0 (g)	0.15	0.30	0.48	1.02	0.18	0.36	0.57	1.19
β_n (g)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45

Validación de las curvas de fragilidad

La Tabla 11.19 muestra los efectos de los tres eventos sísmicos que han afectado a la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”. Las curvas de fragilidad permitieron observar que para el terremoto de 1812 la Casa Amarilla presenta más de 85% de probabilidad de excedencia para daño leve y más de 30% para daño moderado, lo que es consistente con los daños reportados y permite validar las curvas de fragilidad obtenidas.

Efectos de tres eventos sísmicos ocurridos en Caracas sobre de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”. **Tabla 11.19**

Evento	Fecha	Daño
1	26-03-1812	Moderado
2	30-07-1967	Sin daño
3	12-09-2009	Sin daño

Aplicación de la técnica de reforzamiento

La técnica de reforzamiento seleccionada puede identificarse como “friso reforzado” y consiste de mallas de alambre electrosoldado cubiertas con concreto proyectado, con la finalidad de mejorar la resistencia a corte y tracción de la mampostería. Esta técnica cumple con las propiedades de compatibilidad, durabilidad y reversibilidad necesarias para la intervención de una edificación patrimonial, según Meli (1998). Es importante resaltar que, al ser una técnica que genera un gran impacto, es necesario restituir el friso para garantizar la arquitectura original de la edificación. Adicionalmente, posee la ventaja de disponibilidad de materiales, mano de obra calificada y tecnología necesarias en Venezuela.

La implementación de la técnica se ajustó a las siguientes características: el reforzamiento se aplica en ambas caras de los muros, la capa de concreto proyectado posee un espesor mínimo de 3 cm, las mallas de alambre electrosoldado poseen una cuantía mínima (C1) de $0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$ y las mallas se anclan adecuadamente en sentido horizontal y vertical, incluso a nivel de las fundaciones. La Tabla 11.20 muestra los valores nominales, los valores medios y los coeficientes de variación de la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y la tensión cedente de acero (f_y), basadas en las referencias ASCE/SEI-41 (2013), Marinilli (2009) y Porrero et al. (2004).

Propiedades de los materiales considerados para el reforzamiento. **Tabla 11.20**

Variable	Valor nominal (kgf/cm^2)	Valor medio (kgf/cm^2)	COV (%)
Resistencia a compresión del concreto	$f'_c = 250$	$f_{cm} = 1.25 f'_c$	15
Tensión cedente del acero	$f_y = 5000$	$f_{ym} = 1.25 f_y$	5

Curvas de fragilidad

La Figura 11.27 muestra las curvas de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” para la condición reforzada. La Tabla 11.21 muestra los valores de las medianas y las desviaciones asociados a las curvas de fragilidad obtenidas.

Medianas y desviaciones de la curva de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la dirección X para la condición reforzada. **Tabla 11.21**

Daño	Dirección X			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
A_0 (g)	0.19	0.38	0.74	1.82
β_n (g)	0.35	0.35	0.35	0.35

Es importante destacar que, para fines de esta investigación, sólo se analizó la dirección X de la edificación por tratarse de la más vulnerable.

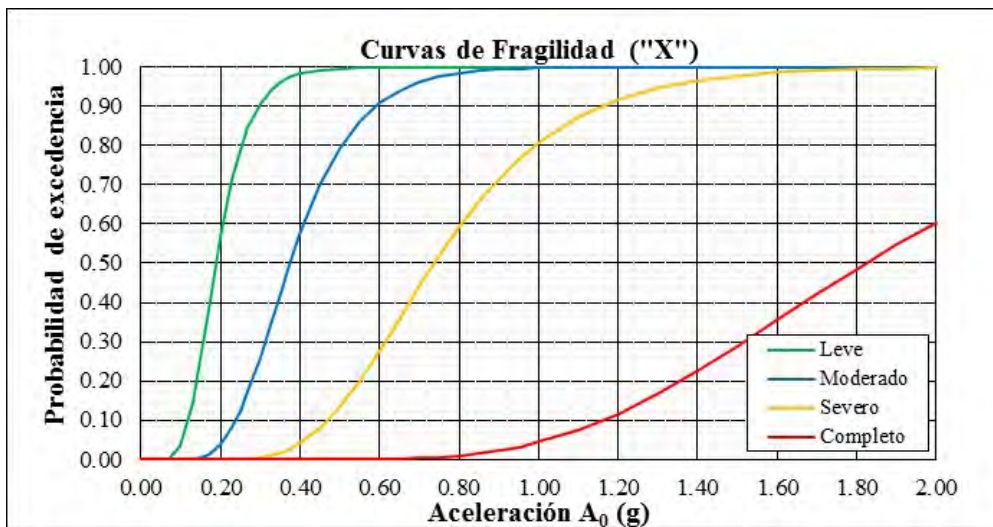


Figura 11.27 Curvas de fragilidad de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en la dirección X para la condición reforzada.

Curvas de vulnerabilidad

La Figura 11.28 muestra las curvas de vulnerabilidad obtenidas para las condiciones actual y reforzada (con cuantías C1 = 0.62, C2 = 1.26 y C4 = 2.52 cm²/m) de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”.

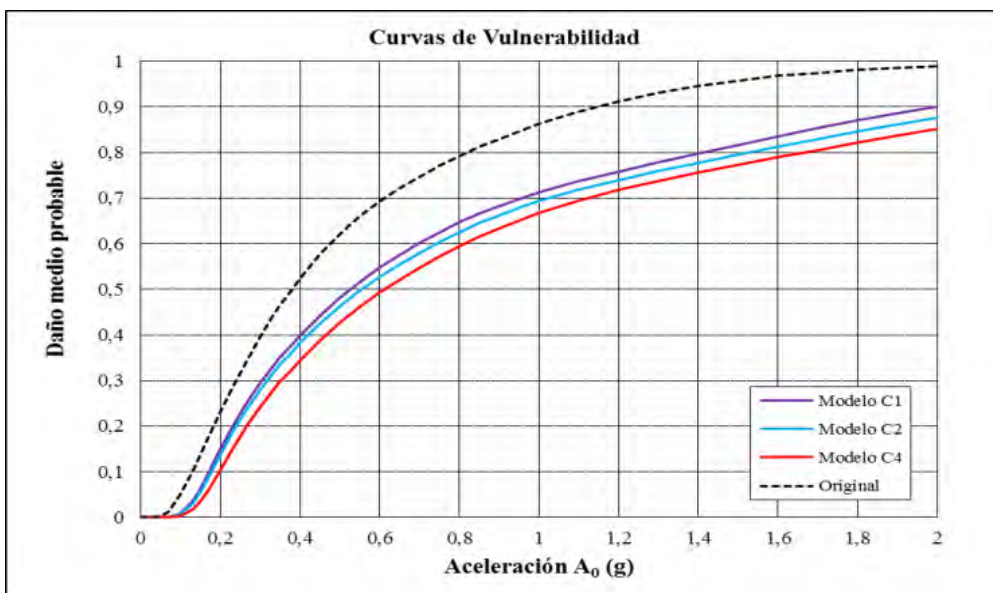


Figura 11.28 Curvas de vulnerabilidad para las condiciones actual y reforzada de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”.






Finalmente, se definieron tres eventos sísmicos para estudiar la influencia de diversos valores de la cuantía en la disminución del riesgo de la edificación. Los eventos se definieron con base en la amenaza sísmica para la ciudad de Caracas según la Norma Venezolana COVENIN 1756 (2001). Estos fueron catalogados como frecuente, de diseño y extraordinario, tal como se observa en la Tabla 11.22.

Valores de A_0 para eventos sísmicos: frecuente, de diseño y extraordinario. **Tabla 11.22**

Evento	A_0 base en Caracas (g)	Factor	A_0 (g)
Frecuente	0.30	0.50	0.150
Diseño		1.35	0.405
Extraordinario		2.50	0.750

La Tabla 11.23 muestra una matriz comparativa en función de los índices de vulnerabilidad y los niveles de riesgo para cada evento sísmico. Reforzar la edificación actual, aún con la condición mínima de reforzamiento (C1), reduciría los índices de vulnerabilidad para todos los eventos sísmicos. Para el sismo frecuente se pasaría de riesgo moderado a riesgo bajo, mientras que para el sismo extraordinario se pasaría riesgo muy alto a riesgo alto. Cuantías mayores (C2 y C3) tienden a reducir aún más los índices de vulnerabilidad, pero sin afectar significativamente los niveles de riesgo sísmico.

Índices de vulnerabilidad y niveles de riesgo de la Casa Amarilla “Antonio José de Sucre” en función de la cuantía de acero. **Tabla 11.23**

Sismo	Frecuente	Diseño	Extraordinario	Leyenda	
Condición	Índice de vulnerabilidad (%)			Muy bajo	
Actual	14.0	52.5	77.1	Bajo	
C1	6.5	39.9	62.5	Moderado	
C2	5.7	38.3	60.4	Alto	
C4	3.6	34.5	57.2	Muy alto	

11.9.2 Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”

La Figura 11.29 permite observar las curvas de capacidad promedio en las direcciones X e Y de la Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”, una vez idealizada cada una de ellas mediante tres ramas lineales. La resistencia máxima promedio en la dirección X es 127.0 tf y en la dirección Y es 60.2 tf; diferencia debida a que existen una mayor cantidad de muros portantes en la dirección X de la edificación.

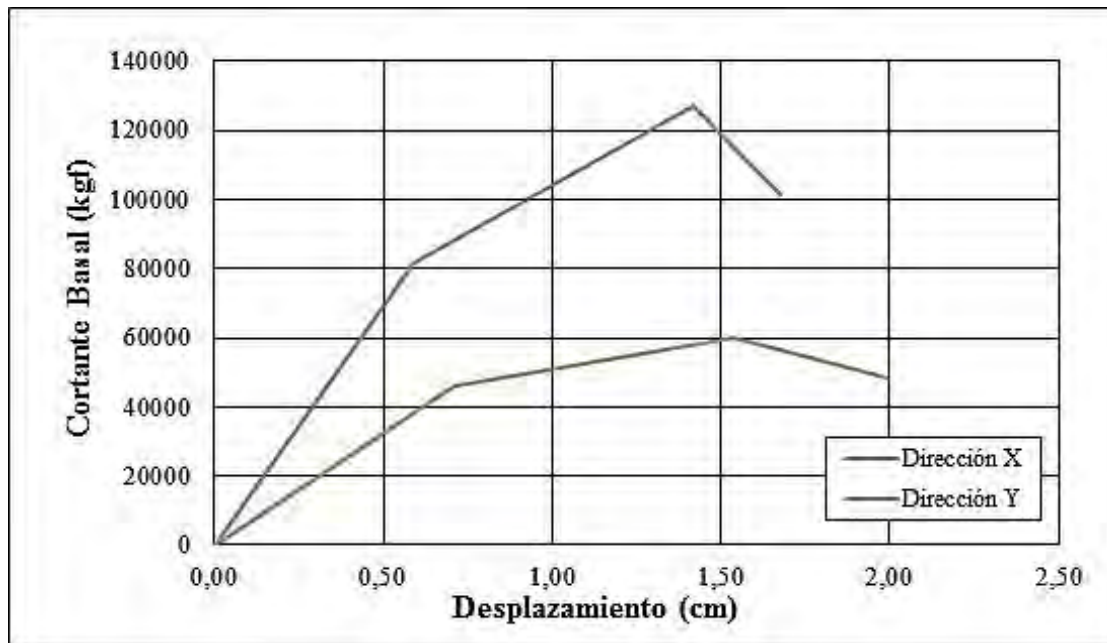


Figura 11.29 Curvas de capacidad promedio de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" en la condición actual.

Curvas de fragilidad

La Figura 11.30 muestra las curvas de fragilidad obtenidas para la condición actual de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" en las direcciones X e Y, respectivamente. La Tabla 11.24 contiene las medianas y las desviaciones estándar correspondientes a cada curva de fragilidad.

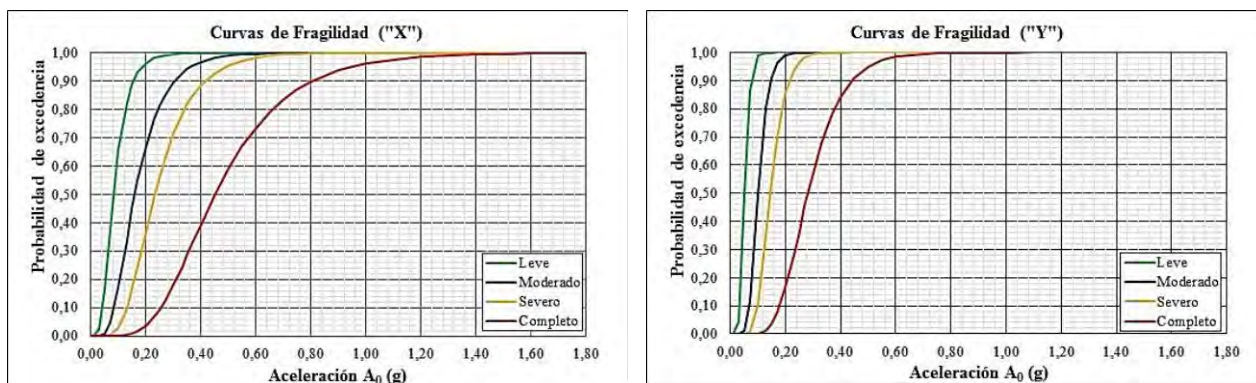


Figura 11.30 Curvas de fragilidad de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" en la condición actual.

Medianas y desviaciones de las curvas de fragilidad de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" en la condición actual.

Tabla 11.24

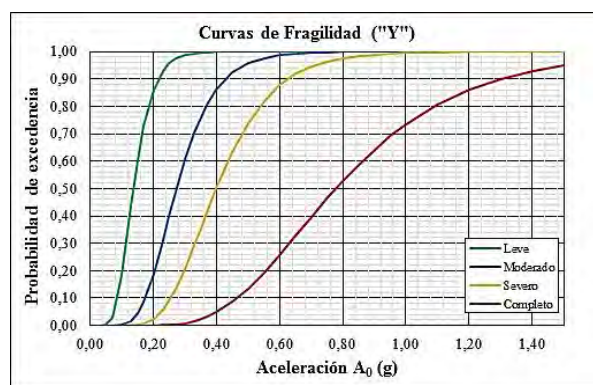
Dirección	Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
X	Mediana A_0 (g)	0.08	0.16	0.23	0.45
	Desviación β_n (g)	0.50	0.50	0.45	0.45
Y	Mediana A_0 (g)	0.05	0.10	0.15	0.28
	Desviación β_n (g)	0.30	0.30	0.30	0.35

Aplicación de la técnica de reforzamiento

La técnica de reforzamiento considerada para Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" es el "friso reforzado", similar a la utilizada para la Casa Amarilla "Antonio José de Sucre". A continuación, se analiza su efecto sobre la edificación a través de las curvas de fragilidad y curvas de vulnerabilidad.

Curvas de fragilidad

La Figura 11.31 muestra la curva de fragilidad obtenida para la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" reforzada en la dirección Y, por tratarse de la dirección que mostró menor resistencia en la condición actual. La Tabla 11.25 contiene las medianas y las desviaciones estándar de la curva de fragilidad, discriminadas según los cuatro estados de daño considerados en la evaluación.



Curvas de fragilidad de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" para la condición reforzada.

Figura 11.31

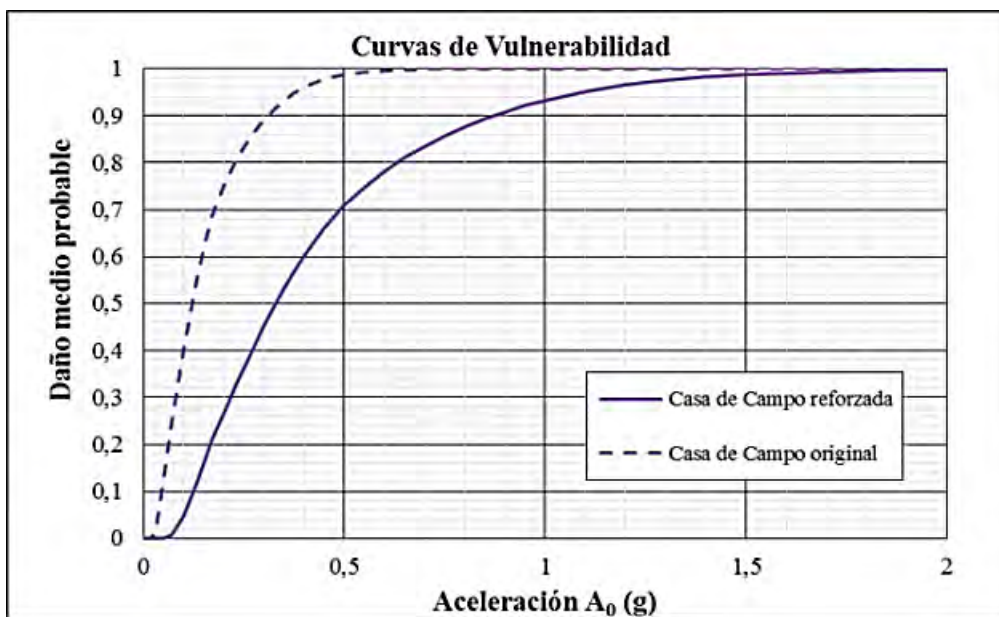
Medianas y desviaciones de las curvas de fragilidad de la Casa de Campo del General "Antonio Guzmán Blanco" para la condición reforzada.

Tabla 11.25

Dirección	Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
Y	Mediana A_0 (g)	0.14	0.27	0.40	0.78
	Desviación β_n (g)	0.35	0.35	0.35	0.40

Curvas de vulnerabilidad

La Figura 11.32 muestra las curvas de vulnerabilidad obtenidas para la Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco” en sus condiciones actual y reforzada en la dirección Y.



Curvas de vulnerabilidad de la Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco” para la condición actual y reforzada en la dirección Y.

Figura 11.32

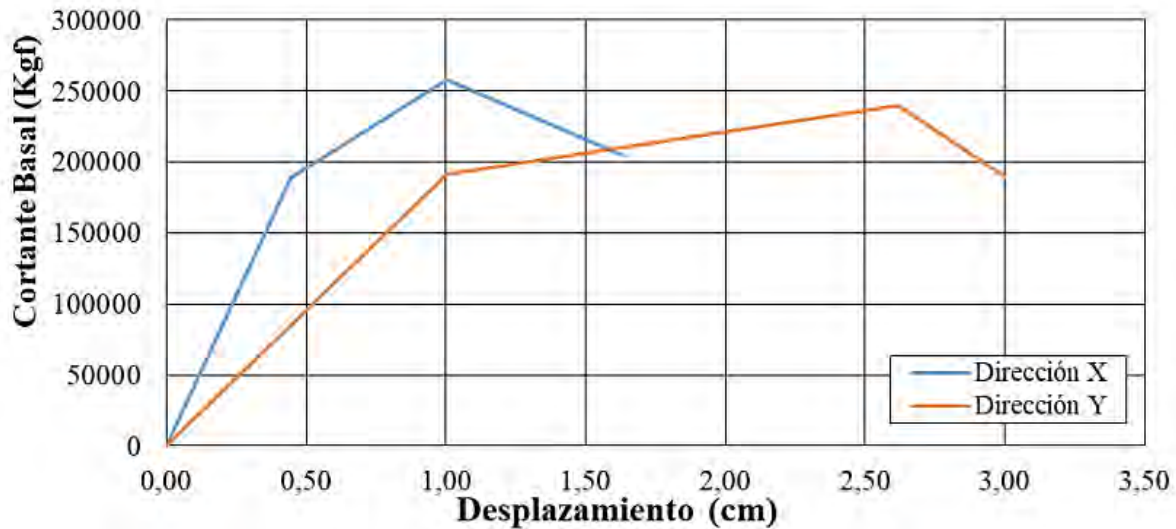
La Tabla 11.26 muestra una matriz comparativa en función de los índices de vulnerabilidad y los niveles de riesgo para cada evento sísmico considerado. Reforzar la edificación actual reduciría los índices de vulnerabilidad para todos los eventos sísmicos. Para el sismo frecuente se pasaría de riesgo alto a riesgo moderado, mientras que para el sismo extraordinario se pasaría riesgo muy alto a riesgo alto.

Tabla 11.26 Índices de vulnerabilidad y niveles de riesgo de la Casa de Campo del General “Antonio Guzmán Blanco”.

Sismo	Frecuente	Diseño	Extraordinario	Leyenda	
Condición	Índice de vulnerabilidad (%)			Muy bajo	
Actual	54.3	85.8	93.3	Bajo	
				Moderado	
Reforzada	11.5	39.9	53.4	Alto	
				Muy alto	

11.9.3 Villa "Santa Inés"

La Figura 11.33 permite observar las curvas de capacidad promedio de la Villa "Santa Inés" en las direcciones X e Y, una vez idealizada cada una de ellas mediante tres ramas lineales. La resistencia máxima promedio en la dirección X es 257.9 tf y en la dirección Y es 239.8 tf.

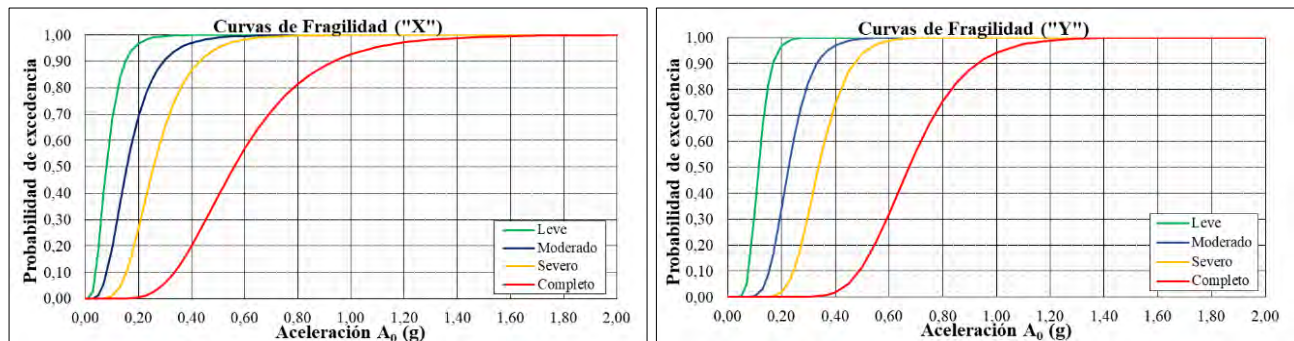


Curvas de capacidad promedio de la Villa "Santa Inés" en la condición actual.

Figura 11.33

Curvas de fragilidad

La Figura 11.34 muestra las curvas de fragilidad obtenidas para la Villa "Santa Inés" en las direcciones X e Y, respectivamente. La Tabla 11.27 contiene las medianas y las desviaciones estándar de las curvas de fragilidad discriminadas por estado de daño.



Curvas de fragilidad de la Villa "Santa Inés" en la condición actual.

Figura 11.34

Tabla 11.27 Medianas y desviaciones de las curvas de fragilidad de la Villa “Santa Inés” en la condición actual.

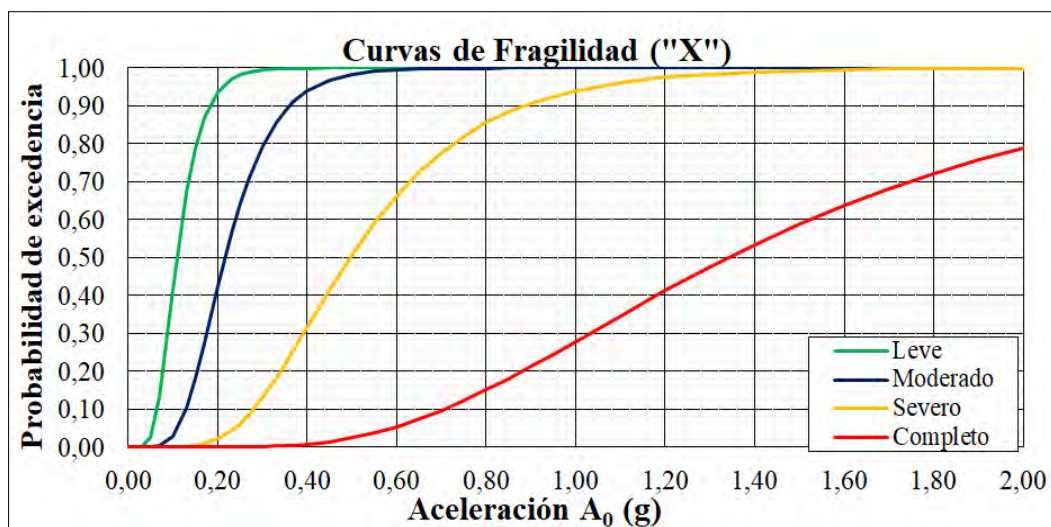
Dirección	Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
X	Mediana A_0 (g)	0.08	0.16	0.26	0.56
	Desviación β_n (g)	0.50	0.50	0.40	0.40
Y	Mediana A_0 (g)	0.11	0.23	0.34	0.67
	Desviación β_n (g)	0.30	0.30	0.25	0.25

Aplicación de la técnica de reforzamiento

La técnica de reforzamiento considerada para la Villa “Santa Inés” es el “friso reforzado”, al igual que en los dos casos presentados anteriormente. A continuación, se analiza su efecto sobre la edificación mediante las curvas de fragilidad y curvas de vulnerabilidad.

Curvas de fragilidad

La Figura 11.35 muestra la curva de fragilidad obtenida para la Villa “Santa Inés” reforzada en la dirección X, por tratarse de la dirección que mostró mayor vulnerabilidad en la condición actual. La Tabla 11.28 contiene las medianas y las desviaciones estándar de la curva de fragilidad discriminadas por estado de daño.



Curvas de fragilidad de la Villa “Santa Inés” para la condición reforzada.

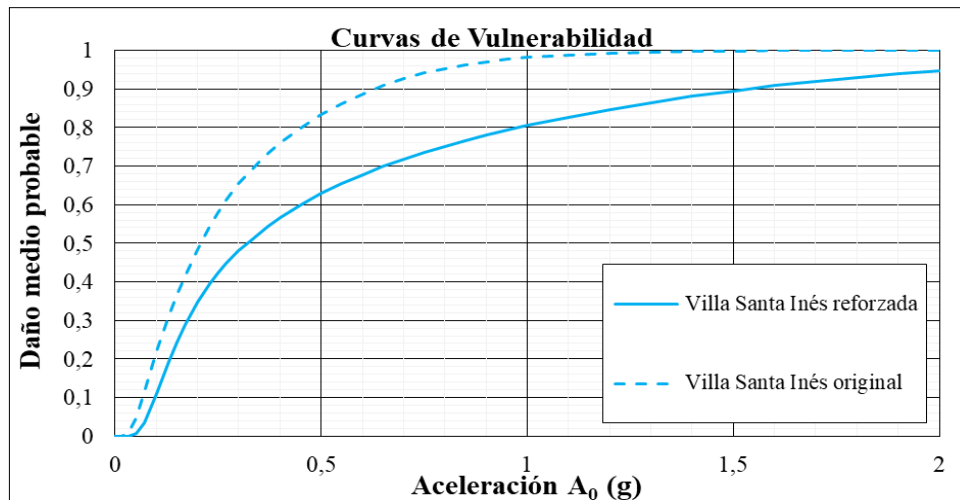
Figura 11.35

Tabla 11.28 Medianas y desviaciones de las curvas de fragilidad de la Villa “Santa Inés” para la condición reforzada.

Dirección	Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
Y	Mediana A_0 (g)	0.11	0.22	0.50	1.34
	Desviación β_n (g)	0.40	0.40	0.45	0.50

Curvas de vulnerabilidad

La Figura 11.36 muestra las curvas de vulnerabilidad obtenidas para la Villa “Santa Inés” en sus condiciones actual y reforzada en la dirección X.



Curvas de vulnerabilidad de la Villa “Santa Inés” para la condición actual y reforzada en la dirección X.

Figura 11.36

La Tabla 11.29 muestra una matriz donde se comparan los índices de vulnerabilidad y los niveles de riesgo para las condiciones actual y reforzada, así como para cada evento sísmico considerado. Reforzar la edificación actual reduciría los índices de vulnerabilidad para todos los eventos sísmicos. Para el sismo frecuente se pasaría de riesgo alto a riesgo moderado, para el sismo de diseño se pasaría riesgo muy alto a riesgo alto, mientras que para el sismo extraordinario, aunque se reduce el índice de vulnerabilidad, se mantiene un riesgo muy alto.

Índices de vulnerabilidad y niveles de riesgo de la Villa “Santa Inés”. Tabla 11.29

Sismo	Frecuente	Diseño	Extraordinario	Leyenda	
Condición	Índice de vulnerabilidad (%)			Muy bajo	
Actual	36.6	76.0	94.1	Bajo	
				Moderado	
Reforzada	24.4	56.6	73.6	Alto	
				Muy alto	

11.10 Conclusiones

En esta investigación se desarrolló una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales de muros de mampostería no reforzada, ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas, con base en la obtención de las curvas de fragilidad.

Como parte de la investigación, se realizó un inventario de las edificaciones patrimoniales ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas y se realizó la evaluación preliminar de un grupo de cincuenta edificaciones a través de diversas metodologías simplificadas. Con base en esta evaluación, se seleccionaron las siguientes edificaciones para realizar evaluaciones detalladas: Casa Amarilla “Antonio José de Sucre”, Casa de Campo “Antonio Guzmán Blanco” y Villa “Santa Inés”.

Se obtuvieron las curvas de fragilidad de las edificaciones seleccionadas en su condición actual, las cuales fueron validadas con el comportamiento reportado durante terremotos sentidos en la ciudad de Caracas. Las curvas de fragilidad mostraron que las edificaciones poseen niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmicos que ameritan su reforzamiento.

Se evaluaron diversas técnicas de reforzamiento para subsanar las fuentes de fragilidad de las edificaciones estudiadas y se seleccionó la técnica identificada como “friso reforzado”. Esta técnica fue seleccionada por ser compatible con la conservación del patrimonio, haber disponibilidad de los materiales constructivos necesarios, así como del personal técnico con experiencia comprobable. Las curvas de fragilidad para la condición reforzada de las edificaciones permitieron observar que en todos los casos se logra reducir su vulnerabilidad y riesgo sísmicos.

Finalmente, es importante destacar que la elaboración de cualquier proyecto de adecuación estructural y sismorresistente de edificaciones patrimoniales requiere la interacción con el Instituto del Patrimonio Cultural (IPC) para su desarrollo e implementación.

11.11 Referencias

ASCE/SEI-41 (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute, Reston, Virginia, USA.

Coronel, G. (2012). *Estimación de daños y pérdidas debidas a terremotos en escenarios regionales: aplicación a edificaciones escolares de Venezuela*. Tesis de Maestría, Universidad Central de Venezuela – UCV, Caracas.

COVENIN 1756 (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Comisión Venezolana de Normas Industriales, Caracas.

COVENIN 2002 (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Comisión Venezolana de Normas Industriales, Caracas.

CSI (2011). *CSI Analysis Reference Manual*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

EERI (2008). *Next Generation Attenuation Project NGA*, Earthquake Spectra, Volume 24, No 1, February 2008.

Funvisis (2009). *Informe Técnico Final. Volumen 1 Caracas. Proyecto de Microzonificación Sísmica en la Ciudad de Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738*. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas.

Funvisis (2009-2). *Boletín sismológico mensual de Venezuela, septiembre 2009*. Consultado en http://www.funvisis.gob.ve/boletines_sismologicos.php.

- Funvisis (2014). *Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico, 3ra. Versión*. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Departamento de Ingeniería Sísmica, Caracas.
- Grünthal, G. (2009). *Escala Macrosísmica Europea 1998 (EMS-98)*. Comisión Sismológica Europea, Vol. 27, Luxemburgo.
- Hernández, J. J. (2009). Confiabilidad Sísmica-Estructural de Edificaciones Existentes de Caracas. *Proyecto pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capítulo DMC*. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009. Caracas, Venezuela.
- IPC (2004-2007). *Catálogo del Patrimonio Cultural Venezolano 2004-2007. Municipio Libertador, Lo Construido. Tomo 2*. Ministerio del Poder Popular para la Cultura, Fundación Imprenta de la Cultura, Caracas.
- Lagomarsino, S., Penna, A. (2003). *Guidelines for the Implementation of the II Level Vulnerability Methodology*. WP4: Vulnerability Assessment of Current Buildings. RISK-UE Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Application to different European Towns.
- Landaeta R. M. (1906). *Anales de las Cárceles de Caracas (desde 1799 hasta 1905)*. Tipografía Herrera Irigoyen, Caracas.
- Maldonado-Bourgoin, C. (1976). *Anales de la Casa Amarilla*. Ediciones del Ministerio de Relaciones y Exteriores, Caracas.
- Mantilla, G. (2001). *Casa de Campo del Presidente Gral. Antonio Guzmán Blanco y sus Alrededores. Proyecto de restauración y adaptación al uso de centro sociocultural y deportivo. Antímano, Municipio Libertador*. Informe N°1, Caracas.
- Marinilli, A. (2009). Análisis probabilístico simplificado de pórticos de concreto reforzado ante acciones sísmicas. *Boletín Técnico IMME*, agosto 2009, Vol. 38, No. 2, Caracas.
- McGuire, Robin K. (2004). *Seismic Hazard and Risk Analysis. MNO-10*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI). California, USA.
- Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. Fundación ICA. A.C., Ciudad de México.
- PEER (2014). *NGA-WEST2. Updated on July 5, 2014*. Consultado en <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/>.
- Porrero, J., Ramos, C., Grases, J., y Velazco, G. (2004). *Manual del Concreto Estructural*. SIDETUR, Caracas.
- Tomažević, M. and Lutman, M. (2007). Heritage Masonry Buildings in Urban Settlements and the Requirements of Eurocodes: Experience of Slovenia. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*: May 2007, Vol. 1, No. 1, pp. 108-130. Taylor & Francis.
- Wells D. and Coppersmith K. J. (1994). *New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface Displacement*. BSSA: August 1994, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.
- Zawisza, L. (1988). *Arquitectura y Obras Públicas en Venezuela. Siglo XIX. Tomo I*. Ediciones de la Presidencia de la República, Caracas.

Capítulo **12**

CENTROS DE SALUD

William Ascanio, Grecia Zeoli y María Lozada

RESUMEN

El territorio venezolano a lo largo de la historia ha sido azotado por violentos terremotos que han cobrado miles de víctimas y pérdidas materiales, demostrando así la carencia de evaluaciones detalladas en las estructuras del país. Por esta razón surgió la necesidad de la evaluación estructural, no estructural y funcional de los hospitales del Área Metropolitana de Caracas, debido a que estos centros asistenciales deberían mantenerse en funcionamiento durante y después de un evento sísmico, y prestar la mayor asistencia a la población.

Para la evaluación se inspeccionaron 44 módulos de salud a los cuales, se les calcularon sus respectivos índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización, de acuerdo a la metodología establecida por Funvisis (2014), donde se obtuvo que el 50% posee un riesgo alto o elevado. También se evaluaron algunos centros de salud desde el punto de vista estructural, no estructural, funcional y arquitectónico, según lo establecido por la Organización Mundial para la Salud (OPS/OMS), donde se observó que la mayoría requiere la implementación de medidas a corto plazo para mejorar sus índices de seguridad ante eventos sísmicos.

Se realizó la evaluación detallada del módulo de hospitalización norte (módulo 3) del Hospital de Niños J. M. de los Ríos, donde se revisaron cada uno de los elementos estructurales que lo conforman y se llevaron a cabo 3 modelos matemáticos donde el estudio de demanda/capacidad, a nivel de base de los modelos 1 y 3 no cumplen con la relación menor a la unidad, sin embargo, el modelo 2 si lo cumple.

Adicionalmente, también se realizó la evaluación detallada del Ala sur o módulo 1 del Hospital de Niños J. M. de los Ríos donde a partir de la elaboración de los modelos numéricos y la posterior determinación de la respuesta sísmica, se encontró que la estructura ve superada su capacidad resistente a fuerza cortante no solo en el nivel base, también en el piso 4.

Finalmente, se realizó una evaluación de materiales, cálculo de índices de priorización y evaluación estructural sismorresistente de dos módulos del Hospital Simón Bolívar del Complejo Hospitalario El Algodonal, ubicado en el Municipio Libertador del Distrito Capital, donde se observó que ambos poseen una vulnerabilidad estructural elevada por lo que se planteó una propuesta de refuerzo para ambos módulos.

TABLA DE CONTENIDO

CENTROS DE SALUD.....	367
12.1. Participantes.....	369
12.2. Introducción.....	369
12.3. Inventario de los Centro de Salud en el AMC.....	372
12.4 Inspecciones Rápidas	381
12.5. Índice de Priorización de Centros de Salud	383
12.6. Cálculo de los Índices de Seguridad Hospitalaria OPS/OMS	391
12.6.1. Vulnerabilidad Estructural.....	391
12.6.2. Vulnerabilidad No-Estructural	392
12.6.3. Vulnerabilidad Funcional.....	393
12.6.4. Vulnerabilidad Total	394
12.6.5. Factor de Seguridad Final	394
12.6.6. Vulnerabilidad funcional arquitectónica.....	395
12.7. Evaluaciones detalladas	396
12.7.1 Módulo de Hospitalización Norte del Hospital J.M de los Ríos.....	396
12.7.2 Ala Sur del Hospital J.M de los Ríos	397
12.7.3 Dos Edificios en el Hospital Simón Bolívar, El Algodonal	398
12.8. Conclusiones	400
12.9. Referencias	401

12.1. Participantes

Ricardo Bonilla (IMME), Karla León, Sandra Álvarez, Humberto Rodríguez, Theo Ibarra, Pier Oberti, Nepdry Arzola, Aury Carrasco, Jennifer Mendoza, Rossana Gosende.

12.2. Introducción

Se podrían definir las edificaciones esenciales desde el punto de vista sismorresistente, como aquellas que deben mantenerse operativas durante y después de un desastre, entre ellas se encuentran los hospitales y centro de salud tanto públicos como privados, en la norma COVENIN 1756-2019 “*Construcciones Sismorresistente*” se clasifican a estas estructuras como construcciones esenciales, perteneciente al Grupo A2.

Debido a la importancia de los centro de salud en su diseño deben considerarse múltiples aspectos para garantizar su servicio después de un desastre, tanto de la estructura como de los elementos no estructurales, las instalaciones de los equipos y la preparación del personal, ante la ocurrencia de desastres como son los terremotos, con la finalidad de salvar la vida de sus ocupantes, entre ellos, el personal médico, enfermeros, estudiantes, vigilantes, pacientes, familiares, entre otros, y asegurar el funcionamiento de estos centros luego del desastre.

Según la Organización Panamericana de Salud los terremotos han ocasionado cuantiosas pedidas en América, especialmente en centros de salud. En la Tabla 12.1 se presenta un resumen de los daños causados a los centros de salud en América (Boroschek y *Retamles* 2004):

Daños en Hospitales por terremotos en América (continúa...) Tabla 12.1

Evento	Año	Mw	Efectos generales
San Fernando, California	1971	6.4	Tres hospitales sufrieron daños severos y no pudieron operar normal mente cuando más se les necesitaba. Aún más, la mayoría de las víctimas se presentaron en dos de los hospitales que se derrumbaron. El hospital Olive View tuvo que ser demolido. Se reconstruyó en forma tradicional , por lo que nuevamente sufrió daños graves no estructurales en el terremoto de 1994, impidiendo su funcionamiento.
Managua, Nicaragua	1972	7.2	El Hospital General resultó severamente dañado. Fue evacuado y posteriormente demolido.
Guatemala	1976	7.5	Varios hospitales fueron evacuados.
Popayán, Colombia	1983	5.5	Daños e interrupción de servicios en el hospital Universitario San José.
Chile	1985	7.8	79 hospitales y centros de salud resultaron dañados o destruidos. 3.271 camas quedaron fuera de servicio.
Mendoza, Argentina	1985	6,2	Se perdió algo más del 10% del total de camas de la ciudad. De 10 instalaciones afectadas, una tuvo que ser evacuada y dos fueron posteriormente demolidas.

Tabla 12.1 Daños en Hospitales por terremotos en América (Boroschek y Retamles, 2004) (...continuación)

Evento	Año	Mw	Efectos generales
México, D.F., México	1985	8,1	Colapso estructural de cinco hospitales y daños mayores en otros 22. Al menos 11 instalaciones evacuadas. Pérdidas directas estimadas en US\$ 640 millones. Los hospitales más seriamente dañados fueron el Centro Médico Nacional del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), el hospital General y el hospital Benito Juárez. Los sismos produjeron un déficit súbito de 5.829 camas; en el hospital General murieron 295 personas y en el Juárez 561, entre las que se encontraban pacientes, médicos, enfermeras, personal administrativo, visitantes y recién nacidos.
San Salvador, El Salvador	1986	5,4	2.000 camas perdidas, más de 11 instalaciones hospitalarias afectadas: 10 desalojadas y una evacuada permanentemente. Se estimaron daños por US\$ 97 millones.
Tena, Ecuador	1995	6,2	Daños no estructurales moderados en el hospital Velasco Ibarra (120 camas): agrietamiento de varias paredes, ruptura de vidrios, caída de techos, desperfecto en el sistema de ascensores y daños en algunas tuberías para conducción de oxígeno y de agua, obligando a la suspensión de sus servicios y la evacuación de las instalaciones.
Aiquile, Bolivia	1998	6,8	El hospital Carmen López resultó gravemente dañado.
Armenia, Colombia	1999	5,8	El terremoto causó daños en 61 instalaciones de salud.
El Salvador	2001	7,6	1.917 camas hospitalarias (39,10 % de la capacidad del país) fuera de operación. El hospital San Rafael, severamente dañado, continuó parcialmente su función en el exterior del edificio. El hospital Rosales perdió su capacidad de atención quirúrgica. Los hospitales San Juan de Dios de San Miguel, Santa Teresa de Zacatecoluca y San Pedro de Usulután, severamente dañados, continuaron su operación solo parcialmente en los exteriores. El hospital de Oncología tuvo que ser evacuado completamente.
Perú	2001	6,9	7 hospitales, 80 centros de salud y 150 puestos de salud resultaron afectados en los departamentos de Arequipa, Moquegua, Tacna y Ayacucho

Una experiencia reciente es el caso de Turquía con el terremoto del 06 de febrero de 2023, donde El Ministerio de Salud de Turquía publicó una norma en el 2013 que exige que todos los hospitales nuevos con una capacidad de más de 100 camas se construyan utilizando aislamiento sísmico. De los 100 edificios aproximadamente aislados sísmicamente en Turquía, once de ellos se encontraban dentro de la región afectada por el terremoto, todos obtuvieron muy buen comportamiento en comparación con los importantes daños estructurales o el colapso, que presentan los edificios de base fija. Si bien el desempeño de los edificios sísmicamente aislados en Turquía no fue perfecto,

debido principalmente a problemas con el mantenimiento y la inspección periódica de las fosas, el evento sísmico del 6 de febrero de 2023 puede ser un motivador para el uso de aislamiento sísmico de los centros de salud en regiones altamente sísmicas- (Zimmerman *et al.*, 2023).

En Venezuela no se han reportado colapsos totales o parciales de centros de salud debido a un evento sísmico, aunque han dejado de prestar los servicios por varios días después del sismo, en la se hace referencias a sismos que han ocasionado daños no estructurales y funcionales en el territorio venezolano.

**Daños en Centro de Salud por terremotos en Venezuela
(Ascanio *et al.*, 2010).**

Tabla 12.2

Evento	Año	Mw	Efectos generales
Caracas, Venezuela.	1967	6,6	Parte de la infraestructura sanitaria de la ciudad capital, con algunos daños.
Táchira, Venezuela.	1981	5,4	Agrietamiento en la mampostería del Centro Clínico (de reciente construcción) y del Hospital Central de San Cristóbal. También se observó este tipo de daños en el Hospital de San Antonio y en el Hospital del Instituto Colombiano del Seguro Social en Cúcuta. La medicatura la Frontera de Ureña.
Pilar, Venezuela.	1986	5,9	Daños en la tabiquería del Hospital Central de Carúpano el cual ya había sufrido daños no estructurales en sismos pasados.
Cariaco, Venezuela.	1997	6,9	Daños no estructurales en diversos dispensarios médicos, en el Hospital Antonio Patricio de Alcalá, que fue desalojado aunque sólo sufrió daños menores no estructurales; la evacuación de los pacientes fue traumática y no pudo atender víctimas del sismo pues el colapso funcional se extendió hasta por dos semanas., algunos ambulatorios urbanos presentaron daños menores.
Cariaco, Venezuela.	2010	5,4	Los daños no estructurales vistos fueron leves, entre ellos se observó el desprendimiento de cerámica de las paredes de los baños y el desprendimiento de tejas en el módulo posterior. Adicionalmente se acota que en la sala de atención primaria se derrumbó un armario y hubo caída de las bombonas de oxígeno, ocasionando daños a otros equipos de la sala.

(Safina, 2002)

No solo los daños estructurales dejan fuera de operatividad un centro de salud, también los daños no estructurales y otras afectaciones funcionales, juegan un papel importante a la hora de prestar los servicios médicos, después de un sismo, tales son los casos: del Hospital Dr. Diego Carbonell ubicado en Cariaco donde un sismo de magnitud de 5,4 que ocurrió el día 15 de enero de 2010 produjo daños en la sala de atención primaria, en la Figura 12.1 se aprecia como el mobiliario de la sala no estaba adecuadamente sujetado, provocando el colapso del espacio e inutilizándolo para prestar la atención inmediata que se requiere después de un desastre. De manera similar ocurrió con el sismo de magnitud 6,9 del año 1997 en Cariaco donde el Hospital Antonio Patricio de Alcalá presentó un colapso funcional y no prestó sus servicios durante el sismo sino hasta dos semanas después.

Los hospitales y centro de salud ubicado en el Área Metropolitana de Caracas son edificaciones que se encuentran expuestas a una alta amenaza sísmica, por tal motivo se hace indispensable conocer las condiciones estructurales, no estructurales y funcionales de los centros de salud con la intención de advertir a las autoridades y tomadores de decisiones sobre las condiciones que se encuentran los centros de salud.



Figura 12.1 Sala de atención primaria del Hospital Dr. Diego Carbonell

Debido a los desastres ocurridos a nivel nacional e internacional por causa de terremotos, la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis) con asesoría del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV) han realizado diversas investigaciones con el fin de disminuir el riesgo sísmico en la ciudad de Caracas. Por esta razón, se ejecutó un proyecto que consiste en el estudio de evaluación sísmica de diferentes tipos de edificaciones ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas, titulado: Riesgo Sísmico en Caracas SismoCaracas, donde uno de los objetivos, es realizar evaluaciones rápidas y detalladas a diferentes tipos de edificaciones; para esto se crearon varios grupos de trabajos asociados a las estructuras a evaluar: Viaductos y Puentes, Viviendas Formales, Viviendas Informales, Edificaciones de Primera Asistencia, Edificaciones Patrimoniales y Centros de Salud.

A continuación, se presenta el inventario de las edificaciones inspeccionadas y los avances realizados por el grupo de trabajo de Centros de Salud del Proyecto SismoCaracas.

12.3. Inventario de los Centro de Salud en el AMC

Se indica a continuación el inventario de los Centros de Salud, ubicados en el Área Metropolitana de Caracas (AMC), donde se incluye los hospitales adscritos al Ministerio del Poder Popular para la

Defensa, Centros de Salud del Instituto Venezolano de los Seguros Sociales (IVSS), ambulatorios, clínicas populares, centro de diagnóstico integral, centros de alta tecnología y hospitales que se encuentran administrados por el Ministerio del Poder Popular para la Salud (MPPS).

No se encuentran incluidos las Salas de Rehabilitación Integral, los Centros de Salud administrados por el Ministerio del Poder Popular para la Educación, los administrados por las alcaldías y gobernaciones y los Centros de Salud privados.

En la Tabla 12.3 se presenta el tipo (I, II, III y IV), las coordenadas UTM y la ubicación de los Hospitales administrados por el Ministerio del Poder Popular para la Defensa (MPPD) y el Ministerio del Poder Popular para la Salud (MPPS). En la Figura 12.2 se presentan estos Centros de Salud georreferenciados.

Hospitales Pertenecientes a los Ministerios del Poder Popular para la Defensa y de Salud. Tabla 12.3

#	HOSPITALES	TIPO	MUNICIPIO	MINISTERIO	X	Y
1	Hospital. Policlínica Cabisofac G. N.	I	Libertador	MPPD	727.364	1.160.367
2	Vicente Salías	II	Libertador	MPPD	729.200	1.156.335
3	Dr. Carlos Arvelo	IV	Libertador	MPPD	725.590	1.161.182
4	Psiquiátrico. Día La Castellana	I	Chacao	MPPS	736.934	1.161.576
5	El Junquito	I	Libertador	MPPS	710.147	1.157.187
6	Julio Criollo Rivas	I	Libertador	MPPS	727.906	1.158.927
7	Psiquiátrico. El Peñón	II	Baruta	MPPS	731.889	1.154.849
8	Cardiológico Infantil	II	Libertador	MPPS	721.960	1.157.830
9	Francisco A. Rísquez	II	Libertador	MPPS	729.220	1.163.241
10	M. I. Yoel Valencia	II	Sucre	MPPS	740.110	1.159.401
11	Pérez de León	II	Sucre	MPPS	739.687	1.159.092
12	Ricardo Baquero González	II	Libertador	MPPS	725.180	1.162.910
13	M. I. Pastor Oropeza	III	Libertador	MPPS	719.976	1.154.491
14	Leopoldo Manrique Terrero	III	Libertador	MPPS	726983	1.154.926
15	Oncológico. Luis Razetti	III	Libertador	MPPS	728964	1.163.588
16	Psiquiátrico. de Caracas Lídice	III	Libertador	MPPS	726525	1.164.024
17	Jesús Yerena	III	Libertador	MPPS	726503	1.164.122
18	José Ignacio Baldó	IV	Libertador	MPPS	722035	1.159.709
19	Hospital Infantil J. Miguel de los Ríos	IV	Libertador	MPPS	729878	1.162.236
20	María Vargas	IV	Libertador	MPPS	728573	1.163.271
21	Maternidad Concepción Palacios	IV	Libertador	MPPS	726358	1.160.921
22	Universitario de Caracas	IV	Libertador	MPPS	730489	1.160407
23	José G, Hernández	IV	Libertador	MPPS	723826	1.163.216

Datum WGS-84, coordenadas UTM, huso 19N.

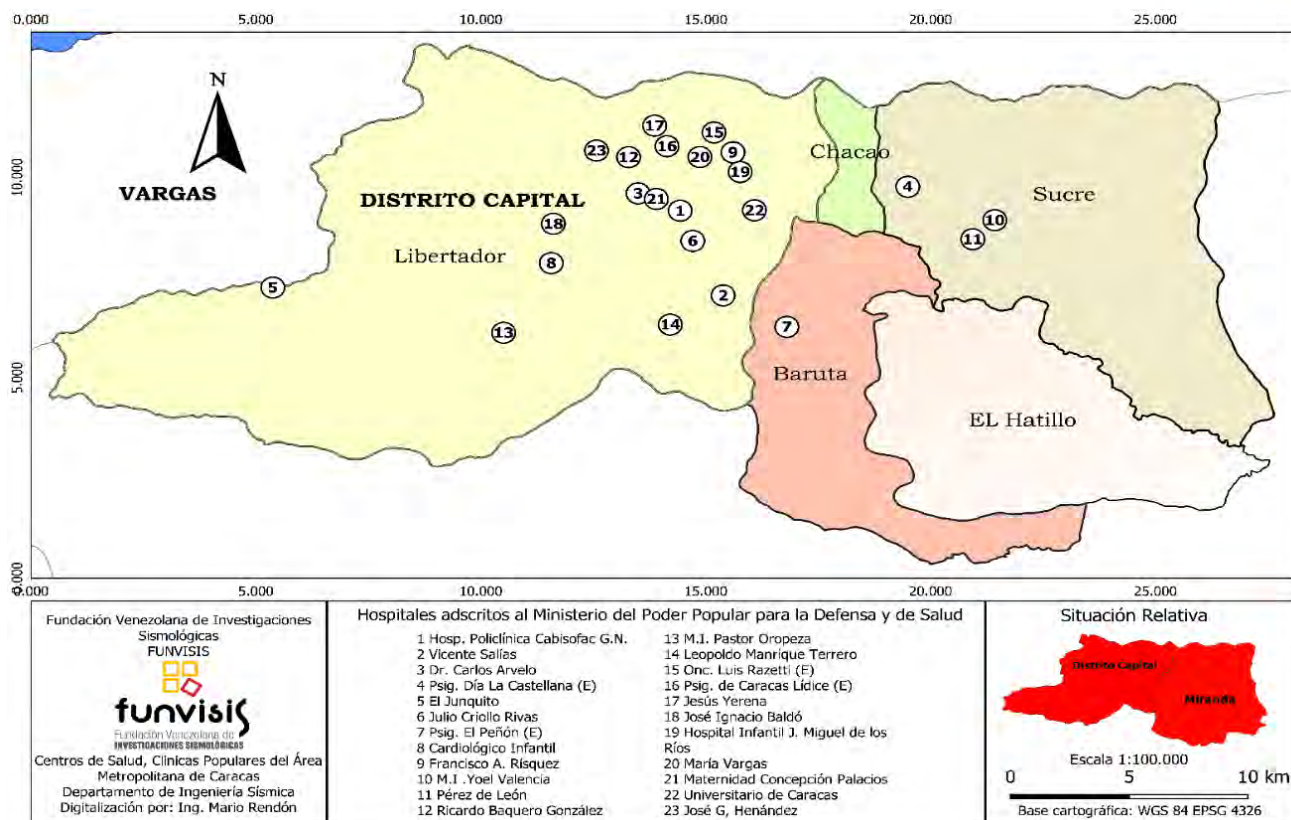


Figura 12.2 Ubicación de los Hospitales en Caracas, adscrito a los ministerios MPPPD y MPPPS.

En la Tabla 12.4 se aprecian los Centros de Salud del Área Metropolitana de Caracas administrados por el IVSS, el municipio donde se encuentran y las coordenadas de localización UTM, adicionalmente en la Figura 12.3 se presentan estos Centros de Salud georreferenciados.

Tabla 12.4 Centros de Salud del IVSS. (continúa...)

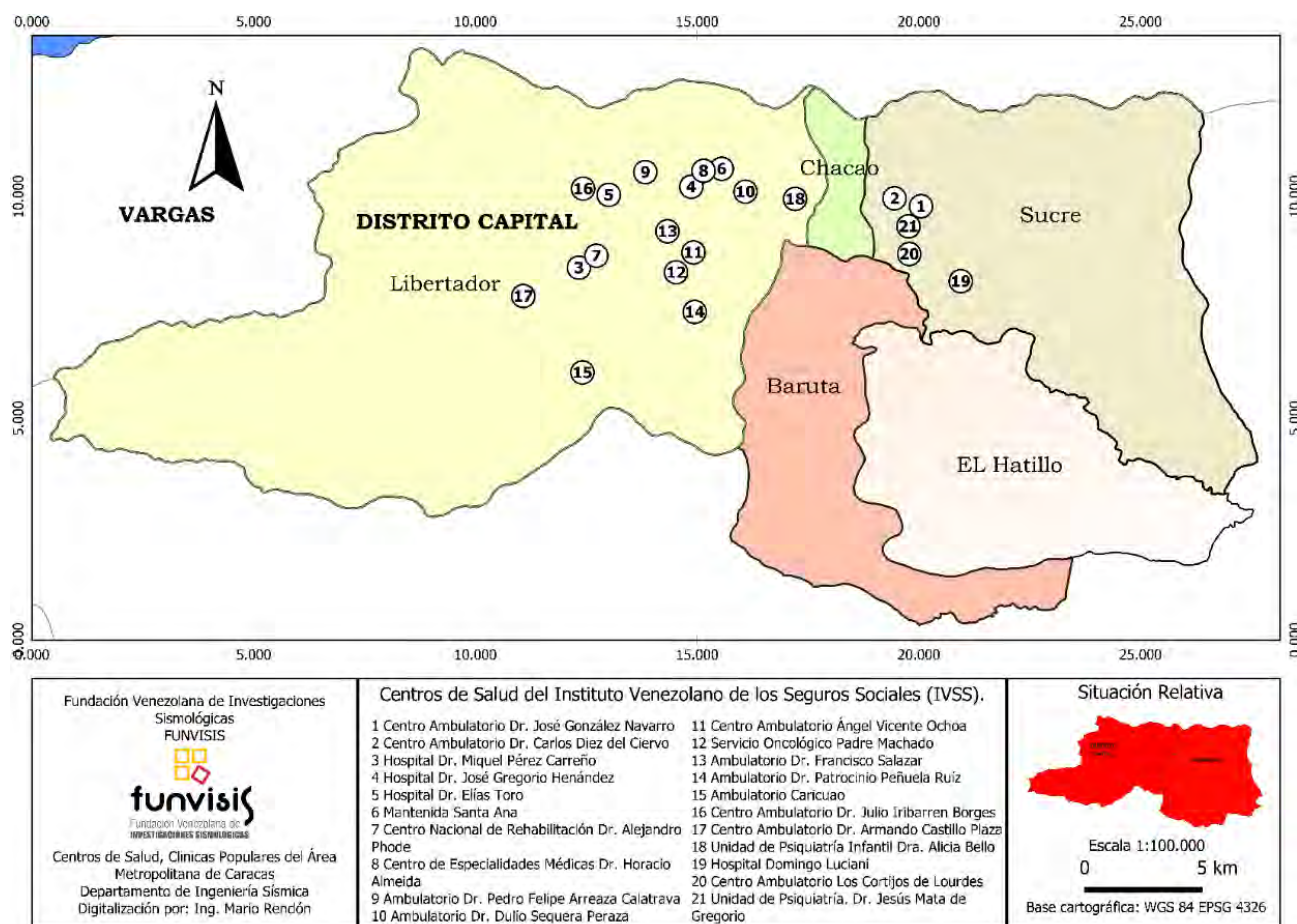
#	HOSPITALES	MUNICIPIO	X	Y
1	Hospital Domingo Luciani.	Sucre	739.703	1.158.382
2	Centro Ambulatorio Dr. Carlos Diez del Ciervo	Chacao	736.848	1.16.1936
3	Centro Ambulatorio Los Cortijos de Lourdes	Sucre	737.496	1.159.541
4	Unidad de Psiquiatría. Dr. Jesús Mata de Gregorio.	Sucre	737.875	1.161.204
5	Centro Ambulatorio Dr. José González Navarro	Baruta	737.983	1.161.604
6	Hospital Dr. Miquel Pérez Carreño	Libertador	724.033	1.159.248
7	Hospital Dr. José Gregorio Hernández	Libertador	728.645	1.162.930
8	Hospital Dr. Elías Toro	Libertador	724.656	1.162.005
9	Maternidad Santa Ana	Libertador	729.470	1.163.161
10	Centro Nacional de Rehabilitación Dr. Alejandro Phode	Libertador	724.144	1.159.377

Centros de Salud del IVSS. (continuación)

Tabla 12.4

#	HOSPITALES	MUNICIPIO	X	Y
11	Centro de Especialidades Médicas Dr. Horacio Almeida	Libertador	728.694	1.163.068
12	Ambulatorio Dr. Pedro Felipe Arreaza Calatrava	Libertador	726.212	1.162.994
13	Ambulatorio Dr. Dulio Sequera Peraza	Libertador	730.488	1.162.182
14	Centro Ambulatorio Ángel Vicente Ochoa	Libertador	728.288	1.159.546
15	Servicio Oncológico Padre Machado	Libertador	727.886	1.158.997
16	Ambulatorio Dr. Francisco Salazar	Libertador	727.172	1.160.451
17	Ambulatorio Dr. Patrocinio Peñuela Ruíz	Libertador	728.356	1.156.983
18	Ambulatorio Caricuao	Libertador	723.581	1.154.342
19	Centro Ambulatorio Dr. Julio Iribarren Borges.	Libertador	723.558	1.162.266
20	Centro Ambulatorio Dr. Armando Castillo Plaza	Libertador	721.037	1.157.617
21	Unidad de Psiquiatría Infantil Dra. Alecia Bello	Libertador	732.610	1.161.882

Datum WEGS-84, coordenadas UTM, huso 19N.



Ubicación georreferenciada de los Centros de Salud del Instituto Venezolano de los Seguros Sociales (IVSS)

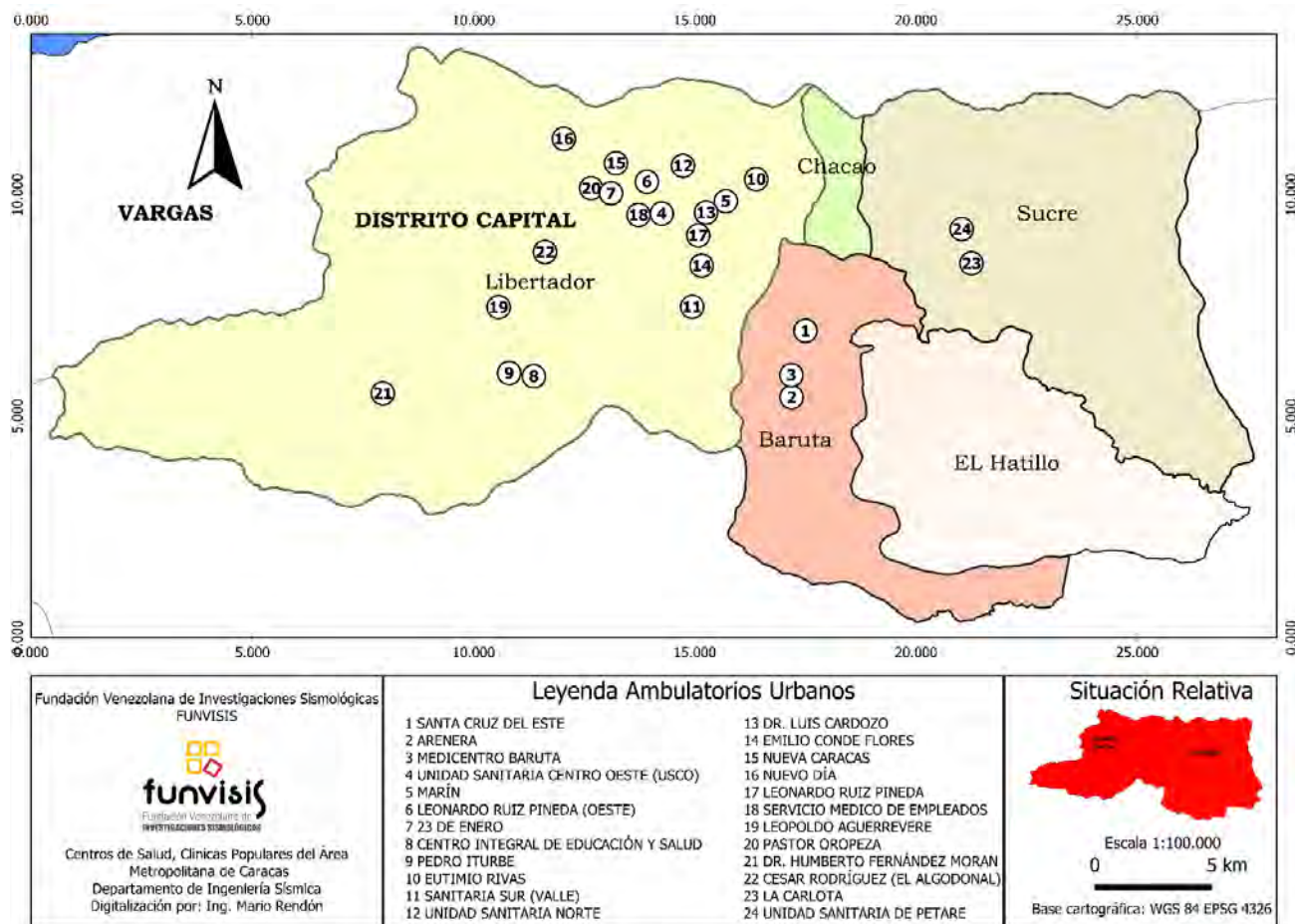
Figura 12.3

En la Tabla 12.5 se presentan los Ambulatorios Urbanos ubicados en el Área Metropolitana de Caracas, administrados por el MPPS, adicionalmente se indica, el municipio donde se encuentran y las coordenadas de localización UTM, adicionalmente la Figura 12.4 se presentan estos Centros de Salud georreferenciados.

Tabla 12.5 Ambulatorios Urbanos.

#	NOMBRE DEL AMBULATORIO	AMB.	MUNICIPIO	X	Y
1	SANTA CRUZ DEL ESTE	AU-II	BARUTA	733.196	1.156.121
2	ARENERA	AU-II	BARUTA	732.624	1.153.245
3	MEDICENTRO BARUTA	AU-II	BARUTA	732.608	1.154.204
4	UNIDAD SANITARIA CENTRO OESTE (USCO)	AU-II	LIBERADOR	727.018	1.161.141
5	MARÍN	AU-II	LIBERADOR	729.492	1.161.344
6	LEONARDO RUIZ PINEDA (OESTE)	AU-II	LIBERADOR	726.371	1.162.510
7	23 DE ENERO	AU-II	LIBERADOR	724.843	1.162.001
8	CENTRO INTEGRAL DE EDUCACIÓN Y SALUD	AU-II	LIBERADOR	721.591	1.154.082
9	PEDRO ITURBE	AU-II	LIBERADOR	7205.37	1.154.214
10	EUTIMIO RIVAS	AU-II	LIBERADOR	731.047	1.162.651
11	SANITARIA SUR (VALLE)	AU-II	LIBERADOR	728.345	1.157.125
12	UNIDAD SANITARIA NORTE	AU-II	LIBERADOR	777.914	1.163.216
13	DR. LUIS CARDOZO	AU-II	LIBERADOR	728.914	1.161.195
14	EMILIO CONDE FLORES	AU-II	LIBERADOR	728.738	1.158.904
15	NUEVA CARACAS	AU-II	LIBERADOR	725.045	1.163.303
16	NUEVO DÍA	AU-II	LIBERADOR	722.811	1164.345
17	LEONARDO RUIZ PINEDA	AU-II	LIBERADOR	728.791	1.160.773
18	SERVICIO MEDICO DE EMPLEADOS	AU-II	LIBERADOR	726.592	1.161.194
19	LEOPOLDO AGUERREVERE	AU-II	LIBERADOR	720.068	1.157.057
20	PASTOR OROPEZA	AU-III	LIBERADOR	724.687	1.162.093
21	DR. HUMBERTO FERNÁNDEZ MORAN	AU-III	LIBERADOR	715.138	1.153.300
22	CESAR RODRÍGUEZ (EL ALGODONAL)	AU-III	LIBERADOR	722.034	1.159.450
23	LA CARLOTA	AU-II	SUCRE	740.280	1.159.082
24	UNIDAD SANITARIA DE PETARE	AU-II	SUCRE	739.852	1.160.554

Datum WS-24, coordenadas UTM, huso 19N.

Ubicación georreferenciada de los Ambulatorios Urbanos **Figura 12.4**

En la Tabla 12.6 se presentan las Clínicas Populares ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas, administrados por el MPPS, su municipio y las coordenadas de localización UTM.

Clínicas Populares**Tabla 12.6**

#	NOMBRE	MUNICIPIO	X	Y
1	Clínica Popular El Paraíso	Libertador	7272.56	1.160.805
2	Clínica Popular Caricuao	Libertador	723.005	1.154.011
3	Clínica Popular Gramoven	Libertador	724.640	1.163.972
4	Clínica Popular El Valle	Libertador	728.471	1.157.115
5	Clínica Popular Catia	Libertador	726.212	1.162.994
6	Clínica Popular Mesuca	Sucre	740.788	1.158.928
7	Clínica Popular La Dolorita	Sucre	744.740	1.157.457
8	Clínica Popular Lebrún	Sucre	739.410	1.159.548

Datum WS-24, coordenadas UTM, huso 19N.

En la **Figura 12.5** se presentan estos Centros de Salud georreferenciados.

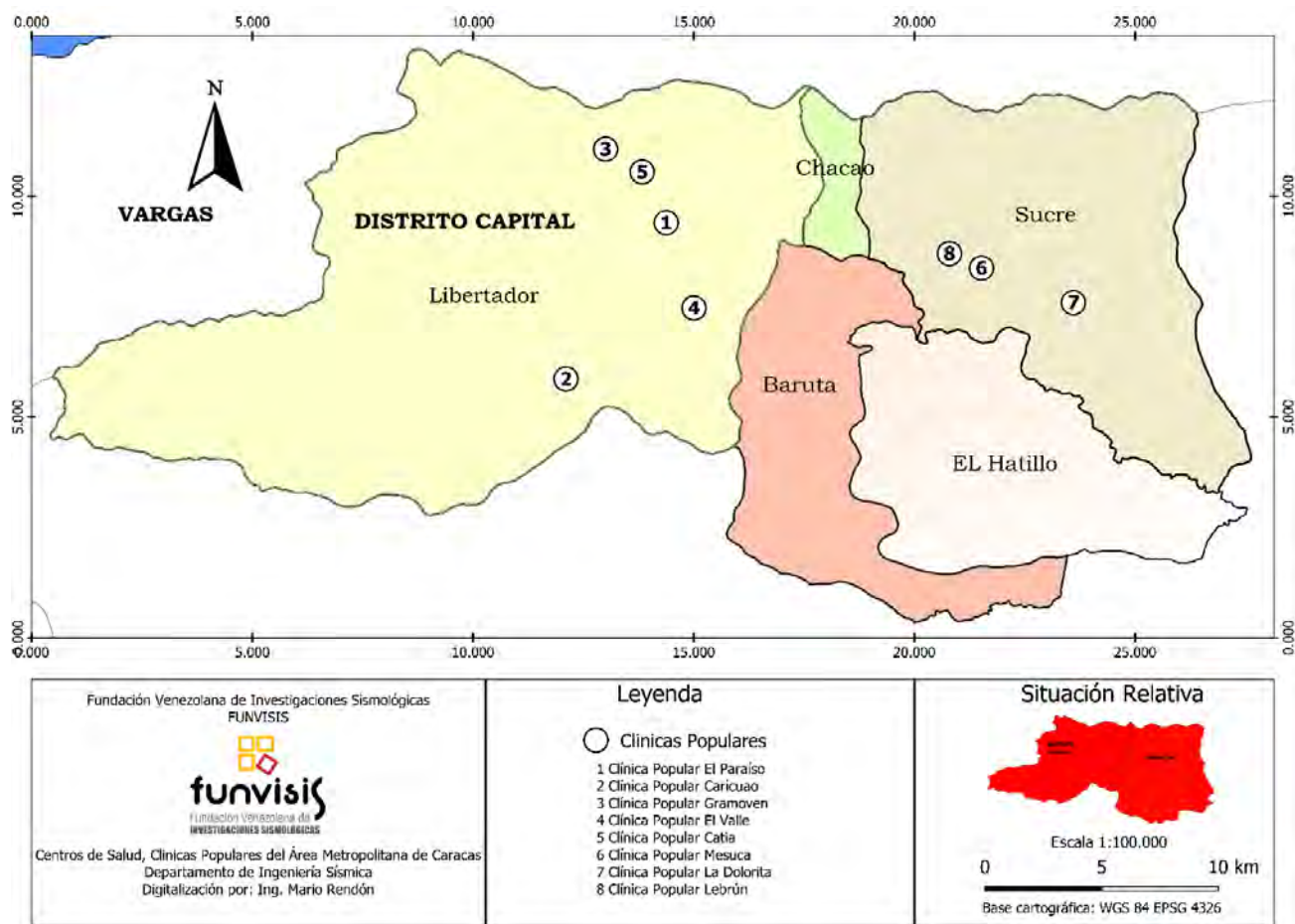


Figura 12.5 Ubicación georreferenciada de las Clínicas Populares

En la Tabla 12.7 se presenta los Centros de Diagnóstico Integral ubicados en el Área Metropolitana de Caracas y un Centro de Alta Tecnología, administrados por el MPPS, adicionalmente se indica, el municipio donde se encuentran y las coordenadas de localización UTM. En la Figura 12.5, se presentan estos Centros de Salud georreferenciados.

Tabla 12.7 Centro de Diagnóstico Integral (CDI). (continúa...)

N	MUNICIPIO	TIPO	NOMBRE	X	Y
1	BARUTA	CAT	CENTRO DE INVESTIGACIONES	7351.23	1.159.463
2	BARUTA	CDI	HOSPITAL EL PEÑÓN, LOS CHAGUARAMOS	731.804	1.154.900
3	BARUTA	CDI	HOYO DE LA PUERTA	730.939	1.149.311
4	BARUTA	CDI	MOISÉS SMITH	732.587	1.154.218
5	BARUTA	CDI	PIEDRA AZUL	732.630	1.153.872
6	BARUTA	CDI	SALVADOR ALLENDE (CHUAO)	735.130	1.159.453
7	BARUTA	CDI	TERRENO SANTA CRUZ	733.225	1.156.090

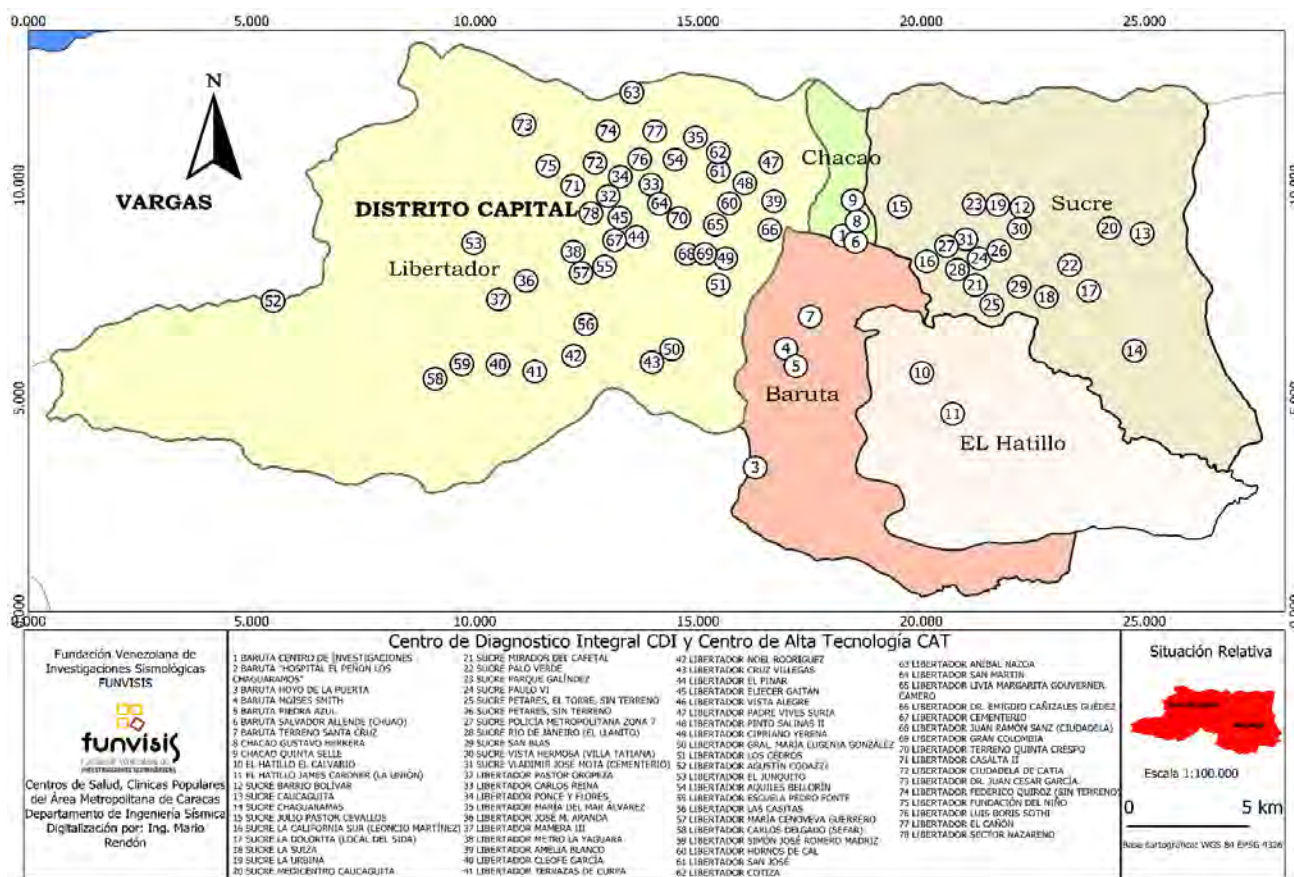
Centro de Diagnóstico Integral (CDI) (continúa...)

Tabla 12.7

N	MUNICIPIO	TIPO	NOMBRE	X	Y
8	CHACAO	CDI	GUSTAVO HERRERA	735.179	1.160.378
9	CHACAO	CDI	QUINTA SELLE	735.092	1.160.907
10	EL HATILLO	CDI	EL CALVARIO	737.974	1.153.603
11	EL HATILLO	CDI	JAMES CARDNER (LA UNIÓN)	739.291	1.151.775
12	SUCRE	CDI	BARRIO BOLÍVAR	741.652	1.161.001
13	SUCRE	CDI	CAUCAGUITA	747.272	1.159.923
14	SUCRE	CDI	CHAGUARAMAS	746.979	1.154.657
15	SUCRE	CDI	JULIO PASTOR CEVALLOS	736.973	1.161.046
16	SUCRE	CDI	LA CALIFORNIA SUR (LEONCIO MARTÍNEZ)	738.414	1.158.873
17	SUCRE	CDI	LA DOLORITA (LOCAL DEL SIDA)	745.032	1.157.326
18	SUCRE	CDI	LA SUIZA	743.230	1.157.043
19	SUCRE	CDI	LA URBINA	741.138	1.161.158
20	SUCRE	CDI	MEDICENTRO CAUCAGUITA	745.876	1.160.153
21	SUCRE	CDI	MIRADOR DEL CAFETAL	740.206	1.157.553
22	SUCRE	CDI	PALO VERDE	744.207	1.158.473
23	SUCRE	CDI	PARQUE GALINDEZ	740.614	1.161.177
24	SUCRE	CDI	PAULO VI	740.375	1.158.751
25	SUCRE	CDI	PETARES, EL TORRE, SIN TERRENO	740.462	1.157.394
#	MUNICIPIO	TIPO	NOMBRE	X	Y
26	SUCRE	CDI	PETARES, SIN TERRENO	7412.02	1.159.103
27	SUCRE	CDI	POLICÍA METROPOLITANA ZONA 7	739.194	1.159.198
28	SUCRE	CDI	RIO DE JANEIRO (EL LLANITO)	739.680	1.158.809
29	SUCRE	CDI	SAN BLAS	742.071	1.157.498
30	SUCRE	CDI	VISTA HERMOSA (VILLA TATIANA)	742.057	1.160.099
31	SUCRE	CDI	VLADIMIR JOSÉ MOTA (CEMENTERIO)	739.360	1.159.196
32	LIBERTADOR	CDI	PASTOR OROPEZA	724.718	1.161.882
33	LIBERTADOR	CDI	CARLOS REINA	726.435	1.161.975
34	LIBERTADOR	CDI	PONCE Y FLORES	725.130	1.162.312
35	LIBERTADOR	CDI	MARÍA DEL MAR ÁLVAREZ	728.584	1.163.767
36	LIBERTADOR	CDI	JOSÉ M. ARANDA	721.169	1.157.616
37	LIBERTADOR	CDI	MAMERA III	720.004	1.156.776
38	LIBERTADOR	CDI	METRO LA YAGUARA	723.154	1.158.936
39	LIBERTADOR	CDI	AMELIA BLANCO	730.756	1.162.013
40	LIBERTADOR	CDI	CLEOFÉ GARCÍA	720.004	1.153.858
41	LIBERTADOR	CDI	TERRAZAS DE CURPA	721.562	1.153.557
42	LIBERTADOR	CDI	NOEL RODRÍGUEZ	723202	1.154.269
43	LIBERTADOR	CDI	CRUZ VILLEGAS	726.895	1.154.320

Tabla 12.7 Centro de Diagnóstico Integral (CDI) (continuación)

N	MUNICIPIO	TIPO	NOMBRE	X	Y
44	LIBERTADOR	CDI	EL PINAR	725.833	1.159.622
45	LIBERTADOR	CDI	ELIECER GAITÁN	724.969	1.160.330
46	LIBERTADOR	CDI	VISTA ALEGRE	724.708	1.160.067
47	LIBERTADOR	CDI	PADRE VIVES SURIA	731.011	1.162.546
48	LIBERTADOR	CDI	PINTO SALINAS II	730.817	1.162.304
49	LIBERTADOR	CDI	CIPRIANO YERENA	729.623	1.152.679
50	LIBERTADOR	CDI	GRAL. MARÍA EUGENIA GONZÁLEZ	727.358	1.154.586
51	LIBERTADOR	CDI	LOS CEDROS	729.052	1.158.076
52	LIBERTADOR	CDI	AGUSTÍN CODAZZI	710.418	1.157.025
53	LIBERTADOR	CDI	EL JUNQUITO	718.933	1.159282
54	LIBERTADOR	CDI	AQUILES BELLORÍN	726.964	1163730
55	LIBERTADOR	CDI	ESCUELA PEDRO FONTE	724.488	1159281
56	LIBERTADOR	CDI	LAS CASITAS	710.418	1157025
57	LIBERTADOR	CDI	MARÍA CENOVEVA GUERRERO	723.374	1.158.212
58	LIBERTADOR	CDI	CARLOS DELGADO (SEFAR)	717.336	1.153.199
59	LIBERTADOR	CDI	SIMÓN JOSÉ ROMERO MADRIZ	718.472	1.153.855
60	LIBERTADOR	CDI	HORNOS DE CAL	729.745	1.160.845
61	LIBERTADOR	CDI	SAN JOSÉ	729.282	1.162.584
62	LIBERTADOR	CDI	COTIZA	729.275	1.163.424
63	LIBERTADOR	CDI	ANÍBAL NAZOA	725.599	1.166.091
64	LIBERTADOR	CDI	SAN MARTIN	726.796	1.161.112
65	LIBERTADOR	CDI	LIVIA MARGARITA GOUVERNER CAMERO	729.180	1.160.139
66	LIBERTADOR	CDI	DR. EMIGDIO CAÑIZALES GUÉDEZ	731.481	1.159.980
67	LIBERTADOR	CDI	CEMENTERIO	724.908	1.159.460
68	LIBERTADOR	CDI	JUAN RAMÓN SANZ (CIUADAELA)	727.972	1.158.864
69	LIBERTADOR	CDI	GRAN COLOMBIA	728.743	1.158.971
70	LIBERTADOR	CDI	TERRENO QUINTA CRESPO	727.519	1.160.955
71	LIBERTADOR	CDI	CASALTA II	723.491	1.161.163
72	LIBERTADOR	CDI	CIUADAELA DE CATIA	723.795	1.162.564
73	LIBERTADOR	CDI	DR. JUAN CESAR GARCÍA	721.045	1.164.616
74	LIBERTADOR	CDI	FEDERICO QUIROZ (SIN TERRENO)	724.603	1.164.363
75	LIBERTADOR	CDI	FUNDACIÓN DEL NIÑO	723.429	1.162.264
76	LIBERTADOR	CDI	LUIS BORIS SOTHI	725.947	1.163.094
77	LIBERTADOR	CDI	EL CAÑÓN	726.597	1.163.863
78	LIBERTADOR	CDI	SECTOR NAZARENO	723.772	1.161.093
Datum WS-24, coordenadas UTM, huso 19N					



Ubicación georreferenciada de los Centros de Diagnóstico Integral

Figura 12.6

12.4 Inspecciones Rápidas

Se realizaron inspecciones a 21 hospitales, adscritos al Ministerio del Poder Popular para la Salud (MPPS) donde se evaluaron sus características estructurales y funcionales; en la **Tabla 12.8** se referencian los hospitales inspeccionados con sus respectivas coordenadas, el ente al que están adscritos, el número de edificios que posee, el año de construcción y el tipo de edificación.

Módulos principales de los Hospitales Inspeccionados (continúa) **Tabla 12.8**

#	Nombre	Tipo	Municipio Parroquia	Año de Construcción	Nº de Edif.	UTM Oeste (m)	UTM Norte (m)
1	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	IV	Libertador / Sucre	1.973	3	723.826	1.163.216

Tabla 12.8 Módulos principales de los Hospitales Inspeccionados (continúa)

#	Nombre	Tipo	Municipio Parroquia	Año de Construcción	Nº de Edif.	UTM Oeste (m)	UTM Norte (m)
2	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	II	Libertador / Sucre	1.970	3	725.180	1.162.910
3	Hospital Jesús Yerena	III	Libertador / Sucre	1.950	2	726.503	1.164.122
4	Hospital Oncológico Luis Razetti	III	Libertador / San José	1.956	3	728.964	1.163.588
5	Hospital Francisco A. Risquez	IV	Libertador / San José	1.930	5	729.220	1.163.241
6	Hospital el Junquito SRI	SRI	Libertador / El Junquito	2.011	1	708.975	1.156.885
7	Hospital el Junquito	I	Libertador / El Junquito	1.980	2	708.983	1.156.896
8	Hospital Julio Criollo Rivas	I	Libertador / Santa Rosalía	1.959	4	727.906	1.158.927
9	Pediátrico Luisa Cáceres de Arismendi	IV	Libertador Antímamo	1.959	1	721.884	1.159.537
10	Materno Infantil Herrera Vegas	IV	Libertador Antímamo	1.959	3	721.572	1.159.854
11	Hospital Simón Bolívar	IV	Libertador Antímamo	1.959	15	722.020	1.159.681
12	Hospital Cardiológico Infantil Latinoamericano	II	Libertador Montalbán	2.006	1	721.960	1.157.830
13	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	III	Libertador / Caricuao	1.979	3	719.976	1.154.491
14	Centro de Higiene Mental. La Castellana	I	Chacao	1.960	1	734.805	1.161.436
15	Hospital de Coche Dr. Leopoldo Manrique Terrero	III	Libertador / Coche	1.954	3	726.983	1.154.926

Módulos principales de los Hospitales Inspeccionados (continuación) Tabla 12.8

#	Nombre	Tipo	Municipio Parroquia	Año de Construcción	Nº de Edif.	UTM Oeste (m)	UTM Norte (m)
16	Hospital Ana Francisco Pérez de León II	II	Sucre / Petare	2.002	2	739.687	1.159.092
17	Psiquiátrico de Caracas	III	Libertador Sucre	1.959	5	726.525	1.164.024
18	Maternidad Concepción Palacios	IV	Libertador / San Juan	1.958	2	726.358	1.160.921
19	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia suministro	II	Sucre / Petare	1.975	3	740.110	1.159.401
20	Hospital José María Vargas	IV	Libertador / San José	1.888 -1.960	5	728.573	1.163.271
21	Hosp. J. M de Los Ríos	IV	Libertador / San Bernardino	1.936	4	729.878	1.162.236
Datum WS-24, coordenadas UTM, huso 19N.							

Para la evaluación de los Centros de Salud inspeccionados, se emplearon dos metodologías diferentes: el Índice de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico desarrollada por Funvisis, y el índice de seguridad hospitalaria OPS/OMS desarrollado por la Organización Mundial de la Salud.

12.5. Índice de Priorización de Centros de Salud

La metodología aplicada consistió en un procedimiento para la asignación de un índice de priorización sismorresistente de una edificación existente, localizada en cualquier lugar del país, esta metodología se denomina Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico, en su tercera versión (Funvisis, 2014; López *et. al.* 2014). Para las edificaciones ubicadas en el Área Metropolitana de Caracas, los índices propuestos toman en consideración los resultados del estudio de microzonificación sísmica de Caracas (Funvisis, 2009).

El procedimiento indica que no se pretende cuantificar en forma absoluta los niveles de vulnerabilidad y riesgo de la edificación, sino suministrar índices que permitan comparar una edificación con otra, a fin de definir prioridades hacia estudios detallados posteriores que permitan la toma de decisiones y eventuales intervenciones de refuerzo estructural, bajo el marco de la prevención ante la futura ocurrencia de terremotos (López *et. al.* (2014).

En la Tabla 12.9 se indican los índices de Amenaza, Vulnerabilidad, Importancia y Priorización calculados mediante la metodología propuesta, para todos los módulos inspeccionados, de los 21 hospitales ya mencionados, resultando un total de 44 estructuras evaluadas.

Tabla 12.9 Índices de amenaza, vulnerabilidad, importancia y priorización de los módulos Principales de los Hospitales Inspeccionados. (continúa)

Nº	Módulo	Centro de Salud	Año de Construcción	Índice A	Índice V	Índice I	Índice P
1	Principal	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	1.973	0,64	40,6	1	26
2	Mantenimiento	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	1.973	0,64	36,5	0,92	21,49
3	Administración	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	1.973	0,64	36,5	0,92	21,49
4	Taller	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	1.973	0,64	29	0,9	16,7
5	Módulo 3	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	1.970	0,64	62,2	0,9	35,83
6	Módulo 2	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	1.954	0,64	51	0,97	31,66
7	Módulo 1	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	1.954	0,64	37,1	0,97	23,03
8	Principal	Hospital Jesús Yerena	1.950	0,64	55	0,97	34,14
9	Almacén	Hospital Jesús Yerena	1.950	0,64	43	0,9	24,8
10	Principal	Hospital Oncológico Luis Razetti	1.956	0,64	74,15	0,97	46,03
11	Anexo 1	Hospital Oncológico Luis Razetti	1.978	0,64	60,25	0,95	36,6
12	Anexo 2	Hospital Oncológico Luis Razetti	1.988	0,64	23,5	0,9	13,5
13	Principal	Hospital Francisco A. Risquez	1.930	0,64	58,5	0,95	35,57

**Índices de amenaza, vulnerabilidad, importancia y
priorización de los módulos Principales de los Hospitales
Inspeccionados. (continúa)**

Tabla 12.9

Nº	Módulo	Centro de Salud	Año de Construcción	Índice A	Índice V	Índice I	Índice P
14	Rehabilitación	Hospital Francisco A. Riquez	1.903	0,64	59	0,92	34,74
15	SRI	Hospital el Junquito SRI	2.011	0,6	32,45	0,92	17,91
16	Módulo de la Dirección	Hospital el Junquito	1.980	0,6	46,5	0,95	26,51
17	Módulo 1	Hospital Julio Criollo Rivas	1.960	0,64	49	0,92	28,85
18	Módulo 2	Hospital Julio Criollo Rivas	1.960	0,64	49,2	0,92	28,97
19	Módulo 4	Hospital Julio Criollo Rivas	1.930	0,64	67,7	0,92	39,9
20	Pediátrico	Pediátrico Luisa Cáceres de Arismendi	1.959	0,6	65	0,97	37,83
21	Principal	Materno Infantil Herrera Vegas	1.959	0,6	65,2	0,97	37,95
22	Principal	Hospital Simón Bolívar	1.959	0,6	70,6	1	42,36
23	Morgue	Hospital Simón Bolívar	2.010	0,6	12,5	0,9	6,75
24	Principal	Hospital Cardiológico Infantil Latinoamericano	2.006	0,6	20,65	0,95	11,77
25	Administración	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	1.979	0,6	69,6	0,92	38,4
26	Consultas externas	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	1.979	0,6	66	0,97	38,4
27	Quirófano	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	1.979	0,6	69,6	0,97	40,5
28	Principal	Centro de Higiene Mental. La Castellana	1.960	0,64	56,6	0,95	34,41
29	Hospitalización	Hospital de Coche Dr. Leopoldo Manrique Terrero	1.954	0,6	56,35	0,95	32,12

Tabla 12.9 Índices de amenaza, vulnerabilidad, importancia y priorización de los módulos Principales de los Hospitales Inspeccionados. (continuación)

Nº	Módulo	Centro de Salud	Año de Construcción	Índice A	Índice V	Índice I	Índice P
30	Traumatología	Hospital Ana Francisco Pérez de León II	2.002	0,64	17,75	0,95	10,79
31	Emergencia	Psiquiátrico de Caracas	1.959	0,64	47,3	0,92	27,85
32	administración	Psiquiátrico de Caracas	1.959	0,64	43,95	0,92	25,88
33	Rehabilitación	Psiquiátrico de Caracas	1.959	0,64	41,25	0,92	24,29
34	Principal	Maternidad Concepción Palacios	1.958	0,64	70,95	1	45,41
35	Consulta Externa	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	1.975	0,64	41,5	0,95	25,23
36	Electricidad	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	1.975	0,64	36,5	0,9	21,02
37	Suministros	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	2.008	0,64	29,75	0,95	18,09
38	Rayos X	Hospital José María Vargas	1.992	0,64	34	0,92	20,02
39	Ala Norte	Hospital José María Vargas	1.888	0,64	72,5	0,95	44,08
40	Endocrino	Hospital José María Vargas	1.960	0,64	46,5	0,95	28,27
41	Módulo 1 Ala Sur	Hosp. J. M de Los Ríos	1.936	0,64	38,95	0,95	23,68
42	Módulo 2 Ala Oeste	Hosp. J. M de Los Ríos	1.936	0,64	41,45	0,95	25,2
43	Módulo 3 Ala Norte	Hosp. J. M de Los Ríos	1.936	0,64	38,95	0,95	23,7
44	Módulo 3 Ala Este	Hosp. J. M de Los Ríos	1.936	0,64	38,95	0,95	23,68

La valoración cuantitativa de los módulos de los hospitales evaluados se presenta en la Tabla 12.10, para los índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización.

Valoración de los Índices de Vulnerabilidad, Riesgo y Priorización. (continúa)

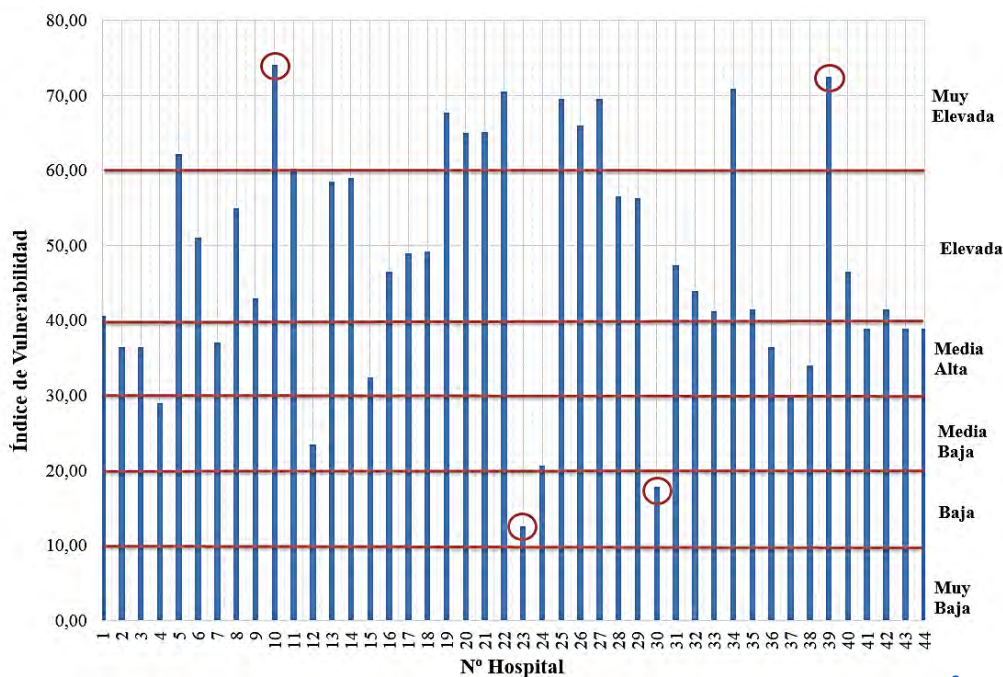
Tabla 12.10

#	Módulo	Centro de Salud	Vulnerabilidad	Riesgo	Priorización
1	Principal	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	Elevada	Alto	P5
2	Mantenimiento	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	Media Alta	Medio Alto	P6
3	Administración	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	Media Alta	Medio Alto	P6
4	Taller	Hospitales José Gregorio Hernández (Hospital Magallanes de Catia)	Media Baja	Medio Alto	P7
5	Módulo 3	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	Muy Elevada	Alto	P4
6	Módulo 2	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	Elevada	Alto	P4
7	Módulo 1	Hospital Dr. Ricardo Baquero González	Media Alta	Medio Alto	P6
8	Principal	Hospital Jesús Yerena	Elevada	Alto	P4
9	Almacén	Hospital Jesús Yerena	Elevada	Alto	P6
10	Principal	Hospital Oncológico Luis Razetti	Muy Elevada	Elevado	P3
11	Anexo 1	Hospital Oncológico Luis Razetti	Muy Elevada	Alto	P4
12	Anexo 2	Hospital Oncológico Luis Razetti	Media Baja	Medio Alto	P8
13	Principal	Hospital Francisco A. Riskey	Elevada	Alto	P4
14	Rehabilitación	Hospital Francisco A. Riskey	Elevada	Alto	P4
15	SRI	Hospital el Junquito SRI	Media Alta	Medio Alto	P7
16	Dirección	Hospital el Junquito	Elevada	Alto	P5
17	Módulo 1	Hospital Julio Criollo Rivas	Elevada	Alto	P5
18	Módulo 2	Hospital Julio Criollo Rivas	Elevada	Alto	P5
19	Módulo 4	Hospital Julio Criollo Rivas	Muy Elevada	Elevado	P4
20	Pediátrico	Pediátrico Luisa Cáceres de Arismendi	Muy Elevada	Alto	P4
21	Principal	Materno Infantil Herrera Vegas	Muy Elevada	Alto	P4

Tabla 12.10 Tabla 12.10. Valoración de los Índices de Vulnerabilidad, Riesgo y Priorización. (continuación)

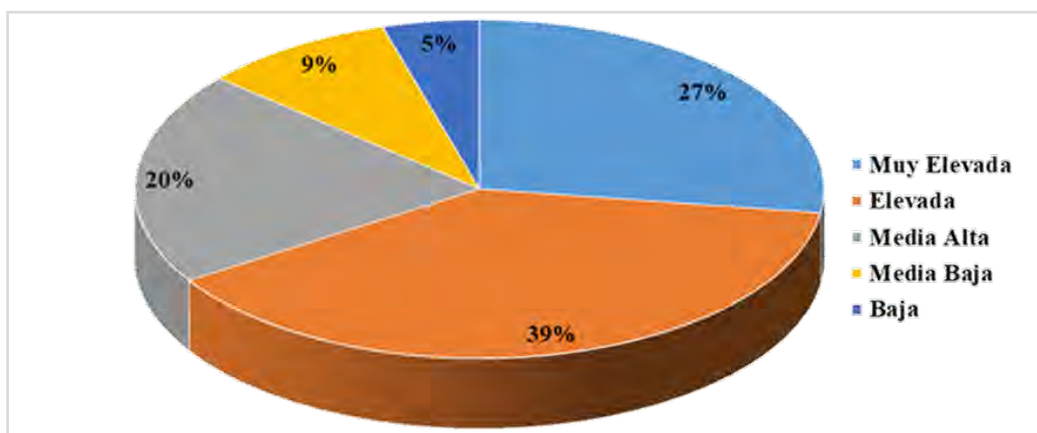
#	Módulo	Centro de Salud	Vulnerabilidad	Riesgo	Priorización
22	Principal	Hospital Simón Bolívar	Muy Elevada	Elevado	P3
23	Morgue	Hospital Simón Bolívar	Baja	Bajo	P10
24	Principal	Hospital Cardiológico Infantil Latinoamericano	Media Baja	Medio Bajo	P9
25	Administración	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	Muy Elevada	Elevado	P4
26	Consultas externas	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	Muy Elevada	Alto	P4
27	Quirófano	Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza	Muy Elevada	Elevado	P3
28	Principal	Centro de Higiene Mental. La Castellana	Elevada	Alto	P4
29	Hospitalización	Hospital de Coche Dr. Leopoldo Manrique Terrero	Elevada	Alto	P4
30	Traumatología	Hospital Ana Francisco Pérez de León II	Baja	Medio Bajo	P9
31	Emergencia	Psiquiátrico de Caracas	Elevada	Alto	P5
32	Administración	Psiquiátrico de Caracas	Elevada	Alto	P5
33	Rehabilitación	Psiquiátrico de Caracas	Elevada	Alto	P6
34	Principal	Maternidad Concepción Palacios	Muy Elevada	Elevado	P3
35	Consulta Externa	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	Elevada	Alto	P5
36	Electricidad	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	Media Alta	Medio Alto	P6
37	Suministros	Hosp. Materno Infantil Joel Valencia	Media Baja	Medio Alto	P7
38	Rayos X	Hospital José María Vargas	Media Alta	Medio Alto	P6
39	Ala Norte	Hospital José María Vargas	Muy Elevada	Elevado	P3
40	Endocrino	Hospital José María Vargas	Elevada	Alto	P5
41	Módulo 1 Ala Sur	Hosp. J. M de Los Ríos	Media Alta	Medio Alto	P6
42	Módulo 2 Ala Oeste	Hosp. J. M de Los Ríos	Elevada	Alto	P5
43	Módulo 3 Ala Norte	Hosp. J. M de Los Ríos	Media Alta	Medio Alto	P6
44	Módulo 3 Ala Este	Hosp. J. M de Los Ríos	Media Alta	Medio Alto	P6

En la Figura 12.7, se muestran los hospitales inspeccionados con sus respectivos índices de vulnerabilidad, ubicados en el eje de las abscisas de acuerdo al número que se indica en la Tabla 12.10. Se puede observar que los hospitales con mayor índice de vulnerabilidad son, el Oncológico Luis Razetti (Nº 10) y el Ala Norte del Hospital José María Vargas (Nº 39), mientras que los de menor índice son el edificio de la morgue, en el Hospital Simón Bolívar (Nº 23) y el Hospital Ana Francisca Pérez de León (Nº 30).



Índice de Vulnerabilidad (Iv) de Hospitales inspeccionados. **Figura 12.7**

Luego de haber evaluado los índices de vulnerabilidad (Iv), se obtuvo una valoración de acuerdo a los rangos establecidos por López *et. al.* (2014), en la **Figura 12.8** se muestran los valores obtenidos de los hospitales inspeccionados, donde el 5% posee una baja vulnerabilidad, el 9% media baja, el 20% media alta, 39% elevada y el 27% muy elevada vulnerabilidad.



Valoración de los Índices de Vulnerabilidad (Iv). **Figura 12.8**

Por otra parte, en la Figura 12.9 se muestran los hospitales inspeccionados con sus respectivos índices de priorización, donde los hospitales con mayor prioridad son el Oncológico Luis Razetti (Nº 10), el módulo principal del Hospital Simón Bolívar (Nº 22), Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza (Nº 27), el módulo principal de la Maternidad Concepción Palacios (Nº 34) y el Ala Norte del Hospital José María Vargas (Nº 39).

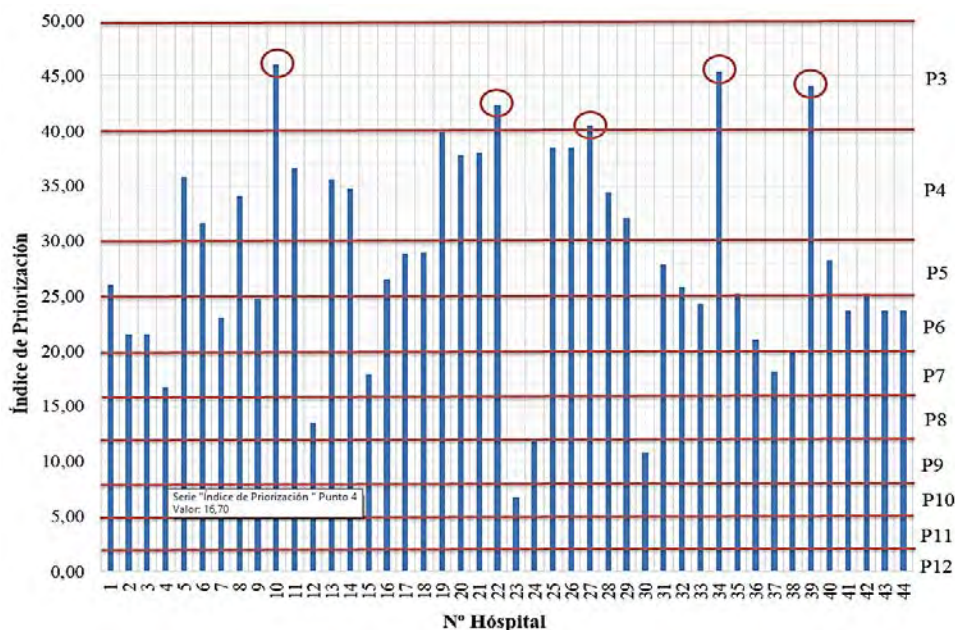


Figura 12.9 Índice de Priorización (IP) de Hospitales Inspeccionados

En la Figura 12.10, se presenta la valoración de los índices de priorización (IP) de acuerdo con sus respectivas calificaciones, donde al 11% le corresponde una calificación de P3 teniendo así la máxima priorización de los hospitales inspeccionados. Adicionalmente, ningún hospital posee una priorización de P1 y P2 que son los máximos valores de priorización.

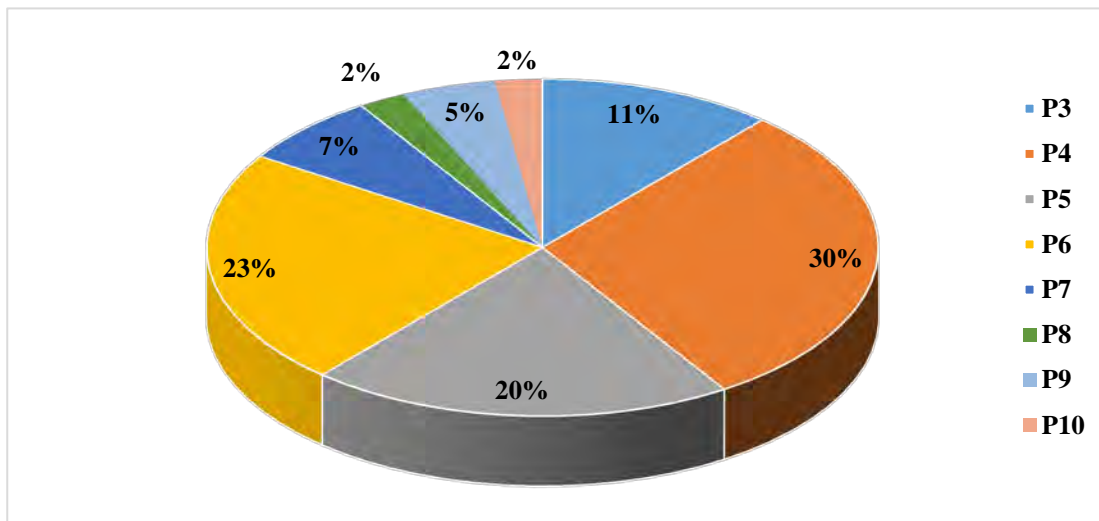
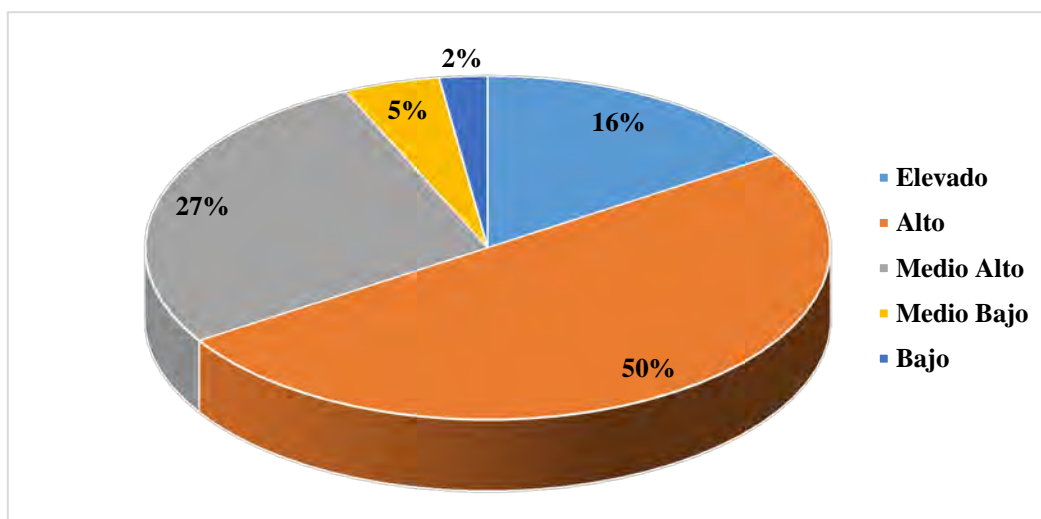


Figura 12.10 Valoración de los Índices de Priorización (IP)

De acuerdo a lo establecido en Funvisis (2014) el índice de riesgo (I_R) se obtiene del producto entre el índice de vulnerabilidad (I_V) y el índice de amenaza (I_A), este valor oscila en un rango que va de 0 a 100 y de acuerdo a esto, se clasifica en riesgo elevado, alto, medio alto, medio bajo y bajo. En la Figura 12.11, se observa la valoración del riesgo de los hospitales inspeccionados según las calificaciones establecidas por López *et. al.* (2014), en donde el 16% de las edificaciones poseen un riesgo elevado, el 50% alto, 27% medio alto, 5% medio bajo y 2 % bajo.



Valoración del Riesgo (IR)

Figura 12.11

12.6. Cálculo de los Índices de Seguridad Hospitalaria OPS/OMS

La metodología para el cálculo del índice de seguridad hospitalaria OPS/OMS, evalúa la capacidad de funcionamiento del centro estudiado, luego de la ocurrencia de eventos sísmicos, estos resultados son perfectamente aplicables a alguna otra amenaza que afecte a los hospitales, dependiendo de su ubicación geográfica. La aplicación de las planillas depende de su tipología, los hospitales o centros de salud tipo III o IV se evaluaron con la metodología del “Índice de seguridad hospitalaria: formularios para la evaluación de hospitales seguros, OPS/OMS” y para centros de tipo II o I se evaluaron con la metodología del “Índice de seguridad hospitalaria: formularios para la evaluación de establecimientos de salud de mediana y baja complejidad, OPS/OMS”.

12.6.1. Vulnerabilidad Estructural

La vulnerabilidad estructural asociada, es la referida al estado de los elementos estructurales como vigas, columnas, muros; las irregularidades observadas a nivel estructural, y la relación con los elementos que no forman parte de la estructura, entre otros aspectos, que evalúan a nivel general el funcionamiento del hospital. A continuación, se presentan los resultados en la Tabla 12.11.

Tabla 12.11 Resultados de la vulnerabilidad estructural, expresados en porcentaje

Hospitales	Tipo	Vulnerabilidad Estructural		
		Alta probabilidad de no funcionar	Probablemente funcione	Alta probabilidad de funcionar
Maternidad Concepción Palacios	IV	26,25	48,75	25
José Gregorio Hernández	IV	11,25	34,58	54,17
Leopoldo Manrique Terrero	III	18,75	48,75	32,5
Jesús Yerena	III	23,33	69,17	7,5
Psiquiátrico de Caracas	III	15	73,75	11,25
José Manuel de los Ríos	IV	37,5	52,5	10
José María Vargas	IV	24,17	41,25	34,58
Oncológico Luis Razetti	III	11,25	57,08	31,67
Francisco Riskey	II	18,75	50,42	30,83
Ricardo Baquero González	II	11,25	72,08	16,67
Materno Infantil del Este	II	22,5	26,25	51,25
Complejo José Ignacio Baldó, Simón Bolívar	IV (II)	37,5	33,75	28,75
Centro de Salud Mental "El Peñón"	II	56,25	32,5	11,25
Centro de Higiene Mental la Castellana	I	28,75	67,5	3,75

12.6.2. Vulnerabilidad No-Estructural

La vulnerabilidad no-estructural está asociada al estado de todos aquellos elementos que no forman parte de la estructura, es decir, el equipamiento de las líneas vitales, las telecomunicaciones, mobiliario y equipo de oficina, equipo médico, elementos arquitectónicos. Los resultados se muestran en la **Tabla 12.12**

Tabla 12.12 Resultados de la vulnerabilidad no-estructural, expresados en porcentaje. (continúa)

Hospitales	Tipo	Vulnerabilidad No estructural		
		Alta probabilidad de no funcionar	Probablemente funcione	Alta probabilidad de funcionar
Maternidad Concepción Palacios	IV	18,58	45,83	35,6
José Gregorio Hernández	IV	27,69	40,44	31,88
Leopoldo Manrique Terrero	III	28,14	49,81	22,05
Jesús Yerena	III	32,45	39,39	28,17
Psiquiátrico de Caracas	III	44,12	13,17	42,71
José Manuel de los Ríos	IV	17,7	43,56	38,74
José María Vargas	IV	14,3	54,94	30,75

Resultados de la vulnerabilidad no-estructural, expresados en porcentaje. (continuación) Tabla 12.12

Hospitales	Tipo	Vulnerabilidad No estructural		
		Alta probabilidad de no funcionar	Probablemente funcione	Alta probabilidad de funcionar
Oncológico Luis Razetti	III	30,18	36,58	33,25
Francisco Riskey	II	36,95	25,52	37,52
Ricardo Baquero González	II	33,17	39,06	27,77
Materno Infantil del Este	II	30,67	25,47	43,86
Complejo José Ignacio Baldó, Simón Bolívar	IV (II)	36,45	25,96	37,6
Centro de Salud Mental "El Peñón"	II	55	33,54	11,46
Centro de Higiene Mental la Castellana	I	68,6	15,34	16,1

12.6.3. Vulnerabilidad Funcional

La vulnerabilidad funcional está referida a la organización de los comités de desastres, planes de operativos internos y externos que se deben activar ante la ocurrencia de un desastre, los planes de contingencia para atención médica, los planes para el correcto funcionamiento de los servicios vitales y la disponibilidad de insumos, medicamentos y equipos; los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 12.13.

Resultados de la vulnerabilidad funcional, expresados en porcentaje. Tabla 12.13

Hospitales	Tipo	Vulnerabilidad Funcional		
		Alta probabilidad de no funcionar	Probablemente funcione	Alta probabilidad de funcionar
Maternidad Concepción Palacios	IV	93,07	0	6,93
José Gregorio Hernández	IV	20,66	7,8	71,54
Leopoldo Manrique Terrero	III	35,09	25,95	38,96
Jesús Yerena	III	19,43	46,93	33,64
Psiquiátrico de Caracas	III	67,15	24,45	8,4
José Manuel de los Ríos	IV	42,27	33,89	23,84
José María Vargas	IV	13,06	28,76	58,18
Oncológico Luis Razetti	III	75,09	21,87	3,04
Francisco Riskey	II	87,56	6,84	5,6
Ricardo Baquero González	II	65,94	7,18	26,88
Materno Infantil del Este	II	65	12,6	22,4
Complejo José Ignacio Baldó, Simón Bolívar	IV (II)	46,7	23,1	30,2
Centro de Salud Mental "El Peñón"	II	57,5	25,2	17,3
Centro de Higiene Mental la Castellana	I	85,45	14,55	0

12.6.4. Vulnerabilidad Total

La vulnerabilidad total asociada depende de los resultados de cada una de las vulnerabilidades anteriores, por lo que se obtuvieron los resultados que se indican en la Tabla 12.14.

Tabla 12.14 Resultados de la vulnerabilidad total, expresados en porcentaje.

Hospitales	Tipo	Vulnerabilidad Total		
		Alta probabilidad de no funcionar	Probablemente funcione	Alta probabilidad de funcionar
Maternidad Concepción Palacios	IV	37,31	38,12	24,57
José Gregorio Hernández	IV	18,06	30,98	50,96
Leopoldo Manrique Terrero	III	24,84	44,51	30,66
Jesús Yerena	III	25,29	55,79	18,93
Psiquiátrico de Caracas	III	34,17	45,72	20,12
José Manuel de los Ríos	IV	32,51	46,1	21,39
José María Vargas	IV	18,99	42,86	38,15
Oncológico Luis Razetti	III	29,7	43,89	26,42
Francisco Risquez	II	37,97	34,23	27,79
Ricardo Baquero González	II	28,76	49,19	22,04
Materno Infantil del Este	II	33,45	23,29	43,26
Complejo José Ignacio Baldó, Simón Bolívar	IV (II)	39,03	29,28	31,7
Centro de Salud Mental "El Peñón"	II	56,13	31,35	12,52
Centro de Higiene Mental la Castellana	I	52,06	41,26	6,68

12.6.5. Factor de Seguridad Final

El rango de seguridad final es una jerarquización de los hospitales evaluados para conocer en líneas generales el comportamiento de los mismos ante eventos sísmicos importantes y saber cuáles necesitan intervención prioritaria, dicho rango varía entre 1 (nivel mínimo de seguridad hospitalaria) y 4 (nivel máximo de seguridad hospitalaria). Los resultados se presentan en la Tabla 12.15, donde los hospitales con mayor factor de seguridad son José Gregorio Hernández y José María Vargas.

Tabla 12.15 Resultados del factor de seguridad final. (continúa)

Hospitales	Tipo	Factor de seguridad final
Maternidad Concepción Palacios	IV	2,12
José Gregorio Hernández	IV	2,84
Leopoldo Manrique Terrero	III	2,36
Jesús Yerena	III	2,13
Psiquiátrico de Caracas	III	2,06

Resultados del factor de seguridad final. (continuación) Tabla 12.15

Hospitales	Tipo	Factor de seguridad final
José Manuel de los Ríos	IV	2,1
José María Vargas	IV	2,57
Oncológico Luis Razetti	III	2,23
Francisco Risquez	II	2,18
Ricardo Baquero González	II	2,15
Materno Infantil del Este	II	2,53
Complejo José Ignacio Baldó, Simón Bolívar	IV (II)	2,24
Centro de Salud Mental "El Peñón"	II	1,69
Centro de Higiene Mental la Castellana	I	1,61

12.6.6. Vulnerabilidad funcional arquitectónica

La vulnerabilidad funcional arquitectónica responde a la evaluación de los criterios de accesibilidad, relaciones funcionales, higiene y seguridad. En la Tabla 12.16 se presentan los datos obtenidos de la evaluación de vulnerabilidad funcional arquitectónica.

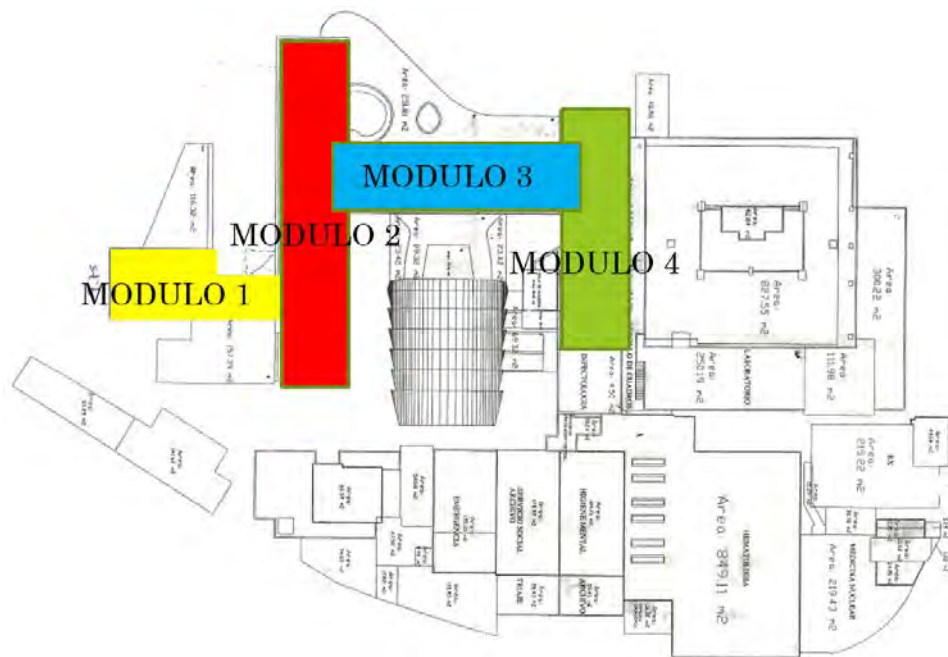
Tabla resumen de vulnerabilidad funcional arquitectónica Tabla 12.16

Hospitales	Vulnerabilidad Funcional Arquitectónica															
	Accesibilidad (25%)				Relaciones Funcionales 25%				Higiene (25%)				Seguridad (25%)			
	A (%)	T (%)	M (%)	I (%)	A (%)	T (%)	M (%)	I (%)	A (%)	T (%)	M (%)	I (%)	A (%)	T (%)	M (%)	I (%)
Maternidad Concepción Palacios	3,5	6,5	5,0	10,0	3,0	1,0	18,0	3,0	5,0	3,0	6,5	10,5	4,0	5,0	3,0	13,0
José Gregorio Hernández	5,5	0,5	3,0	16,0	2,0	3,0	8,0	12,0	4,0	3,0	5,0	13,0	5,0	3,5	0,5	16,0
José María Vargas	3,0	2,5	2,5	17,0	2,0	6,0	6,0	11,0	3,0	1,0	8,0	13,0	6,0	1,5	2,0	15,5
Francisco Risquez	2,5	1,5	9,0	12,0	4,0	3,0	9,0	9,0	4,0	5,0	7,0	9,0	2,0	5,0	5,0	13,0
Centro de Salud Mental "El Peñón"	6,0	0,5	5,0	13,5	0,0	3,0	12,5	9,5	3,0	4,5	10,0	7,5	5,0	2,0	4,5	13,5
J. M. de los Ríos	0,5	2,0	6,0	16,5	1,0	6,5	7,5	10,0	2,0	2,5	10,0	10,5	2,0	2,5	3,5	17,0
Pérez de León	1,0	5,5	8,5	10,0	5,0	9,5	6,5	4,0	2,0	6,5	9,0	7,5	2,0	4,5	4,0	14,5

A: Aceptable T: Tolerable M: Moderado I: Inaceptable

12.7. Evaluaciones detalladas

El Hospital de Niños José Manuel de los Ríos, se encuentra ubicado en la Avenida Vollmer, San Bernardino, Municipio Libertador, Caracas, fue edificado antes de 1967 y posee un área de construcción de aproximadamente 28.000 m² en una extensión de terreno de 9.680 m². Es un Hospital de tipo IV y se estima que maneja entre 100 y 500 pacientes (en su mayoría son menores de edad); todo el conjunto se encuentra sobre la Quebrada Anauco y según el Mapa de Microzonificación del Área Metropolitana, posee un relleno de más de 120 metros, en la Figura 12.12 se presenta la distribución de cada uno de los módulos del hospital.



Distribución de los edificios que conforman el hospital
J.M. de Los Ríos

Figura 12.12

12.7.1 Módulo de Hospitalización Norte del Hospital J.M de los Ríos

La torre de hospitalización norte o MODULO 3, es una estructura cuya geometría de planta es regular, cuenta con ocho pisos más un semisótano, alcanza una altura de más de 25 m, se aprecia esbeltez, así como también vigas altas y pórticos de concreto en las dos direcciones (7 en la dirección corta y 3 en la dirección larga), posee 21 columnas por piso, las cuales varían entre circulares y rectangulares. Todas sus losas son macizas, con espesores de 15 cm para los entrepisos y de 13 cm para la azotea. En el último piso, existe un puente de estructura metálica, el cual se usa como único acceso de comunicación entre este módulo y la torre de especialidades, en la Figura 12.13 se presenta una vista de la fachada.

Empleando la metodología de Inspección de Edificaciones se obtuvo un índice de amenaza de 0,64, un índice de vulnerabilidad de 47,75, un índice de importancia de 0,95, un índice de priorización de 29,03 y un índice de riesgo de 30,56. En donde se observa que el MODULO 3 del Hospital J.M de los Ríos posee una alta vulnerabilidad y un riesgo muy alto.



Fachada Norte y Sur del Módulo 3

Figura 12.13

Para determinar la respuesta del edificio, se crearon tres modelos representativos del Módulo de Hospitalización Norte, los mismos presentaron las siguientes características:

Modelo 1: Estructura compuesta por columnas, vigas y losas con su inercia completa y sin mampostería de relleno. Para este modelo, la deriva obtenida en todos los pisos supera ampliamente los valores máximos de 7% y 12% aunque tiende a adoptar los mismos valores que el modelo 2; los resultados de demanda/capacidad expresan posibles fallas por fuerza cortante a nivel de base.

Modelo 2: Estructura compuesta por columnas, vigas y losas con su inercia reducida y sin mampostería de relleno. Este modelo posee la máxima deriva de todos, en contraste con el coeficiente obtenido de la demanda/capacidad, cuyo valor no alcanza a 1 en ambas direcciones.

Modelo 3: Estructura compuesta por columnas, vigas y losas con su inercia reducida y con mampostería de relleno. A diferencia de los otros dos modelos, este sí lleva paredes de relleno, lo que nos arroja que la deriva reduzca un poco, sin embargo, aún sigue siendo mayor que 7% y 12%, otro comportamiento muy marcado, es que, debido a la ausencia de paredes en PB, por medio de la deriva nos damos cuenta el comportamiento inadecuado que adquiere la edificación, en este modelo no se cumple con que la relación Demanda/Capacidad sea menor a uno.

Para el estudio de la demanda/capacidad a nivel de base, se obtuvo que para el modelo 1 y 3 no cumple que la relación sea menor a la unidad, sin embargo, el modelo 2 sí lo cumple.

En todos los modelos la deriva máxima siempre fue superada, adquiriendo comportamientos distintos sobre todo a nivel de planta.

Finalmente se hizo una propuesta de refuerzo estructural al hospital, colocando muros estructurales en posiciones claves, lo que permita confinar en cierto grado los desplazamientos a los que estaba sometida la estructura.

12.7.2 Ala Sur del Hospital J.M de los Ríos

El Ala Sur o MÓDULO 1 del hospital de Niño J. M. de los Ríos está constituido estructuralmente por pórticos de concreto armado dispuestos en dos direcciones perpendiculares entre sí, tiene un total de 8 niveles, (Sótano, Planta Baja y 6 pisos) posee losas macizas de 15 cm de espesor en sus primeros seis niveles y losa maciza de 13 cm de espesor en lo que inicialmente y según los planos originales

fue el nivel techo del edificio, en la Figura 12.14 se observa la fachada del Ala Sur del Hospital de Niño J M de Los Ríos .



Figura 12.14 Fachadas Oeste y Este del Módulo 1 del Hospital J. M de Los Ríos

De acuerdo a lo establecido en la metodología Inspección de Edificaciones, se obtuvo un Índice de Priorización para la estructura es de 27,87.

La elaboración de modelos matemáticos del Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos y la posterior determinación de la respuesta sísmica, determinaron que la capacidad resistente de la estructura es superada a fuerza cortante, en el nivel base y en el piso 4.

Igualmente, la estructura presentó relaciones demanda/capacidad (D/C) superiores a la unidad en elementos críticos, mientras que a flexo-compresión en el caso de la totalidad de las columnas del edificio se encontró en promedio una relación D/C tan alta como 8,307, en el caso de las demandas impuesta por fuerzas sísmicas. Al ser evaluada la capacidad de las columnas del edificio a flexo-compresión, con las cargas de servicio los resultados fueron satisfactorios.

La evaluación de las relaciones D/C a fuerza cortante en un grupo de vigas, mostró resultados desfavorables en la mayor parte de las vigas evaluadas.

Adicionalmente, se generó una propuesta de reforzamiento de la estructura que logró reducir el período del edificio en más de 30% y a su vez los desplazamientos fueron reducidos hasta alcanzar los niveles máximos permitidos por la norma nacional sismorresistente.

12.7.3 Dos Edificios en el Hospital Simón Bolívar, El Algodonal

Modulo I (edificio largo) del Hospital El Algodonal posee una planta rectangular y dos niveles: Planta Baja y Planta Alta. La construcción de esta estructura finalizó aproximadamente en el año 1940 y su configuración es típica de una estructura patrimonial, con mampostería doble con ladrillo macizo y columnas o machones del mismo ancho que la mampostería. La estructura tiene vigas corona sobre la mampostería y el sistema de losa es con perfiles y losetas con mallas tipo zen zen (Bonilla, 2015). Durante las inspecciones no se observaron agrietamientos ni manifestaciones de corrosión importantes, sin embargo, fue notoria la mutilación de algunos machones para la ubicación de instalaciones eléctricas, realizadas durante remodelaciones que se han hecho a la edificación.

El Módulo II posee tres niveles, su construcción finalizó aproximadamente en el año 1940 y aunque se observa presencia de una mampostería similar al módulo I (edificio largo), se observó presencia de columnas y vigas en direcciones ortogonales. Las losas son macizas de concreto reforzado.

La mayor dimensión de la planta es de 40 m con 10 ejes y la menor dimensión es de 28 m con 7 ejes.

De acuerdo a lo establecido por Funvisis (2014) en su metodología para inspección de Edificaciones se obtuvo un Índice de Priorización de 49,88 y 39,73 respectivamente, siendo estos valores muy elevados y por lo cual se justifica un estudio detallado de ambos edificios.

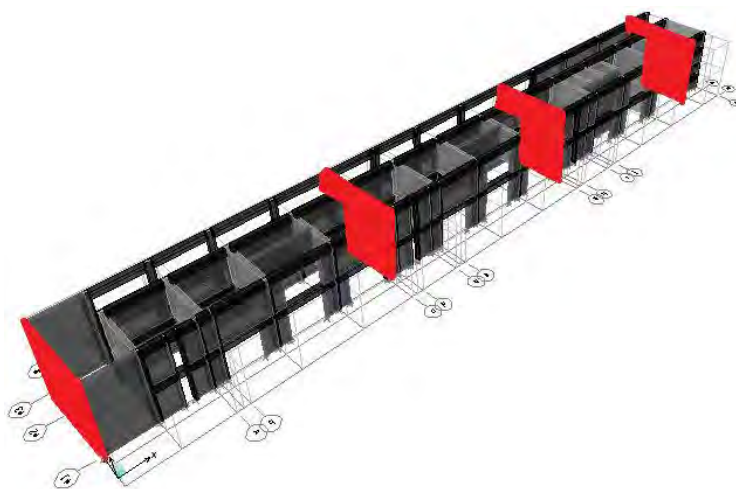
Derivas Máximas

En el Modulo I la deriva cumple con los límites de deriva máxima permisibles y con los lineamientos de evaluación establecida en el proyecto marco de esta investigación, mientras que en el Módulo II, ninguno de los modelos cumple con las derivas máxima del 7 por mil, dado que incluso el modelo con mampostería cumple en la dirección X, pero no cumple en la dirección Y.

Propuesta Conceptual

Modulo I

Este módulo tiene una planta muy alargada y su primer modo es torsional. Si se incorporan cuatro muros de 40 cm en los lugares indicados en la Figura 12.15, los dos primeros modos pasan a ser traslacionales y se reduce significativamente la relación Demanda/Capacidad. Con este esquema de refuerzo, en el primer nivel, la columna con mayor relación D/C es aproximadamente 5 y el promedio de 2 (En los análisis previos estos valores de D/C en el primer nivel para la estructura sin refuerzo son de 10,63 y 5,26 respectivamente).



Propuesta de refuerzo para Modulo I

Figura 12.15

Dado que el refuerzo indicado mejora significativamente el comportamiento de la estructura, pero no es suficiente, se pueden plantear refuerzos locales en las zonas más vulnerables de la estructura o plantear un refuerzo con malla y concreto proyectado en los muros perimetrales de la edificación. La deriva máxima no es un problema para esta estructura debido a que antes de la propuesta de refuerzo se cumple con la deriva normativa. Otra alternativa de adecuación probablemente más

costosa, consiste en dividir la estructura en dos módulos y luego reforzar cada uno de estos de manera similar al refuerzo global aquí propuesto.

Módulo II

Por tratarse de quirófanos el número de ventanas en este edificio es reducido, adicionalmente la mampostería es bastante robusta. Esta condición es favorable para utilizar la mampostería perimetral como base de un refuerzo con malla y concreto proyectado para conformar muros con espesor de 8 cm (4 cm de espesor y malla por ambas caras), como se muestra en la siguiente figura.

Muros de refuerzo.
Ladrillos existentes
reforzados en ambas
caras con malla de
acero y concreto
proyectado de 4 cm.

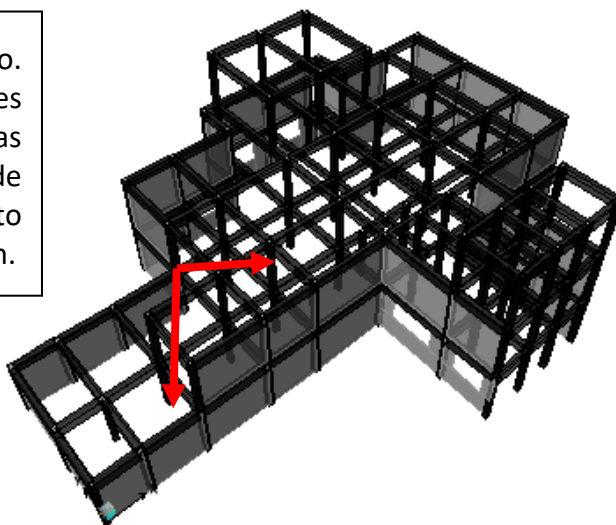


Figura 12.16

Propuesta de refuerzo para Modulo II

Con este refuerzo las derivas no superan el 5 por mil y todos los elementos de los niveles 1 y 2 tienen una relación demanda capacidad inferior a la unidad.

Es importante destacar que las relaciones D/C son significativamente menores cuando se considera la contribución de la mampostería, sin embargo, las derivas alcanzadas por la estructura con mampostería, compromete la integridad de esta, por esta razón, se considera conveniente que el refuerzo que se proponga debe proporcionar cierta ductilidad a los muros de mampostería para garantizar que su contribución en resistencia sea efectiva. Consideramos que un refuerzo con malla y concreto proyectado de la mampostería debe ser lo más extensivo posible y debe conectarse adecuadamente a las columnas existentes, para garantizar el trabajo conjunto de los diversos componentes, tal como lo consideran los modelos matemáticos.

12.8. Conclusiones

El 27% de las estructuras analizadas poseen una vulnerabilidad muy elevada siendo el Hospital Oncológico Luis Razetti y el Ala Norte del Hospital José María Vargas los más vulnerables, mientras que los módulos que requieren mayor prioridad al momento de ejecutar algún plan de gestión de riesgo son: el módulo principal del hospital Oncológico Luis Razetti, el módulo principal del Hospital Simón Bolívar, el quirófano del Materno Infantil Dr. Pastor Oropeza, el módulo principal de la Maternidad Concepción Palacios y el Ala Norte del Hospital José María Vargas, ya que obtuvieron un

alto índice de priorización con una calificación de P3 (Funvisis, 2014; López *et al.*, 2014), representando el 11% de los hospitales inspeccionados. Por otra parte, de los 44 módulos, más del 50% poseen un riesgo alto o elevado por lo cual es necesario tomar medidas de gestión de riesgo y revisión estructural más detallada en estos centros de salud, ya que estos deberían seguir en funcionamiento durante y después de un evento sísmico.

De acuerdo a los resultados arrojados por el material de la OPS, los Centros de Salud que obtuvieron un menor factor de seguridad hospitalaria fueron el Centro de Salud Mental El Peñón y el Centro de Higiene Mental la Castellana, mientras que el resto se mantuvo en un rango intermedio de acuerdo a los niveles establecidos, por lo que se requiere la implementación de medidas en corto plazo para mejorar sus índices de seguridad ante eventos sísmicos o cualquier desastre natural, desde el punto de vista estructural, no-estructural y funcional.

Se realizó la evaluación detallada del módulo de Hospitalización Norte (módulo 3) del hospital J. M de los Ríos, donde se desarrollaron 3 modelos matemáticos. El resultado de análisis estructural indica que la relación demanda/capacidad a nivel de base del modelo 1 y 3 es mayor a uno, indicando que poseen una resistencia insuficiente, sin embargo, el modelo 2. indica que si posee la resistencia requerida.

Adicionalmente, también se realizó la evaluación detallada del Ala sur o módulo 1 del hospital J. M de los Ríos donde a partir de la elaboración de modelos matemáticos y la posterior determinación de la respuesta se concluye que la estructura ve rebasada su capacidad resistente a fuerza cortante no solo en el nivel base, también en el piso 4. Igualmente, la estructura presentó relaciones demanda/capacidad superiores a la unidad en elementos críticos, mientras que a flexo-compresión en el caso de la totalidad de las columnas del edificio se encontró en promedio una relación demanda/capacidad tan alta como 8,3. Al ser evaluada la capacidad de las columnas del edificio a flexo-compresión sólo con las cargas de servicio, los resultados fueron satisfactorios.

Se ejecutó la exploración de los materiales, el cálculo de los Índices de Priorización y la evaluación estructural sismorresistente de dos módulos del Hospital Simón Bolívar del Complejo Hospitalario El Algodonal, ubicado en el Municipio Libertador del Distrito Capital. Uno de estos módulos se repite seis veces, por lo que con esta evaluación se cubre aproximadamente el 80% de los 11.000 m² del área útil del conjunto

Ambos módulos tienen una vulnerabilidad estructural elevada y podría resultar severamente afectado en caso de producirse un evento sísmico intenso con epicentro cercano a la ubicación de estos edificios. Tanto los análisis cualitativos como los cuantitativos indican que el módulo I es más vulnerable que el módulo II, sin embargo, ambos módulos requieren de una intervención para reducir su vulnerabilidad sísmica.

12.9. Referencias

Ascanio (2010). Inspección de Edificaciones Afectada por el Sismo de Cariaco. Del 15 de enero de 2010. FUNVISIS, Informe técnico FUN-004, 2010, Caracas.

Bonilla, R (2015). Evaluación estructural de dos edificios en el Hospital Simón Bolívar, el Algodonal, Caracas. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Caracas.

Boroschek R., Retamles Rodrigo (2004). Guía para la Reducción de la Vulnerabilidad en el Diseño de Nuevos Establecimientos de Salud. OPS/OMS.

Covenin (2001). Edificaciones Sismorresistentes Norma COVENIN 1756:2.001, Venezuela.

Funvisis (2010). Inspección de Edificaciones Afectada por el Sismo de Cariaco. Del 15 de enero de 2010. Informe técnico FUN-004, 2010, Caracas.

Funvisis (2014). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe técnico FUN-002, 2014, versión 3, Caracas.

Funvisis (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Proyecto FONACIT 200400738.

Ibarra, T. (2013). Evaluación Sismorresistente del módulo de hospitalización norte del Hospital J.M de Los Ríos en el marco de las normas nacionales (Tesis de Pregrado). Universidad Central de Venezuela. Caracas.

López O. A., G. Coronel y R. Rojas. (2014). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existentes. Revista de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. (En revisión).

OPS/OMS (2000). Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud.

Rodríguez, H. (2014). Evaluación Sismorresistente del Ala Sur del Hospital J.M de Los Ríos en el marco de las normas nacionales (Tesis de Pregrado). Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Safina, S. (2002). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones esenciales, Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico (Tesis de Doctorado). Universidad Politécnica de Cataluña.

Zimmerman R., Sñmez E., Collins R. (2023). Post-disaster Observations of the Kahramanmaraş Turkiye Earthquake Sequence — Part 2. When the Ground Shook, structure magazine.

Capítulo **13**

EDIFICACIONES DE PRIMERA ASISTENCIA

Jorge González y Oscar A. López



RESUMEN

En este capítulo se presenta la evaluación del riesgo sísmico de las construcciones esenciales de primera asistencia en la ciudad de Caracas, es decir, Estaciones de Bomberos y Sedes de Protección Civil, las cuales deben prestar atención en caso de una emergencia sísmica.

Se desarrolló un inventario de edificaciones de primera asistencia atendiendo a sus características sismorresistentes, que contiene todas las veintiséis estaciones de bomberos y las siete sedes de protección civil del área metropolitana, situadas en los cinco (5) municipios de la ciudad, conformándose una base de datos donde todas las edificaciones se localizaron geográficamente mediante sistemas de información.

Se realizaron inspecciones a estas edificaciones para obtener información básica, que ha permitido asignar índices de amenaza, vulnerabilidad y riesgo. El 42% de las edificaciones están en el rango de vulnerabilidad elevada, el 26% en vulnerabilidad media alta y el restante 32% en media baja. El 50% de las edificaciones están el rango de riesgo alto, el 42% en el rango medio alto y el 8% en el medio bajo. Se han identificado las edificaciones de mayor riesgo para estudiarlas detalladamente.

Se han levantado planos estructurales y generados videos a partir de mediciones detalladas en sitio para dos estaciones de bomberos de elevada vulnerabilidad, incluyendo estudios de calidad de materiales para una de ellas. Se procedió a determinar la respuesta sísmica de las edificaciones seleccionadas, mediante métodos estáticos no lineales, desarrollando curvas de fragilidad y vulnerabilidad, con el propósito determinar daños y pérdidas para escenarios sísmicos futuros. Se presentan resultados para tres escenarios sísmicos posibles, uno similar al del terremoto de 1812, otro similar al de 1967 y otro hipotético que ocurriría en la Falla Tacagua-El Ávila.

Se estudió en detalle la estación de bomberos de El Valle, de elevada vulnerabilidad. Se demuestra que esta edificación no tiene capacidad para soportar los movimientos sísmicos indicados en la norma venezolana de diseño sísmico y debe ser reforzada. Finalmente se proponen recomendaciones para la adecuación y el reforzamiento estructural de estaciones de bomberos, a fin de reducir el riesgo y garantizar su operación en caso de emergencias.

TABLA DE CONTENIDO

EDIFICACIONES DE PRIMERA ASISTENCIA	403
13.1. Participantes	405
13.2. Introducción.....	405
13.3. Inventario de Edificaciones de Primera Asistencia.....	405
13.4. Inspecciones de corta duración	406
13.5. Análisis detallado de la estación de Bomberos de El Valle	411
13.5.1. Descripción de la Estación de Bomberos de El Valle.....	411
13.5.2. Caracterización de materiales y ensayos.	414
13.5.3. Análisis Dinámico Lineal.	416
13.5.4. Análisis Estático No Lineal	417
13.5.5. Curvas de Capacidad	418
13.5.6. Demanda.....	419
13.5.7. Curvas de fragilidad.....	419
13.5.8. Curvas de vulnerabilidad	420
13.5.9. Escenarios sísmicos	422
13.5.10. Propuesta conceptual de reforzamiento.....	423
13.6. Conclusiones	424
13.7. Referencias	425

13.1. Participantes

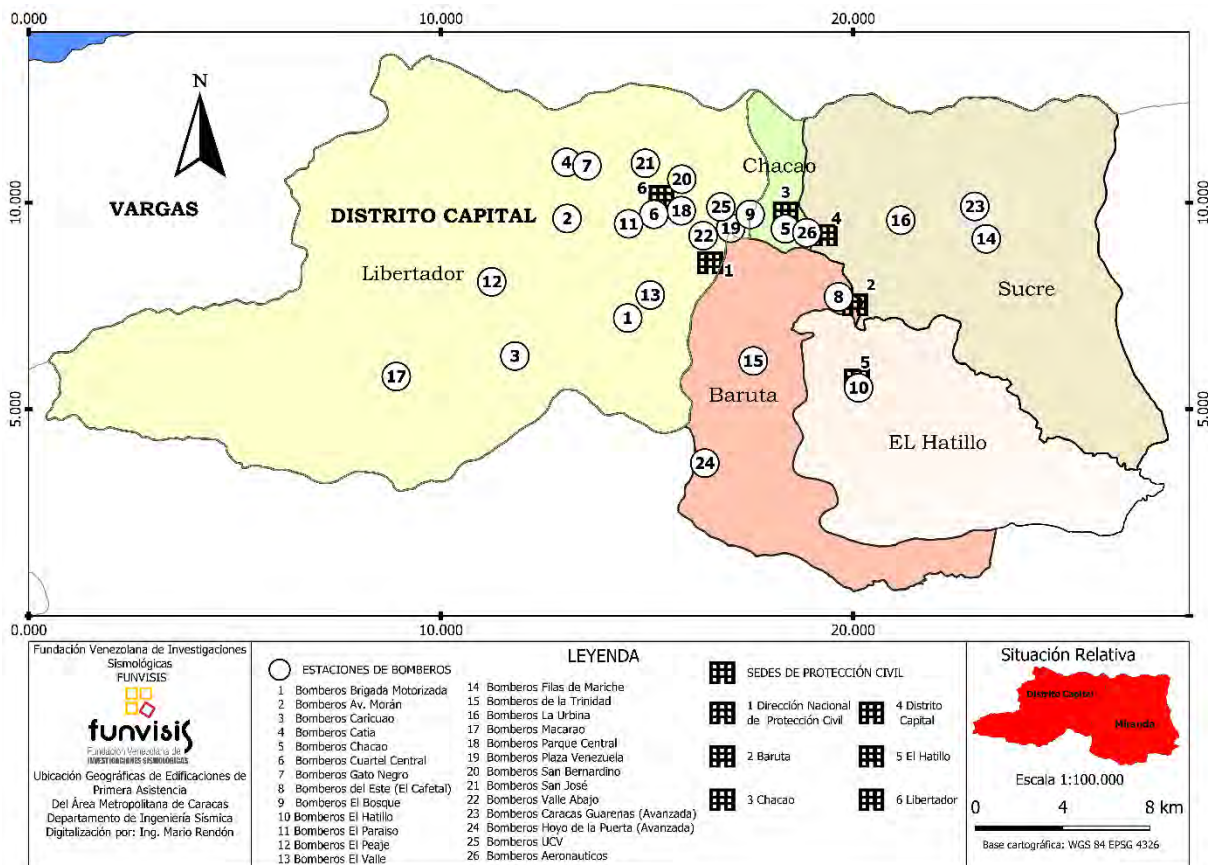
Iván López, Wendy Bello, Estefanía Nieres, Renny Fragiell, Raúl Rincón y Mario Rendón.

13.2. Introducción

Las Edificaciones de Primera Asistencia (Estaciones de Bomberos y Sedes de Protección Civil) deben mantenerse en operación durante y después de ocurrir un evento sísmico, ya que deben prestar los servicios de emergencia primarios a la población. El objetivo de esta investigación es preparar un inventario de todas las edificaciones de primera asistencia en el Área Metropolitana de Caracas (AMC), realizar inspecciones a fin de calificar su vulnerabilidad, evaluar las de mayor riesgo y proponer soluciones conceptuales de refuerzo sísmico a fin de reducir su vulnerabilidad.

13.3. Inventario de Edificaciones de Primera Asistencia

Se ha elaborado un inventario de edificaciones de primera asistencia atendiendo a sus características sismorresistentes, que se muestra en el mapa de la Figura 13.1. Fuente: Bomberos Distrito Capital.



Ubicación de las 26 Estaciones de Bomberos y de las 6 sedes de Protección Civil en el AMC. Elaboración mapa: Mario Rendón. **Figura 13.1**

13.4. Inspecciones de corta duración

Éste consiste en veintiséis (26) estaciones de bomberos y las seis (6) sedes de protección civil, situadas en los municipios Libertador, Chacao, Sucre Baruta, El Hatillo y el Distrito Capital, del área metropolitana, en Caracas, Venezuela, además de la sede nacional. Se ha conformado una base de datos donde se localizan geográficamente cada una de ellas mediante sistemas de información.

Se realizaron visitas a diferentes organismos y entes públicos con el objeto de buscar los planos de estas edificaciones, entre ellos: la Biblioteca Nacional, el Archivo General de la Nación y la Sala Técnica de los Bomberos del Distrito Capital, solamente se han conseguido planos estructurales de algunos pocos edificios. Se han identificado de manera preliminar cuatro tipos de estructuras de bomberos, denominadas: DOM I, DOM II, DOM III y DOM IV, que se diferencian entre ellas, de acuerdo con la cantidad de camiones de bomberos que pueden albergar, siendo el DOM I, la de mayor importancia y que corresponde al Cuartel Central. Estos proyectos fueron elaborados por la antigua Dirección de Obras Municipales de la Gobernación del Distrito Federal.

Se realizaron inspecciones de corta duración a cada edificación utilizando la metodología de Índices de Priorización de (López et al, 2014-a; López et al, 2014-b), obteniéndose información estructural y las características sismorresistentes de estas edificaciones, la cual se encuentra almacenada y organizada en una base de datos.

Se inspeccionaron 24 Estaciones de Bomberos y 6 Sedes de Protección Civil, las cuales se listan en la Tabla 13.1 con su dirección de ubicación y año de construcción el cual tiene importancia significativa debido a que con este dato es posible ubicar la Norma Sismorresistente con que fue diseñada, lo cual condiciona su vulnerabilidad.

No se inspeccionaron las Estaciones de Bombero numeradas 25 (Bomberos UCV) y 26 (Bomberos Aeronáuticos) en el Mapa de la Figura 13.1.

Se inspeccionaron un total de 38 edificios, de los cuales 6 edificios pertenecen a las 6 sedes de Protección Civil y otros 32 edificios pertenecen a las 24 Estaciones de Bomberos, que se indican en la Tabla 13.2.

Tabla 13. 6 Sedes de Protección Civil y 24 Estaciones de Bomberos inspeccionadas, con año de construcción (continua...)

No	Sede de Protección Civil	Dirección	Año de Construcción
1	Dirección Nacional de Protección Civil	Av. Rufino Blanco Fombona, c/c Rafael Arvelo, Santa Mónica	1981
2	Baruta	Módulo, al lado de la Dirección de Salud.	1950
3	Chacao	Edificio Sede, casco de Chacao, calle Adrián Rodríguez.	1970
4	Distrito Capital	Terminal La Bandera, Planta Baja.	1975
5	El Hatillo	Sede Alcaldía de El Hatillo.	2006
6	Libertador	Av. Baralt.	1960

6 Sedes de Protección Civil y 24 Estaciones de Bomberos inspeccionadas, con año de construcción (...continuación)**Tabla 13.1**

No	Estación	Dirección	Año de Construcción
1	Bomberos Brigada Motorizada	P/Coche, Urb. Delgado Chalbaud, La Florida.	1980
2	Bomberos Av. Morán	P/ El Paraíso, Av. Morán con Av. Hollywood.	1970
3	Bomberos de Caricuao	P/Caricuao, Sector CC2, La Hacienda.	1976
4	Bomberos de Catia	P/Sucre, Calle Argentina, frente al Centro Cerámico.	1887
5	Bomberos Chacao	Municipio Chacao, Calle Los Ángeles p/p del C.C. Sambil.	1998
6	Bomberos Cuartel Central	P/Santa Rosalía, Av. Vicente Lecuna, Esq. El Rosario.	1963
7	Bomberos Gato Negro	P/Sucre, Av. Sucre, Sector Gato Negro.	1962
8	Bomberos del Este (El Cafetal)	Municipio Baruta. P/El Cafetal, Av. Ppal. de La Guairita.	1960
9	Bomberos El Bosque	Municipio Chacao, Av. Libertador, adyacente al C.C. El Bosque.	1967
10	Bomberos El Hatillo	Municipio El Hatillo, Calle La Guairita.	1965
11	Bomberos El Paraíso	P/ El Paraíso, Av. José A. Páez, frente al Colegio Sta. María.	1990
12	Bomberos El Peaje	P/Antímano, debajo del Distribuidor Párate Bueno.	1980
13	Bomberos El Valle	P/El Valle, Av. Intercomunal.	1975
14	Bomberos Filas de Mariche	Municipio Sucre, P/Filas de Mariche, calle Ppal. C.I. La Candelaria.	1983
15	Bomberos La Trinidad	Municipio Baruta, P/Baruta, calle Campo Alegre, Urb. La Trinidad.	1952
16	Bomberos La Urbina	Municipio Sucre, P/Petare, Av. Ppal. de La Urbina, calle 10.	1990
17	Bomberos Macarao	P/Macarao, Parcelamiento La Fe.	1975
18	Bomberos Parque Central	P/San Agustín, Complejo Residencia Parque Central, Zona 1.	1970
19	Bomberos Plaza Venezuela	P/El Recreo, Zona Rental, calle Oropeza Castillo.	2001
20	Bomberos San Bernardino	P/San Bernardino, calle Alameda, frente al Hospital Clínicas Caracas.	1988
21	Bomberos San José	P/La Pastora, parte posterior del Cuartel San Carlos.	1994
22	Bomberos Valle Abajo	P/San Pedro, Urb. Los Chaguaramos, Av. Las Delicias.	1995
23	Estación Caracas-Guarenas (Avanzada)	Municipio Sucre, Autopista Gran Mariscal de Ayacucho.	2010
24	Estación Hoyo de la Puerta (Avanzada)	M/ Baruta, Autopista Regional del Centro, km. 12, Hoyo de la Puerta.	2010

Durante las inspecciones se observó que, en algunas edificaciones, principalmente en estaciones de bomberos, se construyeron módulos adicionales y ampliaciones, posteriormente a la construcción original. A estos nuevos módulos y ampliaciones se les determinaron los índices correspondientes, por lo que la cantidad de edificios inspeccionados aumentó a treinta y ocho (38).

Con la información y las características constructivas, utilizando la metodología de Índices de Priorización se calcularon los índices de amenaza, vulnerabilidad e importancia para cada una de las edificaciones. Los resultados se muestran en la Tabla 13.2. Las edificaciones con los mayores índices de Vulnerabilidad y de Priorización, son la Estación 3 (Bomberos Caricuao) y la Estación 13 (Bomberos El Valle) que se resaltan en color gris en la Tabla 13.2.

Tabla 13.2 38 edificaciones inspeccionadas. Se resaltan en gris los de mayor índice de vulnerabilidad y priorización (continúa)

Estaciones de Protección Civil						
No	Nombre	Sector	Índice de Amenaza	Índice de Vulnerabilidad	Índice de Importancia	Índice de Priorización
1	Dirección Nacional de Protección Civil	Santa Mónica	0,60	23,00	1,00	25,80
2	Baruta	Buena Vista	0,68	22,00	0,92	13,80
3	Chacao	Chacao	0,64	29,75	0,92	24,00
4	Distrito Capital	La Bandera	0,64	23,25	0,95	14,10
5	El Hatillo	Casco Central	0,64	29,50	0,92	17,40
6	Libertador	Centro de Caracas	0,60	27,25	0,97	15,90
Estaciones de Bomberos						
No	Nombre	Sector	Índice de Amenaza	Índice de Vulnerabilidad	Índice de Importancia	Índice de Priorización
1	Bomberos Brigada Motorizada	Coche	0,60	48,50	0,92	26,80
2	Bomberos Av. Morán (Módulo 1)	La Quebradita	0,64	47,50	0,92	28,00
2	Bomberos Av. Morán (Módulo 2)	La Quebradita	0,64	35,00	0,92	20,60
2	Bomberos Av. Morán (Módulo 3)	La Quebradita	0,64	35,50	0,92	20,90
2	Bomberos Av. Morán (Módulo 4)	La Quebradita	0,64	55,50	0,92	32,70
3	Bomberos Caricuao	La Hacienda	0,64	59,80	0,92	32,90
4	Bomberos Catia	Catia	0,64	30,50	0,92	18,00
5	Bomberos Chacao	Chacao	0,64	45,00	0,92	26,50
6	Bomberos Cuartel Central	Av. Lecuna	0,64	47,25	0,90	27,2

38 edificaciones inspeccionadas. Se resaltan en gris los de mayor índice de vulnerabilidad y priorización (continúa)

Tabla 13.2

No	Nombre	Sector	Índice de Amenaza	Índice de Vulnerabilidad	Índice de Importancia	Índice de Priorización
7	Bomberos Gato Negro	Gato Negro	0,64	59,50	0,80	30,50
8	Bomberos del Este (Módulo 1)	El Cafetal	0,64	41,75	0,92	24,60
8	Bomberos del Este (Módulo 2)	El Cafetal	0,64	49,50	0,92	29,10
9	Bomberos El Bosque (Módulo 1)	El Bosque	0,60	59,50	0,92	32,80
9	Bomberos El Bosque (Módulo 2)	El Bosque	0,60	47,00	0,92	25,90
9	Bomberos El Bosque (Módulo 3)	El Bosque	0,60	44,50	0,92	24,60
10	Bomberos El Hatillo	El Hatillo	0,64	34,75	0,92	20,50
11	Bomberos El Paraíso	El Paraíso	0,64	32,00	0,92	18,80
12	Bomberos El Peaje	El Peaje	0,64	32,00	0,90	18,40
13	Bomberos El Valle	El Valle	0,64	59,80	0,92	32,90
14	Bomberos Filas de Mariche	Filas de Mariche	0,60	46,00	0,92	25,40
15	Bomberos La Trinidad	La Trinidad	0,60	51,00	0,92	28,20
16	Bomberos La Urbina	La Urbina	0,60	22,25	0,92	12,30
17	Bomberos Macarao (Módulo 1)	Parcelamiento La Fe	0,64	53,50	0,92	31,50
17	Bomberos Macarao (Módulo 2)	Parcelamiento La Fe	0,64	38,50	0,92	22,70
17	Bomberos Macarao (Módulo 3)	Parcelamiento La Fe	0,64	28,50	0,92	16,8
18	Bomberos Parque Central	Parque Central	0,60	30,50	0,92	16,80
19	Bomberos Plaza Venezuela	Plaza Venezuela	0,64	27,00	0,92	15,90
20	Bomberos San Bernardino	San Bernardino	0,64	25,75	0,92	15,20
21	Bomberos San José	San José	0,64	22,25	0,92	13,10
22	Bomberos Valle Abajo	Valle Abajo	0,64	35,50	0,92	20,90
23	Estación Caracas-Guarenas (Avanzada)	Sucre	0,64	24,00	0,92	14,10
24	Estación Hoyo de la Puerta (Avanzada)	Bauta	0,64	37,00	0,90	21,30

En la Tabla 13.3 se indican los resultados del índice de vulnerabilidad, de acuerdo con los rangos de calificación indicados, donde se puede observar que el 42% de las edificaciones están en el rango de vulnerabilidad elevada, el 26% en vulnerabilidad media alta y el restante 32% en media baja. De manera similar en la Tabla 13.4 se muestran los índices de riesgo, por rangos de calificación, calculados como el producto del índice de vulnerabilidad por el de amenaza. Puede observarse que el 50% de las edificaciones están el rango de riesgo alto, el 42% en el rango medio alto y el 8% en el medio bajo.

Tabla 13.3 Calificación por rangos de los índices de vulnerabilidad para las edificaciones de Primera Asistencia.

Calificación de la Vulnerabilidad	IV	Cantidad de edificios	Porcentaje (%)
	Rango de valores		
Muy Elevada	$60 \leq IV < 100$	0	0
Elevada	$40 \leq IV < 60$	16	42
Media Alta	$30 \leq IV < 40$	10	26
Media Baja	$20 \leq IV < 30$	12	32
Baja	$10 \leq IV < 20$	0	0
Muy Baja	$0 \leq IV < 10$	0	0
	Total	38	100

Tabla 13.4 Calificación por rangos de los índices de riesgo para las edificaciones de Primera Asistencia

Calificación del Riesgo	IR	Cantidad de edificios	Porcentaje (%)
	Rango de valores		
Muy Elevado	$60 \leq IR < 100$	0	0
Elevado	$40 \leq IR < 60$	0	0
Alto	$25 \leq IR < 40$	19	50
Media Alto	$15 \leq IR < 25$	16	42
Media Bajo	$8 \leq IR < 15$	3	8
Bajo	$3 \leq IR < 8$	0	0
Muy Bajo	$0 \leq IR < 3$	0	0
	Total	38	

13.5. Análisis detallado de la estación de Bomberos de El Valle



Fachada principal de la Estación de Bomberos de El Valle. Izquierda, modulo de doble altura y escaleras. Derecha, modulo administrativo y dormitorios.

Figura 13.2

Las Estaciones de Bomberos con mayor vulnerabilidad y priorización son la de El Valle (No 13) y la de Caricuao (No 3). Ver Tabla 13.2. Ellas son prácticamente iguales, fueron construidas hace más de cuarenta años y presentan características estructurales parecidas a las DOM III, descritas anteriormente, por lo que fueron escogidas para ser estudiadas detalladamente. Se levantaron planos estructurales y se generaron videos a partir de mediciones detalladas en sitio. Conviene agregar que en la inspección de algunas sedes de protección civil, se identificaron aspectos de vulnerabilidad que ameritan una evaluación detallada, pero que no se presenta en este documento.

Se presentan a continuación los resultados de estudio de la estación de El Valle (López, 2012).

13.5.1. Descripción de la Estación de Bomberos de El Valle

Se trata de una edificación de concreto armado, rectangular en planta, construida en el año 1975. Constituida por tres módulos, todos conectados por vigas entre sí: uno de doble altura, donde se estacionan los camiones de bomberos, otro de escaleras y el tercero de dos niveles, donde el nivel inferior está destinado al comedor, cocina y áreas administrativas. En el nivel superior se encuentran los dormitorios de los efectivos. En la Figura 13.2 se muestra la fachada principal.

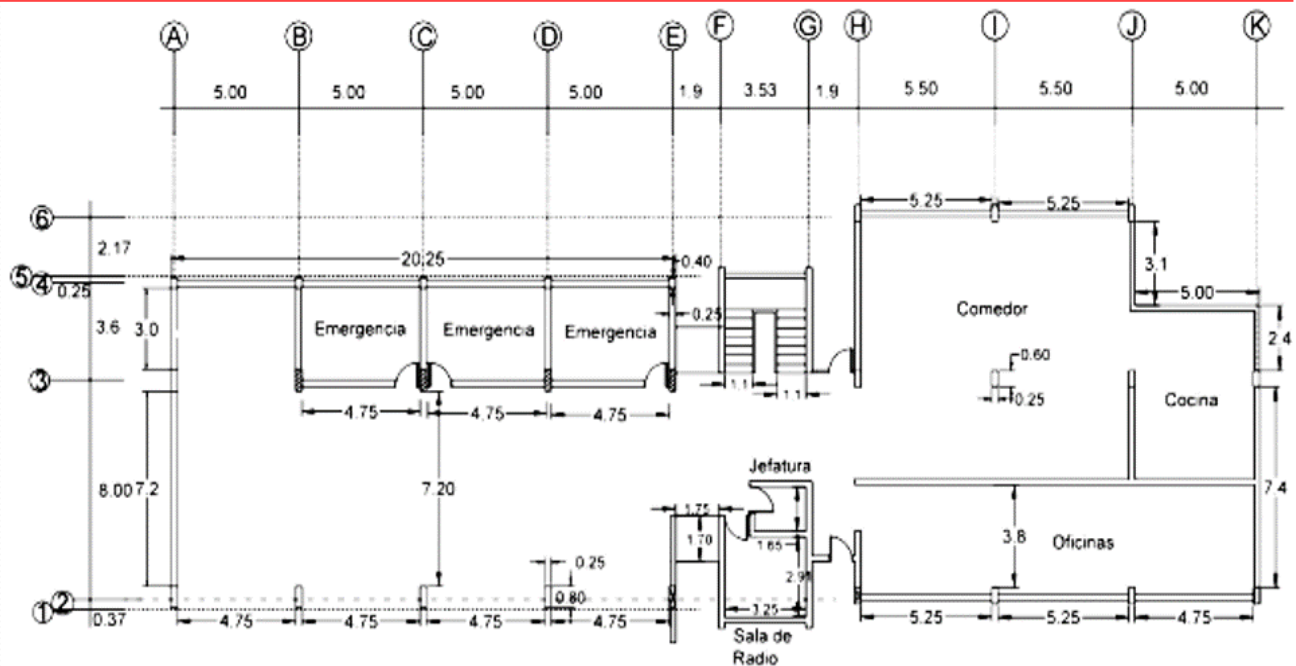
De la inspección detallada y la aplicación de la metodología de Índices de Priorización, se detectaron algunas irregularidades estructurales tales como: ausencia de vigas en una dirección (Figura 13.3a), columnas cortas (Figura 13.3b), lo que se refleja en el mayor índice de vulnerabilidad de todas las Estaciones (ver Tabla 13.2).



Figura 13.3. A la izquierda (a), se observa la ausencia de vigas en sentido longitudinal. Derecha (b), se observa el fenómeno de columna corta.

Figura 13.3

No fue posible conseguir los planos de este edificio, por lo cual se realizaron visitas para levantar los detalles de la estructura, con los que se elaboraron los planos en 2D (Figuras 13.4, 13.5 y 13.6) y un modelo en 3D de la estructura (Figura 13.7)



Plano de planta baja de la estación El Valle, a la izquierda, muestra el área de doble altura, en el centro las escaleras y a la derecha el área administrativa y servicios.

Figura 13.4

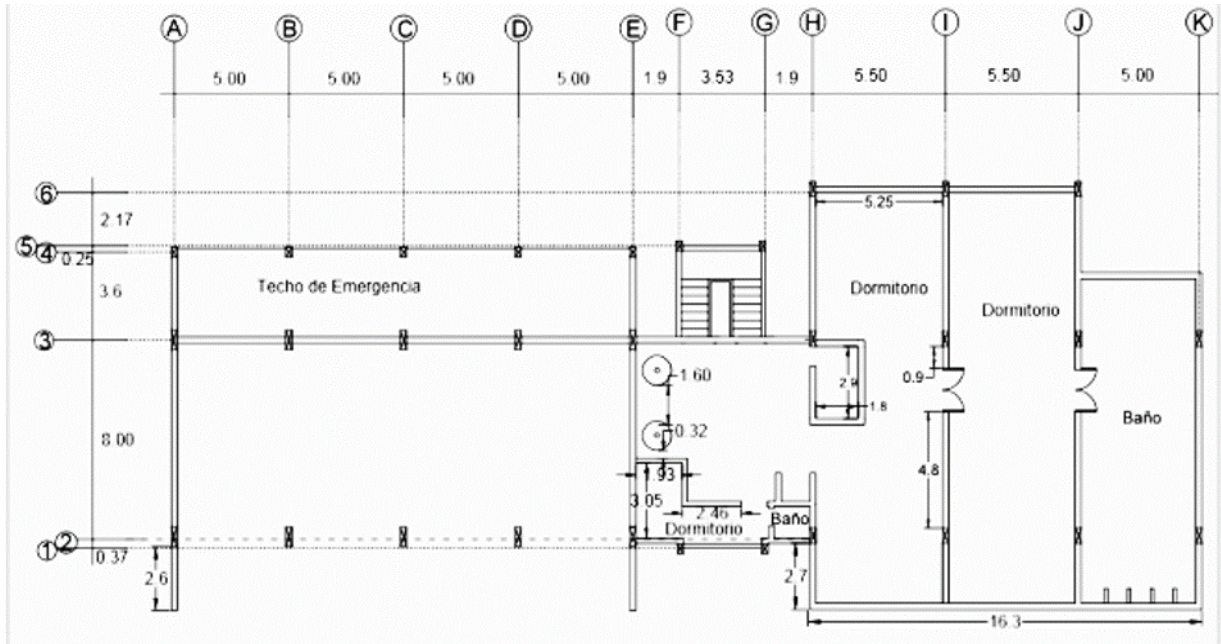
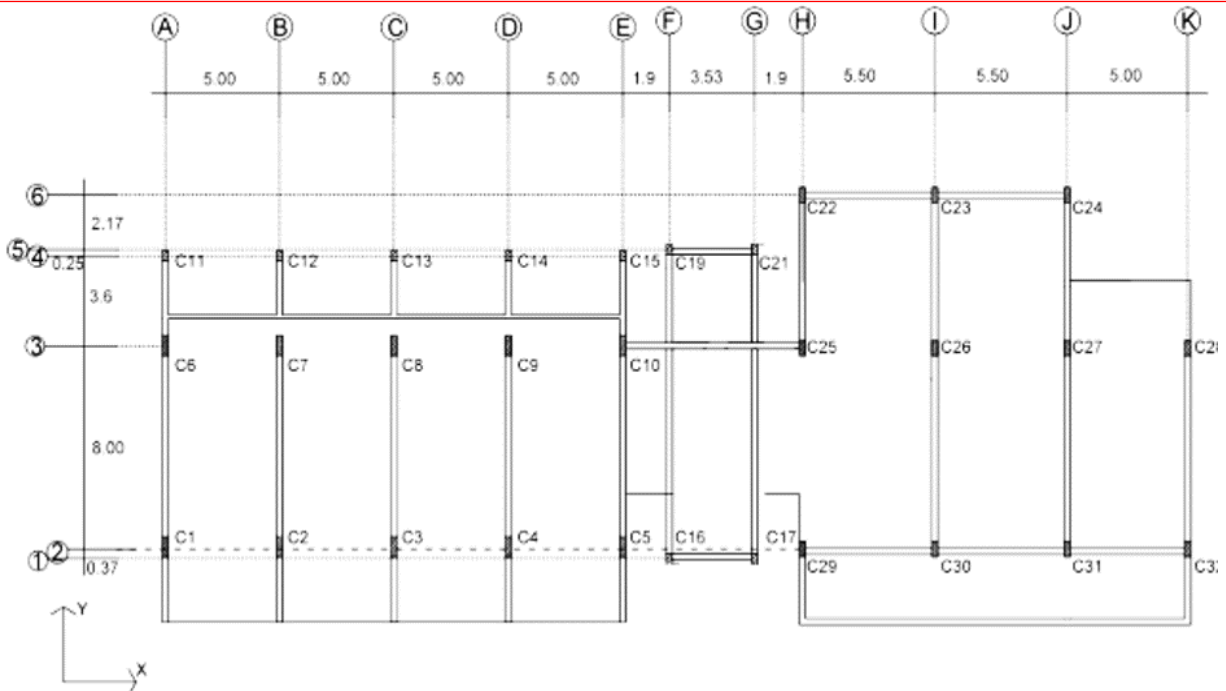


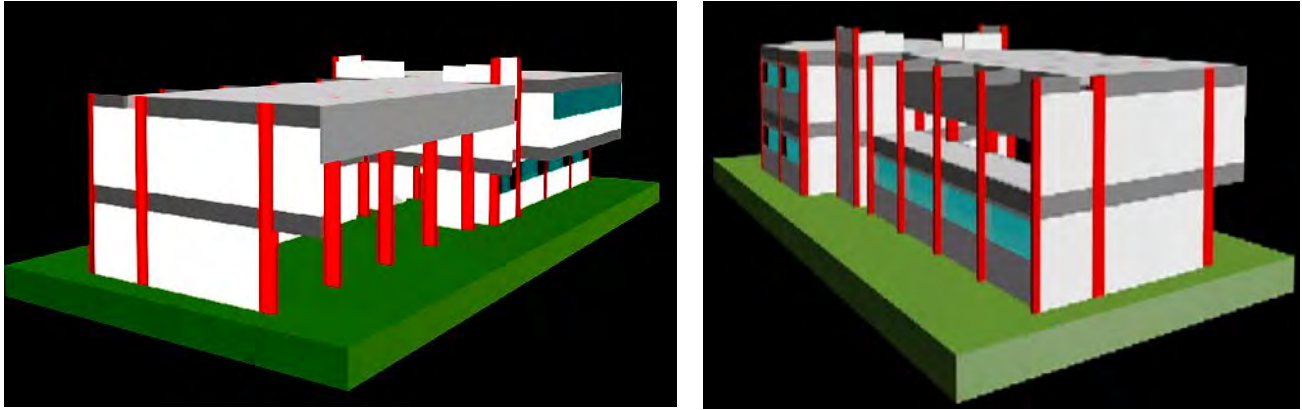
Figura 13.5. Plano de la estación El Valle, que muestra el área de dormitorios y la presencia de vigas longitudinales solo en este nivel que conectan las tres áreas.

Figura 13.5



Plano de planta de techo de la Estación El Valle, muestra vigas longitudinales solo en el perímetro del área de dormitorios.

Figura 13.6



Vistas del modelo 3D de la Estación El Valle, a la izquierda la fachada principal y a la derecha la fachada posterior.

Figura 13.7

A partir del modelo 3D se elaboraron videos de la edificación, donde se muestran las características externas de la estructura y se hace un recorrido por el interior del edificio donde se observan los diferentes ambientes.

13.5.2. Caracterización de materiales y ensayos.

Se realizaron pruebas de materiales con el equipo de técnicos del IMME, mediante la toma de núcleos del concreto en dos columnas y una viga de la estructura (Figura 13.8). Los resultados de los ensayos de resistencia del concreto a compresión son: 337 Kg/cm² y 259 Kg/cm² para las columnas y 394 Kg/cm² para la viga.



Figura 13.8. Toma de núcleos de concreto en dos columnas de la estructura, a la izquierda en el módulo de doble altura y a la derecha en el de servicios.

Figura 13.3

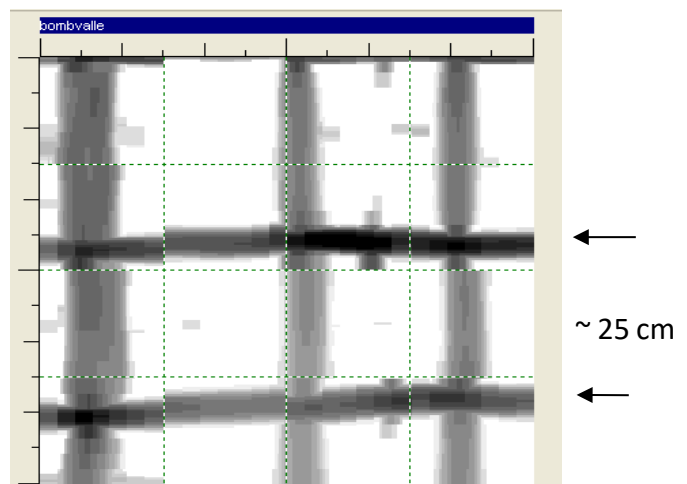
Mediante el detector de metales se comprobó la ausencia de vigas planas en el sentido longitudinal de la estructura y la presencia de nervios en las losas con poco refuerzo. (Figura 13.9).



Comprobación de la ausencia de vigas planas en sentido longitudinal a la izquierda, a la derecha, verificación del acero de refuerzo en las vigas.

Figura 13.9

También se utilizó el detector de metales para comprobar la colocación del acero de refuerzo en las columnas y las vigas de la estructura. Se logró verificar que existe mayor cantidad de refuerzo transversal (ligaduras) en los extremos de las columnas que en el tramo central, así como la cantidad de barras de refuerzo longitudinal colocadas en vigas y en columnas (Figuras 13.10 y 13.11).



Verificación del refuerzo longitudinal y transversal (estribos) en el tramo central de la columna del módulo de doble altura. Se indica la separación aproximada.

Figura 13.10

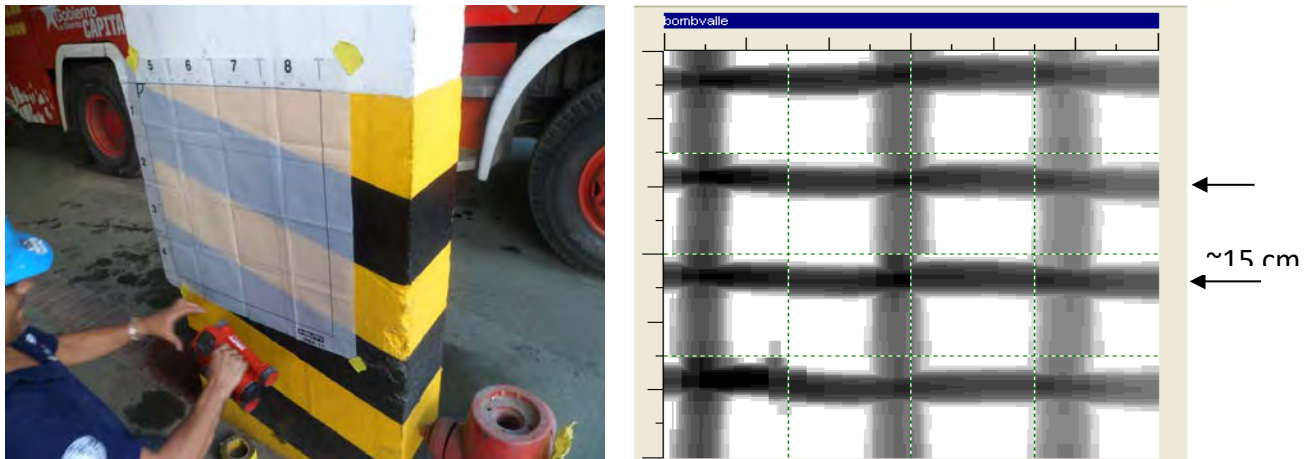
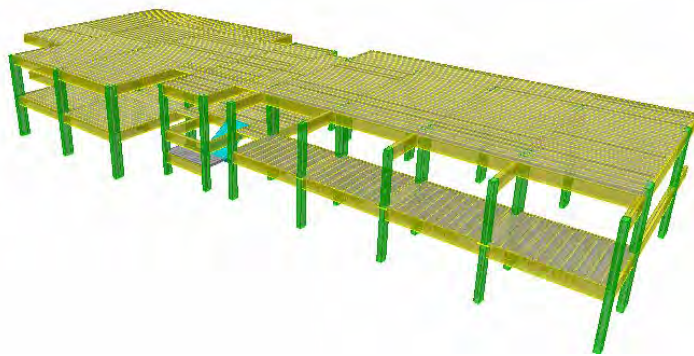


Figura 13.11. Verificación del refuerzo longitudinal y transversal (estribos) en el extremo de la columna del módulo de doble altura. Se indica la separación aproximada.

Figura 13.11

13.5.3. Análisis Dinámico Lineal.

Se realizaron modelos numéricos de la Estación de Bomberos de El Valle con el programa de análisis estructural SAP 2000 (Figura 13.12). Las losas nervadas, se modelaron como diafragmas rígidos, no se tomaron en cuenta las paredes en los análisis.



Perspectiva del modelo numérico de la estación de bomberos de El Valle.

Figura 13.12

El primer modo de vibración, es en el sentido longitudinal, con torsión acoplada, con un valor del periodo de 0,36 s. El segundo modo es transversal, con torsión acoplada, con un valor de 0,25 s. El tercer modo es torsional con un valor de 0,21s.

Para el análisis se utilizó el espectro de respuesta elástico proveniente del Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009), para construcciones esenciales del grupo A. La edificación se encuentra ubicada en la Microzona 2-2, perteneciente a la Macrozona Centro Norte. Se usó un factor de reducción de respuesta $R=3$, considerado representativo de una estructura de

ductilidad moderada, construida aproximadamente en el año 1975. Se consideró un amortiguamiento del 5%.

Se determinaron las derivas normalizadas máximas de entrepiso, aplicando la metodología establecida en la norma COVENIN 1756 (COVENIN, 2001. La Tabla 13.3, muestra los valores obtenidos para las dos direcciones principales. Estos valores estarían en el orden del valor tolerable de 0,012 para edificaciones nuevas según la norma Covenin 1756 2001. Sin embargo, para edificaciones de esta antigüedad, el valor de 0,0129 se asocia a daños por encima de los valores tolerables en documentos normativos (HAZUS 2003).

Derivas máximas de piso y comparación con el valor máximo permitido en la norma, para la estación de Bomberos de El Valle. Tabla 13.3

	Dirección Longitudinal	Dirección Transversal	TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
				GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Derivas Máximas	0,0129	0,00847	Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
			No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

En la Tabla 13.4 se muestran los resultados del cociente Demanda/Capacidad a flexo compresión en las columnas, provenientes del análisis dinámico lineal. Se aprecia que un 77% de las columnas tienen demandas que exceden la capacidad. En término medio la demanda es 1,34 veces la capacidad.

Resultados del cociente Demanda/Capacidad para la Estación de El Valle Tabla 13.4

Demanda/Capacidad - Columnas		
Máxima		2,47
Media		1,34
Mínima		0,84
Total columnas: 30		
No cumplen	23	77%
Cumplen	7	23%

13.5.4. Análisis Estático No Lineal

Se realizaron análisis estáticos no lineales basados en la metodología propuesta en ASCE 41-13. Mediante el método de los estimadores puntuales, se determinaron las curvas de fragilidad y vulnerabilidad de la estructura. Para los análisis no lineales se usó el programa SAP2000 en su versión 14.2.4.

13.5.5. Curvas de Capacidad

Mediante las curvas de capacidad se representa la relación entre la fuerza cortante (V) en la base de una edificación y el desplazamiento (u) en el nivel de techo; estas curvas son la base a partir de la cual se construyen las curvas de fragilidad. En la Figura 13.13 se representa la forma bilineal de las curvas de capacidad, donde se muestra la zona de comportamiento lineal o elástico, la zona de fluencia o daño y la caída de la resistencia o colapso.

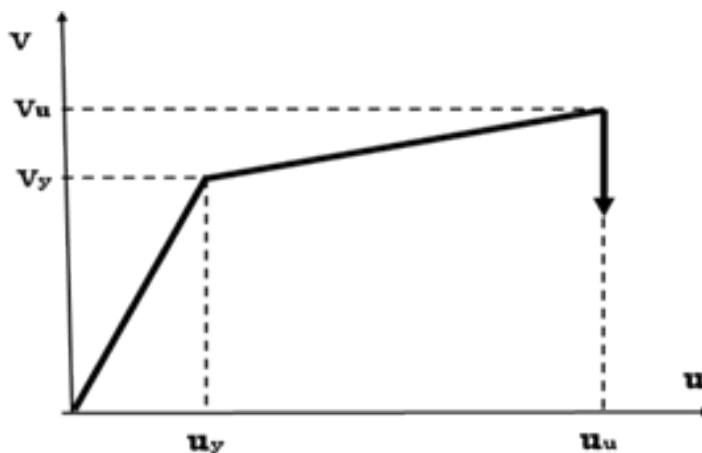


Figura 13.13 Forma bilineal y parámetros de la Curva de Capacidad.

Se analizaron los dos pórticos que posee la estructura en la dirección longitudinal, el pórtico de doble altura y el pórtico donde se evidencia el fenómeno de columna corta en la dirección débil de la estructura (Figura 13.14), sumando las contribuciones de ambos pórticos, para determinar la vulnerabilidad del edificio.

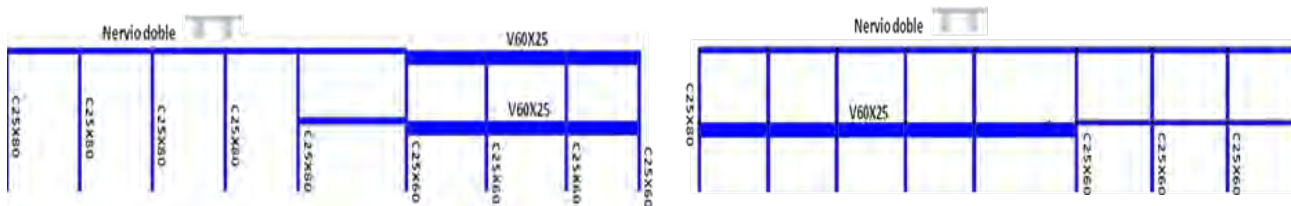
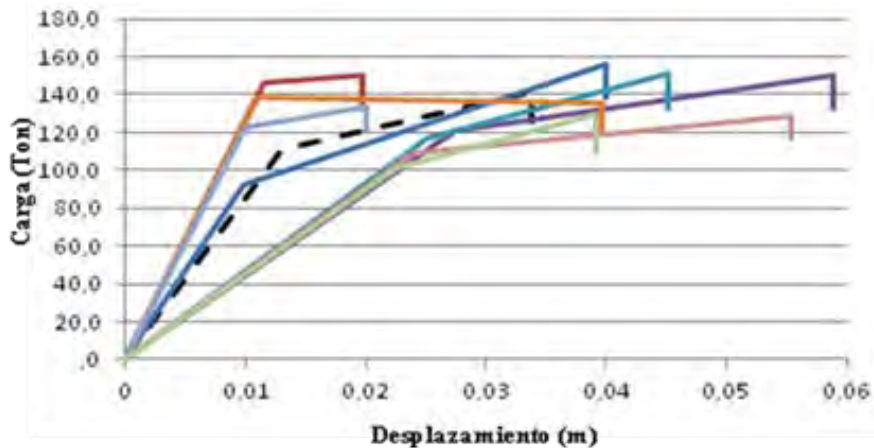


Figura 13.14 Pórticos representativos de la estructura, utilizados en los análisis no lineales.

Las variables aleatorias utilizadas en los análisis son: la inercia de las secciones de vigas y columnas (I), la resistencia del acero de refuerzo (F_y) y la deformación plástica de las rótulas o bisagras, ubicadas en los extremos de las vigas y de las columnas, donde ocurre la falla.

Con estas tres variables aleatorias se obtienen ocho (08) modelos o casos de estudio, luego de variar las propiedades para cada caso de análisis. Las curvas de capacidad obtenidas para cada uno de los análisis, se muestran en la Figura 13.15. La curva segmentada muestra el promedio.



Curvas de capacidad obtenidas para los ocho casos de análisis.

Figura 13.15

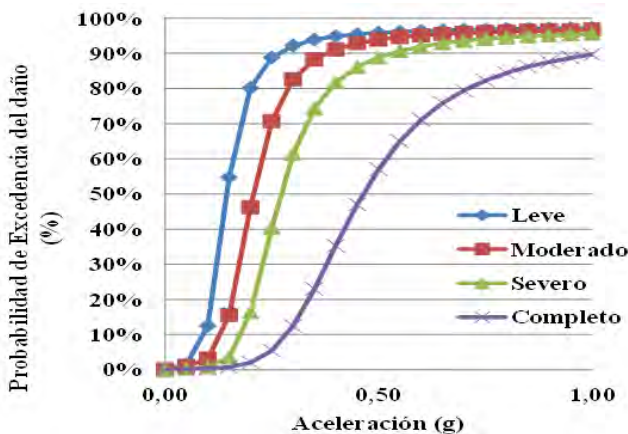
13.5.6. Demanda

Para el cálculo de la demanda se utilizó el Método de los Coeficientes descrito en el ASCE 41-13 (2014), con los espectros de la Microzonificación de Caracas para tres tipos de suelo: Roca (Mz R3- To), Suelo Rígido (Mz 4-2) y Suelo Blando (Mz 6-2). La expresión del método se indica en la ecuación 13.1.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (13.1)$$

13.5.7. Curvas de fragilidad

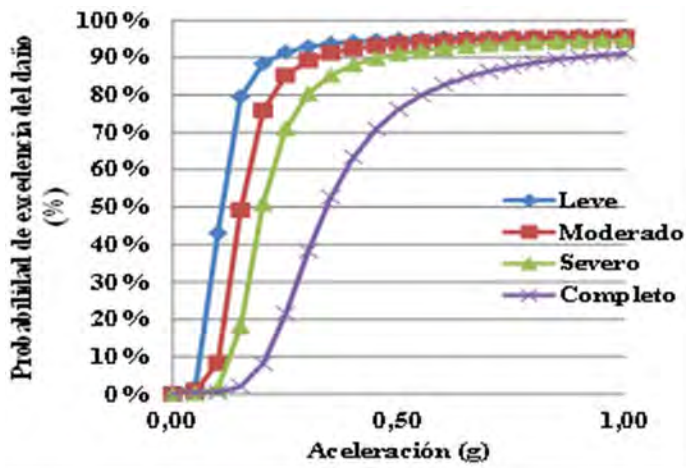
Las curvas de fragilidad son un estimado de la vulnerabilidad de la estructura, representan la probabilidad de exceder un estado límite de daño en función de un parámetro del sismo considerado, que para este estudio es la aceleración. En las Figuras 13.16, 13.17 y 13.18, se muestran las curvas de fragilidad obtenidas de la estructura estudiada, para daño leve, moderado, severo y completo y los tres tipos de suelo. La acción sísmica es la aceleración, que se representa en el eje de las abscisas



Pe= 50%	Ao media
Leve	0,14
Moderado	0,21
Severo	0,27
Completo	0,46

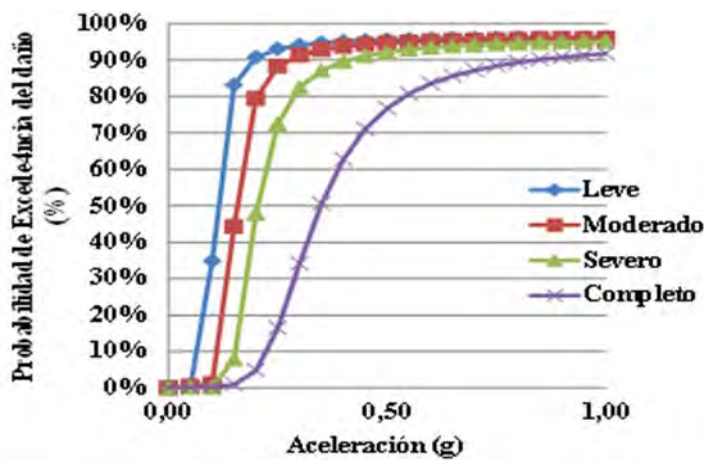
Curvas de fragilidad para Roca (Mz R3-To). El cuadro indica los valores de aceleración para 50% de probabilidad de excedencia.

Figura 13.16



Pe= 50%	Ao media
Leve	0,11
Moderado	0,15
Severo	0,20
Completo	0,34

Figura 13.17 Curvas de fragilidad para Suelo Rígido (Mz 4-2). El cuadro indica los valores de aceleración para 50% de probabilidad de excedencia.



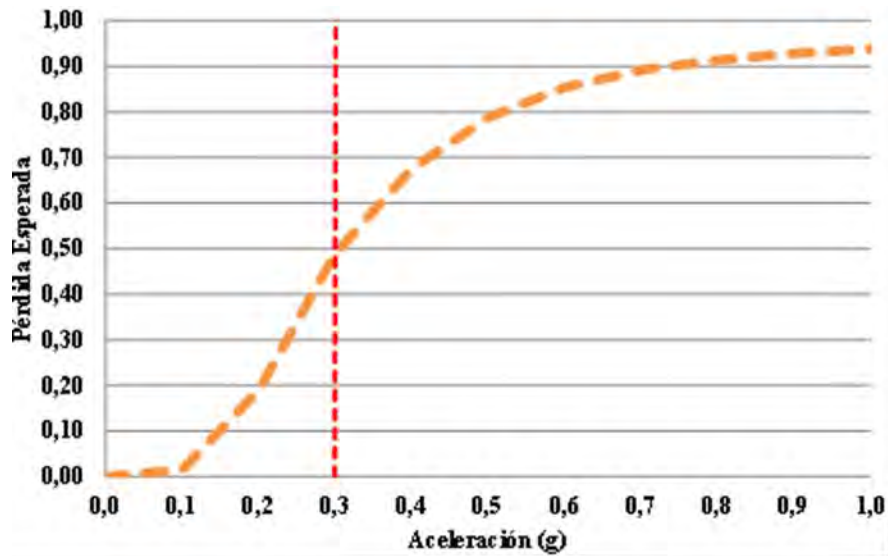
Pe= 50%	Ao media
Leve	0,12
Moderado	0,16
Severo	0,20
Completo	0,35

Figura 13.18 Curvas de fragilidad para Suelo Blando (Mz 6-2). El cuadro indica los valores de aceleración para 50% de probabilidad de excedencia.

13.5.8. Curvas de vulnerabilidad

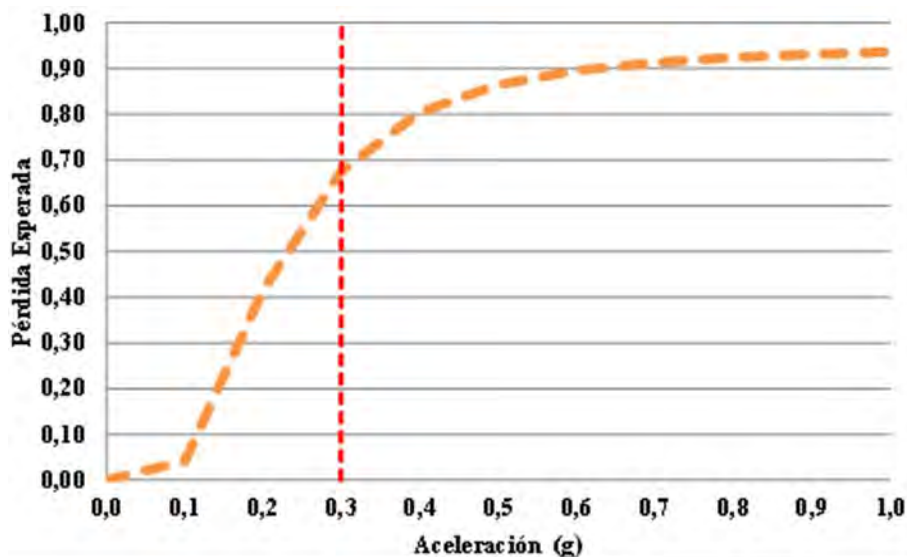
Mediante las curvas o funciones de vulnerabilidad se representa el factor de pérdida o la pérdida esperada expresada como una fracción del costo de reposición bajo diferentes niveles de movimientos del terreno.

En las Figuras 13.19, 13.20 y 13.21, se muestran las curvas de pérdida esperada también para los tres tipos de suelo. Para una aceleración del terreno de 0,30 g, la pérdida esperada para Roca es 0,49, para suelo rígido es 0,68 y para suelo blando es 0,67 el costo de reposición.



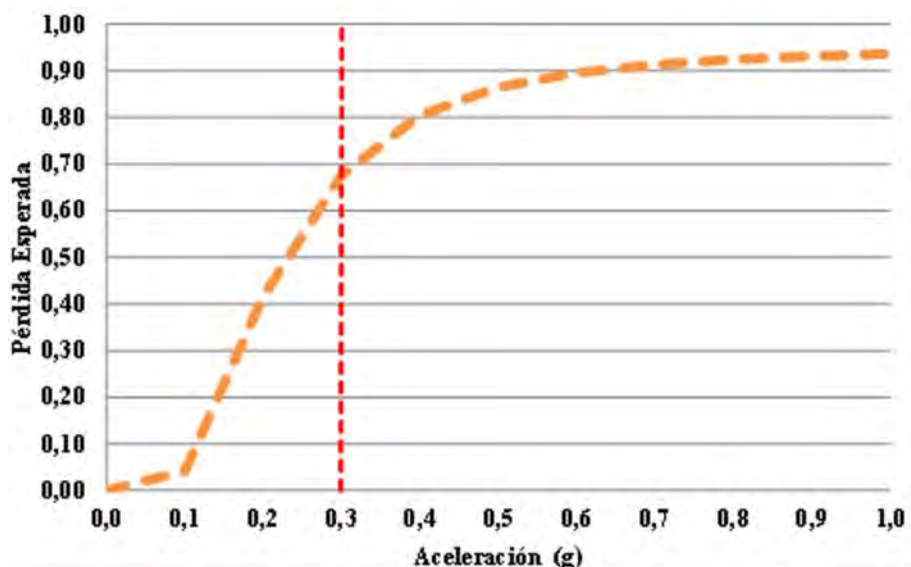
Funciones de pérdida media esperada para Roca (Mz R3-To).

Figura 13.19



Funciones de pérdida media esperada para Suelo Rígido (Mz 4-2).

Figura 13.20



Funciones de pérdida media esperada para Suelo Blando (Mz 6-2).

Figura 13.21

13.5.9. Escenarios sísmicos

Se presentan los tres escenarios sísmicos seleccionados, dos de ellos son sismos ocurridos en el pasado que afectaron a la ciudad de Caracas, el del 26 de marzo de 1812. $M_w = 7,4$ y el del 29 de julio de 1967, $M_w = 6,4$ y otro supuesto, pero que pudiera ocurrir, originado en la falla de Tacagua-El Ávila, con magnitud $M_w = 6,0$.

Para determinar las aceleraciones en roca se utilizaron los modelos de atenuación NGA (EERI, 2014). Las distancias del sitio de ubicación de las Estaciones de Bomberos de El Valle

y Caricuao al plano de ruptura (d_{rup}) y las aceleraciones en roca (A_{roca}) estimadas a partir de los modelos de atenuación se presentan en la Tabla 13.5.

Tabla 13.5 Escenarios sísmicos

N°	Evento	M_w	Estación El Valle		Estación Caricuao	
			d_{rup} (Km)	A_{roca} (g)	d_{rup} (Km)	A_{roca} (g)
1	26 de marzo de 1812	7,4	17,11	0,28	19,49	0,25
2	29 de Julio de 1967	6,4	31,75	0,08	33,42	0,08
3	Falla Tacagua El Ávila	6,0	7,43	0,28	10,87	0,21

Se evalúan los daños probables y las pérdidas esperadas en la estaciones de El Valle y Caricuao, a partir de las curvas de fragilidad desarrolladas, para las condiciones de terreno de roca, sin efectos topográficos (R3-T0), depósitos intermedios (4-2) y depósitos muy profundos (6-2), para los escenarios sísmicos indicados y los diferentes estados de daño. Los resultados se indican en las Tablas 13.6.

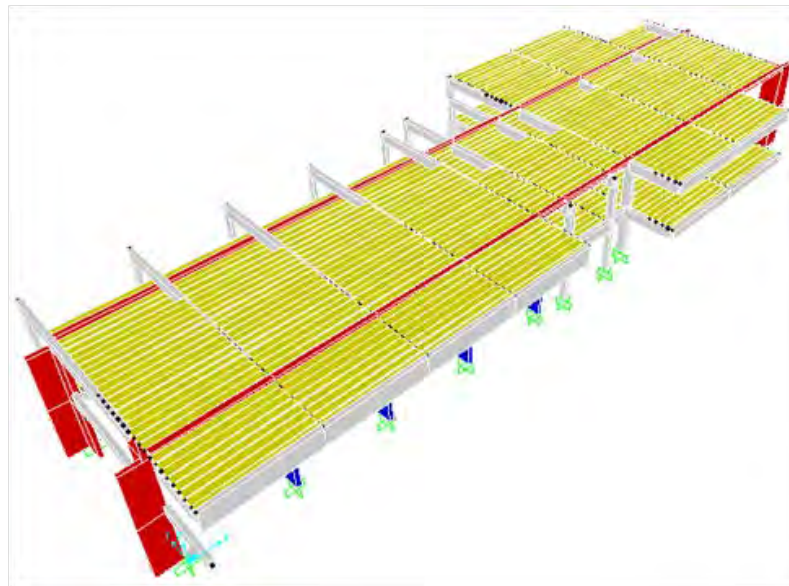
Tabla 13.6. Resultados para los tres escenarios sísmicos.

Tabla 13.6

Estación de Bomberos de El Valle															
Evento N°	R3-T ₀ (Roca)					4-2 (Suelo Rígido)					6-2 (Sedimentos Profundos)				
	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada
	Leve	Mod.	Sev.	Com.		Leve	Mod.	Sev.	Com.		Leve	Mod.	Sev.	Com.	
1	90,8	78,2	52,6	52,6	0,43	92,2	87,4	76,4	31,6	0,63	93,6	89,8	78,0	26,8	0,62
2	13,0	3,0	0,0	0,0	0,02	43,0	8,0	1,0	0,0	0,03	35,0	1,0	0,0	0,0	0,02
3	90,8	78,2	52,6	9,2	0,43	92,2	87,4	76,4	31,6	0,63	93,6	89,8	78,0	78,0	0,62
Estación de Bomberos de Caricua															
Evento N°	R3-T ₀ (Roca)					4-2 (Suelo Rígido)					6-2 (Suelo Blando)				
	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada	Prob. Exc. Daño (%)				Pérdida Esperada
	Leve	Mod.	Sev.	Com.		Leve	Mod.	Sev.	Com.		Leve	Mod.	Sev.	Com.	
1	89,0	71,0	40,0	5,0	0,34	91,0	85,0	71,0	22,0	0,55	93,0	88,0	72,0	16,0	0,54
2	8,0	2,0	0,0	0,0	0,08	27,0	5,0	1,0	0,0	0,00	21,0	1,0	0,0	0,0	0,02
3	82,0	51,0	21,0	3,0	0,22	89,0	78,0	55,0	11,0	0,45	91,0	82,0	53,0	7,0	0,43

13.5.10. Propuesta conceptual de reforzamiento

La propuesta de refuerzo consiste en sustituir las cuatro columnas extremas de la estructura existente por cuatro muros en forma de L acoplados a la estructura original, para reducir su vulnerabilidad en la dirección longitudinal. El conjunto de la estructura existente más los muros, constituyen la estructura reforzada que se ilustra en la Figura 13.22.



Propuesta conceptual de reforzamiento para la Estación de Bomberos de El Valle.

Figura 13.22

Los resultados del análisis para la estructura reforzada muestran que los valores de los cocientes Demanda/Capacidad son todos menores que la unidad y todas las columnas cumplen con los valores normativos, tal como se muestra en la Tabla 13.7, la cual debe compararse con la Tabla 13.4 cuyos valores para la estructura original indicaban un elevado riesgo de colapso.

Tabla 13.5 **Tabla 13.7. Resultados del cociente Demanda/Capacidad de la propuesta de refuerzo para la Estación de El Valle.**

Demanda/Capacidad - Columnas		
Máxima	0,93	
Media	0,55	
Mínima	0,04	
Total columnas: 30		
No cumplen	0	0%
Cumplen	30	100%

13.6. Conclusiones

- Se desarrolló un inventario de todas las edificaciones de Primera Asistencia en Caracas.
- Se realizaron inspecciones para obtener información básica, que ha permitido asignar índices de amenaza, vulnerabilidad y riesgo. La mayoría de estas edificaciones fueron diseñadas con normas antiguas, menos exigentes que las actuales.
- El 42% de las edificaciones están en el rango de vulnerabilidad elevada, el 26% en vulnerabilidad media alta y el restante 32% en media baja. El 50% de las edificaciones están el rango de riesgo alto, el 42% en el rango medio alto y el 8% en el medio bajo. Se han identificado las edificaciones de mayor riesgo para estudiarlas detalladamente.
- Se estudió en detalle la estación de bomberos de El Valle, de elevada vulnerabilidad. Las curvas de fragilidad obtenidas para esta tipología de edificaciones, muestran daño de moderado a severo para aceleraciones alrededor de 0,25 g, este valor es inferior a la aceleración prevista para diseño en Caracas, según la Norma vigente.
- Las funciones de pérdida para aceleración del terreno $A_0=0,30g$ muestran niveles de pérdidas esperadas elevadas, superiores al 60% en promedio, para los tres tipos de suelo estudiados.
- Esta estación de Bomberos de El Valle, y otras similares a ella, quedarían fuera de servicio ante la ocurrencia de sismos moderados a severos, por lo que es necesaria su intervención y reforzamiento para que pueda operar apropiadamente.
- Se hace necesario iniciar un plan de evaluación detallada y reforzamientos sísmico de las estaciones de bomberos de la ciudad.

13.7. Referencias

ASCE 41-13 (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers. Copyright © 2014, ASCE. All rights reserved.

COVENIN (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN, FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.

EERI. (2014). NGA West 2, Earthquake Spectra, Volume 30, No 3, pp 973-987, August 2014, Earthquake Engineering Research Institute.

FUNVISIS. (2009). Informe Técnico Final, Volumen 1 Caracas, Proyecto de Microzonificación Sísmica en la Ciudad de Caracas y Barquisimeto. Caracas: Proyecto FONACIT 200400738.

López, Iván. (2012). Evaluación Estructural y Sismorresistente de la Estación de Bomberos de El Valle. Trabajo Especial de Grado, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

López, Oscar A. Coronel, Gustavo. Ascanio, William. Rojas, Romme. Páez, Valentina. Olbrich, Florian. Rengel, José. González, Jorge (2014-a). Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Informe Técnico FUN-019, 2014, Caracas.

López Oscar. A. Coronel, Gustavo. Rojas, Romme. (2014-b). Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existentes. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 29, N° 4, pp. 107-126.

Capítulo 14

PUENTES Y TRAMOS ELEVADOS

Gilberto De Gouveia y Oscar Andrés López



RESUMEN

Terremotos ocurridos en diversos lugares (California, Japón, Chile) han sistemáticamente demostrado la vulnerabilidad de los puentes construidos con normas sísmicas antiguas. Este trabajo tiene como finalidad evaluar el riesgo existente en puentes y tramos elevados del Área Metropolitana de Caracas y promover acciones para su reducción. Se desarrolló un método de evaluación rápida de puentes para determinar índices de vulnerabilidad y riesgo sísmico con base a inspecciones de corta duración. El método se aplicó a 70 puentes en la ciudad de Caracas encontrándose que aproximadamente un 40% presentan vulnerabilidad sísmica alta, similar a la de puentes derrumbados en sismos pasados.

Uno de estos puentes antiguos, el Tramo Elevado UCV del Distribuidor El Pulpo, fue estudiado en detalle. El análisis dinámico elástico bajo el sismo normativo, indica valores de demanda de solicitaciones que exceden, en promedio, siete veces la capacidad a flexo-compresión de las columnas. Adicionalmente, el análisis también indica demandas de desplazamiento que exceden la capacidad disponible del apoyo. Mediante el análisis estático no lineal y el método de los estimadores puntuales, se construyeron curvas de fragilidad que suministran las probabilidades de alcanzar varios estados de daño y permiten estimar pérdidas económicas probables. Los resultados destacan el riesgo elevado del puente y la necesidad de que sea reforzado a fin de proteger a los usuarios que circulan por el mismo y garantizar la operación continua de esta importante vía de comunicación de la ciudad. Se describe un proyecto de adecuación y refuerzo sísmico del puente Tramo Elevado UCV, consistente en el reforzamiento a flexo-compresión de las columnas y en la colocación de elementos de conexión entre los tableros contiguos para impedir el desplome de los mismos por insuficiencia de sus longitudes de apoyo. La evaluación del puente una vez adecuado, pone de manifiesto el aumento en la confiabilidad sísmica hasta niveles similares a los de nuevos puentes diseñados con normas modernas.

Con base a la información recolectada de la inspección efectuada en 70 puentes de Caracas, se desarrollaron curvas de fragilidad que suministran la probabilidad de alcanzar diferentes niveles de daños como una función de la aceleración del movimiento sísmico, para cada puente. Finalmente, se determinaron las curvas de pérdidas esperadas en los puentes, dada la ocurrencia de un sismo descrito por la aceleración del terreno. Esta información facilita la toma de decisiones en la gestión y reducción del riesgo sísmico en puentes de Caracas.

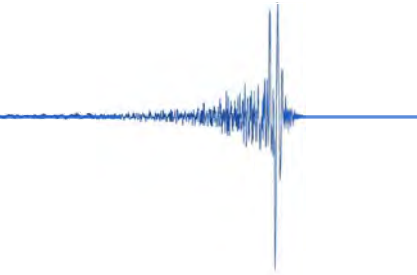


TABLA DE CONTENIDO

PUENTES Y TRAMOS ELEVADOS.....	427
14.1 Participantes	429
14.2 Antecedentes y Objetivos	429
14.3 Vulnerabilidad y Priorización de Puentes en Caracas.....	430
14.3.1 Método de inspección y evaluación rápida.....	430
14.3.2 Aplicación a 70 puentes en Caracas	434
14.4 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico del Puente Tramo Elevado UCV .	437
14.4.1 Movimiento Sísmico en el Sitio	438
14.4.2 Evaluación Sísmica Mediante Análisis Dinámico Lineal.....	439
14.4.3 Evaluación Sísmica Mediante Análisis Estático No Lineal.....	441
14.4.4 Vulnerabilidad mediante Curvas de Fragilidad.....	445
14.4.5 Pérdidas Esperadas	447
14.4.6 Daños y Pérdidas para Diferentes Escenarios Sísmicos	448
14.4.7 Riesgo Sísmico y Pérdida Media Anualizada	449
14.5 Adecuación Sísmica del Puente Tramo Elevado UCV.....	450
14.6 Evaluación Detallada del Tramo Elevado Club Hípico.....	453
14.7 Curvas de Fragilidad y Pérdidas Esperadas en Puentes de Caracas.....	454
14.8 Conclusiones y Recomendaciones	461
14.9 Referencias	462

14.1 Participantes

Estudiantes: Raymond Duque, Jason Montaña, Ariyuri Lobo, Elsa Manrique, Néstor Urbina, Luis Possamay e Ing. Arnoldo Mancilla. La empresa PSN Ingeniería S.C. hizo la ingeniería de detalle del proyecto de refuerzo sismorresistente del puente Tramo Elevado UCV.

14.2 Antecedentes y Objetivos

Eventos sísmicos ocurridos en el pasado han puesto de manifiesto la elevada vulnerabilidad que pueden tener los puentes diseñados con normas antiguas que han demostrado ser insuficientes para proveer una seguridad apropiada (Figura 14.1). En California (EUA) tres puentes se derrumbaron en el sismo de San Fernando (1971), otros tres en el sismo de Loma Prieta (1989) y otros siete en el sismo de Northridge (1994) y muchos otros sufrieron daños severos (Land y Thompson, 2007; Housner, 1990 y 1994). En Kobe, Japón, el evento de 1995 produjo la ruina de varios puentes de las principales rutas de esa ciudad incluyendo el impresionante desplome de buena parte del viaducto de la autopista Hanshin ocasionado por la falla en la base de 18 pilas del tipo monocolumnas debido a un deficiente detallado del acero de refuerzo (Priestley, Seible y Calvi, 1996). El sismo de Chichi, Taiwán (1999), originó el derrumbe de 5 puentes (RMS, 2000). En el evento de Wenchuán, China (2008) se derrumbaron 5 puentes debido principalmente a la pérdida de asiento por insuficientes longitudes de apoyo (Lin et al., 2010). Aproximadamente 200 puentes sufrieron daños en el terremoto de Chile (2010), incluyendo el derrumbe de unos 20 de ellos principalmente por la caída de los tableros debido en algunos casos al gran esviaje y en otros a la falta de diafragmas transversales en los apoyos (EERI, 2010).



Puentes derrumbados en California, Japón y Chile.

Figura 14.1

Es conocido que no existe en el país una norma especializada para el diseño de puentes. En una consulta a expertos realizada a 8 profesionales venezolanos especializados en el diseño de puentes en el país, se concluye que la gran mayoría afirma haber utilizado la norma AASHTO (en sus diferentes ediciones) para las consideraciones sismorresistentes, la cual es la norma que se utilizó en el diseño de los puentes colapsados en California. Algunos de los encuestados afirmaron que antes de la década de 1970 también se utilizaban las normas MOP para edificios, adaptadas a las estructuras de puentes. Tres de los encuestados mencionaron también el uso de la propuesta de norma del Prof.

William Lobo Quintero del año 1987. Uno de los encuestados respondió que antiguamente los puentes no se diseñaban para soportar terremotos.

Buena parte de los daños y derrumbes observados en puentes corresponden a eventos sísmicos de magnitud similar o inclusive menor a la de eventos que han ocurrido en Venezuela en el pasado y que pueden ocurrir en el futuro. Teniendo en consideración que los puentes construidos en Venezuela han sido diseñados con criterios similares a los seguidos en los puentes que se han derrumbado, es imperativo investigar la vulnerabilidad y riesgo sísmico de ellos, especialmente los más antiguos, y proceder a reforzarlos estructuralmente si fuese necesario a fin de evitar situaciones adversas futuras.

Este trabajo tiene como finalidad evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico en los principales puentes en el Área Metropolitana de Caracas (AMC), estudiar en detalle un tramo elevado de una de las principales autopistas y proponer acciones para la reducción del riesgo. Información adicional puede ser consultada en De Gouveia (2015).

14.3 Vulnerabilidad y Priorización de Puentes en Caracas

14.3.1 Método de inspección y evaluación rápida

Se desarrolló un método de evaluación sísmica de puentes basado en la recolección de información sobre las características estructurales básicas que condicionan su desempeño sísmico, mediante inspecciones de corta duración. La información recolectada se procesa y se le asignan pesos con base a la experiencia internacional del desempeño de puentes en terremotos pasados. El procedimiento no pretende cuantificar en forma absoluta los niveles de vulnerabilidad del puente, sino más bien suministrar índices que permitan comparar un puente con otro a fin de definir prioridades hacia estudios detallados y eventuales intervenciones de refuerzo estructural. Información detallada del método puede consultarse en (De Gouveia y López, 2015).

Índice de Priorización Sísmica (I_P)

El índice de priorización sísmica (I_P) se calcula tomando en consideración la amenaza sísmica en el sitio, la vulnerabilidad del puente a la acción de los terremotos y la importancia de la estructura que toma en cuenta el impacto del derrumbe del puente dentro de la red vial existente. El índice I_P se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_I \quad (14.1)$$

Donde I_A es el índice de amenaza sísmica, I_V es el índice de vulnerabilidad e I_I es el índice de importancia. El índice de amenaza puede variar entre 0 y 1,00; el índice de vulnerabilidad entre 2,7 y 100 y el índice de importancia entre 0,60 y 1,00. Como consecuencia, el índice de priorización puede variar entre 0 y 100. El producto $I_A \cdot I_V$ representa el índice de riesgo sísmico (I_R) del puente.

Índice de Amenaza Sísmica (I_A)

Para el caso de puentes ubicados dentro del AMC, el índice de amenaza sísmica (I_A) se obtiene de la microzonificación sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). Se tomó como valor representativo de la amenaza el promedio de las aceleraciones espectrales comprendidas entre un rango de períodos de 0,0 a 1,0 segundos, obtenidas de los espectros de diseño de cada microzona. El índice I_A se calcula

dividiendo el valor de ese promedio para cada microzona entre su valor máximo para toda Caracas que corresponde a la microzona 7-1 (0,847g). Esto normaliza el parámetro I_A a un valor máximo de 1,0 para Caracas. En la tabla 14.1 se presentan los valores del índice I_A para cada una de las microzonas. Se considerarán los valores definidos en la tabla “con efectos topográficos” cuando el puente esté localizado sobre la mitad superior de una ladera con pendiente mayor a 20° (aproximadamente una pendiente igual a 0,36), o en la zona de la cima que está a una distancia de la cresta menor a la altura de la ladera. Si no es el caso, se considera el puente “sin efectos topográficos”.

Valores del índice de amenaza sísmica (I_A) para puentes en el AMC. **Tabla 14.1**

Microzona	I_A	Microzona	I_A	Microzona	I_A
R1 - sin efectos topográficos	0,51	1-1	0,86	4-2	0,86
R2 - sin efectos topográficos	0,52	1-2	0,88	5-1	0,86
R3 - sin efectos topográficos	0,55	2-1	0,89	5-2	0,85
R7 - sin efectos topográficos	0,60	2-2	0,93	5	0,86
R1 - con efectos topográficos	0,59	3-1	0,89	6-1	0,87
R2 - con efectos topográficos	0,60	3-2	0,92	6-2	0,88
R3 - con efectos topográficos	0,63	3-3	0,82	6	0,88
R7 - con efectos topográficos	0,71	4-1	0,82	7-1	1,00

Índice de Vulnerabilidad (I_V)

La vulnerabilidad del puente depende del año de construcción, el tipo de subestructura, las discontinuidades de la superestructura, la eventual pérdida de asiento en los apoyos, la irregularidad de la estructura, el ángulo de esviaje, la susceptibilidad de licuación del suelo y el grado de deterioro del puente. El índice de vulnerabilidad (I_V) tiene un valor máximo de 100 y se define como:

$$I_V = \sum_{i=1}^8 \alpha_i \cdot I_i \quad (14.2)$$

Donde I_i es el componente del índice de vulnerabilidad “i” y α_i es su peso relativo. En la Tabla 14.2 se definen los componentes I_i y sus pesos α_i . Cada índice I_i tiene un valor máximo de 100.

El índice I_1 asociado a la antigüedad tiene un valor de 100 para los puentes construidos antes de 1968 y valores menores para otros. El índice I_2 que cuantifica el tipo de subestructura penaliza con 100 las pilas tipo monocolumna, asigna un valor de cero a los puentes de un solo tramo apoyados en sus estribos y asigna valores intermedios para otros tipos de pilas. El índice I_3 mide el efecto de las discontinuidades las cuales incluyen tanto juntas intermedias dentro de los tramos como juntas en apoyos sobre pilas y estribos; vale 100 para puentes con más de 4 discontinuidades y 0 para puentes sin discontinuidades. El índice I_4 cuantifica el efecto de la pérdida de apoyo y asigna un máximo de 100 cuando la longitud de apoyo existente es menor a la mitad de la mínima requerida en AASHTO (2010) para zonas sísmicas elevadas, un valor de 0 cuando es mayor a 1,5 veces la mínima requerida y valores intermedios para los otros casos. El índice I_5 penaliza mayormente las irregularidades críticas definidas como puentes con pilas tipo pérgola y puentes con pilas o columnas compartidas (vinculación vertical a otras estructuras). El índice I_6 penaliza los mayores ángulos de esviaje y asigna un valor de 0 cuando el ángulo es de cero grados. La susceptibilidad de licuación del suelo se define por un valor del índice I_7 de 100 si hay certeza, de 50 si no se conoce o es moderada y de 0 si no existe. El índice I_8 mide el grado de deterioro y vale 100 en puentes con daños severos en la subestructura o con problemas de socavación, vale 0 en puentes sin daños o con daños ligeros a moderados y 75 en puentes con daños severos solamente en la superestructura.

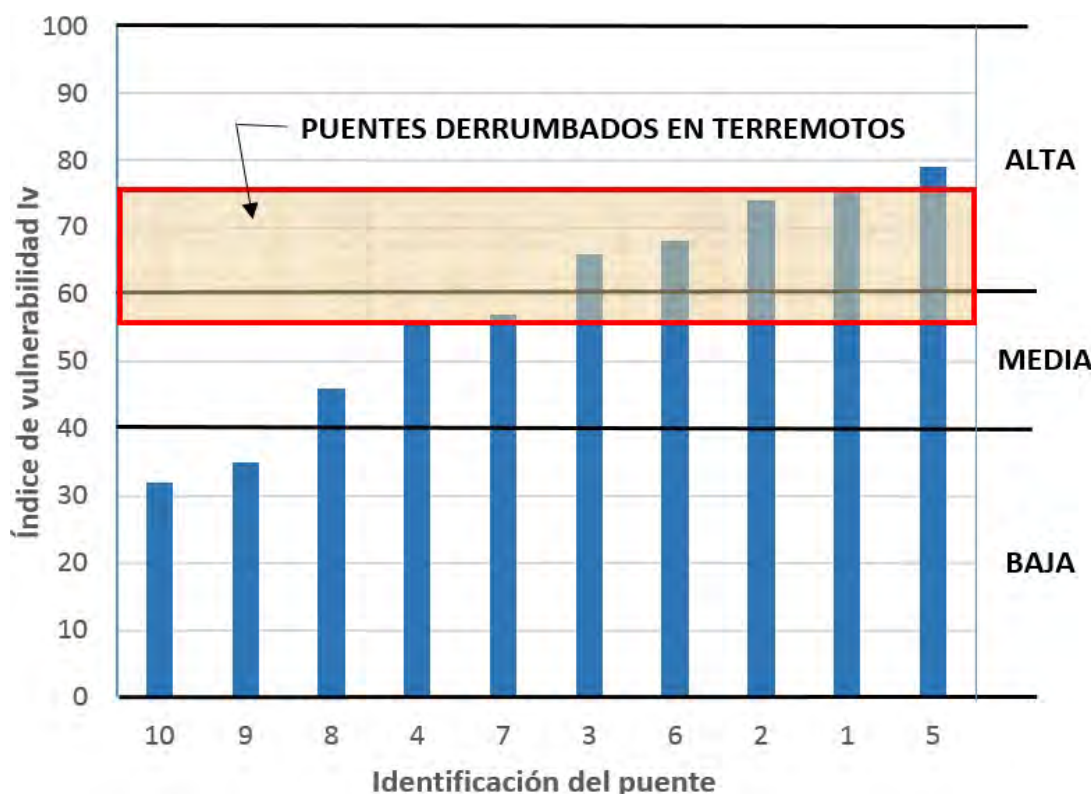
Tabla 14.2 Componentes del índice de vulnerabilidad (I_i) y sus pesos relativos (α_i).

I_i	Vulnerabilidad asociada a:	α_i
I_1	Año de construcción	0,27
I_2	Tipo de subestructura	0,18
I_3	Discontinuidad en la superestructura	0,09
I_4	Pérdida de asiento en apoyos	0,15
I_5	Irregularidades estructurales	0,13
I_6	Ángulo de esviaje	0,04
I_7	Susceptibilidad de licuación del suelo	0,10
I_8	Grado de deterioro de la estructura	0,04

El índice de vulnerabilidad (I_V) fue calibrado con un grupo de 4 puentes que se derrumbaron durante sismos ocurridos en otros países y de los cuales fue posible conseguir información detallada, los

cuales se numeran: (1) Viaducto Cypress, sismo de Loma Prieta, EUA (1989); (2) Elevado de la Autopista Hanshin, sismo de Kobe, Japón (1995); (3) Puente I-5 Gavin Canyon, sismo de Northridge, EUA (1994); (4) Puente Miaotzuping, sismo de Wenchuán, China (2008). Los resultados del índice de vulnerabilidad se muestran en la Figura 14.2, observándose que todos los puentes derrumbados (numerados 1 a 4 en la figura) tienen valores iguales o mayores que 56. Se incluyen también allí los índices correspondientes a seis puentes arbitrarios que se inspeccionaron en Caracas, los cuales son y se numeran así en la Figura 14.1: (5) Tramo Elevado UCV (48A); (6) Tramo Elevado Bello Monte (25A); (7) Distribuidor La California (32A); (8) Distribuidor Párate Bueno (04A); (9) Distribuidor La Bandera (52A); (10) Distribuidor La Yaguara (05A). El código entre paréntesis al final de cada nombre se refiere al identificador (Id) de cada puente descrito en la Tabla 14.12.

Con base a los valores I_v de los puentes derrumbados, se definieron tres rangos de vulnerabilidad, los cuales se muestran en la misma figura: Vulnerabilidad Alta para valores mayores o iguales a 60, Media entre 40 y 60 y Baja para valores menores o iguales a 40.



Índices de vulnerabilidad (I_v) en 4 puentes derrumbados en sismos pasados (1 a 4) y en 6 puentes existentes de Caracas (5 a 10).

Figura 14.2

Índice de Importancia (I_i)

El índice de importancia (I_i) incorpora dentro del proceso de priorización el impacto que tendría el derrumbe del puente dentro de la red vial existente. Para su determinación se toma en cuenta el tipo de vía sobre y bajo el puente y las instalaciones que se comprometan con el eventual derrumbe del puente. El índice I_i se asigna según la tabla 14.3.

Tabla 14.3 Valores del índice de importancia (I_i).

Tipo de puente:	I_i
Puentes en distribuidores que conectan 2 o más autopistas	1,00
Puentes cuyo derrumbe comprometan instalaciones importantes y/o sus accesos	1,00
Puentes o tramos elevados en autopistas (autopista "sobre" el puente)	0,90
Puentes que pasan sobre una autopista (autopista "bajo" el puente)	0,80
Otros puentes	0,60

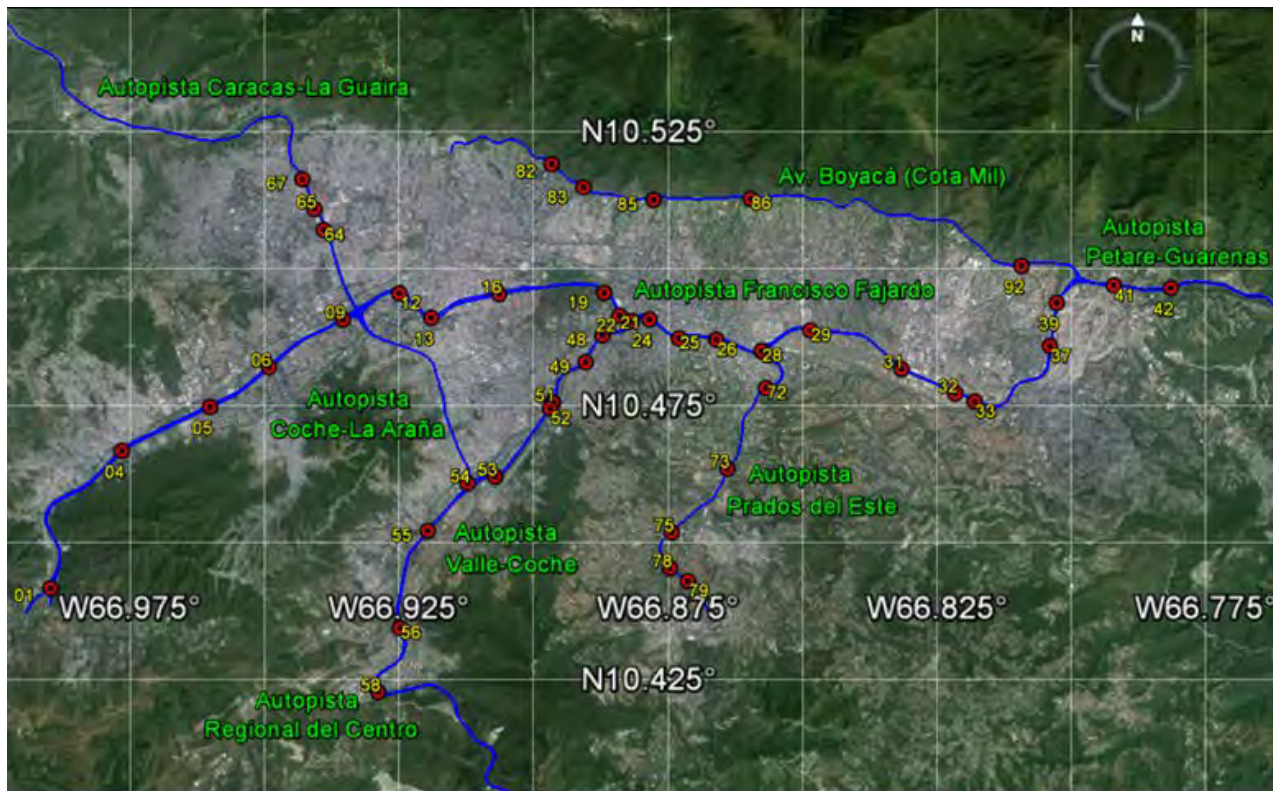
14.3.2 Aplicación a 70 puentes en Caracas

Se inspeccionaron 70 puentes ubicados en las autopistas del AMC los cuales totalizan aproximadamente 170.000 m² de área de calzada, y cuya ubicación se muestra en la Figura 14.3. Cada puente se identifica por un código en dicha figura; el nombre de cada uno de los puentes se muestra en la Tabla 14.12. Se considera que estos son los puentes más importantes por servir de conexión entre un extremo a otro de la ciudad y ser las vías de mayor circulación vehicular, razón por la cual fueron seleccionados para esta investigación.

Para cada puente se calcularon sus índices de amenaza, vulnerabilidad, riesgo, importancia y priorización.

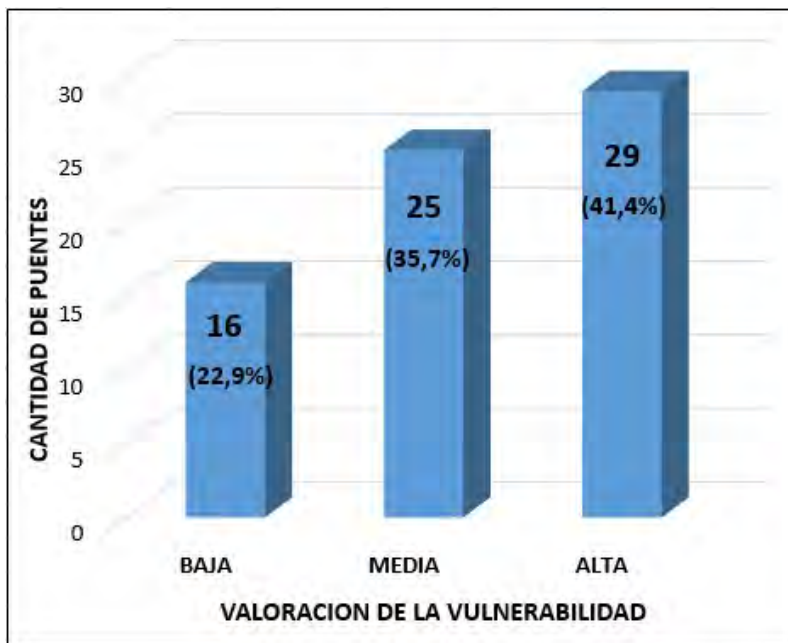
La Figura 14.4 sintetiza el resultado del Índice de Vulnerabilidad para todos los puentes: Un elevado número de puentes (41,4%) presentan una vulnerabilidad Alta, comparable con la que tenían los puentes derrumbados en sismos pasados, un 35,7% tienen vulnerabilidad Media y un 22,9% tienen vulnerabilidad Baja.

Los valores de los 18 puentes más vulnerables se muestran en la Tabla 14.4, ordenados por Índice de Priorización. Los grupos de puentes con mayores índices que requieren ser atendidos con mayor prioridad son: El Pulpo, Cerro Grande, Paramaconi, La Gaviota, UCV, Baralt, La Rinconada, Los Mangos, Nueva Granada, Santa Mónica, Las Mercedes y Bello Monte. Se recomienda iniciar un programa de evaluaciones detalladas de los mismos a fin de proceder al refuerzo estructural que sea necesario.



Ubicación aproximada de los 70 puentes inspeccionados en Caracas. Identificación de cada puente en la Tabla 14.12.

Figura 14.3



Valoración de la vulnerabilidad (I_v) de 70 puentes en Caracas

Figura 14.4

Tabla 14.4 18 puentes más vulnerables del AMC, ordenados según el Índice de Priorización (I_p). Se indican también el Índice de Vulnerabilidad (I_v) y el Índice de Riesgo (I_R).

Identificación Id	Puente	Vulnerabilidad I_v	Riesgo I_R	Priorización I_p
22A	El Pulpo: Rampa Este - El Valle	84	78	78
22C	El Pulpo: Rampa Oeste - El Valle	84	77	77
22B	El Pulpo: Rampa El Valle-Este	83	77	77
54A	Cerro Grande: Coche-El Cementerio	76	68	68
22D	El Pulpo: Rampa El Valle - Oeste	70	64	64
83B	Paramaconi: Puente Oeste - Este	75	69	62
55A	La Gaviota	67	62	62
48A	UCV: Pista El Pulpo - El Valle	79	68	61
54B	Cerro Grande: El Cementerio-Coche	69	61	61
13A	Baralt: Puente Soublotte	66	61	61
56A	La Rinconada	65	60	60
83A	Paramaconi: Puente Este-Oeste	73	67	60
21A	Los Mangos: Plaza Vzla.-Estadios	65	60	60
21B	Los Mangos: Estadios - Plaza Vzla.	65	60	60
51A	Nueva Granada	65	60	60
49A	Santa Mónica	68	59	59
72A	Las Mercedes (Paseo Enrique Eraso)	66	61	55
25A	Bello Monte (2° Piso Fco. Fajardo)	68	61	54

14.4 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico del Puente Tramo Elevado UCV

Se escogió para un estudio detallado la estructura elevada de la Autopista Valle-Coche adyacente a la UCV. Los resultados de las inspecciones en 70 puentes presentados en la sección anterior ponen de manifiesto que éste es uno de los puentes más vulnerable con un índice I_v de 79, ver Figura 14.2 (Puente 5) y Tabla 14.4 (Id=48A). El proyecto original está contenido en el conjunto denominado "Enlace Autopistas Valle y Este-Oeste" conocido hoy en día como Distribuidor El Pulpo. De esa estructura elevada se ha seleccionado una porción específica identificada como Tramos 20 a 23 para su evaluación detallada, cuya ubicación se muestra en la imagen satelital de la Figura 14.5. Estos tramos están ubicados sobre la Planta Experimental de Tratamiento de Agua (PETA) de la UCV y al lado del estacionamiento del Estadio Olímpico.



Ubicación del Puente Tramo Elevado UCV - Tramos 20 a 23. A la derecha y arriba se visualiza el estadio de béisbol de la UCV.

Figura 14.5

Estos puentes fueron construidos en la década de 1950, por lo que soportaron el sismo de 1967, aparentemente sin daños, aun cuando debe mencionarse que no se reportaron daños en construcciones en esta parte de la ciudad. Estructuralmente consisten en una superestructura de concreto armado vaciado en sitio del tipo viga cajón, totalmente continua e integral con las columnas que la soportan (Figura 14.6). Las subestructuras consisten en pilas compuestas por dos columnas circulares de concreto armado apoyadas sobre cabezales y pilotes (Figura 14.6-a y 14.7). Los cabezales en algunos casos se encuentran a profundidades considerables (alrededor de 7 m). La estructura está conformada por unidades de cuatro luces totalmente continuas con una junta de expansión entre unidades adyacentes y longitudes de apoyo del tablero sobre las pilas comunes de

aproximadamente 37 cm (Figura 14.6-b). Este patrón se repite en toda la porción de vía elevada seleccionada (Tramos 20 a 23), donde cada tramo se refiere a una unidad de 4 luces continuas.

a) Vista general de tablero y pilas.



b) Apoyo de tableros sobre pilas extremas.



Figura 14.6 Fotografías del Puente Tramo Elevado UCV (el círculo destaca la junta de expansión).

En la Figura 14.7 se muestra una vista longitudinal del Tramo 20 del puente, proveniente de los planos originales del proyecto. Las resistencias especificadas en los planos originales son: $f'_c=250$ kgf/cm² y $f_y=2.800$ kgf/cm². Las columnas tienen diámetros entre 60 y 70 cm, cuantías de refuerzo longitudinal entre 2% y 6,5% y zunchos de 1/2" cada 7 cm.

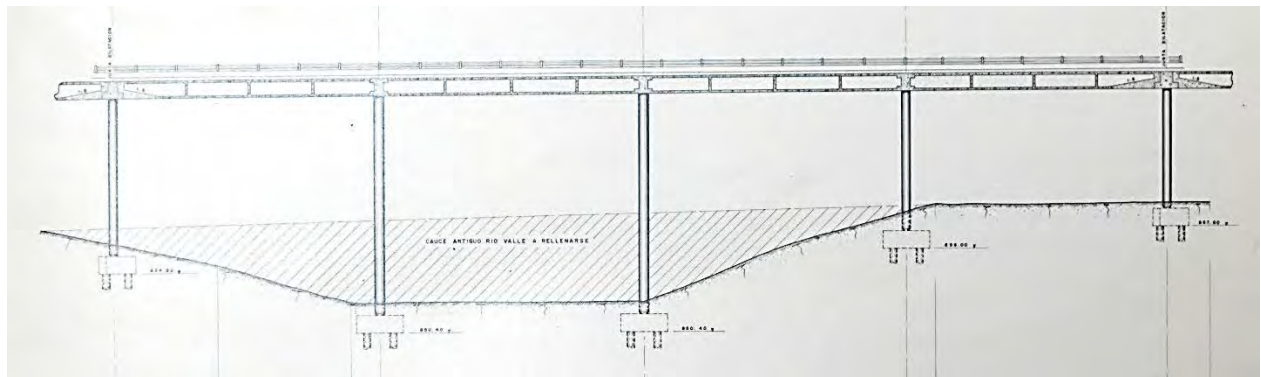
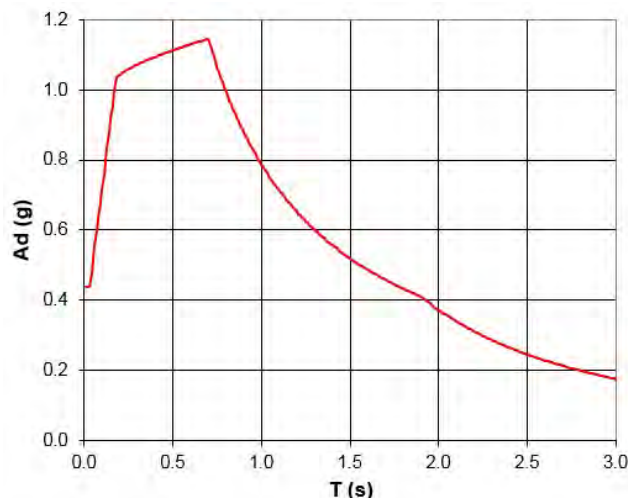


Figura 14.7 Vista longitudinal del Tramo 20 en plano original del Puente Tramo Elevado UCV.

14.4.1 Movimiento Sísmico en el Sitio

La acción sísmica para la evaluación se definió según los resultados de la Microzonificación Sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). El puente está ubicado en la macrozona Centro Norte correspondiéndole una aceleración en roca igual a 0,28 g para un periodo de retorno de 475 años. El sitio está dentro de la microzona 4-2 la cual se define por depósitos de sedimentos de profundidad entre 60 y 120 metros y velocidades de propagación V_{S30} entre 185 y 325 m/s, correspondiéndole

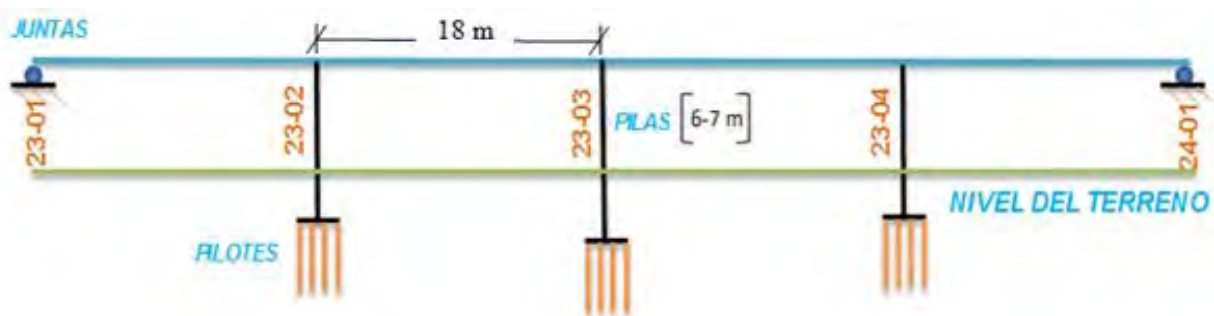
una aceleración en superficie de 0,34 g. Por su importancia, esta estructura se clasificó según su uso como grupo A con un coeficiente de importancia de 1,3. Se adoptó una relación de amortiguamiento del 5% para el puente. En la Figura 14.8 se presenta el espectro de respuesta elástica correspondiente al sitio con los parámetros seleccionados.



Espectro de respuesta elástica en el sitio del Puente Tramo Elevado UCV, dado en la microzonificación sísmica de Caracas. Figura 14.8

14.4.2 Evaluación Sísmica Mediante Análisis Dinámico Lineal

Los Tramos 20 a 23 se evaluaron a través de métodos de análisis dinámico lineal del tipo multimodal espectral, incorporando factores de reducción R para considerar la ductilidad y sobrerresistencia de las estructuras. Los tramos fueron modelados y analizados a través del programa SAP2000® versión 14. Debido a que cada tramo consiste en una estructura continua sobre sus pilas interiores, pero simplemente apoyada sobre sus pilas extremas (cada pila extrema es compartida por dos tramos), se modeló y analizó cada uno de los tramos de manera independiente. La Figura 14.9 muestra la idealización del Tramo 23.



Idealización estructural del Tramo 23 del Puente Tramo Elevado UCV.

Figura 14.9

La evaluación se realizó siguiendo lineamientos de normas especializadas para el diseño de puentes nuevos, como por ejemplo (AASHTO, 2010), pero con las excepciones que se indican a continuación:

- 1) Se utilizaron las resistencias medias de los materiales en lugar de las resistencias nominales especificadas. Estas resistencias medias fueron estimadas a partir de las nominales utilizando factores recomendados por ASCE (ASCE/SEI, 2014).
- 2) No se utilizaron factores de minoración de resistencias para determinar la capacidad de los miembros de concreto armado ($\phi = 1,0$).
- 3) Se seleccionó un factor de reducción de la respuesta $R = 1,50$, asociado a una estructura de baja ductilidad, de acuerdo al año de construcción y el tipo de subestructura del puente.
- 4) Las combinaciones de las acciones se realizaron sin factores de mayoración de las cargas.

Debido a la incertidumbre que hay en las rigideces de los elementos que componen la estructura, para cada tramo se realizaron dos modelos de rigideces extremas: uno rígido y uno flexible. El modelo rígido tiene sus columnas empotradas a nivel actual del terreno y las secciones de los elementos fueron consideradas como gruesas para el cálculo de inercias y áreas. Los resultados que se muestran a continuación se corresponden con el modelo rígido ya que con él se obtienen las mayores fuerzas de demanda sísmica. Resultados con el modelo flexible que da lugar a los mayores desplazamientos se pueden consultar en (De Gouveia, 2015).

La respuesta sísmica máxima probable se determinó considerando la acción simultánea de las dos componentes horizontales y combinando sus efectos con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas a cada componente individual. Las respuestas modales se combinaron con el criterio CQC.

En la Tabla 14.5 se muestran los resultados globales más importantes del análisis dinámico lineal de cada uno de los tramos evaluados, para cada dirección (longitudinal y transversal). W_s es el peso sísmico de la estructura, T el periodo del modo fundamental en la dirección considerada y V_b es la fuerza cortante en la base en la dirección considerada. Para estos modelos rígidos los períodos naturales son ligeramente mayores a 1,0 segundo, lo cual indica que son estructuras bastante flexibles principalmente debido a sus delgadas columnas. Para el modelo flexible, los períodos están alrededor de los 2 segundos. En término media la demanda de fuerza cortante en la base es aproximadamente un 45% del peso del puente.

Los resultados a nivel de los elementos estructurales fueron expresados a través de factores de demanda entre capacidad. Aun cuando se evaluaron otros aspectos sismorresistentes, sin embargo, aquí solo se presentan los más críticos. La evaluación de la flexo-compresión en las columnas fue realizada utilizando los diagramas de interacción construidos con los métodos tradicionales de diseño. En la Tabla 14.6 se presenta un resumen de los cocientes entre la demanda y la capacidad por flexo-compresión en columnas. Esa tabla contiene el valor medio y el máximo, para todas las columnas de cada tramo. Se observan valores excesivamente altos, con un promedio para todos los tramos alrededor de 7,0 y un valor máximo de 15,2 para una de las pilas del Tramo 21. Se concluye que el puente no está en capacidad de soportar las acciones sísmicas exigidas en el diseño actual y posee una muy alta vulnerabilidad. Debe tenerse presente, que estos resultados corresponden a un sismo de 975 años de retorno (por el efecto del factor de importancia). En las normas modernas, para un puente con esta importancia, se exige adicionalmente la evaluación de la seguridad ante el colapso para un evento sísmico con un retorno de 2.500 años, con lo cual los valores demanda/capacidad de la Tabla 14.6 se verían aumentados significativamente, destacando aún más la necesidad de que este puente sea reforzado.

Resultados globales del análisis dinámico lineal, para el modelo rígido. Tabla 14.5

Tramo	Dirección	W_s (tf)	T (s)	V_b (tf)	V_b/W_s
Tramo 20	Longitudinal	1547	1,11	722	0,47
	Transversal		1,09	694	0,45
Tramo 21	Longitudinal	1362	1,24	567	0,42
	Transversal		1,24	566	0,42
Tramo 22	Longitudinal	1236	1,14	562	0,46
	Transversal		1,13	554	0,45
Tramo 23	Longitudinal	1145	1,06	559	0,49
	Transversal		1,06	555	0,48

Cocientes Demanda/Capacidad, por flexo-compresión en columnas. Tabla 14.6

Tramo 20		Tramo 21		Tramo 22		Tramo 23	
Media	Máximo	Media	Máximo	Media	Máximo	Media	Máximo
4,5	5,7	9,2	15,2	6,9	8,8	6,5	9,7

El otro aspecto crítico evaluado fueron las longitudes de apoyo del tablero sobre las pilas en los extremos comunes a tramos adyacentes (ver Figura 14.6-b). Longitudes insuficientes de apoyo han sido causa de derrumbes de muchos puentes por terremotos en otros países. La evaluación de este aspecto se realiza comparando la longitud medida de apoyo existente contra la mínima requerida en la normativa vigente (AASHTO, 2010), la cual depende de la longitud del tablero y de las alturas de las pilas. Todos los tramos evaluados tienen longitudes de apoyo de 37 cm y el valor mínimo normativo en estos casos es de 56 cm, por lo cual existe una deficiencia en este aspecto, con un factor de demanda entre capacidad de $56/37=1,51$, destacando nuevamente la necesidad de intervenir y adecuar el puente.

14.4.3 Evaluación Sísmica Mediante Análisis Estático No Lineal

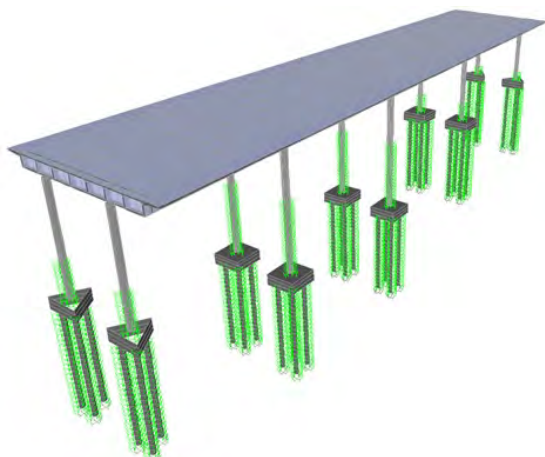
El Tramo 20 del puente fue objeto de un análisis estático no lineal por empuje progresivo, comúnmente conocido por el término inglés *pushover*. La estrategia de evaluación consiste en comparar demanda contra capacidad en términos de desplazamientos. Este método es la base determinística que es utilizada posteriormente para generar las curvas de fragilidad y de pérdidas esperadas de la estructura a través de métodos probabilísticos.

Idealización Estructural

La estructura del puente (Tramo 20) fue modelada y analizada de manera independiente a los tramos adyacentes. Se utilizaron elementos tipo placa para modelar el tablero y elementos lineales para modelar las columnas. El suelo circundante bajo el nivel del terreno actual fue representado a través de resortes horizontales. El comportamiento no lineal de la estructura fue incorporado a través de rótulas plásticas en diferentes ubicaciones de las columnas, donde se espera que ocurra daño e

incursiones en el rango inelástico de los miembros de concreto armado. La Figura 14.10 muestra una vista tridimensional general del modelo realizado. Los cálculos fueron realizados con el programa SAP2000® versión 14.

a) Vista tridimensional del modelo del Tramo 20.



b) Ubicación de rótulas plásticas en columnas (R_1 , R_2 y R_3)

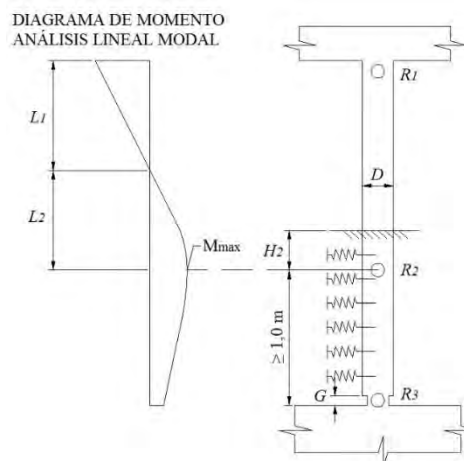


Figura 14.10 Modelo del Tramo 20 para el análisis estático no lineal.

La curva tensión-deformación del concreto confinado fue representada a través del modelo Mander (Priestley et al., 1996), el cual depende de la cuantía y resistencia del refuerzo transversal. La curva tensión-deformación del acero de refuerzo se representa con tres regiones que son: la región elástica, la región plástica perfecta y la región de endurecimiento por deformación. Las secciones de las columnas se definieron con secciones tipo Caltrans (2013), donde se establece la ubicación exacta del acero de refuerzo, del concreto confinado (núcleo) y del concreto no confinado (recubrimiento). Para cada pila se definió una sección de columna con el diámetro y cantidad de refuerzo que le corresponde según los planos originales del proyecto. Los diagramas momento-curvatura se determinaron usando la herramienta incluida en el programa. Para diferentes niveles de fuerza axial se generó la curva momento-curvatura de cada una de las secciones las cuales fueron luego idealizadas como elasto-plásticas perfectas a través del procedimiento Caltrans (2013). El punto de curvatura última ϕ_u se alcanza cuando el concreto confinado alcanza su deformación última ϵ_{cu} (rotura del refuerzo transversal) o cuando el refuerzo longitudinal alcanza su deformación última ϵ_{su} (rotura del refuerzo longitudinal), lo que ocurra primero. La inercia efectiva de la sección para el análisis se corresponde con la inercia agrietada al momento de la primera cedencia en el refuerzo longitudinal.

El diagrama momento-rotación de las rótulas plásticas se obtiene a partir de los diagramas momento-curvatura. Para estimar la rotación en base a la curvatura es necesario multiplicar dicha curvatura por una longitud de rótula plástica equivalente donde se supone que ocurre la curvatura máxima de forma constante (Priestley et al., 1996). En cada columna existen tres lugares donde podrían formarse rótulas plásticas, identificadas como R_1 , R_2 y R_3 en la Figura 14.10 que muestra la columna y su diagrama de momentos. La rótula R_3 , está ubicada en una reducción de la sección que existe en la conexión de la columna con el cabezal, donde podría formarse una rótula por la reducción de su capacidad a momento.

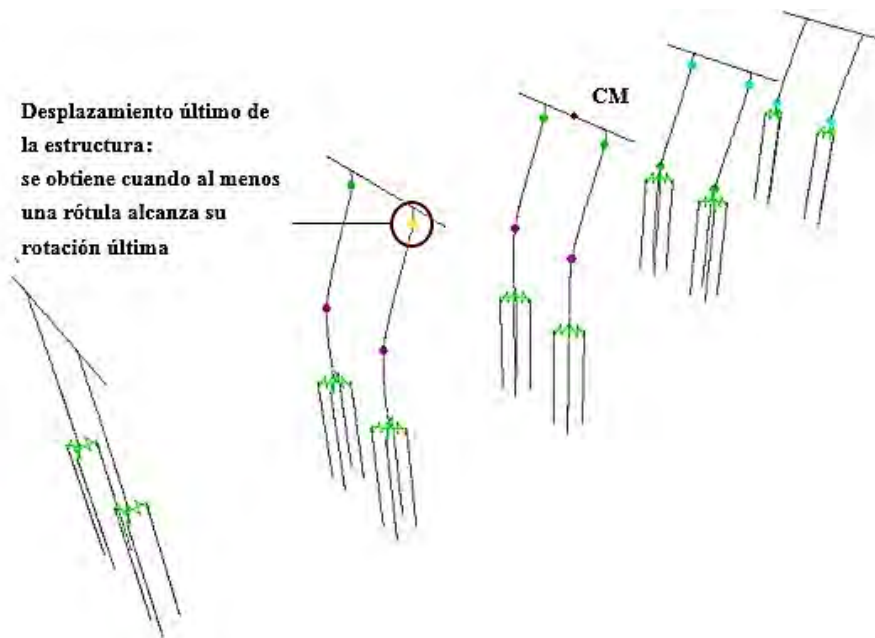
La porción de columna bajo el nivel del terreno actual y los elementos de las fundaciones (cabezales y pilotes) fueron incluidos en el modelo estructural (Figura 14.10); el suelo circundante fue representado mediante resortes horizontales en dos direcciones ortogonales (Figura 14.10-b). Las constantes de resorte fueron obtenidas del estudio geotécnico realizado por PERFOCA (2013).

Se definieron dos tipos de cargas gravitatorias para el análisis: la carga permanente CP y la carga variable CV. Las cargas permanentes provienen del peso propio de la estructura y de los elementos no estructurales, tales como carpeta asfáltica y defensas. Por tratarse de una vía con alto tránsito de vehículos se decidió considerar una carga variable representativa de una situación normal de tránsito moderado sobre el puente, cuyo valor estimado fue de 260 kgf/m^2 . Las masas para el análisis modal y para la estimación de la demanda sísmica provienen del 100% de CP más el 50% de CV.

Curva de Capacidad y Estados de Daño

El análisis estático no lineal de la estructura fue realizado para cada dirección principal, en dirección longitudinal (X) y en dirección transversal (Y) del puente. El patrón de cargas laterales se corresponde con el de las cargas modales del modo predominante en cada dirección. Se seleccionó el centro del tablero (CM) como punto de desplazamiento monitoreado para generar la curva de capacidad de la estructura. La carga gravitatoria inicial para el análisis estático no lineal fue CP+CV, aplicada antes de iniciar el empuje progresivo (*Pushover*). En el análisis se incluyeron los efectos P-Delta de las cargas gravitatorias actuando en la posición deformada de la estructura.

En la Figura 14.11 se presenta como ejemplo una imagen del desplazamiento de la estructura para el análisis estático no lineal en sentido longitudinal X+, donde se aprecia el estado y formación de rótulas plásticas en las columnas. El desplazamiento último de la estructura (D_u) se define cuando al menos una rótula alcanza su rotación plástica última la cual a su vez corresponde a la curvatura última de la sección ϕ_u .



Desplazamiento de la estructura en el análisis estático no lineal X+ (no se muestra el tablero).

Figura 14.11

La curva de capacidad es una representación de la fuerza total aplicada sobre la estructura (cortante en la base, V) en función del desplazamiento (D) del punto monitoreado (CM), durante el empuje progresivo. En la Figura 14.12 se muestra una de las 32 curvas de capacidad obtenidas para el Tramo 20 en el análisis probabilístico mediante estimadores puntuales (ver Sección 14.4.4). En esa figura se destaca una ductilidad de alrededor de 2,8 y una resistencia cedente del orden de 8,6 % del peso sísmico del puente. Sobre la curva de capacidad de la estructura se construye una curva ideal trilineal siguiendo el procedimiento del ASCE (ASCE/SEI, 2014). A partir de la curva trilineal se definen los siguientes cuatro estados de daño en la estructura: leve, moderado, severo y completo. Los desplazamientos asociados al inicio de cada uno de los estados de daño se obtienen de la siguiente manera (Coronel y López, 2013):

$$\text{Daño leve:} \quad D_1 = 0,70D_y \quad (14.3)$$

$$\text{Daño moderado:} \quad D_2 = D_y \quad (14.4)$$

$$\text{Daño severo:} \quad D_3 = D_y + 0,25(D_u - D_y) \quad (14.5)$$

$$\text{Daño completo:} \quad D_4 = D_u \quad (14.6)$$

Donde D_y es el desplazamiento del punto cedente correspondiente a la curva ideal y D_u es el desplazamiento último de la estructura. En la Figura 14.12 se muestra la curva trilineal y su ajuste con la curva de capacidad, indicándose los desplazamientos asociados al inicio de cada estado de daño. A partir de la curva trilineal se determina la rigidez efectiva K_e la cual permite definir el periodo efectivo de la estructura.

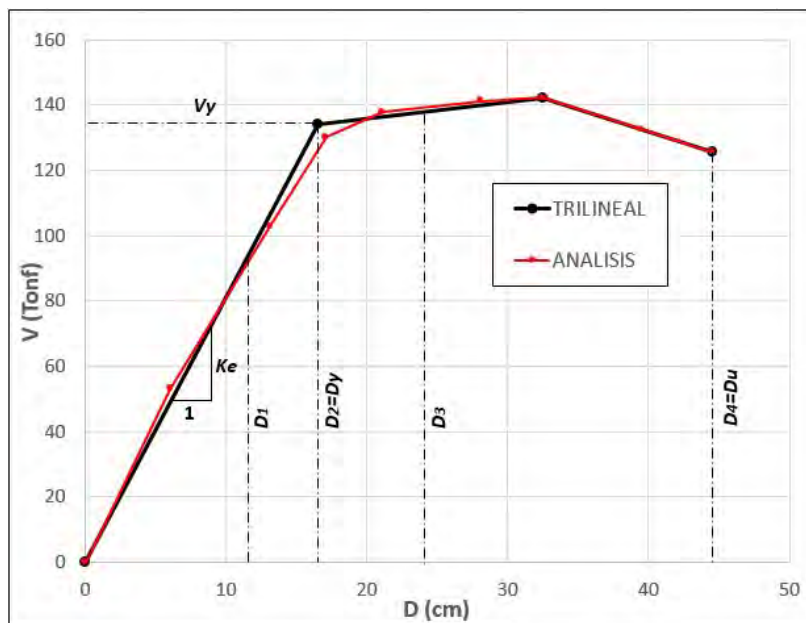


Figura 14.12 Curva de capacidad obtenida del análisis e idealización trilineal.

La capacidad de la estructura mostrada en la Figura 14.12 solamente considera modos de falla por flexo-compresión en las columnas. Para tomar en cuenta el modo de falla asociado a la pérdida de apoyo de la superestructura sobre el capitel de las pilas extremas, la Ecuación (14.6) que presenta el

desplazamiento asociado al estado de daño completo se sustituye por la Ecuación 14.7, aplicable solamente para el análisis en la dirección longitudinal (X) del puente.

$$\text{Daño completo: } D_4 = \min(D_u, L_A) \quad (14.7)$$

Donde L_A es longitud de apoyo del tablero sobre el capitel de las pilas extremas (Figura 14.6-b).

Demanda Sísmica sobre la Estructura

La demanda sísmica sobre la estructura se expresa en términos del desplazamiento de su centro de masa (CM) cuando actúa el movimiento sísmico descrito por el espectro elástico de aceleraciones indicado en la Figura 14.8. El desplazamiento se determina a través del método de los coeficientes presentado en el documento ASCE/SEI (2014) el cual considera los efectos de la respuesta inelástica del puente.

14.4.4 Vulnerabilidad mediante Curvas de Fragilidad

La vulnerabilidad del puente se expresa en términos de curvas de fragilidad las cuales suministran la probabilidad de alcanzar un determinado estado de daño, dado que ocurre un movimiento sísmico. Las curvas de fragilidad se determinan mediante el método de los estimadores puntuales el cual incorpora las diferentes variables aleatorias de la estructura.

Variables Aleatorias

Las variables aleatorias están conformadas por los parámetros de mayor incertidumbre que caracterizan el problema. Se seleccionaron cinco variables asociadas al puente, en particular a la resistencia, a la capacidad de deformación plástica, a la rigidez y a la longitud de apoyos del tablero. Se agregó una variable aleatoria asociada a la acción sísmica la cual es la amplificación espectral. Para la aplicación del método de los estimadores puntuales se requieren dos valores límites de cada una de las variables aleatorias que generalmente son la media menos una desviación estándar y la media más una desviación estándar. Las seis variables aleatorias se indican en la Tabla 14.7 con sus respectivos valores límites, mínimo y máximo.

Variables aleatorias y sus valores límites.

Tabla 14.7

Variable aleatoria	Mínimo	Máximo
f'_{co} : resistencia a compresión del concreto sin confinar (kgf/cm^2)	250	500
f_y : resistencia cedente del acero de refuerzo (kgf/cm^2)	2.800	4.200
C: condición de confinamiento del refuerzo transversal en las columnas	No	Si
k_b : módulo de balasto del suelo	0,5 k_b	2 k_b
L_A : longitud de apoyo del tablero (cm)	23	40
β : factor de magnificación espectral	1,88	2,82

Los valores de los parámetros f'_{co} y f_y fueron obtenidos a partir de las resistencias nominales de los materiales y sus valores límites se definieron según recomendaciones del ASCE/SEI (2014). La capacidad de deformación plástica depende del confinamiento del concreto en las columnas. Debido a que es costumbre empalmar los zunchos en columnas circulares mediante simples solapes, no se

tiene certeza de la efectividad del refuerzo transversal para confinar las columnas en las zonas donde se formen rótulas plásticas. Por esta razón, la condición de confinamiento del núcleo de las columnas fue considerada como una variable aleatoria. El parámetro C se define con una condición en lugar de un valor numérico. Las condiciones límites son: No, para el núcleo no confinado, y Si, para el núcleo confinado. Los módulos de balasto del suelo k_b fueron obtenidos del estudio geotécnico realizado por PERFOCA (2013). Los valores proporcionados por dicho estudio fueron considerados valores medios del parámetro. Los valores límites para la evaluación se definieron según recomendaciones del ASCE/SEI (2014).

El factor de magnificación β correspondiente al espectro de la microzona 4-2 de Caracas (Figura 14.8), tiene un valor de 2,35 (FUNVISIS, 2009), el cual fue considerado como valor medio del parámetro. Los valores límites se definieron con un coeficiente de variación igual a 20%.

La longitud de apoyo del tablero L_A tiene un valor nominal de 40 cm (incluyendo la separación en la junta de expansión) sin embargo, este valor puede verse reducido por varios factores tales como temperatura, retracción, fraguado, pérdida del recubrimiento por efectos de golpeteo y otros. Considerando la posible ocurrencia de estos efectos se estima una longitud de apoyo mínima de 23 cm y una máxima de 40 cm.

En total se tienen 6 variables aleatorias por lo cual se necesitan $2^6 = 64$ casos de análisis no lineales para implementar el método de los estimadores puntuales, donde se evalúan todas las combinaciones posibles de los valores límites de las variables aleatorias.

Función de Falla y Generación de Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que se alcance o supere un cierto estado de daño en la estructura, condicionada a que ocurra un evento sísmico de intensidad conocida. Para generar dichas curvas es necesario establecer una función de falla que permita comparar demanda contra capacidad de la estructura en términos globales. La función de falla utilizada en este trabajo es la siguiente:

$$F = D_c - D_d \quad (14.8)$$

Donde F es el parámetro de falla, D_c es la capacidad de desplazamiento de la estructura asociado a uno de los estados de daño (D_1 , D_2 , D_3 o D_4) y D_d es la demanda de desplazamiento. Todos estos desplazamientos son medidos en el centro del tablero del puente (CM).

El parámetro de intensidad sísmica seleccionado como variable independiente para construir las curvas de fragilidad fue la aceleración máxima en roca A_0 . Para un valor particular de A_0 se determina la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño en la estructura $P(F \leq 0)$ mediante la evaluación de la función de falla sobre los 64 casos de análisis definidos. Cada par $[A_0, P(F \leq 0)]$ representa un punto de la curva de fragilidad por lo cual es necesario realizar el mismo procedimiento para muchos valores de A_0 seleccionados dentro del rango que se desee graficar. En total se obtienen 8 curvas de fragilidad que corresponden a los 4 estados de daño evaluados (leve, moderado, severo y completo) en las 2 direcciones de acción sísmica consideradas. En la Figura 14.13 se presentan las curvas de fragilidad del Tramo 20 para las direcciones longitudinal (X) y transversal (Y) del puente, para cada estado de daño. P es la probabilidad de excedencia del daño considerado.

Los resultados ponen de manifiesto una probabilidad del 50 % de que se exceda el daño completo del puente para una aceleración de 0,30 g en roca. El puente es ligeramente más vulnerable en

dirección longitudinal que en transversal. El inicio de daño leve ocurre para una aceleración de aproximadamente 0,11 g con un 50 % de probabilidad de excedencia. Estos resultados son para el Tramo 20 del puente. Los resultados mostrados previamente en la Tabla 14.6, indican que los otros tramos tienen una mayor vulnerabilidad.

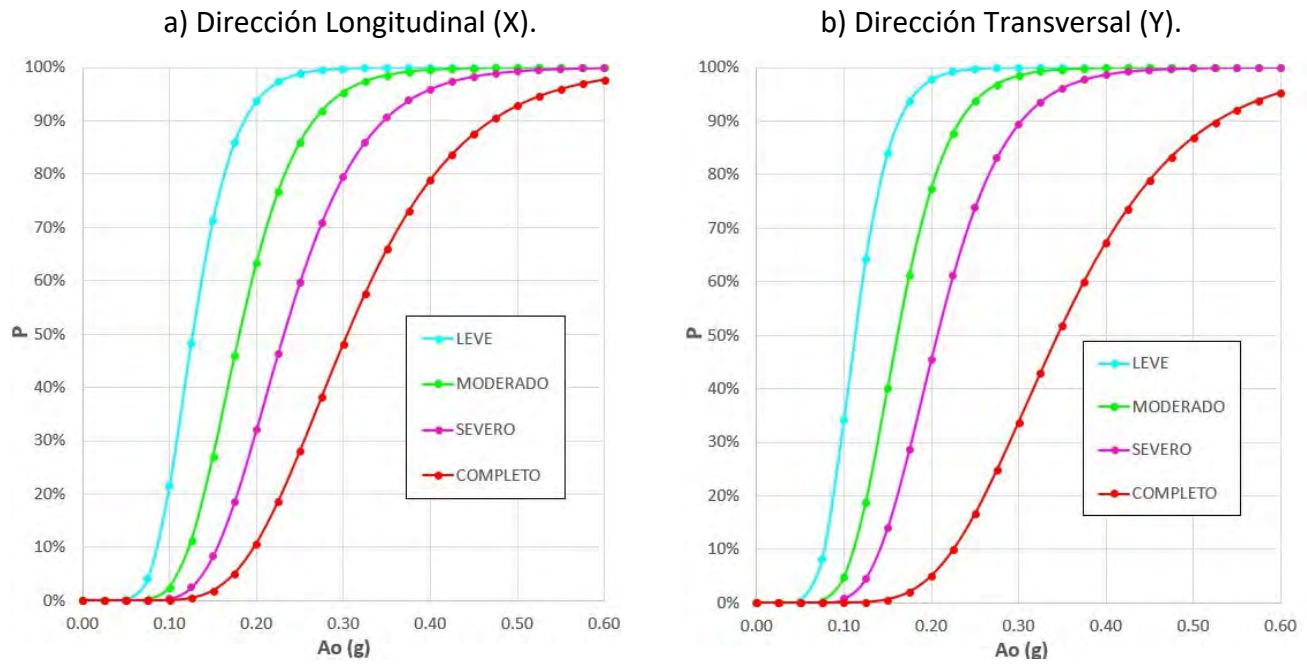


Figura 14.13. Curvas de fragilidad para cada estado de daño, Tramo 20 del Puente Tramo Elevado UCV.

Figura 14.13

14.4.5 Pérdidas Esperadas

Para estimar la pérdida esperada PE causada por un terremoto sobre una estructura se utilizan relaciones de pérdida RP_i que representan la relación del costo de reparación de los daños entre el costo de reemplazo de la estructura para cada estado de daño i . Según FHWA (2006) los valores medios de RP_i en puentes para los estados de daño leve, moderado, severo y completo son 0,02; 0,08; 0,25 y 1,00, respectivamente. La pérdida esperada PE causada por un terremoto se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$PE = \sum RP_i \cdot P[D_i / A_0] \quad (14.9)$$

Donde $P[D_i/A_0]$ representa la probabilidad de que se produzca en la estructura un estado de daño i , dado que ocurra una aceleración A_0 . El valor $P[D_i/A_0]$ se obtiene de las curvas de fragilidad (Figura 14.13) restando las probabilidades de excedencia asociadas al inicio y al final del estado de daño considerado, para cada valor de A_0 . En la Figura 14.14 se presentan las curvas de pérdidas esperadas en función de la aceleración en roca A_0 para el Tramo 20, en las dos direcciones de análisis, y también la curva que representa el promedio entre ambas direcciones. En promedio se aprecia que una aceleración de 0,30 g en roca ocasionaría la pérdida de aproximadamente un 50% del costo de reposición del puente.

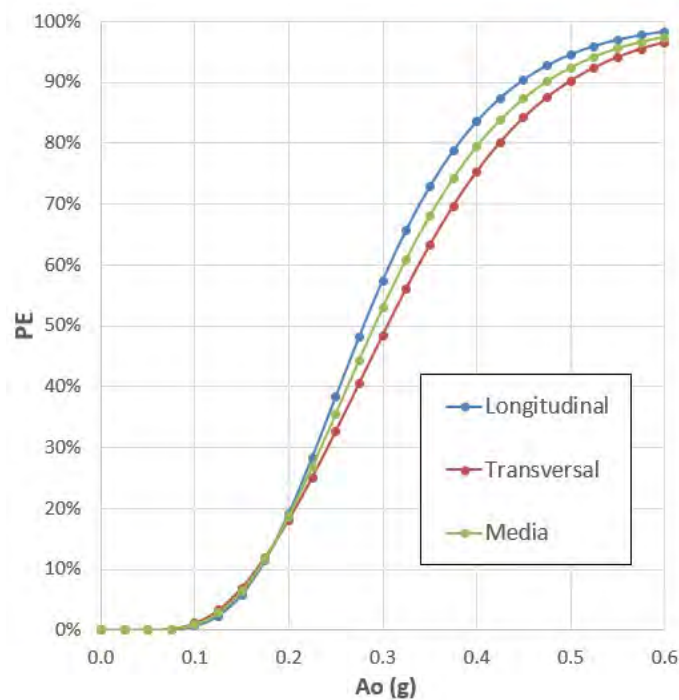


Figura 14.14 Pérdidas esperadas en función de la aceleración máxima en roca, Tramo 20 del Puente Tramo Elevado UCV.

14.4.6 Daños y Pérdidas para Diferentes Escenarios Sísmicos

Se consideraron tres escenarios sísmicos posibles, para evaluar el desempeño del Tramo 20 del puente.

Escenarios Sísmicos

- Sismo de Caracas de 1967: Para este escenario se realizó una estimación de la intensidad sísmica producida por el terremoto de Caracas de 1967 en la zona donde se encuentra el puente evaluado. El valor A_0 estimado resultó igual 0,085g.
- Sismo de Diseño PMZS-CCS, B2, $T_R = 475$ Años: Este escenario corresponde al sismo de diseño contenido en el Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (PMZS-CCS) para edificaciones del grupo B2 (edificaciones comunes), donde se acepta un 10% de probabilidad de excedencia para una vida útil de 50 años (período medio de retorno T_R de 475 años). El valor de A_0 para este escenario es de 0,280g.
- Sismo de Diseño PMZS-CCS, A, $T_R = 975$ Años: Este escenario corresponde al sismo de diseño contenido en el PMZS-CCS para edificaciones del grupo A (edificaciones esenciales), donde se acepta un 5% de probabilidad de excedencia para una vida útil de 50 años (período medio de retorno T_R de 975 años). El valor de A_0 para este escenario es de 0,434g.

Probabilidad de Excedencia de Estados de Daño y Pérdidas Esperadas

Las probabilidades de excedencia de los diferentes estados de daño fueron obtenidas entrando con el parámetro A_0 para cada uno de los escenarios sísmicos, en las curvas de fragilidad del puente, para

cada dirección (Figura 14.13). Los resultados se muestran en las tablas 14.8 y 14.9, para la dirección longitudinal y la transversal, respectivamente.

Probabilidad de excedencia de daños, Tramo 20. Dirección Longitudinal. Tabla 14.8

Escenario Sísmico	Leve	Moderado	Severo	Completo
1) Caracas 1967, $A_0 = 0,085g$	0,11	0,01	0,00	0,00
2) PMZS-CCS-B2, $A_0 = 0,280g$	1,00	0,93	0,73	0,40
3) PMZS-CCS-A, $A_0 = 0,434g$	1,00	1,00	0,98	0,85

Probabilidad de excedencia de daños, Tramo 20. Dirección Transversal. Tabla 14.9

Escenario Sísmico	Leve	Moderado	Severo	Completo
1) Caracas 1967, $A_0 = 0,085g$	0,19	0,02	0,00	0,00
2) PMZS-CCS-B2, $A_0 = 0,280g$	1,00	0,97	0,84	0,27
3) PMZS-CCS-A, $A_0 = 0,434g$	1,00	1,00	0,99	0,76

Las pérdidas esperadas (PE) fueron obtenidas entrando con el parámetro A_0 de cada uno de los escenarios sísmicos, en la curva promedio de la Figura 14.14. Los resultados se muestran en la Tabla 14.10.

Pérdidas esperadas frente a tres escenarios sísmicos. Tramo 20. Tabla 14.10

Escenario Sísmico	Pérdida Esperada
1) Caracas 1967, $A_0 = 0,085g$	0,00
2) PMZS-CCS-B2, $A_0 = 0,280g$	0,46
3) PMZS-CCS-A, $A_0 = 0,434g$	0,85

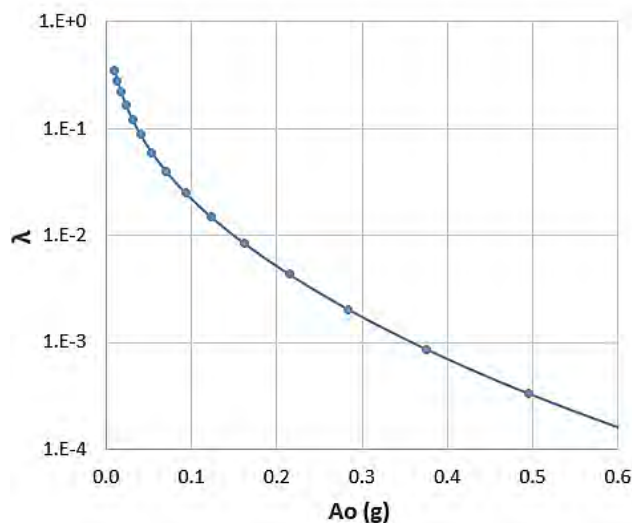
Para el escenario del sismo de Caracas de 1967 las probabilidades de excedencia de estados de daño y las pérdidas esperadas son muy bajas, lo cual se corresponde con lo ocurrido durante ese evento ya que no se reportó ningún daño en estos puentes durante dicho terremoto. Para los otros dos escenarios correspondientes a sismos de diseño actuales, las probabilidades de excedencia de los estados de daño y las pérdidas esperadas resultaron ser muy elevadas, lo cual confirma que este puente no está preparado para soportar los terremotos previstos en las normas actuales.

14.4.7 Riesgo Sísmico y Pérdida Media Anualizada

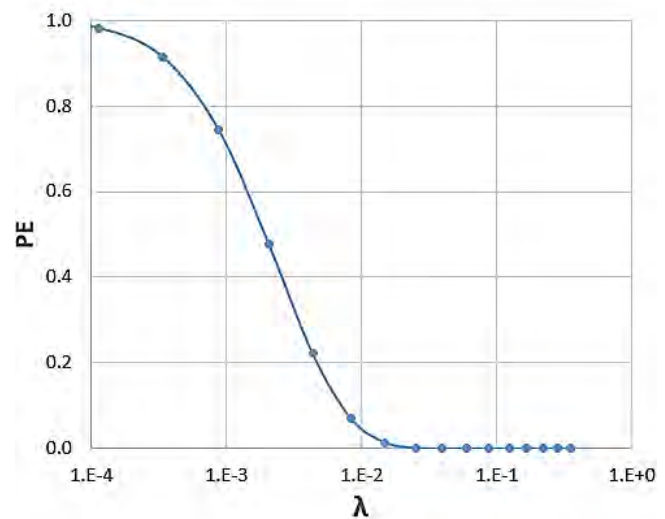
Las curvas presentadas en las secciones previas representan la vulnerabilidad de la estructura, ya que con ellas se obtienen las probabilidades de daños y las pérdidas medias esperadas, condicionadas a la ocurrencia de un evento sísmico específico. Para obtener el riesgo sísmico de esta estructura, es posible integrar esas curvas que representan la vulnerabilidad con una curva que represente la amenaza sísmica en el sitio donde se encuentra el puente. La Figura 14.15-a presenta

la tasa de excedencia anual λ del movimiento sísmico en función de la aceleración en roca A_0 en el sitio del puente, obtenida de un estudio de amenaza sísmica en Caracas (FUNVISIS, 2013). Para obtener la pérdida media anualizada de la estructura es necesario integrar la curva de pérdidas esperadas PE cuando esta se expresa en función de la tasa de excedencia anual λ , lo cual representa el área bajo la curva presentada en la Figura 14.15-b (FEMA/NIBS, 2003). Este único parámetro también llamado probabilidad anual de ruina por otros autores (Hernández, 2009) representa el riesgo sísmico de la estructura tomando en consideración todos los estados de daño posibles (vulnerabilidad) ante la ocurrencia de cualquier evento sísmico durante un lapso de un año (amenaza). La pérdida media anualizada para el Puente Tramo Elevado UCV, Tramo 20, resulta igual a 0,32%. Según Grases (2002) el punto socialmente aceptado para este parámetro es aproximadamente de 0,01% por lo cual se concluye que este puente presenta un riesgo sísmico muy elevado.

a) Tasa anual de excedencia (λ) de las aceleraciones A_0 en el sitio.



b) Pérdidas esperadas (PE) en función de la tasa anual (λ) de excedencia sísmica.



Curva de amenaza sísmica en el sitio y pérdidas esperadas en función de la tasa anual de excedencia sísmica (λ). Tramo 20 del Puente Tramo Elevado UCV.

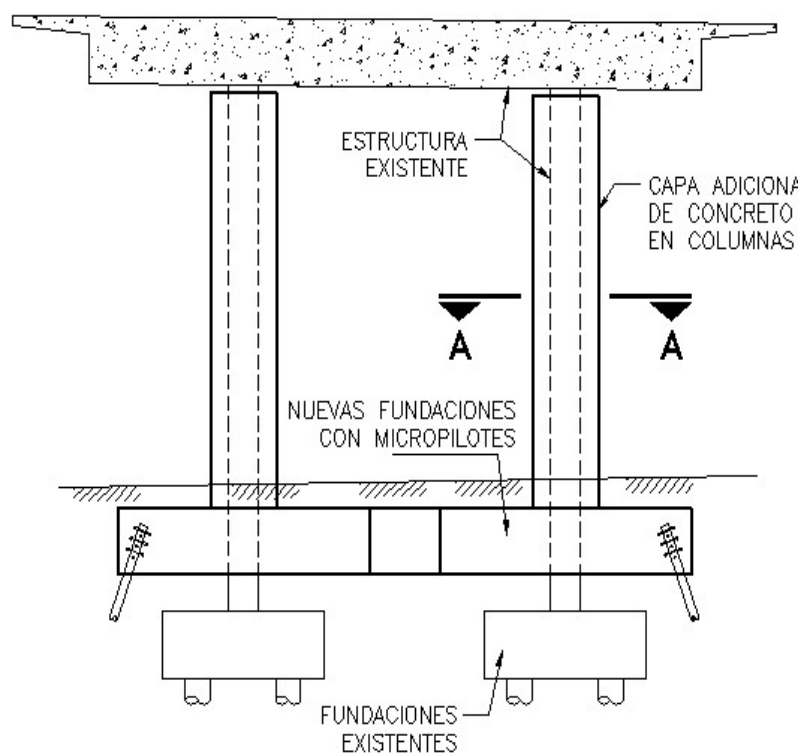
Figura 14.15

14.5 Adecuación Sísmica del Puente Tramo Elevado UCV

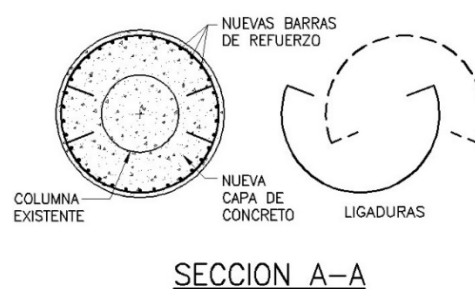
Se ha indicado que las principales fuentes de vulnerabilidad del puente evaluado son la limitada capacidad a flexo-compresión de las columnas y la insuficiente longitud de apoyo del tablero. En la Figura 14.16 se presenta la solución propuesta para incrementar la capacidad a flexo-compresión de las columnas, la cual consiste en aumentar la sección circular de concreto agregando una nueva capa circular de concreto que envuelva la columna existente y barras de refuerzo longitudinal contenidas en esta nueva capa. Adicionalmente, se debe proveer refuerzo de confinamiento en forma de ligaduras circulares para suministrar una adecuada capacidad de deformación plástica y disipación de energía y de resistencia al corte. En la parte superior de las columnas la nueva sección debe estar

separada unos 15 cm de la losa inferior del tablero a fin de evitar la transmisión de solicitaciones excesivas al mismo y considerando también la dificultad constructiva que implica anclar las nuevas barras de acero de refuerzo. Debido a que la nueva sección de concreto armado de la columna tiene una capacidad a flexión considerablemente mayor a la de la sección existente, es necesario el empleo de nuevas fundaciones para soportar el momento que eventualmente actuará en la parte inferior de las columnas ampliadas. Debido a la dificultad de construir nuevos pilotes por debajo del tablero del puente, se recomienda el empleo de micro-pilotes para las nuevas fundaciones. Los detalles del proyecto de refuerzo y los planos se presentan en el Capítulo 22.

a) Vista en elevación de la pila reforzada, con nueva fundación y micropilotes inclinados.



b) Engrosamiento y refuerzo de la columna.



Reforzamiento de las columnas de las pilas del
Puente Tramo Elevado UCV.

Figura 14.16

En la Tabla 14.11 (PSN Ingeniería S.C., 2014; modificada por los autores) se comparan los factores de demanda entre capacidad por flexo-compresión de las columnas existentes antes de la adecuación, ya presentados anteriormente en la Tabla 14.6, contra los nuevos factores que se obtienen después de la adecuación, para los cuatro tramos del puente. Se observa que todos los factores después de la adecuación son menores a 1,0, por lo cual se garantiza la resistencia requerida de las columnas existentes y la adecuada confiabilidad estructural y niveles de riesgo sísmico consistentes con las exigencias normativas actuales.

Tabla 14.11 Cocientes Demanda/Capacidad por flexo-compresión en columnas, antes y después de la adecuación sísmica.

	Tramo 20		Tramo 21		Tramo 22		Tramo 23	
	Media	Máximo	Media	Máximo	Media	Máximo	Media	Máximo
Antes	4,5	5,7	9,2	15,2	6,9	8,8	6,5	9,7
Después	0,60	0,63	0,74	0,91	0,68	0,86	0,61	0,70

En la Figura 14.17 (PSN Ingeniería S.C., 2014) se muestra una vista tridimensional de una pila del puente donde se observa la estructura y fundación existente y el engrosamiento de las columnas con sus nuevas fundaciones con pilotes inclinados, para lograr la adecuación sismorresistente requerida.

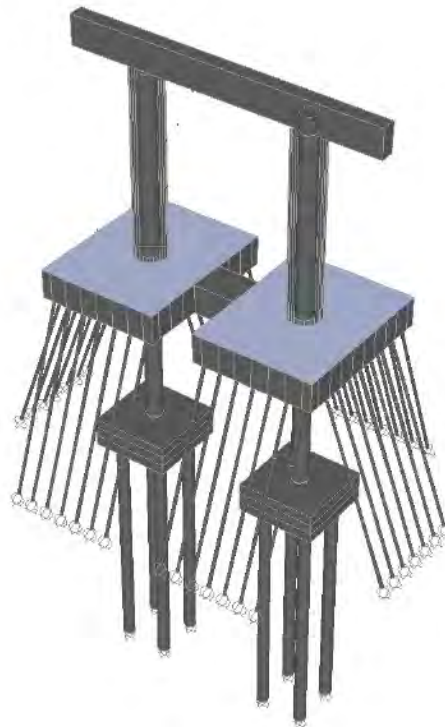
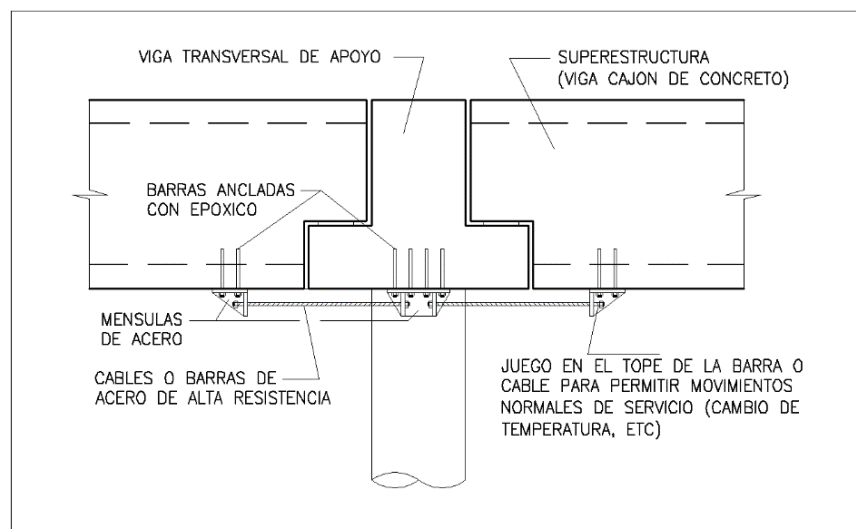


Figura 14.17 Vista tridimensional de una pila reforzada para el Puente Tramo Elevado UCV.

La segunda fuente importante de vulnerabilidad del puente es la insuficiente longitud de apoyo del tablero sobre las pilas en las juntas de expansión (Figura 14.6-b). Las opciones de adecuación son aumentar la longitud de apoyo haciendo extensiones en los elementos de concreto o instalar elementos de restricción que impidan la caída de los tableros. Considerando la facilidad de construcción y economía, se decidió optar por la segunda opción de adecuación sísmica. En la Figura 14.18 se muestra la solución de adecuación del puente para evitar la dislocación de la superestructura, la cual consistió en instalar cables o barras de acero de alta resistencia por debajo

de la superestructura, soportados por ménsulas de acero, las cuales se anclan al concreto existente mediante pernos o barras roscadas. Los topes de las barras o cables de restricción deben tener un juego para permitir movimientos del tablero por condiciones normales de servicio.

Las inspecciones de los 70 puentes descritas en la Sección 14.3.2 evidenciaron que la insuficiencia en la longitud de apoyos de los tableros es muy común en los puentes existentes de Caracas y probablemente también lo sea en los puentes de otras ciudades del país. La solución de adecuación planteada en la Figura 14.18 es de fácil ejecución y relativamente económica por lo cual se recomienda que sea aplicada en todos los puentes que presenten esta deficiencia de manera de prevenir el derrumbe de los tableros como ha ocurrido en los sismos de California y Chile.



Vista en elevación de la adecuación de apoyos para el
Puente Tramo Elevado UCV'.

Figura 14.18

14.6 Evaluación Detallada del Tramo Elevado Club Hípico

El conjunto de puentes identificado en esta investigación como “Tramo Elevado Club Hípico” está conformado por tramos elevados de la Autopista Prados del Este a la altura de la Urbanización Terrazas del Club Hípico, los cuales se encuentran adyacentes a los túneles de La Trinidad. Este conjunto, identificado con el Id=79 en la Tabla 14.12, contiene tres puentes individuales tal como se observa en la fotografía de la Figura 14.19. La Pista Principal (79A) ubicada al Norte lleva los dos sentidos del tráfico de la autopista sobre un único puente. Las Pistas Las Mercedes-La Trinidad (79B) y La Trinidad-Las Mercedes (79C) están ubicadas al Sur y llevan solamente el tráfico en el sentido indicado por sus nombres sobre un único puente cada una. Estos puentes han sido seleccionados para evaluación detallada por sus vulnerabilidades evidentes, importancia, disponibilidad de planos y facilidad de acceso para inspección.

La evaluación detallada de estos puentes se puede consultar en De Gouveia (2015). Estos puentes presentan deficiencias sismorresistentes prácticamente en todos los aspectos evaluados. El aspecto más crítico es el correspondiente a la evaluación del área de refuerzo transversal donde se obtuvo un cociente demanda/capacidad máximo de 6,72, indicando un confinamiento pobre de las

columnas que trae como consecuencia una limitada ductilidad de la estructura. Estos puentes deben ser reforzados.



Figura 14.19 Ubicación de los puentes del Tramo Elevado Club Hípico.

14.7 Curvas de Fragilidad y Pérdidas Esperadas en Puentes de Caracas

Con la información recopilada de la inspección de 70 puentes en el AMC descrita en la Sección 14.3.2, se elaboró un inventario detallado con abundante información estructural y no estructural, el cual se utiliza en esta sección para generar curvas de fragilidad aproximadas para cada uno de esos puentes. Las curvas de fragilidad representan la probabilidad que se alcance o supere un cierto estado de daño en la estructura, dado que ocurra una aceleración máxima en roca.

Las curvas de fragilidad fueron generadas siguiendo la metodología HAZUS (FEMA/NIBS, 2003), la cual fue desarrollada para puentes en los Estados Unidos, por lo cual para su uso en Venezuela es necesario adaptar algunos aspectos a las prácticas de diseño y construcción de puentes en el país. Para el uso de esta metodología es necesario clasificar la estructura dentro de una de las clases definidas para cada tipo de estructura. Uno de los parámetros más importantes para establecer la clase de un puente, es el año de construcción, el cual define si la estructura presenta un diseño sísmico o convencional. La metodología define a los puentes construidos en o después de 1990 como estructuras con diseño sísmico y a los construidos antes de ese año como estructuras con diseño convencional. Este año límite se reduce a 1975 para el caso de puentes ubicados en el estado de California. Para el caso de puente en Venezuela, se ha definido el año 1986 como año límite para definir si una estructura posee diseño sísmico o convencional, debido a que en esa época aparecieron las nuevas normas COVENIN 1756-1982 de edificaciones antisísmicas y COVENIN 1753-1985 de diseño en concreto armado, que fueron utilizadas como referencia en el diseño de puentes.

La metodología HAZUS define 28 clases de puentes dependiendo de varios parámetros tales como año de construcción, luz máxima, longitud total del puente, número de luces, continuidad, material de la superestructura, ubicación, entre otros, que definen las clases desde la HWB1 hasta la HWB28. En este trabajo se definió una clase de puente adicional con base a los estudios realizados previamente al tramo elevado de la Autopista Valle-Coche (Sección 14.4.4). Para extrapolar los resultados obtenidos en este puente a otros con características similares, se definió la clase de puente SC01. Para que un puente pueda ser clasificado dentro de la clase SC01 se deben cumplir todas las características que se describen a continuación:

- Superestructura de concreto o concreto pretensado.
- Más de un tramo (puentes multitramo).
- Construido antes de 1966.
- Pilas tipo multicolumnas y/o monocolumnas.

Columnas esbeltas: columnas donde la menor dimensión de la sección transversal es igual o menor a 80 cm para pilas tipo multicolumnas y a 100 cm para pilas tipo monocolumnas.

El parámetro de amenaza para generar las curvas de fragilidad en la metodología HAZUS es la aceleración espectral para 1,0 s [$S_A(1,0s)$ Hazus]. Sin embargo, en este trabajo se mantuvo el uso de la aceleración máxima en roca (A_0) para caracterizar la amenaza en el sitio, dado por la siguiente ecuación:

$$A_0 = S_A(1,0 s)_{\text{Hazus}} \cdot \left[\frac{A_0}{S_A(1,0 s)} \right]_{\text{MZCCS}} \quad (14.10)$$

Donde la mediana del parámetro $S_A(1,0s)$ Hazus está dada en HAZUS para cada clase de puente y para cada estado de daño, y el cociente $\left[\frac{A_0}{S_A(1,0 s)} \right]_{\text{MZCCS}}$ está dado por los valores de aceleración en roca (A_0) y de aceleración espectral de 1 segundo, ($S_A(1,0 s)$), dados en la microzonificación de Caracas (MZCCS) para cada sitio.

En la Figura 14.3 se presentó la ubicación aproximada de los 70 puentes analizados, los cuales se listan en la Tabla 14.12. En esa figura solo se presenta la ubicación de los conjuntos de puentes, los cuales se identifican con el número que se encuentra en el identificador (Id) de cada puente de la Tabla 14.12; la letra que acompaña al número en el Id identifica al puente individual dentro del conjunto.

Las curvas de fragilidad son ajustadas a una distribución de probabilidades log-normal, por lo cual cada curva está definida por dos parámetros, la mediana y la desviación estándar del logaritmo neperiano de A_0 , para cada estado de daño. Para las clases de puentes contenidos en HAZUS se especifica un único valor de desviación igual a 0,60 para todos los estados de daño (FEMA/NIBS, 2003). Según la evaluación detallada previamente realizada al Tramo Elevado UCV, para estos puentes corresponde una desviación aproximada de 0,30 para todos los estados de daño. Debido a la incertidumbre que existe al extrapolar los resultados del grupo de puentes UCV a otros puentes con características similares, se decidió establecer un valor intermedio entre los dos valores dados anteriormente, por lo cual para la clase de puente SC01 se utiliza un único valor de desviación estándar igual a 0,45 para todos los estados de daño, excepto para el grupo de puentes UCV donde se mantendrá el valor original obtenido en la evaluación detallada, igual a 0,30.

En la Tabla 14.12 se presentan los parámetros de las curvas de fragilidad correspondientes a los 70 puentes de Caracas contenidos en el inventario detallado, para cada estado de daño. Como ejemplo, en las Figuras 14.20 y 14.21 se grafican las curvas de fragilidad de 2 puentes, el Conjunto UCV, Pista El Pulpo-El Valle (Id=48A) y el Conjunto Los Mangos, Puente Plaza Venezuela-Estadios (Id=21A), respectivamente.

Tabla 14.12- a Listado y parámetros de curvas de fragilidad para 70 puentes de Caracas.

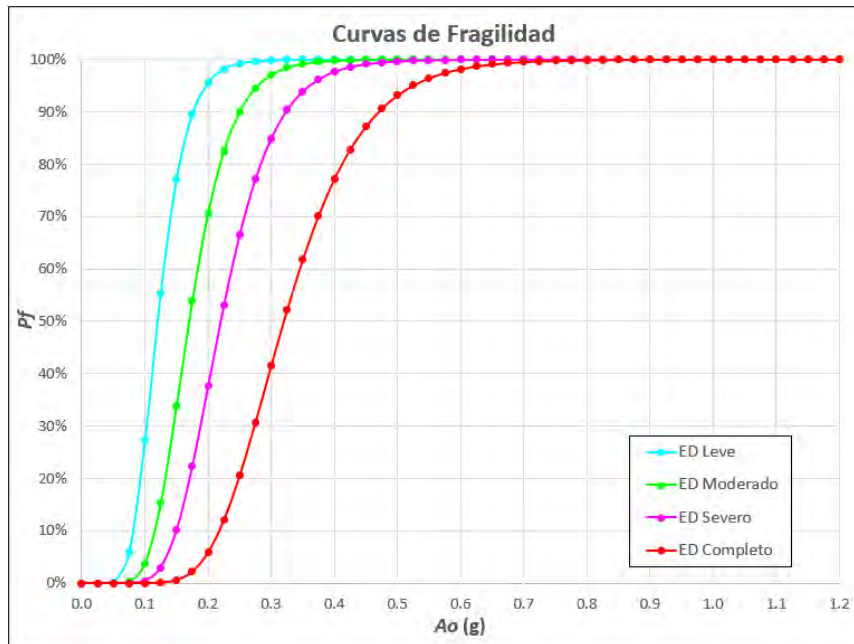
Id del Puente	Nombre Conjunto	Nombre Puente Individual	Mediana de A_0 (g) – Estado de Daño:				Desviación Estándar
			Leve	Moderado	Severo	Completo	
01A	Caricuao	Puente Caricuao	0,16	0,24	0,31	0,48	0,60
04A	Parate Bueno	Puente Montalban - Antímano	0,30	0,50	0,61	0,83	0,60
04B	Parate Bueno	Puente Antímano - Montalban	0,30	0,49	0,60	0,82	0,60
05A	La Yaguara	Puente La Yaguara	0,25	0,45	0,61	0,95	0,60
06A	Bolivar	Puente Los Leones	0,37	0,37	0,37	0,54	0,60
09A	Santander	Puente Santander	0,37	0,37	0,37	0,54	0,60
12A	Ayacucho	Puente Ayacucho	0,37	0,37	0,37	0,54	0,60
13A	Baralt	Puente Soublette	0,13	0,19	0,24	0,37	0,60
16A	La Yerbera	Puente La Yerbera	0,13	0,18	0,23	0,36	0,60
19A	Pza. Venezuela	Puente Pza. Venezuela	0,31	0,51	0,62	0,85	0,60
21A	Los Mangos	Puente Pza. Vzla.- Estadios	0,12	0,18	0,23	0,34	0,45
21B	Los Mangos	Puente Estadios - Pza. Vzla.	0,12	0,18	0,23	0,34	0,45
22A	El Pulpo	Rampa Este-El Valle	0,12	0,16	0,21	0,31	0,45
22B	El Pulpo	Rampa El Valle-Este	0,12	0,17	0,22	0,32	0,45
22C	El Pulpo	Rampa Oeste - El Valle	0,12	0,17	0,22	0,32	0,45
22D	El Pulpo	Rampa El Valle - Oeste	0,12	0,18	0,23	0,34	0,45
24A	El Recreo	Puente Este-Oeste	0,12	0,19	0,24	0,36	0,45
24B	El Recreo	Puente Oeste - Este	0,12	0,19	0,24	0,36	0,45
25A	Bello Monte	Puente Oeste - Este	0,17	0,24	0,30	0,47	0,60
26A	El Rosal	Puente El Rosal	0,31	0,51	0,63	0,85	0,60
28A	Veracruz	Puente Las Mercedes - Chacao	0,41	0,48	0,58	0,82	0,60
28B	Veracruz	Puente Chacao - Las Mercedes	0,41	0,48	0,58	0,82	0,60

Listado y parámetros de curvas de fragilidad para 70 puentes de Caracas. **Tabla 14.12- b**

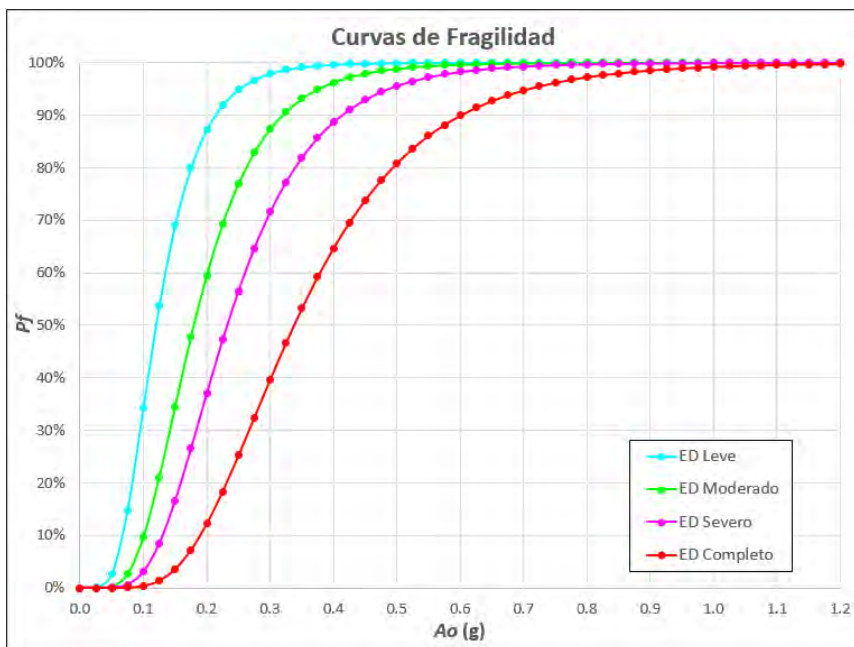
Id del Puesto	Nombre Conjunto	Nombre Puesto Individual	Mediana de A_0 (g) – Estado de Daño:				Desviación Estándar
			Leve	Moderado	Severo	Completo	
29A	Altamira	Puente Norte-Sur	0,39	0,49	0,59	0,83	0,60
29B	Altamira	Puente Sur-Norte	0,39	0,49	0,59	0,83	0,60
31A	Los Ruices	Puente Los Ruices	0,31	0,49	0,60	0,82	0,60
32A	La California	Puente La California	0,13	0,19	0,24	0,38	0,60
33A	Macaracuay	Puente Macaracuay	0,41	0,51	0,62	0,87	0,60
37A	La Urbina	Puente La Urbina	0,17	0,27	0,34	0,53	0,60
39A	El Marques	Puente Norte-Sur	0,13	0,20	0,25	0,39	0,60
39B	El Marques	Puente Sur-Norte	0,13	0,20	0,25	0,39	0,60
41A	Metropolitano	Puente Norte-Sur	0,54	0,57	0,68	0,96	0,60
41B	Metropolitano	Puente Sur-Norte	0,54	0,61	0,73	1,04	0,60
42A	Unimet	Puente Unimet	0,17	0,27	0,34	0,53	0,60
48A	Ucv	Pista El Pulpo - El Valle	0,12	0,17	0,22	0,32	0,30
49A	Santa Monica	Puente Santa Monica	0,12	0,18	0,23	0,34	0,45
51A	Nva. Granada	Puente Nueva Granada	0,12	0,18	0,23	0,34	0,45
52A	La Bandera	Puente La Bandera	0,41	0,51	0,62	0,87	0,60
53A	Longaray	Puente Fuerte Tiuna - El Valle	0,40	0,50	0,59	0,84	0,60
53B	Longaray	Puente El Valle - Fuerte Tiuna	0,40	0,50	0,59	0,84	0,60
54A	Cerro Grande	Puente Coche-El Cementerio	0,16	0,23	0,29	0,45	0,60
54B	Cerro Grande	Puente El Cementerio - Coche	0,16	0,23	0,29	0,45	0,60
55A	La Gaviota	Puente La Gaviota	0,12	0,19	0,24	0,35	0,45
56A	La Rinconada	Rampa La Rinconada - Pza. Vzla.	0,30	0,44	0,53	0,73	0,60
58A	Tazon	Puente Pza. Vzla.- Tazon	0,31	0,53	0,73	1,14	0,60
58B	Tazon	Puente Tazon - Pza. Vzla.	0,31	0,53	0,73	1,14	0,60

Tabla 14.12- c Listado y parámetros de curvas de fragilidad para 70 puentes de Caracas.

Id del Puente	Nombre Conjunto	Nombre Puente Individual	Mediana de A_0 (g) – Estado de Daño:				Desviación Estándar
			Leve	Moderado	Severo	Completo	
64A	La Plan. Norte	Puente La Planicie - Los Flores	0,13	0,19	0,24	0,37	0,60
64B	La Plan. Norte	Puente Los Flores - La Planicie	0,13	0,19	0,24	0,37	0,60
65A	Los Flores	Puente Este - Oeste	0,13	0,19	0,24	0,38	0,60
65B	Los Flores	Puente Oeste - Este	0,13	0,19	0,24	0,38	0,60
67A	Sucre 2	Puente Sucre 2	0,41	0,49	0,59	0,84	0,60
72A	Las Mercedes	Puente Paseo Enrique Eraso	0,12	0,18	0,23	0,35	0,60
73A	Santa Fe	Puente Santa Fe	0,12	0,19	0,24	0,37	0,60
75A	Pdos. Del Este	Puente Autopista	0,16	0,23	0,30	0,47	0,60
75B	Pdos. Del Este	Rampa Dist.- Club Hipico	0,16	0,23	0,29	0,45	0,60
78A	Ccs.-Baruta	Puente Caracas - Baruta	0,16	0,23	0,29	0,46	0,60
79A	Club Hipico	Pista Principal	0,16	0,23	0,29	0,46	0,60
79B	Club Hipico	Pista Las Merc.- La Trinidad	0,16	0,23	0,30	0,47	0,60
79C	Club Hipico	Pista La Trinidad - Las Merc.	0,16	0,23	0,29	0,45	0,60
82A	Gamboa	Puente Este - Oeste	0,28	0,41	0,53	0,82	0,60
82B	Gamboa	Puente Oeste - Este	0,28	0,41	0,53	0,82	0,60
83A	Paramaconi	Puente Este - Oeste	0,13	0,19	0,24	0,38	0,60
83B	Paramaconi	Puente Oeste - Este	0,13	0,19	0,24	0,38	0,60
85A	La Florida	Puente Este - Oeste	0,41	0,50	0,60	0,85	0,60
85B	La Florida	Puente Oeste - Este	0,41	0,52	0,62	0,88	0,60
85C	La Florida	Puente Sur - Oeste	0,31	0,53	0,65	0,89	0,60
86A	La Castellana	Puente Este - Oeste	0,54	0,63	0,75	1,07	0,60
86B	La Castellana	Puente Oeste - Este	0,54	0,67	0,80	1,14	0,60
86C	La Castellana	Puente Sur - Oeste	0,40	0,69	0,85	1,16	0,60
92 ^a	El Marques 2	Puente Este - Oeste	0,85	1,04	1,25	1,77	0,60
92B	El Marques 2	Puente Oeste - Este	0,85	1,10	1,32	1,87	0,60



Curvas de fragilidad del Conjunto UCV, Pista El Pulpo-El Valle (48A). **Figura 14.20**



Curvas de fragilidad del Conjunto Los Mangos, Puesto Plaza Venezuela - Estadios (21A).

Para estimar las pérdidas esperadas PE causada por un terremoto sobre una estructura se utilizan las curvas de fragilidad (Tabla 14.12) y las relaciones de pérdida RP_i , las cuales ya fueron descritas previamente y dadas por la Ecuación 9.

En las Figuras 14.22 y 14.23 se muestran, como ejemplo, las curvas de pérdidas esperadas de los 2 puentes 48A y 21A cuyas curvas de fragilidad se mostraron previamente en las Figuras 14.20 y 14.21.

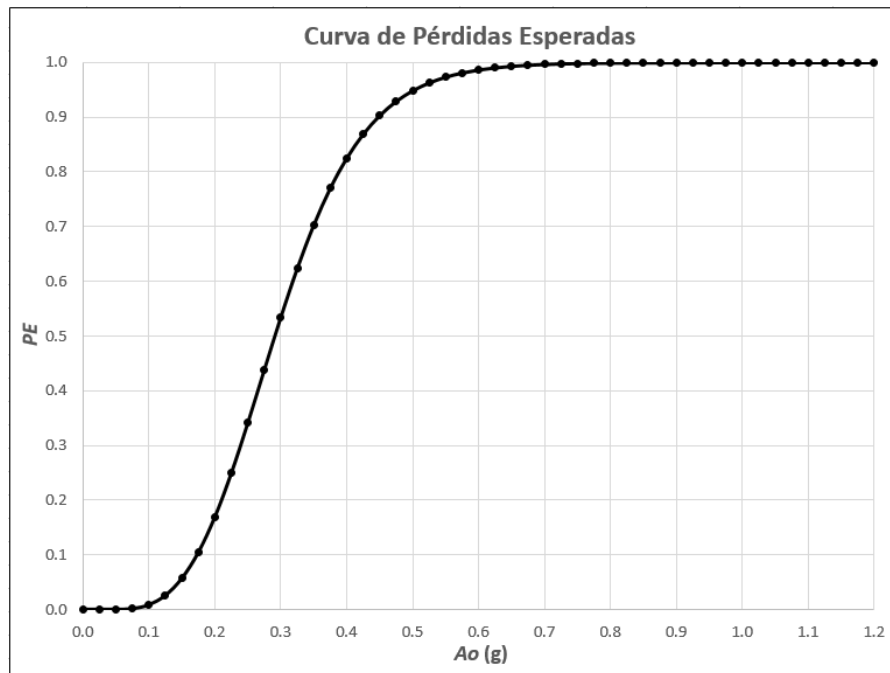


Figura 14.22 Curva de pérdidas esperadas del Conjunto UCV, Pista El Pulpo-El Valle (48A).

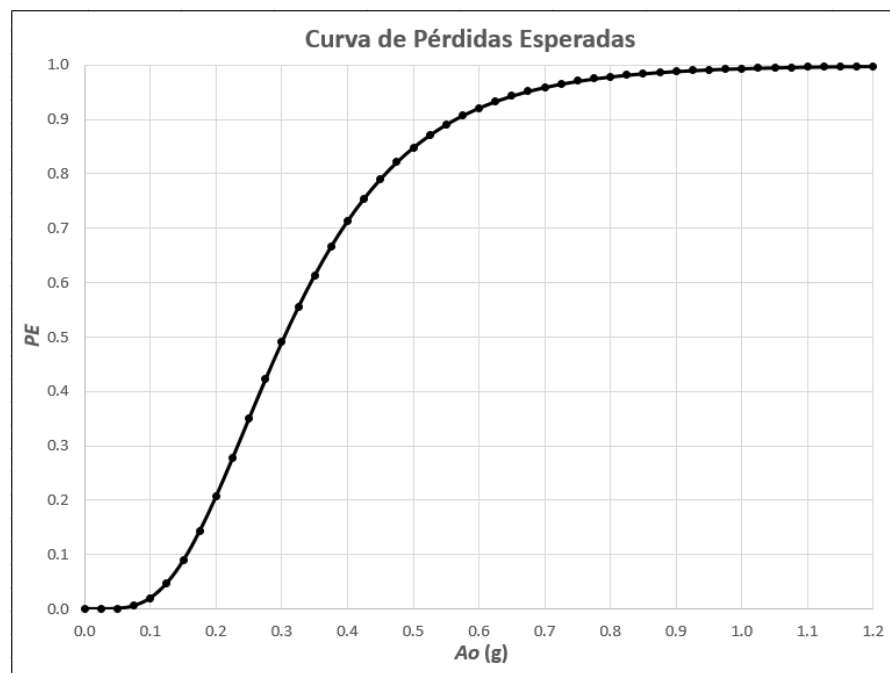


Figura 14.23 Curva de pérdidas esperadas del Conjunto Los Mangos, Puesto Plaza Venezuela-Estadios (21A).

14.8 Conclusiones y Recomendaciones

- Se presentó un método de evaluación sísmica de puentes basado en inspecciones de corta duración que capta las vulnerabilidades intrínsecas a dichas estructuras. El método se calibró con un grupo de 4 puentes derrumbados en terremotos de otros países. Al aplicar el método a una muestra de 70 puentes ubicados en Caracas se encuentra que un 41,4 % presentan vulnerabilidad sísmica alta, del mismo orden de los que se derrumbaron en otros países. Se recomienda ejecutar estudios detallados de estos puentes y generar las acciones de adecuación sismorresistente necesarias para reducir el riesgo sísmico de estas estructuras.
- Se evaluó en detalle el puente Tramo Elevado UCV construido en la década de 1950, mediante varios procedimientos. El análisis dinámico para el sismo normativo indica una deficiencia significativa en la capacidad a flexo-compresión de sus columnas. La demanda de solicitaciones excede en promedio 7 veces la capacidad de las columnas, llegando a ser hasta 15 veces en algunas de ellas. Las longitudes de apoyo de los tableros también presentan deficiencias importantes con demandas de 1,5 veces la capacidad disponible de apoyo. Este último aspecto ha sido causa de numerosos derrumbes de puentes en otros países.
- La respuesta inelástica del puente Tramo Elevado UCV fue investigada mediante el análisis estático no lineal. Se generaron curvas de fragilidad que suministran las probabilidades de daños del puente y las pérdidas esperadas mediante el método de los estimadores puntuales. Los resultados ante tres escenarios sísmicos posibles se describen a continuación: 1) Para una simulación del sismo de Caracas de 1967 ($A_0 = 0,085g$) se presentan probabilidades de excedencia entre 11% y 19% para el estado de daño leve y de 0% para los estados de daño moderado, severo y completo; la pérdida esperada para este escenario es nula, lo cual es consistente con lo observado en 1967; 2) Para el sismo de diseño definido en la Microzonificación Sísmica de Caracas con un periodo de retorno de 475 años ($A_0 = 0,28 g$), se presentan probabilidades de excedencia de 100% para los estados de daño leve y moderado, de 73% a 84% para el daño severo y de 27% a 40% para el daño completo; la pérdida esperada para este escenario es de 46% del costo de reposición del puente; 3) Para el sismo de diseño definido en la Microzonificación con un periodo de retorno de 975 años ($A_0 = 0,43 g$) se presentan probabilidades de excedencia de 100% para todos los estados de daño, excepto para el daño completo que resulta de 76% a 85%; la pérdida esperada para este escenario es de 85%. Estos resultados indican la elevada vulnerabilidad sísmica del puente. Finalmente se obtiene un valor de pérdida media anualizada igual a 0,32%, muy superior al 0,01% aceptado para el diseño de estructuras sismorresistentes actuales, lo cual confirma el elevado riesgo sísmico al que está expuesto este puente.
- La adecuación sísmica presentada para el puente Tramo Elevado UCV consiste en el reforzamiento a flexo-compresión de las columnas y en la adición de elementos de conexión entre los tableros contiguos que impiden el desplome de los mismos por insuficiencia de sus longitudes de apoyo. La evaluación del puente adecuado pone de manifiesto el aumento en la confiabilidad sísmica hasta niveles similares a los de nuevos puentes diseñados con las normas vigentes.
- Las inspecciones de los 70 puentes en Caracas evidenciaron que la insuficiencia en la longitud de apoyos de los tableros es muy común. La solución de adecuación planteada en este trabajo es de fácil ejecución y económica por lo cual se recomienda que sea aplicada en todos los puentes que presenten esta deficiencia de manera de prevenir el derrumbe de los tableros como ha ocurrido en California y Chile.

- Las curvas de fragilidad y de pérdidas esperadas que se determinaron para los 70 puentes de Caracas permiten determinar los efectos de terremotos futuros y son una herramienta muy útil para la gestión del riesgo sísmico.

14.9 Referencias

- AASHTO (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (5ª ed.). Washington, D.C., EUA.
- ASCE/SEI (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-13). Reston, EUA.
- Caltrans (2013). *Caltrans Seismic Design Criteria: Version 1.7*. California, EUA.
- Coronel, G. y López, O. (2013). Metodología para la Estimación de Daños Por Sismos en Edificios Escolares de Venezuela Mediante Curvas de Fragilidad. *Revista de la Facultad de Ingeniería UCV*, 28 (2).
- De Gouveia, G. (2015). *Evaluación del Riesgo Sísmico en Puentes y Tramos Elevados* (Tesis de Maestría). FI-UCV. Caracas.
- De Gouveia, G. y López, O. A. (2015). Método de Evaluación Sísmica Rápida de Puentes: Aplicación en la Ciudad de Caracas. Trabajo presentado en el *X Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*. Cumaná.
- EERI (2010). *Special Earthquake Report: The M_w 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010*. Oakland, California, EUA: Earthquake Engineering Research Institute.
- FHWA (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges*. EUA.
- FUNVISIS (2009). *Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto* (FONACIT 200400738): Informe Técnico Final: Volumen 1 Caracas (FUN-035-a, 2007). Caracas.
- FUNVISIS (2013). *Amenaza Sísmica en el Alineamiento del Tramo Warairarepano-Patio del Este, Tren Caracas-Guarenas-Guatire*: Informe Técnico. Caracas.
- FEMA/NIBS (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model: HAZUS® MH MR4: Technical Manual*. Washington, D.C., EUA: Federal Emergency Management Agency.
- Grases, J. (2002) *Introducción a la Evaluación de la Amenaza Sísmica en Venezuela: Acciones de Mitigación*. Caracas: Fundación Pedro Grases, Organización Gráficas Capriles.
- Hernández, J. J. (2009). Confiabilidad Sísmica-Estructural de Edificaciones Existentes de Caracas. Trabajo presentado en el *Proyecto Pensar en Venezuela*. Caracas: Colegio de Ingenieros de Venezuela.
- Housner, G. W. (1990). *Competing Against Time*. North Highlands, EUA: State of California, Office of Planning and Research.
- Housner, G. W. (1994). *The Continuing Challenge: The Northridge Earthquake of January 17, 1994*. North Highlands, EUA: State of California, Department of Transportation.
- Land, R. y Thompson, K. (2007). The Challenge of Achieving Seismic Safety. Trabajo presentado en el *1st U.S.-Italy Seismic Bridge Workshop*. Pavía, Italia.

Lin, C. J., Hung, H., Liu, K. y Chai, J. (2010). Reconnaissance Observation on Bridge Damage Caused by the 2008 Wenchuan (China) Earthquake. *Earthquake Spectra*, 26 (4), 1057-1083.

PERFOCA (2013). *Estudio Geotécnico para el Refuerzo del Tramo Elevado UCV (IT-012-13)*. Caracas: FUNVISIS.

Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Nueva York, EUA: John Wiley & Sons, Inc.

PSN Ingeniería S.C. (2014). *Ingeniería de Detalle: Proyecto de Refuerzo Sismorresistente del Tramo Elevado UCV, Rampa El Pulpo-El Valle, Tramos 20 a 23, Autopista Valle-Coche: Memoria Descriptiva y de Cálculo (Revisión 2)*. Caracas: FUNVISIS.

RMS (2000). *Event Report: Chi-Chi, Taiwan Earthquake*. Menlo Park, California, EUA: Risk Management Solution, Inc.

Schanack, F., Valdebenito, G. y Alvial, J. (2012). Seismic Damage to Bridges during the 27 February 2010 Magnitude 8.8 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*, 28 (1), 301-315.



PARTE D

Proyectos Piloto de Refuerzo

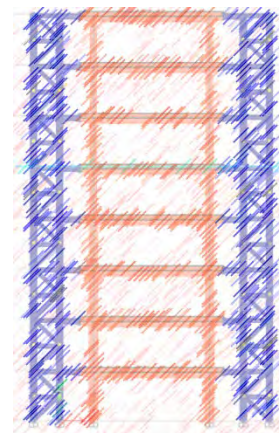
Capítulo 15

EDIFICIO DE PÓRTICOS TIPO 6M8-66

Eliud Hernández.

Ingenieros Estructurales Asociados Inesa C.A.

RESUMEN



Se ha efectuado el estudio de una edificación antigua del tipo 6M8-66, correspondiente al bloque 11 de la UD3 de Caricuao, construida por el Banco Obrero, de uso residencial y ocho (8) pisos de altura, ubicada en el Municipio Libertador de Caracas. El edificio consta de tres módulos independientes, dos módulos de apartamentos y un módulo de escalera. Presenta un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado, losas nervadas con vigas planas en una dirección y paredes de bloques de arcilla que generan numerosas columnas cortas. Se revisa la condición actual de la edificación a fin de determinar su vulnerabilidad y riesgo sísmico, y se propone un proyecto de refuerzo que permita extender su vida útil. El sistema 6M8 fue construido de forma repetitiva en Caracas y replicado en otras regiones del país, por ello que algunos de los resultados de este estudio pudieran ser extrapolados al resto de las edificaciones. Ver Capítulo 8.

Se realiza una evaluación sismorresistente de la edificación en su condición actual, mediante un análisis lineal de la estructura. Luego, se efectúa el análisis no lineal a fin de determinar las posibles rótulas plásticas, curva de capacidad y punto de desempeño.

Para el caso del módulo de apartamentos, se incorpora un sistema de refuerzo en estructura de acero, aplicando un sistema dual de pórticos resistentes especiales a momento en su dirección más larga, y pórticos especiales con arriostramientos concéntricos en su dirección más corta. La estrategia a seguir es que la estructura existente de concreto armado trabaje fundamentalmente para resistir las cargas gravitacionales, mientras que, la estructura de acero conforme un sistema dual resistente a sismo, con suficiente rigidez para controlar los desplazamientos y derivas inelásticas, manteniendo las mismas por debajo de los límites normativos y, a su vez, pueda proveer de capacidad resistente y ductilidad para lograr una incursión inelástica estable. En el caso del módulo de escaleras se propone eliminar el tanque elevado a fin de reducir los desplazamientos y fuerzas debidas al sismo, dejando a la estructura en un rango de capacidad aceptable.

El sistema de refuerzo propuesto mejora considerablemente la resistencia de la estructura ante acciones sísmicas, aumentando principalmente su rigidez y resistencia y en menor medida su ductilidad. Ahora bien, se recomienda igualmente desvincular las paredes de las columnas, o bien, hacer un replanteo de ventanas, relleno de espacios con bloques para que las columnas queden restringidas en toda su altura y no de manera parcial. De manera específica, de cada lado de la columna deberá haber como mínimo un ancho de pared igual a la altura de la ventana (altura no confinada). Esto permitiría reducir mucho más el riesgo sísmico, evitando por completo una falla frágil tan crítica como el efecto de columna corta.

Fachada posterior



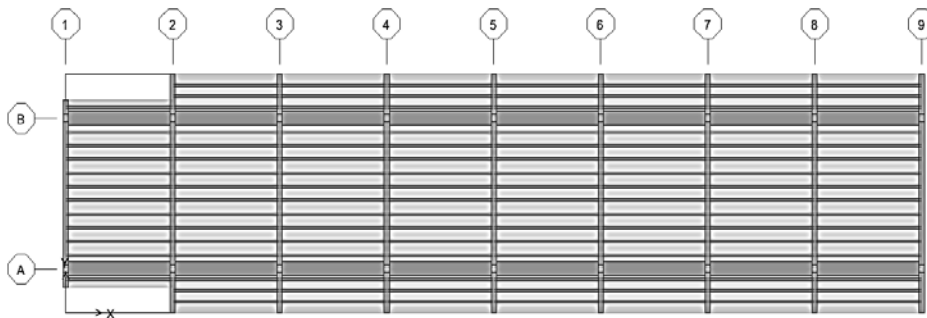
Fachada principal



Figura 15.1

Fachada longitudinal del edificio, mostrando los dos módulos de apartamentos y el módulo central de escaleras (Ver Capítulo 8).

Planta tipo



Pórtico transversal tipo

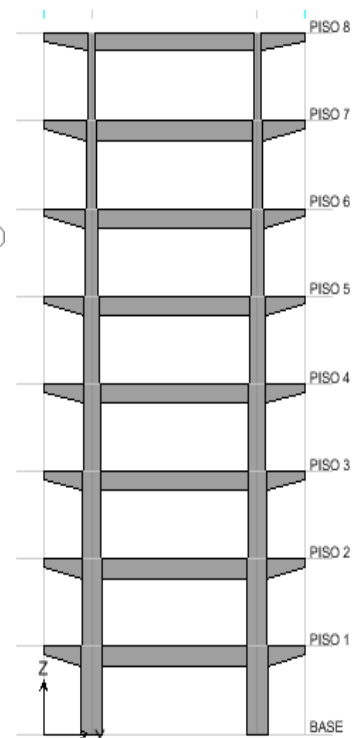


Figura 15.2

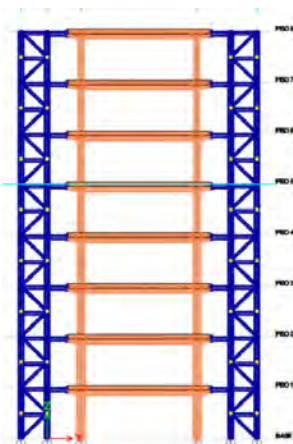
Imágenes de un módulo de apartamentos del edificio existente, mostrando los dos pórticos longitudinales con vigas planas y un pórtico transversal tipo (Ver Capítulo 8).



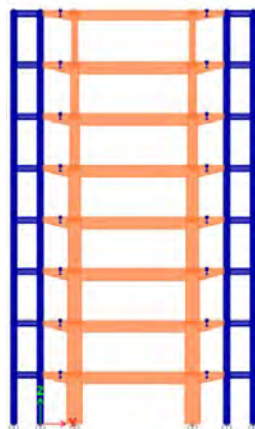
Imagen 3D del edificio reforzado. En color naranja la estructura existente y en azul, la estructura de acero suplementaria de refuerzo.

Figura 15.3

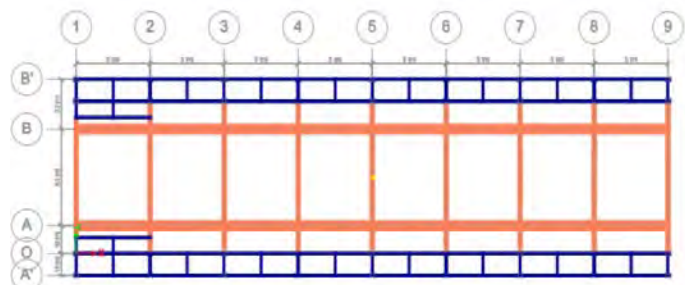
Pórtico transversal
(1, 3, 5, 7 y 9)



Pórtico transversal
(2, 4, 6 y 8)



Planta típica



Imágenes de la estructura reforzada. En naranja la estructura existente y en azul la estructura suplementaria de refuerzo de acero.

Figura 15.4

Elevación de los pórticos suplementarios y los existentes.

Planta tipo

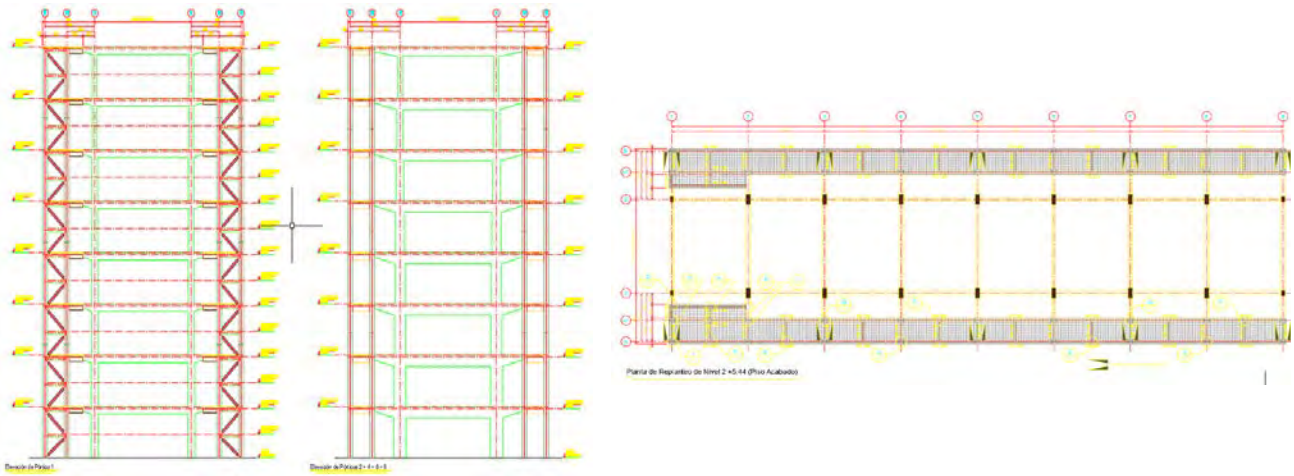


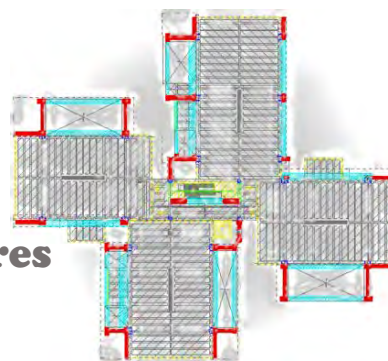
Figura 15.5

Planos con la ingeniería de detalle. Elevación de pórticos y planta tipo.

Capítulo 16

EDIFICIO DE PÓRTICOS TIPO IM5-66

Ing. José Jácome. CJ Ingenieros Consultores



RESUMEN

Este Capítulo describe los procedimientos utilizados para el proyecto de refuerzo estructural de una edificación existente de 5 módulos y 5 niveles, con un área aproximada de construcción de 1.571 m², destinada a viviendas. Corresponde a la tipología del Banco Obrero denominada 1M5-66 y se ubica en la UD2 de Caricuao. Este proyecto de refuerzo se elabora por solicitud de FUNVISIS en el marco del Proyecto SismoCaracas. El proyecto de refuerzo estructural se elabora a partir de datos, aportados por varias fuentes, que incluyen la geometría estructural y la calidad de los materiales. Con base en la información básica suministrada, se estiman las acciones que sirven de base al diseño, así como a la escogencia de las normas y parámetros aplicables. La configuración estructural viene dada por la solución ya existente, respetando las dimensiones y en la medida de lo posible las secciones de elementos. Para el análisis se desarrolla un modelo matemático, que se somete al análisis por medio de cálculos manuales y computarizados. Tomando como base los resultados obtenidos, se pasa a la verificación de resistencias y al refuerzo estructural. Una vez verificado que las secciones existentes presentan insuficiencias importantes, se añaden elementos, en este caso externos, para aportar rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía.

La estructura es una edificación irregular aporricada, formada por cinco cuerpos de planta regular. Cuatro cuerpos de vivienda están ordenados en una especie de cruz alrededor de un cuerpo central de escalera. Cada módulo presenta cuatro columnas y vigas de carga en una sola dirección. Construidos sobre un terreno plano, todos los módulos tienen planta baja, 4 plantas tipo y techo. En la verificación para cargas normativas con ductilidad reducida todas las columnas presentan relaciones demanda/capacidad mayores a 1, con valores hasta de 22. Por lo tanto, se observa una gran deficiencia en las columnas. En las vigas se observan deficiencias generalizadas a flexión y corte. Para las cargas gravitatorias normativas, el diseño indica que las columnas y vigas tienen capacidad resistente, tanto a flexocompresión como a corte. Por lo tanto, se puede optar por una solución de refuerzo externa.

Se efectúa el diseño del refuerzo de la estructura, el cual consiste en añadir pórticos y muros de corte en las caras largas de los módulos. Los muros y columnas se adosan a las columnas existentes para reforzarlas en la dirección transversal débil. Siendo una estructura reforzada mediante la adición de elementos estructurales de mayor rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía, se desarrolla un estudio especial de ductilidad. Mediante éste, se ajusta la rigidez y resistencia de la estructura de refuerzo para obtener unos desplazamientos inelásticos totales estimados similares a los estimados para la capacidad de la estructura existente. Logrado el ajuste de la estructura de refuerzo, se determina la ductilidad global de la estructura combinada, valor con el cual se calculan las demandas normativas de diseño del refuerzo.

Vista lateral



Imagen 3D, vista desde arriba de los 5 módulos

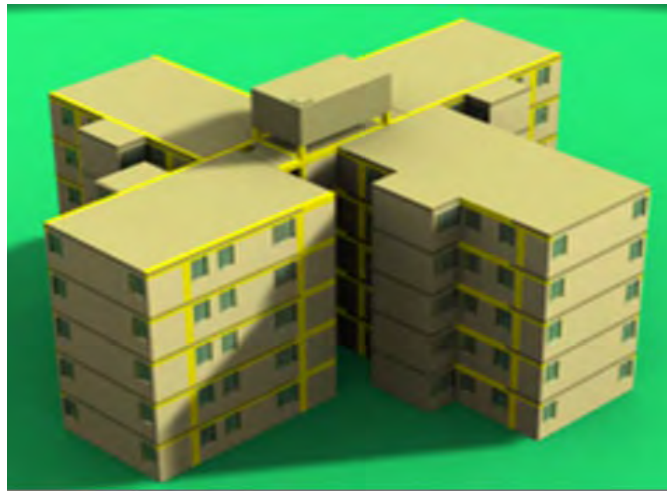


Figura 16.1

Edificio IM5-66, con cuatro módulos de apartamentos y un módulo de escalera. Ver Capítulo 8.

Planta de arquitectura



Módulos se muestran por separado

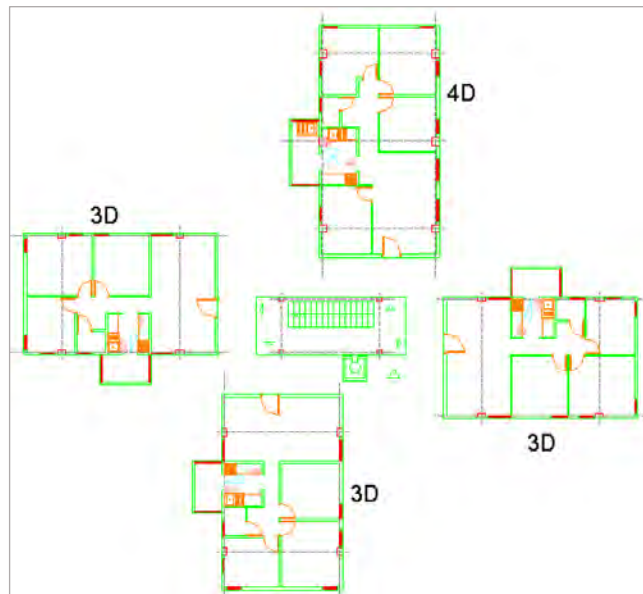
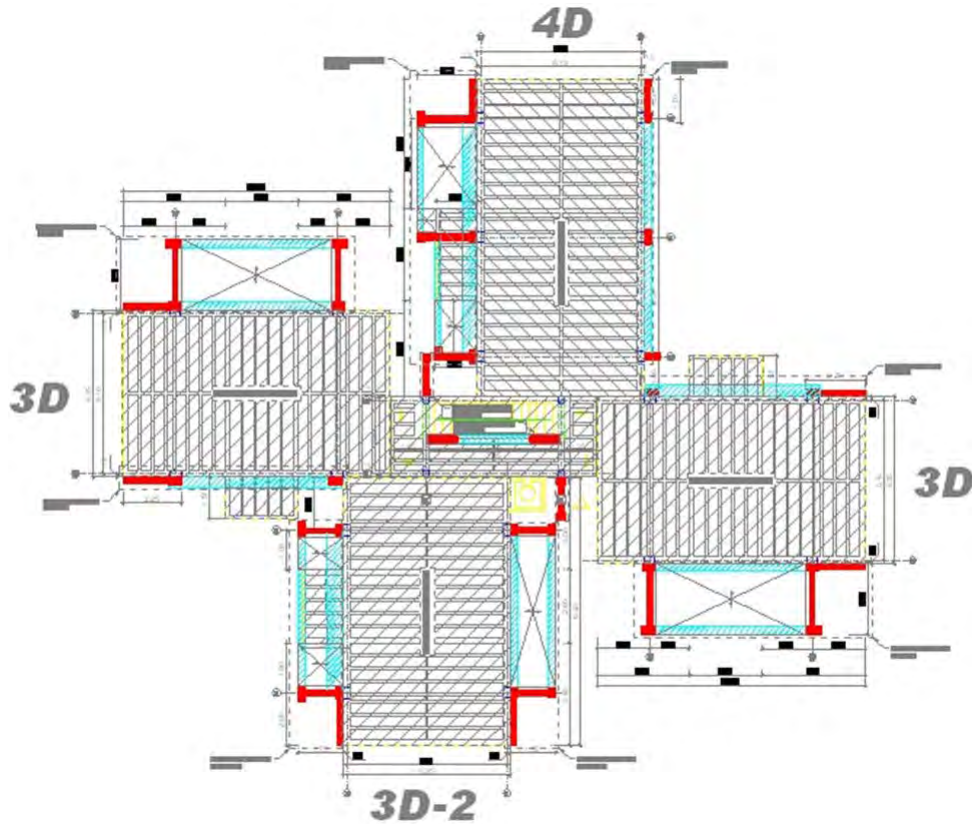


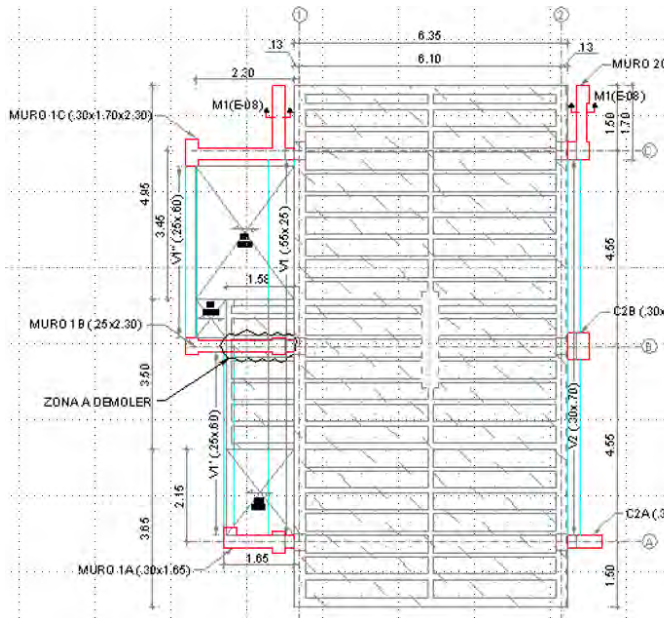
Figura 16.2

Planta de arquitectura existente de los cinco módulos.

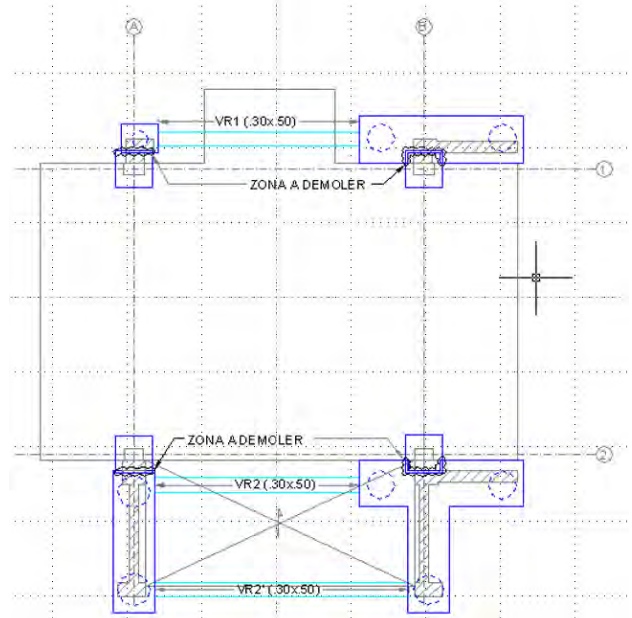


Planta del Edificio IM5-66, indicando la estructura existente y en color rojo la estructura suplementaria de refuerzo en los cinco módulos. **Figura 16.3**

Planta con nuevos muros. Módulo 4D



Planta con nuevas fundaciones. Módulo 4D

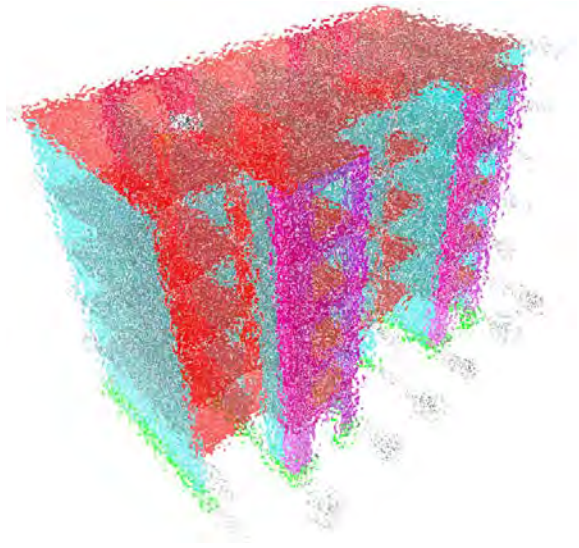


Detalles presentes en los planos de ingeniería de detalle. **Figura 16.4**

Capítulo 17

EDIFICIO DE MUROS TIPO TÚNEL

Norberto Fernández



RESUMEN

La urbanización Camino Real del Conjunto Residencial La Moncloa y La Colonia, ubicado en la población de Guarenas del Municipio Ambrosio Plaza del Estado Miranda, está conformado por edificios de concreto armado construidos bajo el sistema estructural tipo "Túnel" que consiste en la presencia de muros de pared delgada de 14 cm de espesor orientados en la dirección corta y la ausencia en la dirección larga del edificio. Los muros y losas son de 14 cm de espesor y la edificación está concebida para 5 niveles con una altura libre de 2,40 m. El núcleo de escaleras es totalmente prefabricado, apoyado sobre vigas metálicas que a su vez se conectan con los muros de la estructura del edificio. La ausencia de muros en la dirección larga genera una vulnerabilidad ante la ocurrencia de un terremoto por no poseer un sistema estructural capaz de absorber y disipar la energía que le introduce el sismo, por tal motivo la estructura no cumple con los Fundamentos Básicos establecidos en el Capítulo 3 de la Norma 1756-01 "Edificaciones Sismorresistentes". Ver Capítulo 9.

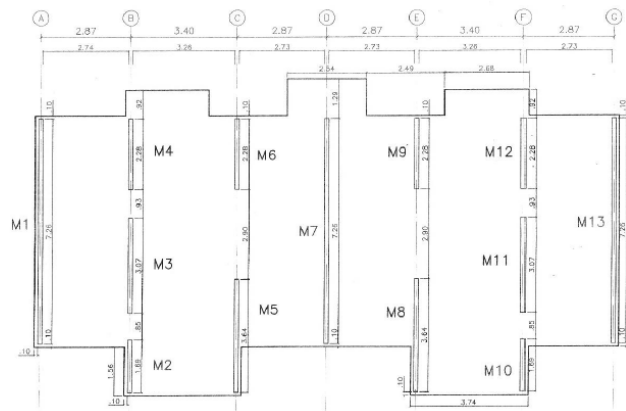
En este sentido, es necesario elaborar un proyecto de reforzamiento estructural que tendrá la función de absorber y disipar toda sollicitación proveniente de las acciones originadas por un movimiento sísmico, por lo tanto, la estructura original (existente) seguirá cumpliendo las funciones actuales de soportar todas las cargas provenientes de acciones gravitatorias (cargas muertas y vivas).

Se realizó el modelo para la estructura de reforzamiento, en el cual se incluyeron los elementos originales más los del sistema de refuerzo. El reforzamiento consistió en colocar muros en forma de "C" de 20 cm de espesor en los extremos de los muros existentes ubicados sobre los ejes "B", "C", "E" y "F". Entre los ejes "B y C" se conectan los muros nuevos con elementos de acoplamiento y de forma similar entre los ejes "E y F". En la cercanía de los muros en forma de "C" se propone armar parte de la losa como maciza para generar la conexión entre el diafragma (losa) y los nuevos elementos estructurales. En cuanto al sistema de fundación se optó por la solución de micro-pilotes de 20 cm de diámetro con una capacidad de 20 ton cada uno y la profundidad queda por definir según el nuevo estudio de suelo.

Fachada principal mostrando los muros en dirección transversal y las paredes de bloques en dirección longitudinal



Plano de planta indicando muros en dirección transversal y la ausencia de muros en la dirección longitudinal



Edificio con muros de concreto armado en dirección transversal y sin muros en dirección longitudinal (Ver Capítulo 9).

Figura 17.1

Imagen 3D del edificio. Muros de refuerzo en dirección longitudinal (color morado). Los muros originales en color azul.

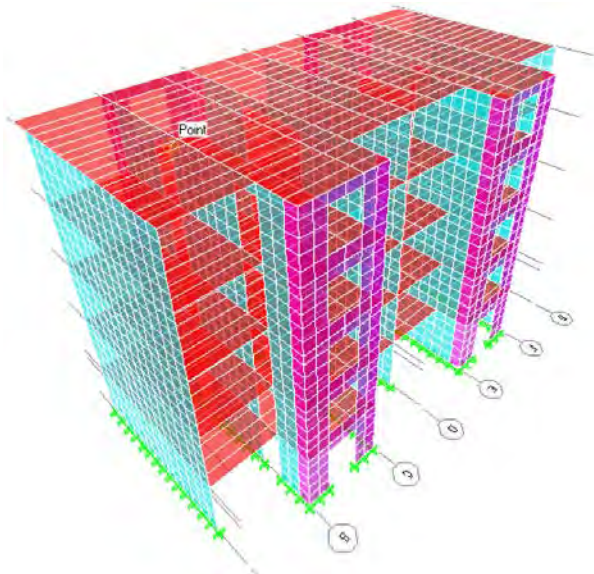
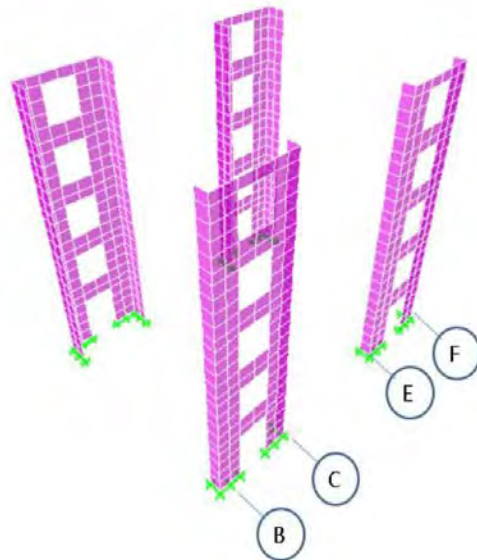
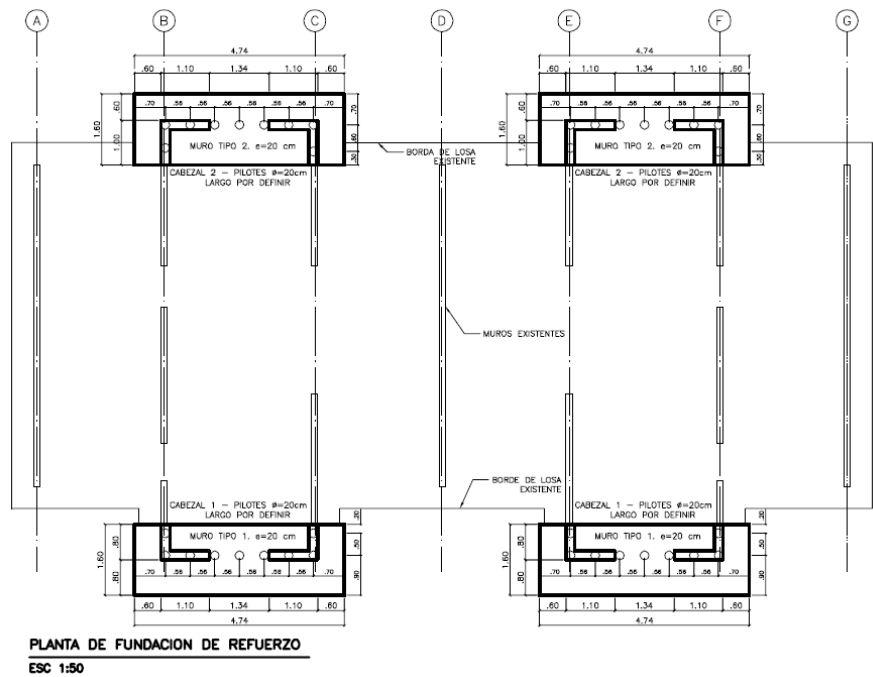


Imagen 3D de los cuatro muros perimetrales de reforzamiento ubicados en el perímetro del edificio



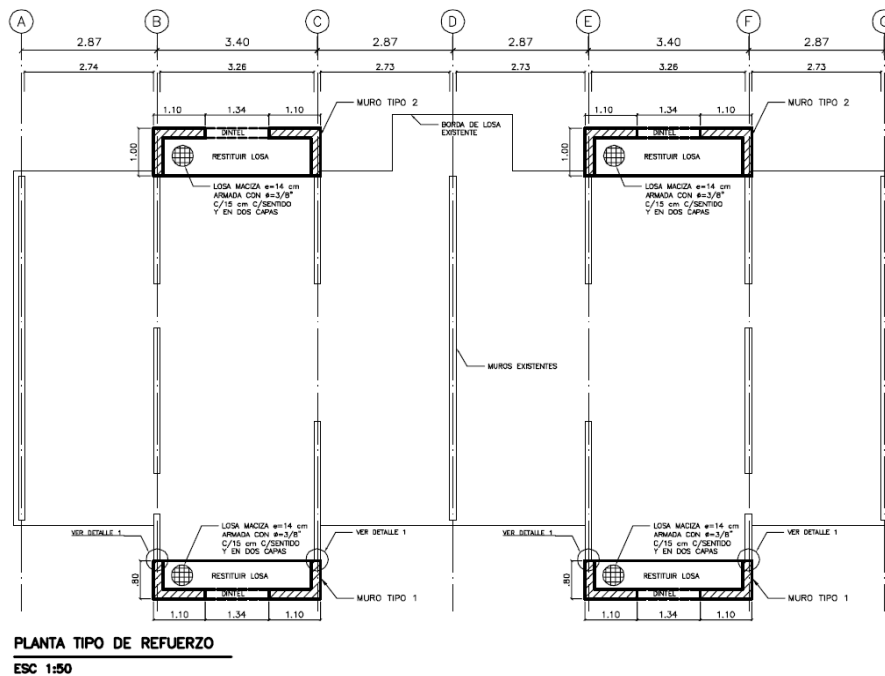
Imágenes del edificio reforzado agregando una estructura complementaria constituida por muros en dirección longitudinal en el perímetro del edificio.

Figura 17.2



Planta de fundación de los muros de refuerzo en el plano de ingeniería de detalle.

Figura 17.3



Planta tipo destacando los muros de refuerzo en el plano de ingeniería de detalle.

Figura 17.4

Capítulo 18

VIVIENDA POPULAR

Norberto Fernández



RESUMEN

La Vivienda Popular N° 2, ubicada en el Barrio Telares de la Parroquia Caricuao del Municipio Libertador del Distrito Capital, es una edificación de 3 niveles con la configuración típica de construcciones populares. El sistema estructural está concebido por pórticos de concreto armado con una combinación de mampostería y el sistema de piso está conformado por losas de tableros y el techo del tipo liviano. De la visita técnica se observó muchas deficiencias en el proceso constructivo: discontinuidad en los ejes de columna, falta de vigas de corona, apoyos de vigas y columnas sobre terrenos inestables, presencia de cangrejas, deflexiones en losas y presencia de óxido en los aceros de los elementos de concreto armado, entre otros.

Se identifica que el nivel 1 es una planta libre por lo tanto la capacidad a cargas laterales está condicionada a las columnas, en el nivel 2 existe una combinación de pórticos rellenos de mampostería y mampostería parcialmente confinada y por último en el nivel 3 al no poseer el sistema de envigado la capacidad se condiciona a lo que puedan aportar las columnas. Se procede a la evaluación estructural y se determina que los niveles 1 y 2 no tienen la capacidad para soportar las acciones laterales a las cuales estaría sometida. En vista de lo anterior es necesario elaborar un proyecto de reforzamiento estructural con la finalidad de plantear lineamientos básicos que ayuden al mejoramiento de la capacidad ante cargas del tipo sísmico y gravitatorio.

Dentro de los lineamientos más relevantes para el proyecto de refuerzo se plantea: colocar muros de mampostería reforzada internamente en el nivel 1 ya que presenta una planta libre y zapatas en terreno no confinado, en el nivel 2 y 3 reforzar las paredes con mallas electrosoldadas por ambas caras y la colocación de mortero, así como colocar machones adicionales y vigas de corona para arriostrar las paredes

Es importante mencionar que en Venezuela, para la fecha de elaboración de esta propuesta de reforzamiento, no existían normas que rijan este tipo de construcciones y de igual manera lineamientos de refuerzo, por lo tanto, se tiene la necesidad de ayudarse con normas de otros países para una adecuada ejecución de la obra de refuerzo, por tal motivo se recomienda seguir las pautas del Reglamento Colombiano NSR_10 específicamente el Capítulo D.12.

Fachada principal



Fachada posterior



Fachadas de la vivienda de 3 niveles (color amarillo), mostrando la ausencia de paredes en el nivel inferior generando una condición de planta baja débil.

Figura 18.1

No continuidad de los elementos verticales

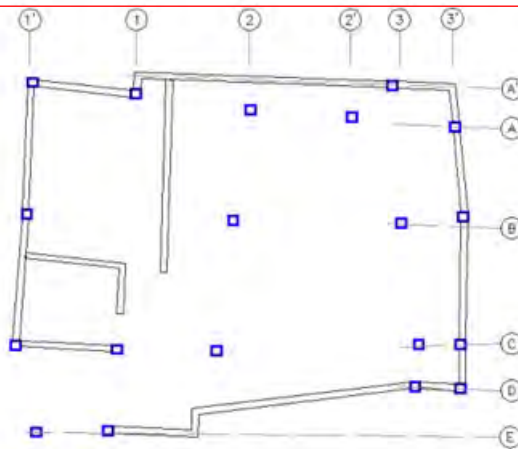


Cangrejas en el concreto armado

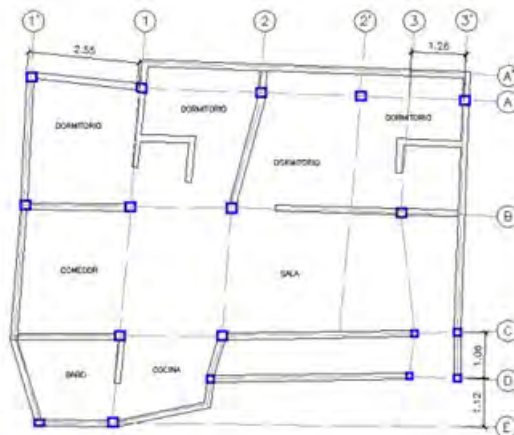


Figura 18.2 Detalles indicativos de deficiencias constructivas de la vivienda.

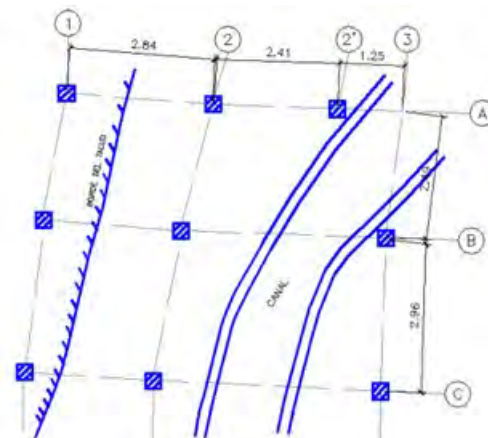
Planta Nivel 3



Planta Nivel 2



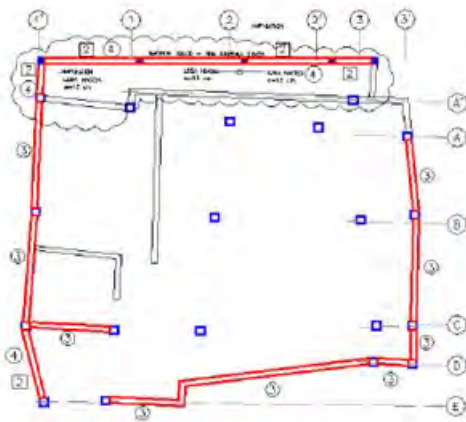
Planta Nivel 1



Plantas de la vivienda de 3 niveles en su condición actual.

Figura 18.3

Planta Nivel 3



LEYENDA

- △ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA INTERNAMENTE
- ② MURO MAMPOSTERIA CONFINADA
- ③ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA CON MALLA
- ④ MURO NUEVO

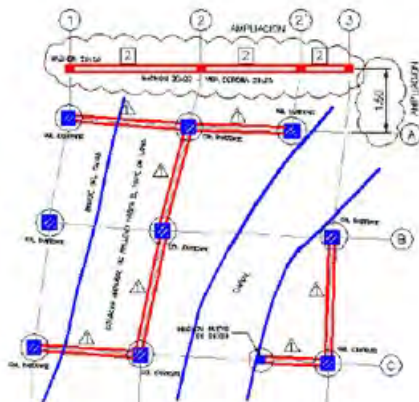
Planta Nivel 2



LEYENDA

- △ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA INTERNAMENTE
- ② MURO MAMPOSTERIA CONFINADA
- ③ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA CON MALLA
- ④ MURO NUEVO

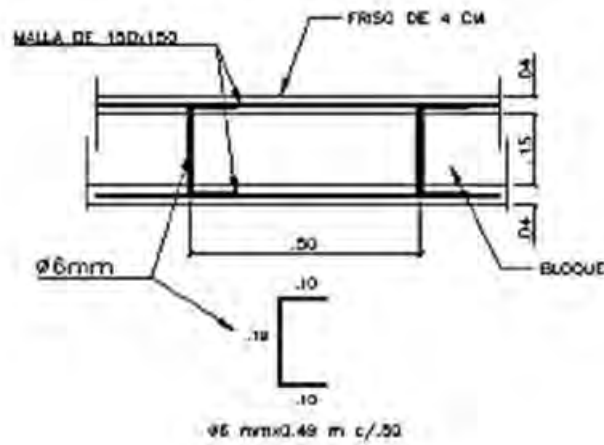
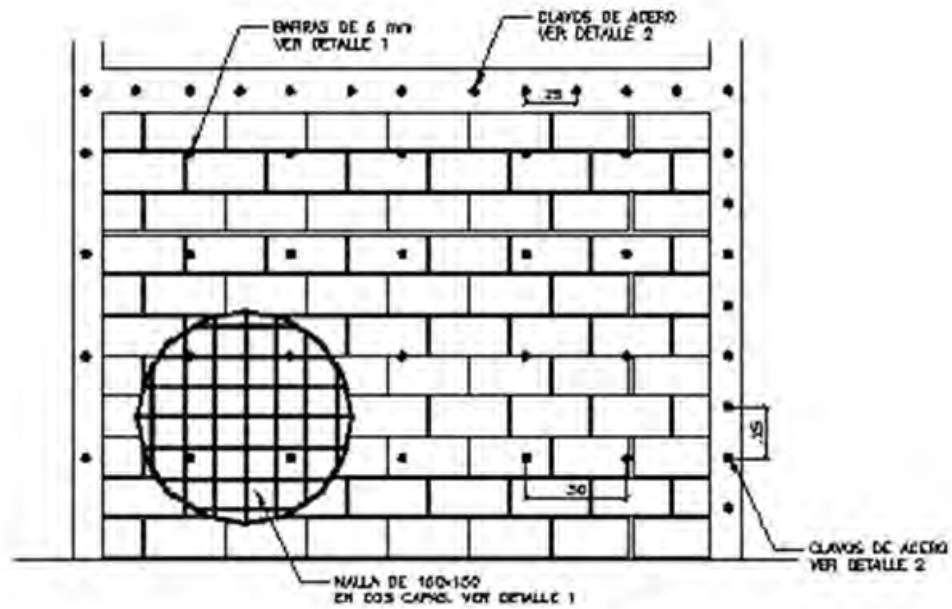
Planta Nivel 1



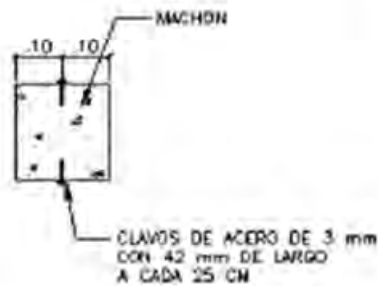
LEYENDA

- △ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA INTERNAMENTE
- ② MURO MAMPOSTERIA CONFINADA
- ③ MURO MAMPOSTERIA REFORZADA CON MALLA
- ④ MURO NUEVO

Figura 18.4 Plantas de la vivienda indicando el refuerzo en cada nivel.



DETALLE 1



DETALLE 2



Refuerzo de paredes con malla anclada.

Figura 18.5

Capítulo 19

CENTRO DE SALUD EL ALGODONAL



Ing. José Jácome, CJ Ingenieros Consultores

RESUMEN

Este Capítulo describe los criterios y procedimientos utilizados para el proyecto de refuerzo estructural de una edificación existente de dos niveles, con un área total aproximada de construcción de 1.360 m², destinada a hospital. Dicha edificación es el Módulo I, uno de seis módulos iguales que forman parte del conjunto denominado Simón Bolívar del Hospital El Algodonal, y se ubica en Antímano, Caracas.

Al no contarse con documentación de la construcción original, con base en un levantamiento visual se estimó la geometría, los materiales y las acciones que sirven de base al diseño. La configuración estructural viene dada por la solución ya existente, respetando las dimensiones y en la medida de lo posible las secciones de elementos.

Para el análisis se desarrolla un modelo matemático, que se somete al análisis por medio de cálculos manuales y computarizados. Tomando como base los resultados obtenidos con este proceso, se pasa a las etapas de verificación de resistencias y el refuerzo estructural. Una vez verificado que las secciones existentes presentan insuficiencias importantes, se refuerzan para aportar rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía.

La estructura es una edificación regular de muros portantes de mampostería de planta rectangular alargada, de dimensiones totales aproximadas 63 m x 9.85 m. En la dirección larga cuenta con tres líneas estructurales: un pórtico de fachada, una serie de muros portantes alineados discontinuos centrales y unos muros portantes discontinuos de fachada trasera. En la dirección transversal cuenta con 10 muros portantes, algunos con aberturas. Construido sobre un terreno plano, el módulo tiene planta baja, 1er piso, techo y techo de escalera.

En la verificación para cargas normativas con ductilidad reducida, todas las columnas presentan relaciones demanda/capacidades mayores a 1, con valores hasta de 15,2. Por lo tanto, se observa una gran deficiencia en las columnas. En los muros se observa que los valores de tracción, compresión y corte superan ampliamente los límites establecidos. Para las cargas gravitatorias normativas, el diseño indica que las columnas tienen capacidad resistente, mientras que en los muros los valores de tensiones localizadas a tracción superan ampliamente el límite establecido. A partir de estos valores se concluye que la estructura requiere de un refuerzo interno para tracción en los muros.

La estrategia de refuerzo consta de cuatro tipos de intervención: adición de machones y colocación de una capa de friso reforzado en muros; sustitución de los muros en dirección transversal por muros de concreto; muros adicionales de concreto en la dirección longitudinal; y refuerzo local de algunos muros con capas de concreto armado vaciado o proyectado.

Siendo una estructura reforzada mediante la adición de elementos estructurales de mayor rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía, se desarrolla un estudio especial de ductilidad. Mediante éste, se ajusta la rigidez y resistencia de la estructura de refuerzo para obtener unos desplazamientos inelásticos totales estimados similares a los estimados para la capacidad de la estructura existente. Logrado el ajuste de la estructura de refuerzo, se determina la ductilidad global de la estructura combinada, valor con el cual se calculan las demandas normativas de diseño del refuerzo.

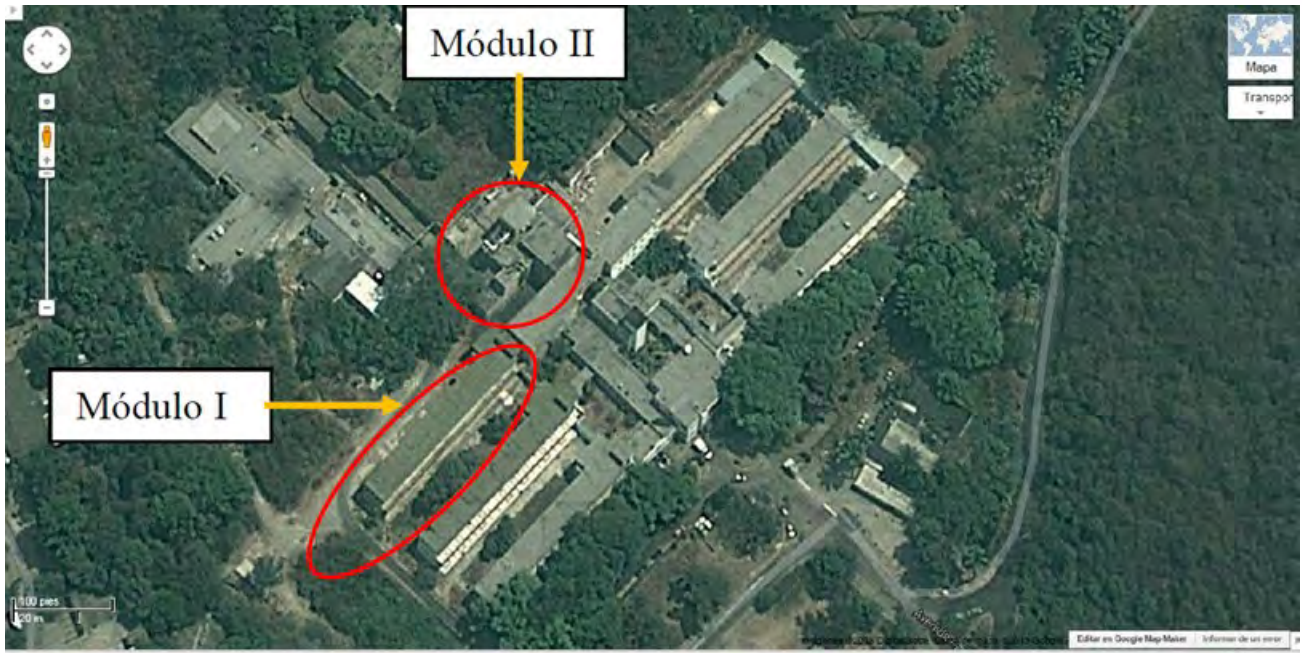


Figura 19.1 Fotografía aérea del Módulo I de Hospitalización del Hospital Simón Bolívar, El Algodonal.

Fachada posterior



Fachada principal



Figura 19.2 Módulo I de Hospitalización del Hospital Simón Bolívar, El Algodonal.

Muro portante transversal, nótese la ausencia de machones.



Muros, vigas de riostra y pedestal



Vistas del interior del Módulo I de Hospitalización.

Figura 19.3

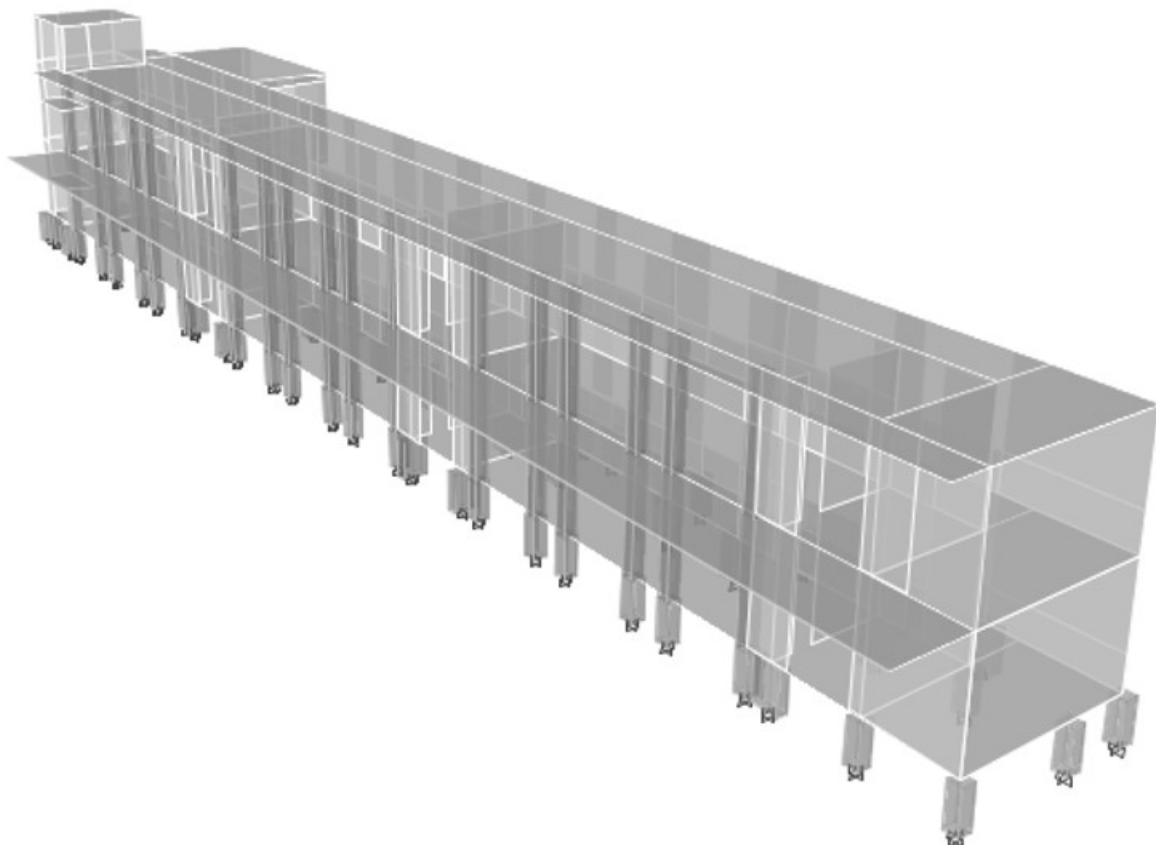
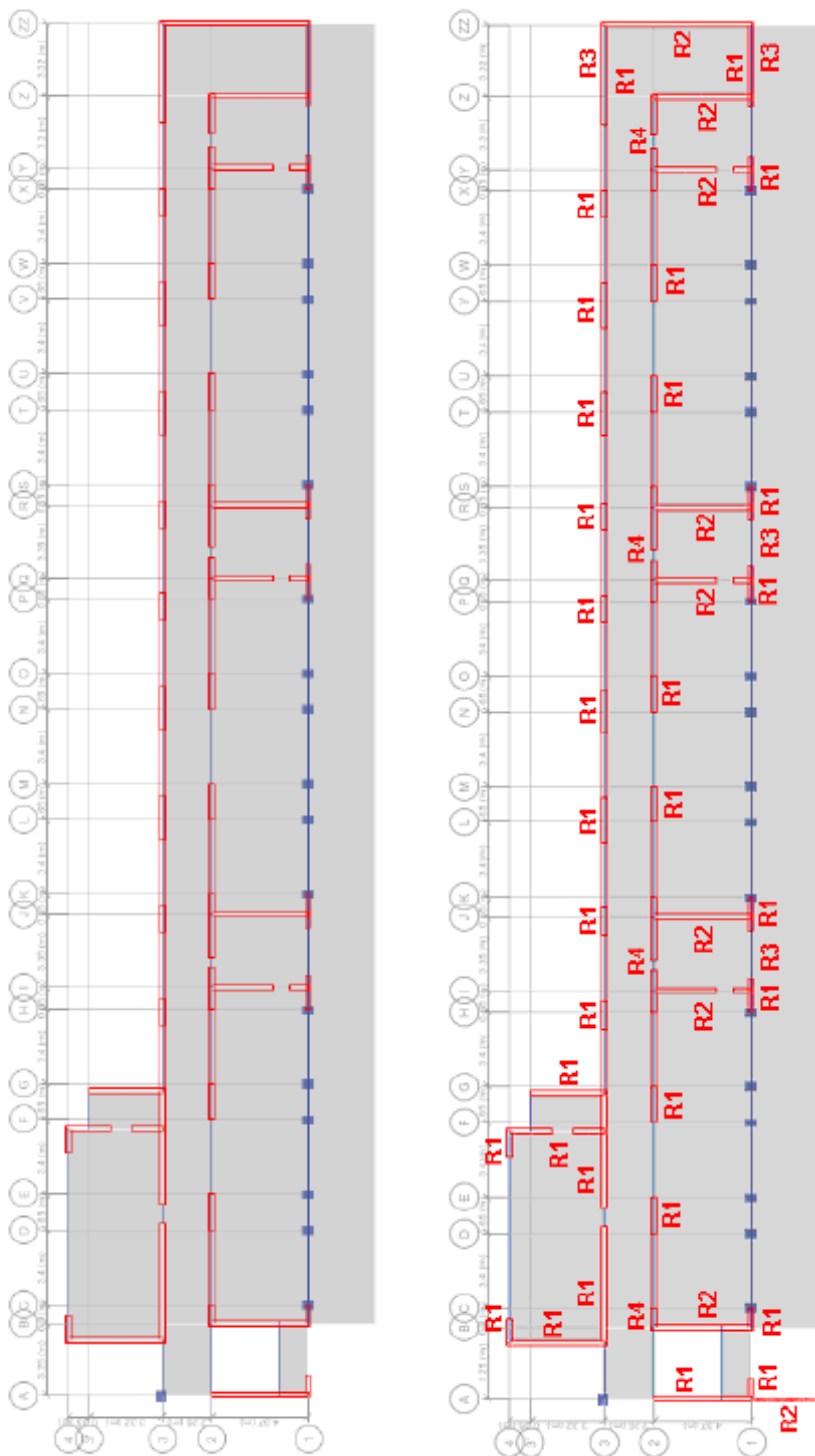


Imagen 3D del Módulo I de Hospitalización.

Figura 19.4



Planta original del Módulo I de Hospitalización y planta con elementos (R1, R2, R3 y R4) de reforzamiento sísmico.

Figura 19.5

R1. Adición de machones en los bordes e intersecciones de muros de mampostería y la colocación de una capa de friso reforzado en cada cara del muro.

R2. Sustitución de los muros en dirección transversal por muros de concreto de espesor 25 cm, ejes B, I, J, Q, R, Y, Z, ZZ. Dado que éstos no son muros de carga, la sustitución de la pared de mampostería no requiere de apuntalamiento. En la pared extrema, eje A, se opta por la construcción de un muro de concreto externo.

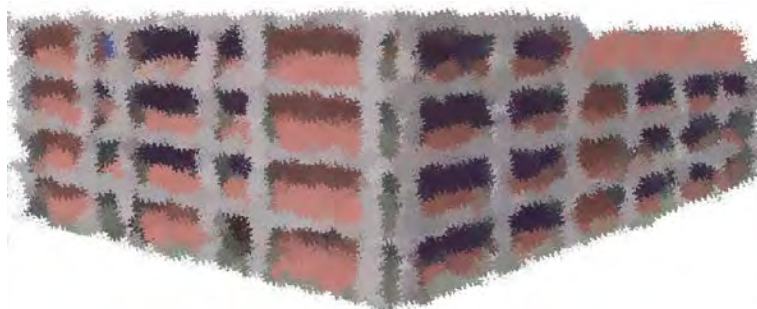
R3. Se añaden muros de concreto adosados a la cara externa de algunos muros de mampostería, ejes 1/I-J, 1/Q-R, 1/Z-ZZ, 3/Z-ZZ. Por lo tanto, no se requiere apuntalar las losas y se pueden integrar las fundaciones existentes para absorber las tracciones por sismo mediante la carga de gravedad.

R4. Varios muros de mampostería en el pórtico 2, aún con el friso reforzado no tienen capacidad para las cargas laterales, de manera que deben ser reforzadas externamente con capas de concreto armado vaciado o proyectado de espesor 10 cm en cada cara. Éstos se diseñan como muros de concreto de espesor total 20 cm.

Capítulo 20

U. E. N. DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO

Ing. Esteban Tenreiro



RESUMEN

El proyecto consiste en el desarrollo de la ingeniería estructural básica y de detalle correspondiente al refuerzo de la U.E.N. Domingo Faustino Sarmiento, ubicada en Maripérez, Municipio Libertador en el Distrito Capital. Esta escuela es del tipo Cajetón. El refuerzo consiste en una estructura de concreto armado que se anexará a la estructura ya existente de la escuela para mejorar el comportamiento sismorresistente de la misma y evitar así un colapso durante un evento sísmico de grandes magnitudes.

El análisis estructural se ejecuta de acuerdo a los datos recolectados en campo y de acuerdo al uso, cargas y arquitectura de la edificación, según la zonificación sísmica del lugar (Zona 5). Se utilizó un espectro normativo adecuado al estudio de suelo realizado.

El análisis y diseño de la estructura se realizó a través de los programas SAP2000 y ETABS, para el análisis y diseño de pórticos planos ortogonales sometidos a cargas verticales (de gravedad) y horizontales (sísmicas). Para el detallado de vigas se utilizó el software HRT-CBDS. Para el diseño de los cabezales se utilizó el software IP3.

Para el cálculo estructural se idealizó cada pórtico como un modelo matemático lineal, la solución del mismo está basada en el método de los desplazamientos en su formulación matricial tomando en cuenta las deformaciones por flexión y fuerza axial en columnas y deformaciones por flexión en vigas. Se considera la rigidez infinita en los extremos de vigas. El diseño de las vigas y columnas se basó en la teoría de los estados límites (Teoría de Rotura) siguiendo las Normas Covenin-Mindur 1753-87, la repartición sísmica se efectuó por el método de las rigideces en su formulación matricial, suponiendo las placas como diafragmas rígidos siguiendo las Normas Covenin-Mindur 1756-2001.

Los resultados obtenidos fueron revisados y analizados, luego se procedió a la realización de los detalles y la elaboración de los planos de estructura donde se detallan las plantas estructurales, dimensiones de los elementos, conexiones, armados, notas etc.

Fachada principal, mostrando las losas apoyadas sobre las columnas, sin vigas altas, y columnas cortas



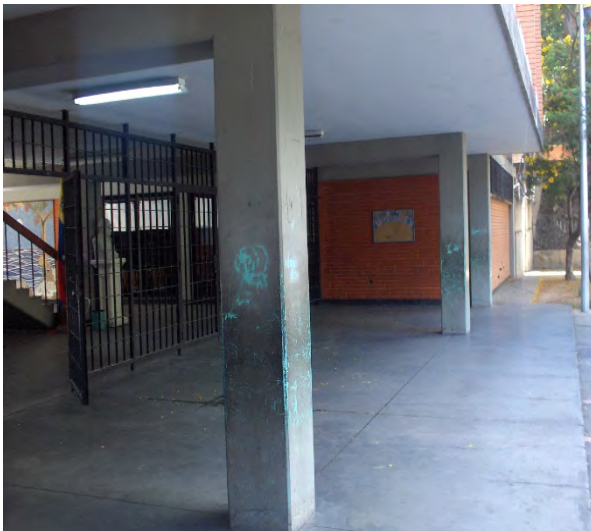
Patio interior



Figura 20.1

Fachada principal y patio interior de la U. E. N. Domingo Faustino Sarmiento.

Fachada principal, mostrando la ausencia de vigas altas en una dirección



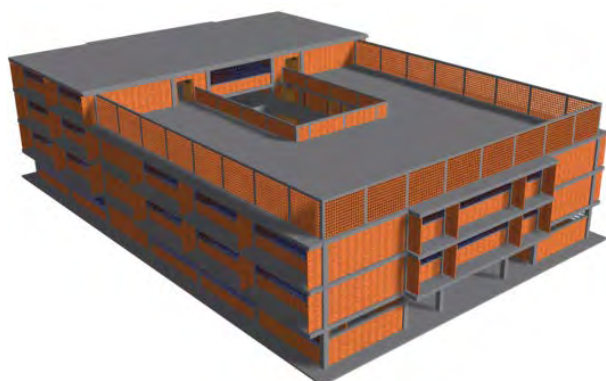
Fachada lateral mostrando la presencia de columnas cortas



Figura 20.2

Ausencia de vigas altas y columnas cortas son fuentes de vulnerabilidad a sismos.

Edificación existente de 4 niveles con patio interior (Sosa y Taboada, 2007)



Edificación reforzada con muros aporticados en el perímetro

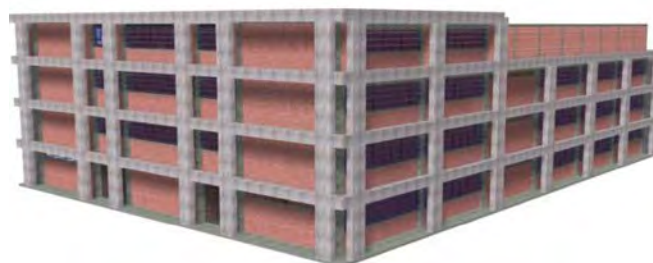
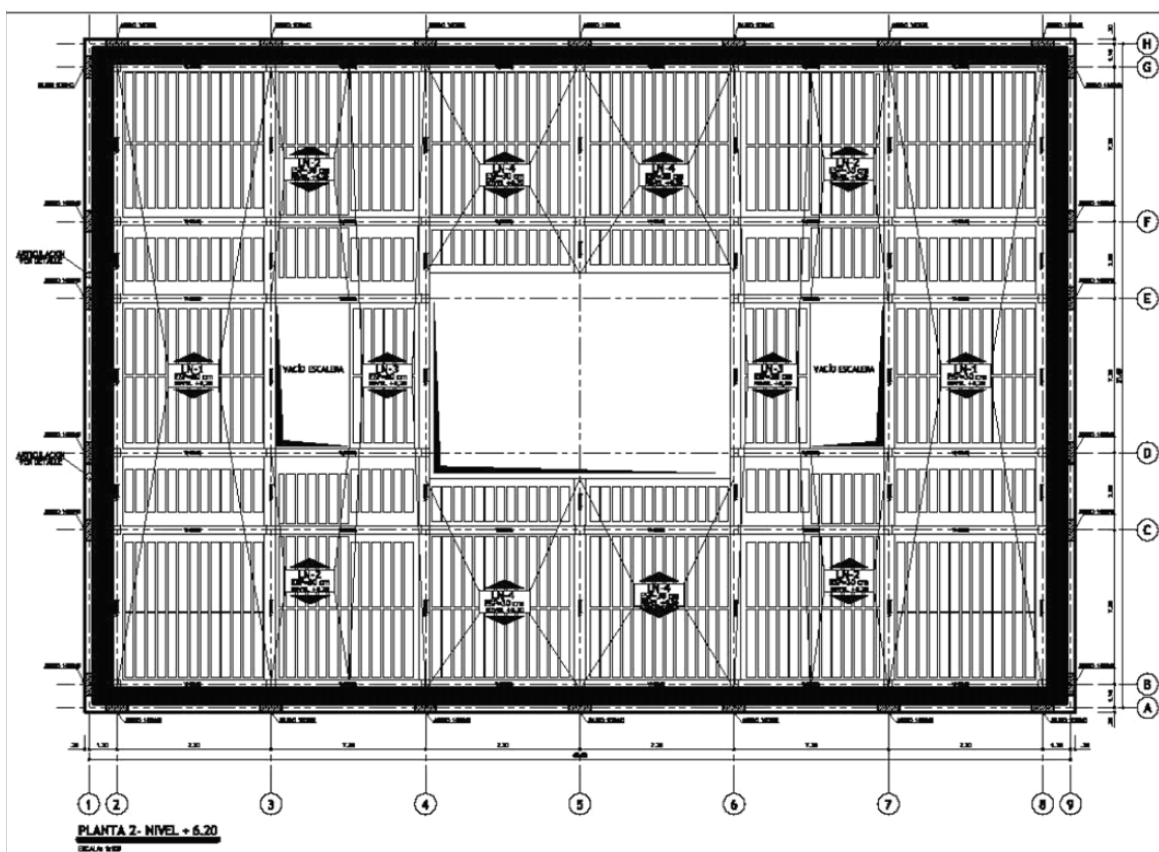
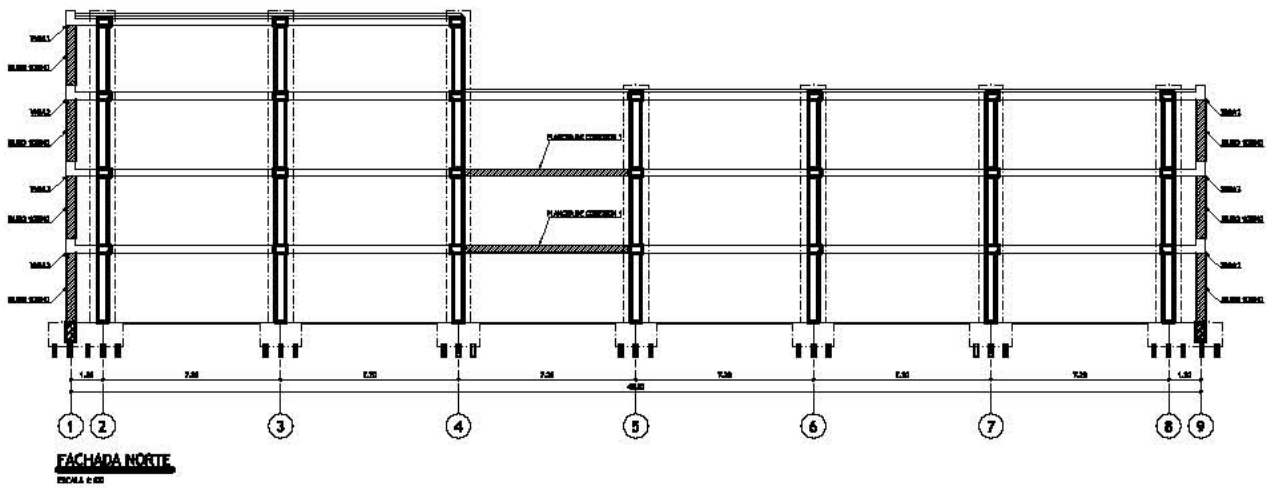


Imagen 3D de la edificación existente y de la edificación reforzada. **Figura 20.3**



Planos con la ingeniería de detalle de la estructura de refuerzo. Plano de planta de la estructura reforzada y de la estructura existente, Nivel 2.

Figura 20.4



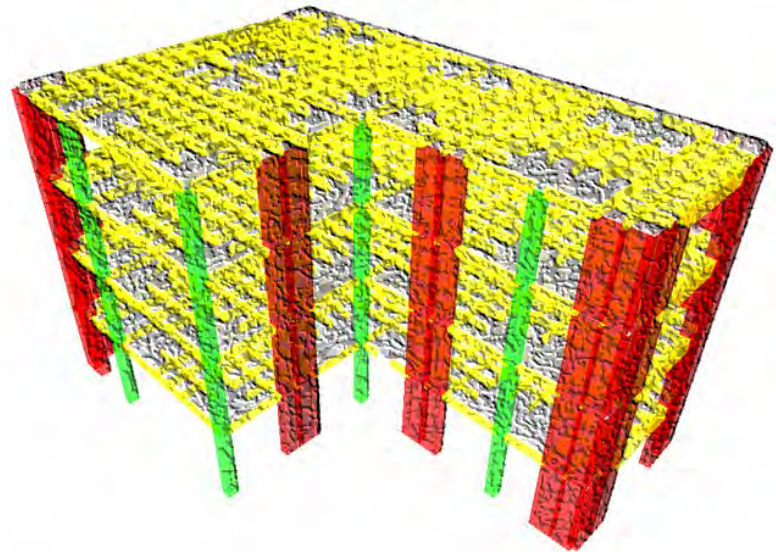
Planos con la ingeniería de detalle de la estructura de refuerzo.
Plano de la fachada norte de la estructura de refuerzo localizada en el perímetro del edificio.

Figura 20.5

Capítulo 21

U. E. N. PADRE SOJO

Denis Rodríguez



RESUMEN

Se investiga la capacidad sismorresistente de este edificio del tipo Módulo Base ubicado en Caracas y se desarrolla un proyecto de refuerzo sismorresistente. El edificio, construido en 1985, consta de cuatro niveles de concreto reforzado. Las losas son reticulares apoyadas directamente sobre las columnas por medio de ábacos planos. Todas las columnas son de secciones cuadradas o rectangulares. El edificio fue evaluado bajo el marco de las normas vigentes COVENIN 1756 y 1753 para la zona 5 y adoptando un factor de reducción igual a 2, tomando en consideración su limitada capacidad de disipación de energía debido a la carencia de vigas. Los resultados de las derivas en cada uno de los modelos dan valores cercanos al límite máximo normativo 12 ‰. Sin embargo, estudios recientes indican que estas derivas pueden conducir al colapso de estructuras no dúctiles ante acciones sísmicas. La relación demanda/capacidad de resistencia empleando los métodos de análisis dinámico y análisis estático no lineal, arrojó valores promedio mayores a 3, lo cual indica que la estructura estudiada es muy vulnerable.

El proceso de adecuación estructural se basó en buscar una solución racional, poco invasiva, fácil de construir, en un tiempo corto y a un costo razonable. Esto se logró agregando una estructura auxiliar dúctil constituida por muros estructurales y vigas en el perímetro de las plantas, conectados a las losas en cada nivel, sin afectar la estructura existente. Las nuevas fundaciones se apoyan en micropilotes con cabezales arriostrados entre sí y unidos a los cabezales existentes. La deriva máxima de la estructura reforzada es de 5,0 ‰, considerando secciones agrietadas, ubicándose por tanto dentro del límite normativo. La metodología de evaluación usando el análisis estático no-lineal indica una deriva máxima de 4,2 ‰ para un sismo con período de retorno de 1.000 años. Esta deriva está por debajo del 6‰ requerido para proteger a la estructura existente, pero con daño limitado en la estructura auxiliar. Estos resultados ponen de manifiesto que la solución seleccionada minimiza el riesgo aún ante eventos extremos y satisface los requerimientos normativos y de servicio.

Fachada principal, mostrando las losas apoyadas sobre las columnas, sin vigas



Patio interior, mostrando la Planta Baja libre, sin paredes



Figura 21.1 Fachada principal y patio interior de la U. E. N. Padre Sojo.

Patio interno, mostrando los volados de 3,4 metros de longitud en todos los niveles

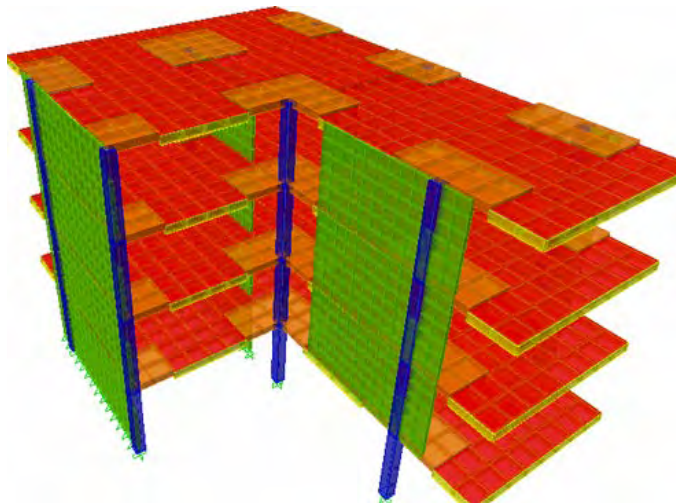


Losas apoyadas sobre las columnas, destacando la ausencia de vigas

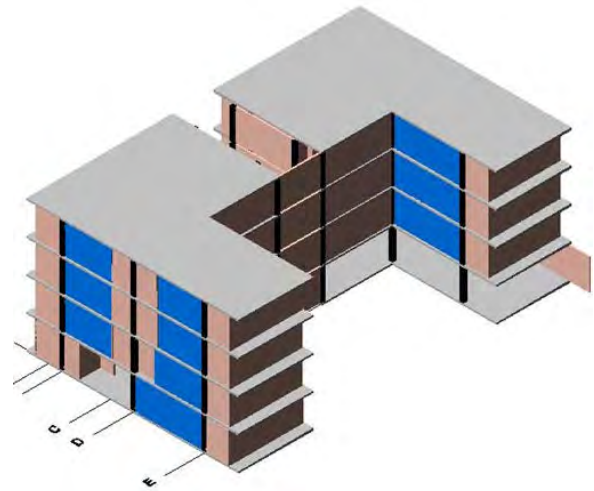


Figura 21.2 Vista del patio y del interior de la estructura, nivel PB.

Estructura de losas apoyadas sobre columnas, sin vigas. Módulo de aulas



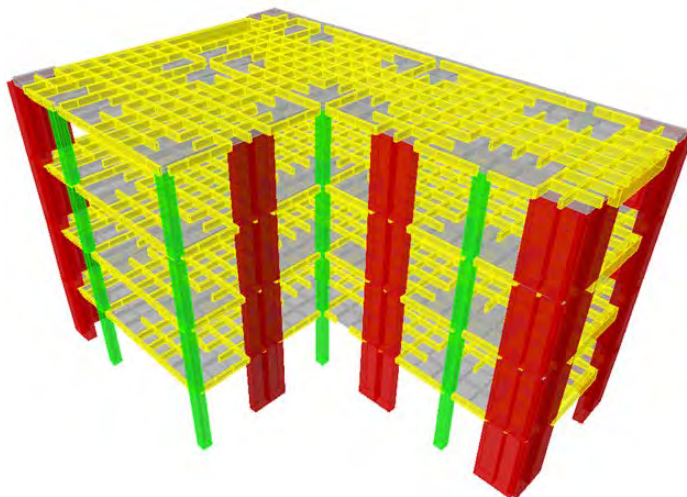
Son dos módulos de aulas y un módulo central de escaleras



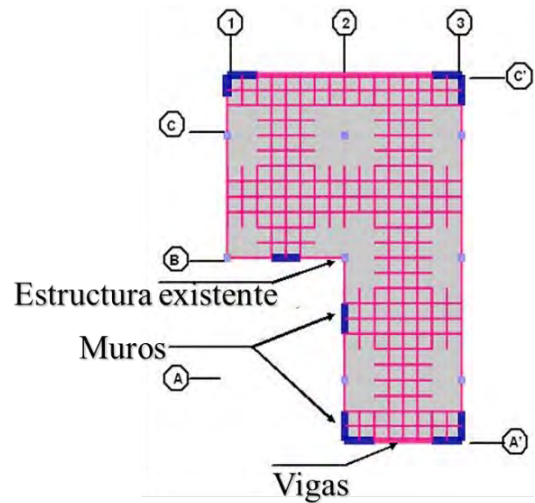
Imágenes 3D del edificio (Olivo y Sucre, 2007).

Figura 21.3

Imagen 3D mostrando los muros de refuerzo sísmico (color rojo)



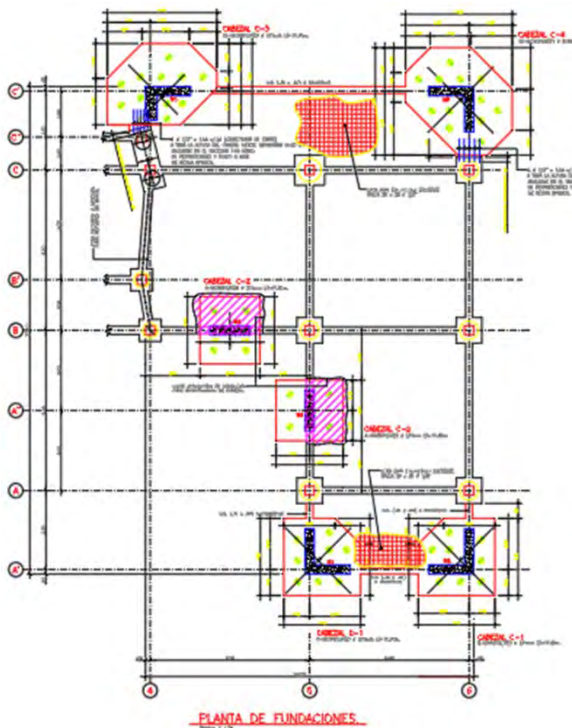
Planta mostrando los muros de refuerzo sísmico (color azul)



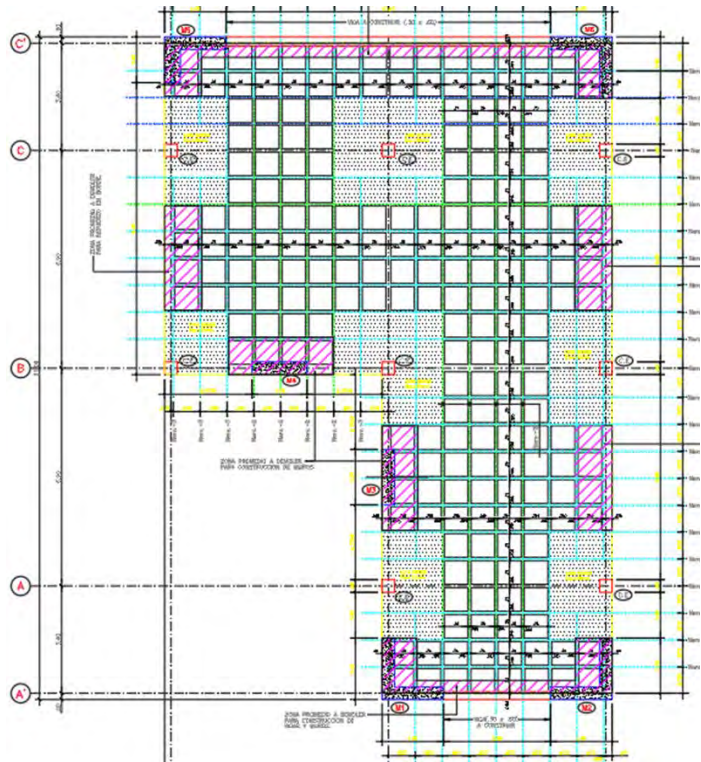
Imágenes del refuerzo de un módulo del edificio, consistente en muros de concreto armado en el perímetro.

Figura 21.4

Planta de nuevas fundaciones y fundaciones existentes



Planta tipo de la estructura existente con las vigas y los muros de refuerzo.



Imágenes de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo sismorresistente de un módulo del edificio, con seis muros de concreto armado en el perímetro.

Figura 21.5

Capítulo **22**

PUENTE TRAMO ELEVADO VALLE-COCHE



Gilberto De Gouveia y José Juan Nieto†, PSN Ingeniería S.C.

RESUMEN

Este Resumen se refiere al Proyecto de Ingeniería de Detalle de la Adecuación Sismorresistente de una parte de la vía elevada de la Autopista Valle-Coche de Caracas, ubicada sobre la Planta de Tratamiento PETA-UCV, y que ha sido denominada como: Tramo Elevado U.C.V., Rampa El Pulpo - El Valle, Tramos 20 a 23, Autopista Valle-Coche. Estos tramos pertenecen a la extensión de una de las rampas del Distribuidor El Pulpo, y fueron construidos en la década de 1950. El proyecto de adecuación sismorresistente fue realizado por la empresa PSN Ingeniería S.C. bajo el marco del Proyecto SismoCaracas. En el Capítulo 14 se presentan los detalles de la estructura existente y su evaluación sismorresistente. (Sección 14.4) así como las soluciones propuestas para resolver las deficiencias sismorresistentes identificadas, y que fueron implementadas en este proyecto de ingeniería (Sección 14.5). La Figura 22.1 presenta fotos de la estructura existente.

El proyecto de adecuación consiste en el reforzamiento a flexo-compresión de las columnas con sus nuevas fundaciones con micro-pilotes inclinados y en la colocación de elementos de conexión entre los tableros contiguos para impedir el desplome de los mismos por insuficiencia de sus longitudes de apoyo. Las Figuras 22.2 a 22.6 presentan imágenes extraídas de los planos de ingeniería de detalle que muestran las soluciones implementadas en el proyecto de adecuación.

El diseño y evaluación estructural para los elementos de adecuación se realizó siguiendo los lineamientos de la Norma AASHTO 2002 para estructuras nuevas. Cada tramo de vía elevada fue modelado independientemente mediante el empleo del programa SAP2000 V14. Las acciones sísmicas se determinaron de acuerdo al Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas (FUNVISIS, 2009). Dada la importancia que tiene esta estructura como línea vital de tránsito, la misma fue clasificada según su importancia como estructura del Grupo A, a la cual corresponden aceleraciones de diseño asociadas a un Período Medio de Retorno de 975 años. Se utilizó métodos de análisis dinámico lineal del tipo multimodal espectral, incorporando factores de reducción R para considerar la ductilidad y sobrerresistencia de las estructuras. Para el diseño y evaluación a flexo-compresión de las columnas se consideró un factor de reducción de respuesta igual a 3.0. Para el caso de otras solicitaciones en las columnas y para el diseño y evaluación de otros elementos de la estructura se consideró los momentos plásticos amplificados por sobre-resistencia que se originan por la formación de rotulas plásticas en las columnas.

Los cocientes Demanda/Capacidad por flexo-compresión en columnas, antes y después de la adecuación sísmica se presentan en la Tabla 14.11. Se observa que todos los factores D/C después de la adecuación son menores a 1.0, por lo cual se garantiza la resistencia requerida de las columnas existentes luego de ejecutar la adecuación sismorresistente del presente proyecto.

a) Vista general de un tramo mostrando sus pilas de dos columnas cada una.



b) Detalle de los apoyos de los tableros sobre una pila, en las juntas de expansión.



Figura 22.1 Puente Tramo Elevado Valle-Coche, vista general y vista de los apoyos del tablero sobre una pila. Ver Capítulo 14.

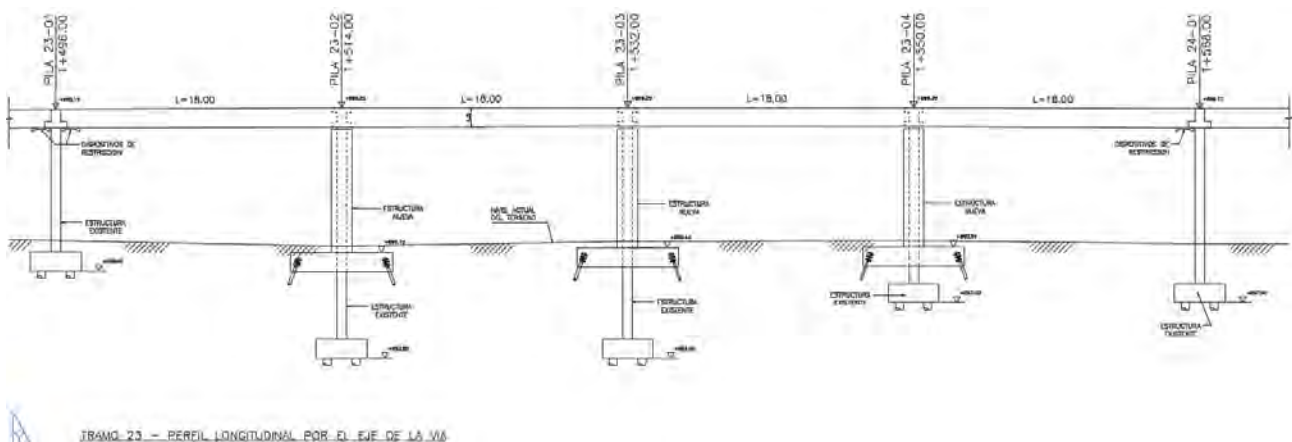


Imagen extraída de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo. La elevación longitudinal del Tramo 23 muestra la estructura original y la estructura de refuerzo constituida por columnas engrosadas y nuevos cabezales con micro-pilotes inclinados.

Figura 22.2

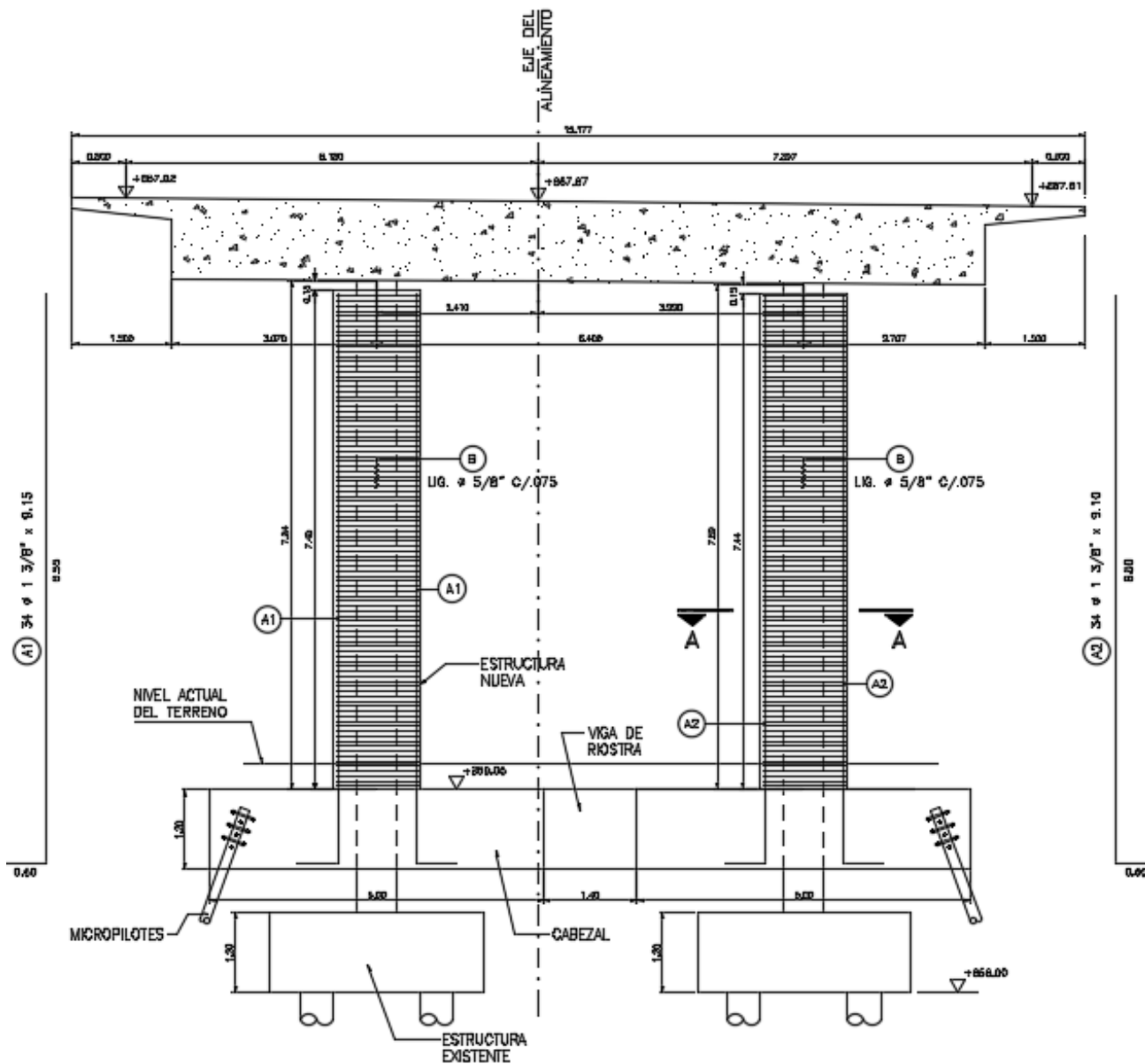


Imagen extraída de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo. Engrosamiento de las columnas y nuevas fundaciones. Elevación transversal de una pila con las columnas reforzadas y el cabezal con micro-pilotes inclinados

Figura 22.3

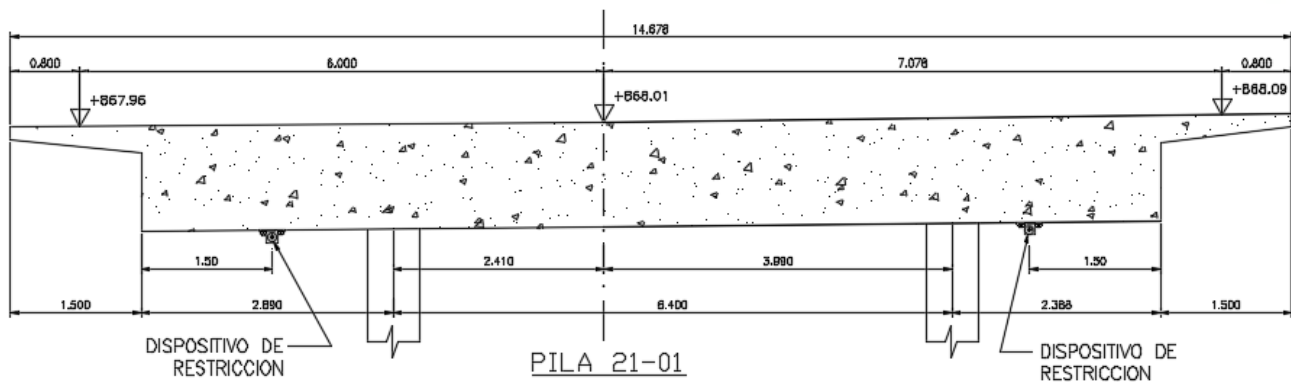


Imagen extraída de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo. Dispositivos para restringir el movimiento longitudinal de los tableros en los apoyos sobre las pilas. Elevación transversal de una pila mostrando ubicación de dispositivos.

Figura 22.4

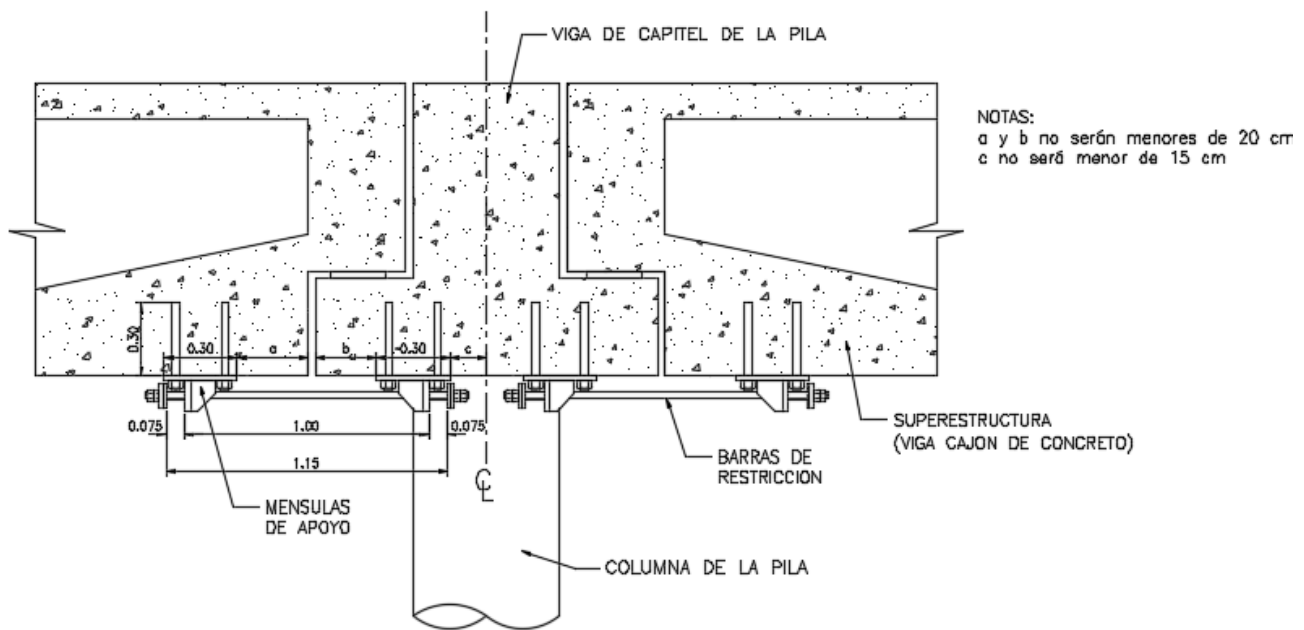
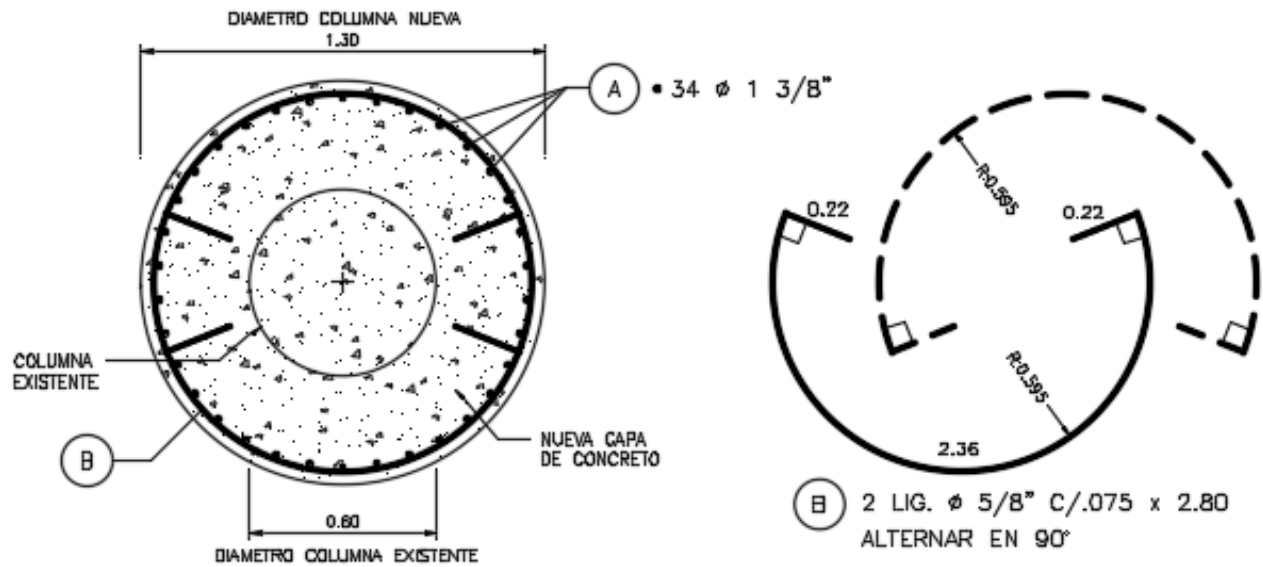


Imagen extraída de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo. Dispositivos para restringir el movimiento longitudinal de los tableros en los apoyos sobre las pilas. Detalles del dispositivo.

Figura 22.5



SECCION A-A – SECCION DE COLUMNA – REFUERZO

Imagen extraída de los planos de ingeniería de detalle del refuerzo. Engrosamiento de las columnas y nuevas fundaciones. Sección transversal de columna reforzada, mediante el engrosamiento de la existente.

Figura 22.6



PARTE E

Síntesis de Resultados y Conclusiones

Capítulo **23**

SÍNTESIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Oscar A. López y Gustavo Coronel D.

Se presentó una síntesis del crecimiento y expansión de la ciudad de Caracas, desde el primer mapa en la colonia de 1578 hasta su situación actual y se revisaron los terremotos que la han afectado a lo largo de su historia. Los principales resultados de los estudios presentados acerca del riesgo sísmico actual son los siguientes:

Riesgo integral de Caracas

Se definió una metodología para evaluar el riesgo sísmico integral de la ciudad, basada en la información del Censo nacional de población y vivienda del INE. Se determinaron indicadores de vulnerabilidad física-estructural, vulnerabilidad socio-económica y falta de resiliencia urbana, que junto con el indicador de la amenaza sísmica y la exposición permitió definir los indicadores y mapas de riesgo sísmico en las 32 parroquias del AMC, con un número estimado de 320.697 edificaciones. Las parroquias Filas de Mariche, Caucagüita, Coche, La Vega, Antímamo, Macarao y Caricuao son las de mayor vulnerabilidad física. Filas de Mariche, Macarao, Caucagüita y Antímamo son las más vulnerables socialmente, y El Junquito, Caucagüita, La Dolorita y 23 de Enero son las de menor resiliencia urbana. Petare y Sucre son las de mayor riesgo físico, pero Sucre y Petare (en ese orden), son las de mayor riesgo integral, influenciados por mayores niveles de exposición y por lo tanto mayor potencial de pérdidas, y serían las prioritarias de atender. Esta información permite tener una visión integral del problema y apoyar la toma de decisiones en gestión del riesgo. Ver Capítulo 1.

Vulnerabilidad y Priorización de Edificaciones

Se desarrolló un instrumento de recolección rápida de información básica, en físico o digitalmente (celulares inteligentes), que en un tiempo corto suministra imágenes digitales, esquemas estructurales e información de materiales, antigüedad y ocupación de la construcción. Esta información es luego procesada para determinar índices de vulnerabilidad y riesgo e índices de priorización que permitirán la toma de decisiones hacia la gestión del riesgo.

Se efectuaron un total de 3.232 inspecciones en Caracas, con énfasis en las construcciones de mayor antigüedad, discriminadas en edificios de vivienda y oficinas, viviendas populares, estaciones de bomberos y protección civil, instalaciones de salud y edificaciones patrimoniales, localizados en los cinco municipios del área metropolitana de Caracas. Se presentan resultados para las primeras 1.048 inspecciones, que en general son construcciones de gran antigüedad, de las cuales el 51% tienen un índice de vulnerabilidad igual o mayor al del Liceo Raymundo Martínez Centeno que colapsó en el

sismo de Cariaco de 1997 y un 14% tienen un índice mayor al del edificio Mijagual colapsado en el sismo de Caracas de 1967. Las viviendas populares poseen los mayores valores de vulnerabilidad. Ver Capítulo 2.

Centros de Salud

Se inspeccionaron 44 centros de salud en Caracas, 21 hospitales entre ellos, y se determinaron los índices de vulnerabilidad y riesgo, encontrándose que el 50% posee un riesgo alto o elevado. Un 27 % de las estructuras analizadas poseen una vulnerabilidad muy elevada, siendo el Hospital Oncológico Luis Razetti y el Ala Norte del Hospital José María Vargas los más vulnerables.

Se aplicó también la metodología OPS/OMS y se evaluaron algunos centros de salud desde el punto de vista estructural, no estructural, funcional y arquitectónico, observándose que la mayoría requiere la implementación de medidas en corto plazo para mejorar sus índices de seguridad ante eventos sísmicos. Se realizó la evaluación detallada del módulo de hospitalización norte (módulo 3) del Hospital J. M de los Ríos, encontrándose que la demanda excede la capacidad estructural para el sismo de diseño normativo. Un resultado similar se encontró para el Ala sur o módulo 1 del mismo hospital.

Finalmente, se realizó una evaluación de materiales, cálculo de índices de priorización y evaluación estructural sismorresistente de dos módulos del Hospital Simón Bolívar del Complejo Hospitalario El Algodonal, donde se observó que ambos poseen una vulnerabilidad estructural elevada por lo cual se desarrolló una propuesta de refuerzo sismorresistente. Ver Capítulos 12 y 19.

Edificaciones Educativas

Se identificaron un total de 65 edificaciones educativas de elevada vulnerabilidad en el AMC que pertenecen a los sistemas constructivos siguientes: Cajetón MOP MINDUR (31) que se asocia al Liceo derrumbado en Cariaco, Cajetón MINDUR ESPECIAL (6), Variel (2), Antiguo II (2), Módulo Base (17), Sistema R (3) y Educativas Especiales (4).

Se realizaron inspecciones físicas y virtuales en 39 de estos edificios, y se aplicó la metodología de asignación de índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización, encontrándose que 10 tienen una vulnerabilidad Muy Elevada, 28 tienen Elevada y 1 tiene vulnerabilidad Media Alta. Un total de 29 edificaciones tienen una vulnerabilidad comprendida en el rango de los edificios derrumbados en sismos pasados (Caracas 1967 y Cariaco 1997). Se ordenaron los planteles en función del índice de priorización, el cual recoge información de amenaza, vulnerabilidad, y población escolar, lo que facilita la toma de decisiones para la gestión del riesgo y la rehabilitación integral (reforzamiento estructural y reparación general) de los edificios en Caracas.

Se recomienda completar el estudio detallado y el refuerzo estructural de los edificios educativos más vulnerables, de acuerdo al ordenamiento aquí indicado. Algunas edificaciones educativas ya poseen la ingeniería conceptual del proyecto de refuerzo estructural. Esto debe ser parte del reimpulso del "Plan Nacional de Prevención ante Amenaza Sísmica para Edificaciones Educativas", promovido por FEDE, que debe ser sostenible en el tiempo para lograr una efectiva reducción del riesgo. Ver Capítulo 6. Dos proyectos de refuerzo se resumen en los Capítulos 20 y 21.

Edificios Patrimoniales

Partiendo de la información suministrada por el Catálogo del Patrimonio Cultural Venezolano (IPC), se generó una base de datos de 1.311 edificaciones, para las cuales se levantó información referente a: nombre del inmueble, coordenadas geográficas, uso, año de construcción, materiales, número de pisos, sistema estructural, descripción arquitectónica y dirección de ubicación.

Se realizó la evaluación preliminar de un grupo de cincuenta (50) edificaciones a través de cinco (5) metodologías simplificadas y posteriormente se seleccionaron tres (3) construcciones para realizar las evaluaciones detalladas: 1) Casa de Campo "Antonio Guzmán Blanco", 2) Villa "Santa Inés" y 3) Casa Amarilla "Antonio José de Sucre". Se desarrolló una metodología que permitió la obtención de curvas de fragilidad sísmica como medida de su vulnerabilidad.

Se describieron tres (3) escenarios sísmicos que afectarían a Caracas y se determinó el daño medio esperado en cada caso. Por último, se describieron cinco (5) técnicas de reforzamiento estructural aplicables a los casos de estudio para mejorar su desempeño sismorresistente, estableciendo el "Friso Armado" como técnica recomendada y respetando el carácter patrimonial de las obras. Finalmente, se determinaron y compararon los niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico de los tres (3) casos de estudio, antes y después de aplicar la intervención estructural. Ver Capítulo 11.

Edificios de Bomberos y Protección Civil

Se desarrolló un inventario de todas las edificaciones de primera asistencia en el área metropolitana de Caracas, atendiendo a sus características sismorresistentes, que consta de 26 estaciones de bomberos y 7 sedes de protección civil, conformándose una base de datos donde se localizan geográficamente mediante sistemas de información.

Se realizaron inspecciones a todas estas edificaciones para obtener información básica, que ha permitido asignar índices de amenaza, vulnerabilidad y riesgo. Se identificaron dos estaciones de bomberos de mayor riesgo y se estudiaron detalladamente, ubicadas en El Valle y Caricuao. Se levantaron planos estructurales y generados videos, incluyendo estudios de calidad de materiales para una de ellas. Se procedió al análisis de la respuesta sísmica de las edificaciones seleccionadas, mediante métodos estáticos no lineales, desarrollando curvas de fragilidad y vulnerabilidad con el propósito determinar daños para escenarios sísmicos establecidos.

Se proponen recomendaciones para la adecuación y el reforzamiento estructural a fin de reducir el riesgo hasta valores similares a los de nuevas edificaciones. Ver Capítulo 13.

Edificios de Vivienda con Pórticos de Concreto Armado

Se identificaron y desarrollaron inventarios de edificios de vivienda, de alta vulnerabilidad sísmica, de carácter repetitivo, construidos por el Banco Obrero y el INAVI en las décadas de 1950 a 1990. Se estima que un 25 % del total de edificaciones del área metropolitana corresponden a casas o edificios residenciales con la tipología de pórticos de concreto armado, con o sin paredes de relleno. Se inspeccionaron 617 edificaciones de uso residencial u oficina, resultando que 38,2% presentan un índice de vulnerabilidad superior al del Liceo Raimundo Martínez Centeno colapsado en Cariaco

(1997) y un 2,6% superaron el índice de vulnerabilidad asociado al edificio Mijagual derrumbado en el terremoto de Caracas (1967). Se realizó un estudio detallado del tipo de edificio 6M8-66 construido por el INAVI en las décadas 1960-1980, utilizando métodos de respuesta no lineal y curvas de fragilidad, encontrándose una pérdida media esperada de 31% para estos edificios localizados en Caricuao, Ruiz Pineda y Coche, ante la acción del diseño normativo. Se desarrolló la ingeniería de detalle y los planos de construcción del refuerzo de un edificio del Tipo 6M8-66 así como del tipo IM5-66. Se recomienda el reforzamiento estructural de estos edificios. Ver Capítulos 8, 15 y 16.

Edificios de Vivienda con Muros de Concreto Armado del Tipo Túnel

Se investigó el desempeño sismorresistente de edificios de muros de concreto armado, del tipo túnel. Se elaboró un inventario que identificó un total de 9.090 edificios que poseen muros en una sola dirección, sin muros en la dirección ortogonal, la gran mayoría ubicados en la región de Guarenas-Guatire. Se estudió en detalle un edificio típico de 4 pisos, incluyendo la medición en campo de sus propiedades dinámicas. Se hicieron análisis no lineales y se determinaron curvas de fragilidad, encontrándose una probabilidad de 50% de alcanzar el daño completo del edificio localizado en un suelo de depósitos somero, para la ocurrencia del sismo de diseño normativo. Se desarrolló la ingeniería de detalle y los planos de construcción del refuerzo del edificio. Ver Capítulos 9 y 17.

Viviendas Populares

Se inspeccionaron 626 viviendas populares en 15 barrios de la Gran Caracas, se identificaron las tipologías constructivas predominantes y se determinaron sus índices de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Se estimaron un total de 224.323 edificaciones populares en Caracas que representan un 69,9% del total de edificaciones de la ciudad, de las cuales un 75,6% resultan ser estructuras con sistemas mixtos de pórticos y mampostería, predominantemente con bloques de arcilla, de baja calidad constructiva. Predominan las alturas de 1 o 2 pisos, pero un 33,8% tienen 3 o más pisos. Un 93% están sobre roca o en colinas de roca meteorizada, un 6% están sobre suelos de profundidad somera y un 1% sobre suelos profundos. En una eventual repetición en Caracas del evento sísmico de 1967, un 2% (3.433 edificaciones) de las 169.576 edificaciones populares (tipología mixta) alcanzarían el daño completo con un estimado de 6.482 víctimas fatales y una pérdida del 6% del valor económico de las viviendas. Las viviendas más afectadas serían las de 3 a 5 pisos localizadas en suelos suaves profundos.

Se recomienda el desarrollo de programas de evaluación detallada y reforzamiento estructural progresivo de viviendas populares y sustitución de las más vulnerables. Ver Capítulos 5, 10 y 18.

Puentes y Tramos Elevados

Se desarrolló un método de evaluación sísmica de puentes para determinar índices de vulnerabilidad con base a inspecciones de corta duración. El método fue calibrado con base al desempeño observado en puentes dañados por terremotos en otros países. Se inspeccionaron 70 puentes ubicados en las autopistas y principales avenidas de la ciudad, encontrándose que un 41,4%

presentan vulnerabilidad sísmica alta, similar a la de puentes derrumbados en sismos pasados, lo cual requiere de acciones para adecuarlos sísmicamente.

Se determinaron las curvas de pérdidas esperadas en los 70 puentes dada la ocurrencia de sismos futuros. Se evaluó en detalle el Puente Tramo Elevado UCV de la Autopista Valle-Coche (Distribuidor El Pulpo) bajo la acción de los movimientos sísmicos normativos, mediante métodos probabilísticos de análisis no lineal. Para el sismo de diseño con retorno de 1.000 años, se tienen una probabilidad del 80% de alcanzar el daño completo y una pérdida esperada de 85%. Se desarrolló un proyecto de adecuación sísmica el cual consiste en el reforzamiento de las columnas y en la adición de elementos de conexión entre los tableros contiguos que impiden el desplome de los mismos por insuficiencia de sus longitudes de apoyo. La evaluación del puente una vez adecuado pone de manifiesto el aumento en la confiabilidad sísmica hasta niveles similares a los de nuevos puentes diseñados con las normas vigentes. Ver Capítulos 14 y 22.

Proyectos Piloto de Refuerzo Sismorresistente

Se presentan ocho (8) proyectos piloto de refuerzo sismorresistente, incluyendo los planos de construcción. Ellos son, tres (3) edificios de vivienda de carácter repetitivo en Caricuao, El Valle y Guarenas, una (1) vivienda popular en el Barrio Telares de Palo Grande, dos (2) edificios escolares en la Parroquia El Recreo, un (1) módulo de salud en El Algodonal y un (1) puente de cuatro tramos en la rampa UCV del viaducto Valle-Coche. Ver Capítulos 15 a 22.

Formación de Talento Humano

Todas las actividades se ejecutaron con la participación de estudiantes de pregrado y de postgrado que obtuvieron sus grados académicos con los resultados de la investigación. Los nombres de los estudiantes se citan en cada Capítulo en la Sección de Participantes. Se formó talento humano a través de 1 tesis doctoral, 5 tesis de maestría, 17 trabajos de grado de ingeniería civil que involucró a 25 estudiantes, 16 pasantías y 32 servicios comunitarios, de la UCV y la UNEFA, en la temática de la ingeniería sísmica, la inspección de edificaciones y el contacto y las relaciones con las comunidades del barrio y de las urbanizaciones.

Usuarios y/o beneficiarios del proyecto

Los usuarios y beneficiarios de estas investigaciones son: 1) La población de la ciudad de Caracas que se beneficia a mediano plazo con la reducción de los riesgos sísmicos; 2) Las comunidades de los proyectos piloto de reforzamiento sísmico que conocen acerca de las estrategias para la reducción del riesgo en sus espacios; 3) Las alcaldías de área metropolitana que disponen de información sobre la vulnerabilidad y el riesgo de las construcciones localizadas en sus municipios; 4) Los ministerios involucrados (salud, transporte, vivienda y hábitat, planificación, cultura) que disponen de información para la reducción del riesgo en construcciones adscritas a ellos; 5) Las oficinas de Protección Civil que disponen de herramientas para la toma de decisiones sobre la gestión y reducción del riesgo.



AUTORES



Ascanio, William

Ingeniero Civil, Universidad Central de Venezuela. Ingeniero Investigador del departamento de Ing. Sísmica de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Docente activo desde 1997 en la Unidad Educativa para Adultos General Eleuterio López.



Coronel D., Gustavo

Ingeniero Civil con Maestría en Ing. Sismorresistente. Profesor del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Facultad de Ingeniería de la UCV. Fue Asesor de FUNVISIS, CENVIH y otras organizaciones. Fundador de Estructuras Resilientes @EsReIngeniería.



De Gouveia, Gilberto

Ing. Civil (UDO, 2005), M.Sc. Ing. Estructural (UCV, 2015), Cert. Postgrado Ing. de Puentes (Universidad De Surrey, 2019), Ingeniero registrado en el Reino Unido (AIStructE/CEng, 2023). Actualmente trabaja como Ing. Ppal. (Puentes) para la empresa Arcadis en el Reino Unido.



Fernández, Norberto

Ing. Civil, M. Sc., Prof. del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME de la UCV. Ing. Especialista en el área de Ingeniería Sismorresistente, materiales y patología de estructuras. Evaluación de estructuras existentes y desarrollo de Proyectos de Ingeniería y/o Reforzamiento.



Fierro Rueda, Félix José

Ingeniero Civil, Universidad Central de Venezuela (2018). Trabajó en el departamento de Ingeniería Sísmica de FUNVISIS en el área de evaluación del riesgo sísmico y vulnerabilidad estructural. Actualmente, desarrolla estudios de postgrado en Ingeniería Estructural.



González García, Jorge

Ingeniero Civil, Maestría en Ingeniería Estructural, UCV. Investigador en las áreas de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico. Autor y co-autor de numerosos trabajos de investigación.



González Betancourt, Rafael

Arquitecto de la FAU-UCV, Diseño de +300 proyectos de Edif. Educ., Jefe Div. Arq. (e) y Grte. Proyectos (e) de FEDE, Coord. Área de Gestión de Riesgos, Jubilado de FEDE con 35 años de servicio, actualmente Asesor Técnico en el Departamento de Ingeniería Sísmica de FUNVISIS.



Guerrero Cignarella, Alejandra

Egresada de Ingeniero Civil en la UCV en 2011, en 2018 obtiene título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente y actualmente cursa el Doctorado Individualizado en Ciencias de la Ingeniería.



Hernández, Eliud

Ing. Civil con estudios de Postgrado en Ing. Sismorresistente (UCV). Máster en Estructuras Metálicas y Mixtas en la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Prof. Investigador Dr(c) en el Dep. de Resistencia de Materiales y Est. a la Ingeniería (UPC). Director de INESA TECH.



Jácome, José

Ingeniero Estructural con Maestría en estructuras sismorresistentes. Ha trabajado durante 40 años en investigación, consultoría para el análisis y diseño de estructuras especiales y sismorresistentes, interpretación normativa y cálculo estructural.



López, Oscar A.

Ingeniero Civil (UCV), M.Sc. y Ph.D. de la Universidad de Berkeley, California. Profesor-investigador, IMME, Facultad de Ingeniería, UCV y Asesor de FUNVISIS. Es Individuo de Número de la Academia de Ingeniería y El Hábitat de Venezuela.



Lozada, María Del Mar

Ingeniero Civil, egresada de la Universidad Central de Venezuela. Investigadora en el departamento de Ingeniería Sísmica FUNVISIS (2012-2014).



Marinilli, Angelo

Ing. Civil (UCAB, 1990). M.Sc. Ing. Civil (USB, 1994). Dr. Ing. Estruct. (UCV, 2005). Profesor Titular IMME-FIUCV, Jefe de División 2002-2010 y Director 2014-2022. Profesor Titular Facultad de Ingeniería UCAB. Consultor en ingeniería estructural y sismorresistente.



Nieto Febres, José Juan

Ing. Civil (UCAB), cursó M.Sc. Ing. Estructural (USB), acreditado como Ing. de Caminos, Canales y Puertos en España. Socio fundador de PSN Ingeniería S.C. desarrollando múltiples proyectos estructurales, incluyendo obras hidráulicas, de metro y ferrocarril en Venezuela.



Olbrich Betancourt, Florian Marcel

Nació en San Cristóbal, Edo. Táchira, Venezuela, el 19/07/1988. Es Ingeniero Civil de la UCV con Maestría en Ingeniería Sismorresistente. Fue Investigador en FUNVISIS entre 2010-2014 y actualmente se dedica a la construcción de túneles y obras de infraestructura por el mundo.



Páez Hernández, Valentina

Tarbesiana, Ingeniera civil y M.Sc. Ingeniería Sismorresistente, UCV. Cargos de gerencia en inspección, control, gestión y estudios especiales, suscripción (seguros) y factibilidad de proyectos. Actualmente, vulnerabilidad estructural, inspección y desarrollo territorial.



Raven García, Elizabeth Coromoto

Arquitecta, UCV con estudios de M.Sc. en Ingeniería de Sistemas (sin tesis), USB, así como cursos y amplia experiencia en Diseño Gráfico y Edición de Publicaciones. Profesora Jubilada de la UNETRANS. Cargos de gerencia en Educación Universitaria. Actualmente, diseñando y editando publicaciones.



Rengel Strafella, José Gregorio

Ing. civil UCV, M.Sc, Prof. del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME de la UCV. Ingeniero especialista en gestión de riesgos. Actualmente, es inspector de la comisión presidencial en la rehabilitación de la UCV y desarrolla proyectos de hábitat sostenible.



Rodríguez M., Denis

Nació en Tacarigua, Edo. Nueva Esparta, el 25/04/1949. Ingeniero Civil y Postgrado en la UCV. Ha trabajado en cálculo de estructuras e inspección de edificaciones de concreto armado, y ha sido profesor de la Universidad Metropolitana y la UCAB, en pre y postgrado, respectivamente.



Romme J. Rojas G.

Ingeniero Civil, UCV. Candidato de la Maestría en Ingeniería Sismorresistente, UCV. Investigador en el Dpto. de Ingeniería Sísmica, Funvisis 2011-2018. Proyectista, Consultor e Inspector de proyectos y obras como Director General de Estructuras Resilientes.



Tenreiro Picón, Esteban Gabriel

Ingeniero Civil mención Estructuras UCV 1.988, Especialista en Diseño y Cálculo de estructuras. Director de Norte Obras Civiles C.A. empresa dedicada al diseño, inspección, promoción y gerencia de la construcción. Profesor de las Facultades de Arquitectura y de Ingeniería UCV.



Urich, Alfredo

Ingeniero Civil (UCAB) y MSc. Ingeniería Sismorresistente (UCV). Director de B.R.S. Ingenieros, C.A., empresa especializada en patología de estructuras. Profesor UCAB. Miembro de la junta directiva de ALCONPAT-Ve y miembro del EERI.



Zeoli Sciarra, Grecia S.

Ingeniero civil egresada de la Universidad Central de Venezuela en 2011, Investigadora en el departamento de Ingeniería Sísmica FUNVISIS (2012-2014).



Oscar Andrés López **Editor**

Ingeniero Civil, Universidad Central de Venezuela. M.Sc. y Ph.D. en Dinámica Estructural e Ingeniería Sismo-resistente de la Universidad de California en Berkeley en Estados Unidos. Profesor e investigador en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela y Asesor de FUNVISIS. Fue Coordinador del grupo de trabajo que desarrolló la norma de Venezuela (2019) para construcciones sismo-resistentes. Ha obtenido en cuatro oportunidades el premio nacional al mejor trabajo científico en investigación tecnológica. Es Individuo de Número de la Academia de Ingeniería y El Hábitat de Venezuela (Sillón XXXV). Es autor o coautor en 14 Capítulos de este Libro.



Gustavo Coronel Delgado **Editor**

Ingeniero Civil, M. Sc. en Ingeniería Sismorresistente y Candidato Doctoral de la Universidad Central de Venezuela (UCV). Diplomado en Tecnología para la Construcción Sismorresistente del Instituto Internacional de Sismología e Ingeniería Sísmica del Building Research Institute (BRI) en Japón. Profesor e Investigador del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería de la UCV y Coordinador del Centro de Ingeniería Sísmica. Ha sido Asesor de FUNVISIS y otras instituciones. Miembro del Comité Técnico de Normalización CT3 "Construcción", del Subcomité SC2 "Estructuras" y del Grupo de Trabajo que desarrolló la norma de Venezuela (2019). Fundador de la empresa Estructuras Resilientes @EsReIngenieria. Es autor o coautor en 7 Capítulos de este Libro.