Boletín de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. ISSN 1317-6781 https://n2t.net/ark:/42414/banih/722026/181
Caracas, Nº 72. Edición especial octubre 2026: 275 – 328

EL TERREMOTO DE LA GUAIRA DEL 24 DE JUNIO DE 2026

Oscar A. LÓPEZ, Francisco GARCÉS, José G. RENGEL, Valentina PÁEZ, Romme ROJAS, Ángelo MARINILLI, Norberto FERNÁNDEZ, Ronald TORRES, Eduardo NÚÑEZ, Gustavo CORONEL D., Duilio MARCIAL, Luis HERNÁNDEZ, Trino BALOA, Anny VILLEGAS, Rafael GONZÁLEZ, Marianela LAFUENTE, Ahmad IDREES, Ramón MATA, William ASCANIO, Humberto RENGEL, Alejandro HERRERA

Comité Técnico Asesor del Terremoto de la
Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras

RESUMEN

El terremoto de La Guaira del 24 de junio de 2026 provocó gran destrucción en Venezuela, principalmente en el Estado La Guaira. El movimiento fue registrado en la capital y su severidad fue menor que la contemplada en la norma COVENIN 1756, pero no fue registrado en La Guaira donde ocurrieron pulsos de gran amplitud que excedieron lo contemplado en la Norma. Se desarrolló la plataforma digital HABITABLE para centralizar la recopilación de datos de las inspecciones. La inspección de 63.070 edificaciones en el país indica que un 18 % tuvieron daño severo y no pueden ser habitadas (Etiqueta Roja). Los daños se concentraron en el Estado La Guaira por estar sus poblaciones más cercanas a la falla, con 5.490 edificaciones con Etiquetas Rojas de un total de 17.264 edificaciones evaluadas. Mayores daños se observaron en zonas con mayores espesores de sedimentos y con efectos topográficos. Se observó menos daño en las construcciones en la base de las montañas. Se evaluaron 660 viviendas populares en el sector Playa Verde, calificando a un 30% con Etiqueta Roja o con colapso. Las edificaciones de pórticos de concreto reforzado resultaron ser muy flexibles, lo que condujo a numerosos colapsos y al derrumbe de paredes de mampostería de relleno que causaron muchas víctimas. Las edificaciones con muros de concreto reforzado presentaron, en general, un mejor desempeño. Se describen los colapsos observados en varias torres de los edificios OPPPE y en edificaciones de 4 niveles del sistema SUMMA. Se muestran los daños observados en edificaciones patrimoniales, centros de salud y en edificios educativos. Se presentan los cuatro manuales de lineamientos técnicos desarrollados para la estabilización mediante apuntalamiento, restitución de mampostería y reparación de elementos de concreto reforzado. Finalmente se resumen lineamientos en consideración para el desarrollo de una norma de emergencia para construcciones en el Estado La Guaira.

ABSTRACT

The La Guaira earthquake of June 24, 2026

The La Guaira earthquake of June 24, 2026, caused widespread destruction in Venezuela, primarily in La Guaira State. Ground shaking was recorded in the capital—where the severity was lower than the levels anticipated by the COVENIN 1756 standard—but was not recorded in La Guaira, where high-amplitude pulses occurred that exceeded what was stipulated in the Standard. The digital platform HABITABLE was developed to centralize the collection of inspection data. Inspections of 64,681 buildings revealed that 18.3% sustained severe damage and were uninhabitable (Red Tag). Damage was concentrated in La Guaira State, as its population centers were closest to the fault; 31.8% of the 17,704 buildings evaluated there received Red Tags. Greater damage was observed in areas with thicker sediment deposits and topographic amplification effects. Less damage was observed in structures located at the base of the mountains. A total of 660 low-income housing units in the Playa Verde sector were evaluated, with 30% classified as Red Tag or collapsed. Reinforced concrete frame buildings proved to be very flexible, leading to numerous collapses and the failure of masonry infill walls, which caused many casualties. Buildings with reinforced concrete shear walls generally exhibited better performance. The report describes collapses observed in several towers of the OPPPE housing complexes and in four-story buildings of the SUMMA system. Damage observed in heritage buildings, healthcare facilities, and educational buildings is also presented. Four technical guideline manuals developed for stabilization via shoring, masonry restoration, and reinforced concrete element repair are introduced. Finally, the report summarizes guidelines currently under consideration for the development of an emergency building standard for La Guaira State.

Palabras clave: Terremoto de La Guaira, inspección post-sísmica, daños estructurales y no estructurales, efectos de campo cercano, norma de emergencia.
Keywords: La Guaira earthquake, post-earthquake inspection, structural and non-structural damage, near-field effects, Emergency standard.

1. INTRODUCCIÓN

El Terremoto de La Guaira del 24 de junio de 2026 cambia la historia sísmica del país entre un antes y un después del evento. Hacía más de un siglo, desde hace 126 años, que el país no registraba un terremoto de ese tamaño, de magnitud mayor a siete, siendo el último el ocurrido en 1900 con magnitud de 7,7 y epicentro frente a las costas del Estado La Guaira, pero lo suficientemente lejos para no causar una catástrofe como la de este evento. La ausencia de grandes terremotos se ha traducido con el tiempo en una limitada cultura sismorresistente, a todos los niveles, tanto de la población como de las autoridades locales, regionales y nacionales, que se manifiesta, por ejemplo, en no reforzar edificaciones antiguas, principalmente escuelas y hospitales, aun cuando el medio académico ha estado clamando durante años por esa acción de protección contra terremotos. Este evento debe impulsar mejoras sustantivas en nuestra cultura sismorresistente.

El objetivo de este artículo es presentar resultados preliminares de los trabajos de campo e investigaciones efectuadas en estos tres primeros meses después de ocurrido el evento, desarrollados por profesores, ingenieros y estudiantes de postgrado que forman parte del Comité Técnico Asesor del Terremoto, bajo el impulso de la Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras que preside el Profesor Francisco Garcés.

2. EL TERREMOTO DEL 24 DE JUNIO DE 2026

El terremoto del 24 de junio de 2026 tuvo dos sub-eventos separados en un tiempo de 30 segundos, el primero con Magnitud M_W de 7,2 localizado entre Morón y San Felipe y el segundo con magnitud 7,5 frente a la costa de La Guaira (Figura 2.1). Pero en todo caso, según el USGS (2026), fue una ruptura continua viajando del oeste hacia el este, generando un plano de ruptura de una longitud total aproximada de 260 km y un ancho de aproximadamente 35 km, con una inclinación del plano con respecto al plano horizontal (buzamiento) de 78°. El plano de ruptura se divide en dos segmentos, el primero corresponde al sub-evento en la Falla de Boconó hacia el oeste y el segundo segmento al sub-evento en la Falla de San Sebastián en el centro y en el este (Figura 2.1), que constituyen la frontera entre las placas del Caribe y de Suramérica. La ruptura tomó cerca de 70 segundos en recorrer el plano de falla de oeste a este. Fue una ruptura transcurrente (deslizamiento de rumbo), el foco de cada sub-evento estaba a unos 10 km de profundidad. El desplazamiento tectónico es variable a lo largo de la falla con un máximo de 1,8 metros (USGS, 2026). Las poblaciones del Estado La Guaira están localizadas al lado y arriba del plano de ruptura que se muestra en la Figura 2.1, en lo que se denomina el campo cercano, por lo que fueron sujetas a los mayores movimientos vibratorios del terreno.

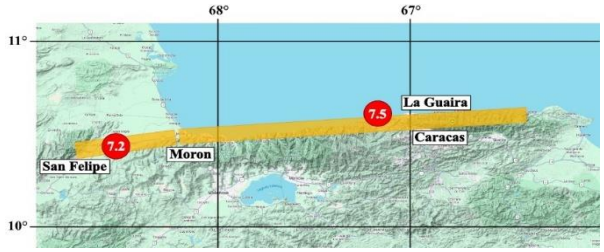


Figura 2.1 *Dimensiones (proyección horizontal) del plano de ruptura con sus dos segmentos, y ubicación de los epicentros de los dos sub-eventos de magnitud 7,2 y 7,5. Adaptado del USGS (2026).*

3. MOVIMIENTO SÍSMICO

3.1. Movimiento del terreno, acelerogramas

Se obtuvieron registros de aceleraciones en Caracas. En la Tabla 3.1 se describen las cuatro estaciones de FUNVISIS que registraron el ter---remoto en el área metropolitana de Caracas, dos de ellas estaban sobre roca y las otras dos sobre depósitos de sedimentos (Ascanio y otros, 2026). Los parámetros de sitio provienen de Schmitz (2009) y Flores (2006). La condición topográfica es la definida en la Norma COVENN 1756-1:2019. La distancia de las estaciones a la ruptura tectónica (Falla de San Sebastián) se muestran en la Tabla 3.1 y varían entre 11 y 17 km. La Figura 3.1 muestra los acelerogramas registrados en las cuatro estaciones, en las direcciones Vertical (V), Norte-Sur (N-S) y Este-Oeste (E-O). En la parte inferior de la figura se destaca la condición local y la distancia a la falla de San Sebastián. En la Figura 3.2 se muestra la ubicación de las estaciones sobre el mapa de microzonificación de Caracas. El procesamiento digital de los registros incluyó corrección de línea base mediante ajuste lineal/polinómico y filtrado digital pasabanda con frecuencias de corte inferior de 0,1 Hz y superior de 45 Hz. Los equipos están configurados para una frecuencia de 200 muestras por segundo. En la Tabla 3.2 se muestran los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento para cada estación y en cada dirección. De las Tablas 3.1 y 3.2 y de la Figura 3.1 se puede destacar lo siguiente:

1) La mayor aceleración horizontal es de 0,24 g obtenida en roca en la Estación Caracas. En las dos estaciones sobre sedimentos (Escuela de Enfermería e Inparques) se tiene una aceleración algo menor, pero debe destacarse que ésta es la aceleración asociada a un período cercano a cero (edificios bajos) y que la aceleración de períodos mayores (edificios altos) muestra la amplificación en los sedimentos (Figura 3.4). Por ejemplo, la aceleración espectral de período 1 s se amplifica desde un valor de 0,20 g en roca en la Estación Caracas (Figura 3.3, componente N-S) hasta 0,24 g en los sedimentos de la Escuela de Enfermería (Figura 3.4, componente N-S), a pesar de estar ésta más alejadas de la fuente sismogénica (Tabla 3.1). En El Llanito que está sobre roca, esta aceleración de 1 s es de solo 0,06 g.

Tabla 3.1. *Estaciones que registraron el sismo del 24/06/2026 en el área metropolitana de Caracas.*

Estación	Suelo y Profundidad	Vs30	Condición topográfica	Distancia a la Falla (km)
Caracas	Roca	≈ 800 m/s	Moderada	11,39
Escuela de Enfermería UCV	Sedimentos H > 220 m	≈ 400 m/s	Leve	13,33
Inparques	Sedimentos 120 < H < 220 m	≈ 311 m/s	Leve	14,89
El Llanito	Roca	≈ 800 m/s	Leve	17,33

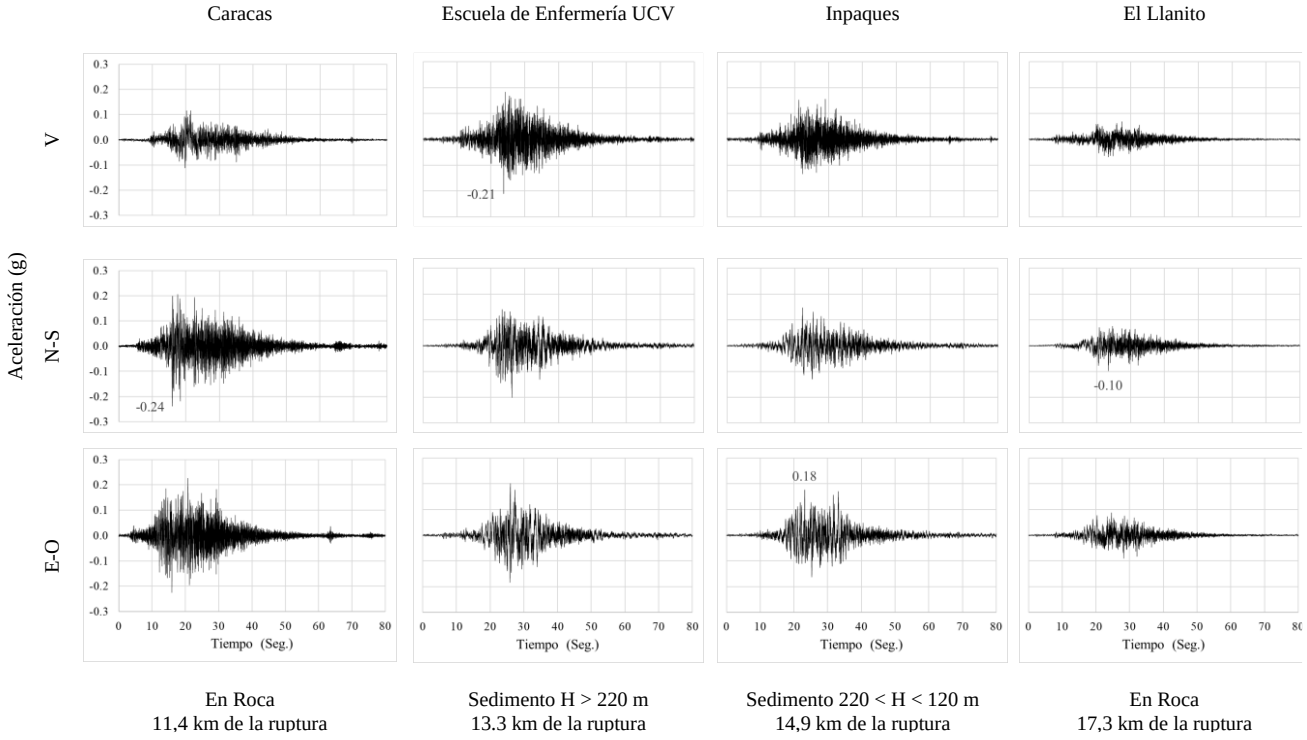


Figura 3.1. *Acelerogramas registrados por las estaciones ubicadas en Caracas.*

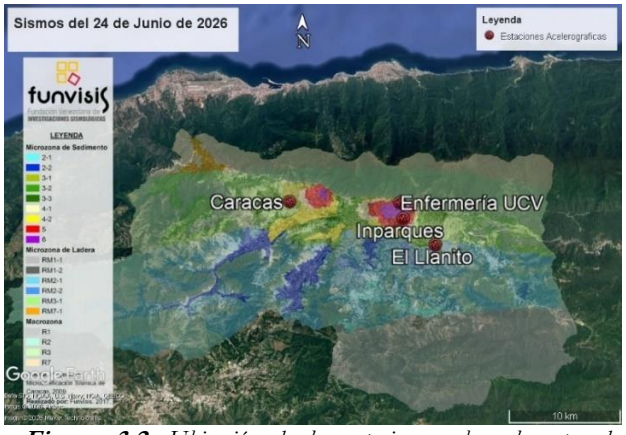


Figura 3.2. *Ubicación de las estaciones sobre el mapa de microzonificación de Caracas.*

Tabla 3.2. *Valores máximos de aceleración (a), velocidad (v) y desplazamiento (d) en cada Estación.*

Estación	Dirección	a (g)	v (cm/s)	d (cm)
Caracas	V	0,12	31	30
	N-S	0,24	18	17
	E-O	0,23	18	13
Escuela de Enfermería UCV	V	0,21	24	14
	N-S	0,20	20	14
	E-O	0,20	29	23
Inparques	V	0,16	17	15
	N-S	0,15	17	15
	E-O	0,18	24	20
El Llanito	V	0,069	15	16
	N-S	0,098	16	15
	E-O	0,090	20	16

2) El efecto de la distancia a la ruptura (Falla de San Sebastián) se aprecia al comparar las dos estaciones en roca; en El Llanito a 17,3 km de distancia, la media de las dos aceleraciones horizontales máximas es 0,094 g mientras que en Caracas a 11,4 km la media es 0,235 g. Es decir, un aumento de 1,5 veces en la distancia ocasiona una reducción de 2,5 veces en la aceleración en roca. Sin embargo, debe tenerse presente que también hay otra diferencia, Caracas está sobre una condición topográfica moderada que pudiera aumentar la aceleración, mientras que El Llanito está en una condición topográfica leve.

3) Las direcciones N-S y E-O experimentaron en término medio aceleraciones máximas similares; promediando las 4 estaciones se tiene prácticamente 0,17 g para ambas direcciones. Esto contrasta con el sismo de 1967 en donde se acepta que la aceleración N-S fue considerablemente mayor que la E-O (Guerrero y López, 2021).

4) Nótese que la dirección N-S se puede asimilar a la dirección normal a la falla y E-O a la paralela a la falla de San Sebastián. En el Estado La Guaira se acepta que el movimiento normal a la falla fue considerablemente mayor que el paralelo a la falla por estar muy cerca de la misma (Bustos y otros, 2026).

5) La aceleración vertical fue significativa; el promedio para las 4 estaciones es 0,14 g el cual es un 81% de la aceleración horizontal promedio. Más aun, en la Escuela de Enfermería, la aceleración vertical fue ligeramente mayor a la horizontal (Figura 3.1).

3.2. Espectros de respuesta y comparación con la Norma

Los espectros de respuesta elástica de las componentes horizontales de los registros de la Estación Caracas (roca) para un amortiguamiento del 5% se comparan en la Figura 3.3 con lo especificado en la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, para un período de retorno de 475 años. A esa estación le corresponde una condición de sitio BC (roca blanda) con una V_{S30} = 800 m/s y una condición topográfica moderada. Se aprecia que el evento sísmico generó una demanda comparable a lo especificado en la Norma para períodos entre 0,3 s y 1 s en la componente N-S, pero algo más pequeña para períodos más cortos con ciertas excepciones. La demanda en dirección E-O se mantiene en general por debajo de lo especificado en la norma.

Una situación algo diferente se aprecia al comparar con la Norma los espectros de respuesta elástica de los registros de la Estación Escuela de Enfermería UCV que está sobre sedimentos profundos (Tabla 3.1) y condición topográfica leve. En la Figura 3.4 se aprecia que la demanda está por debajo de lo especificado por la Norma para períodos menores a 1,2 segundos.

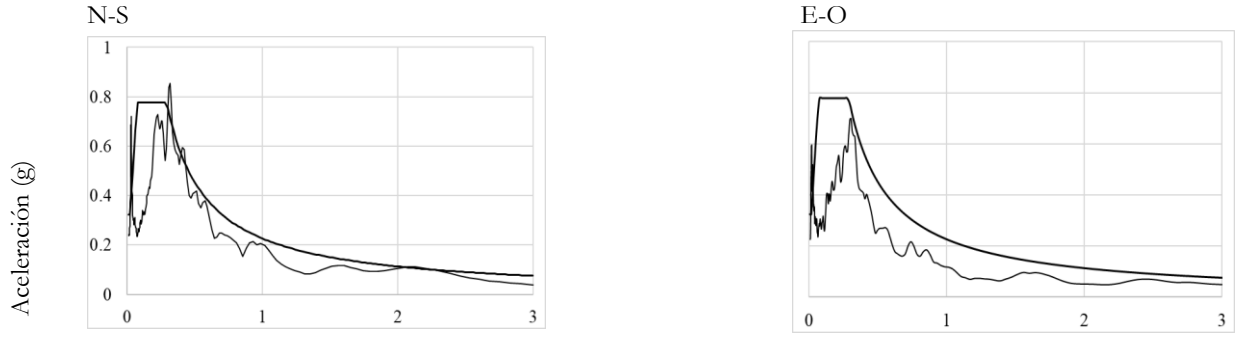


Figura 3.3. *Comparación de espectros de respuesta de la Estación Caracas y de la Norma COVENIN 1756-1:2019, de las componentes horizontales del sismo del 24/06/2026.*

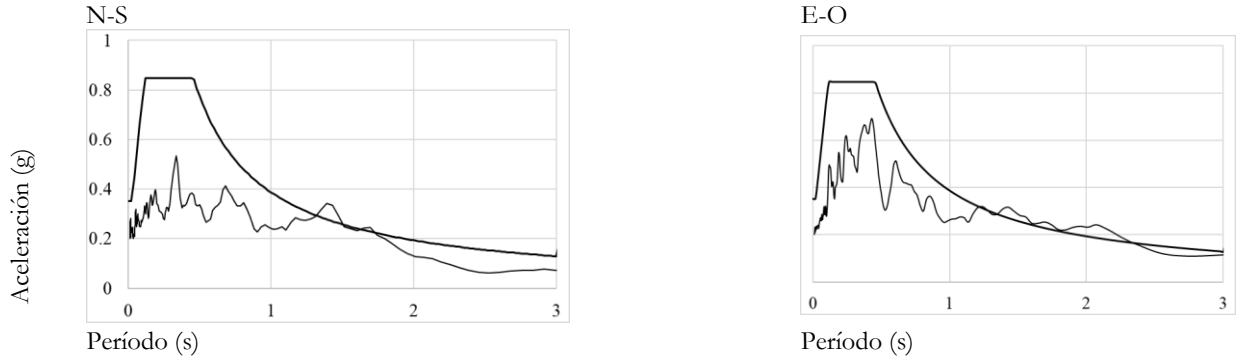


Figura 3.4. *Comparación de espectros de respuesta de la Estación Escuela de Enfermería UCV y de la Norma COVENIN 1756-1:2019, de las componentes horizontales del sismo del 24/06/2026.*

3.3. Consideraciones sobre el movimiento sísmico en las poblaciones de Estado La Guaira

No se obtuvieron registros de aceleraciones en el Estado La Guaira, donde la mayoría de las poblaciones afectadas estaban en el denominado campo cercano, al lado de la falla. Sin embargo, en un evento similar ocurrido en Turquía el año 2023 (M_w=7,7) se obtuvieron registros al lado de la falla, los cuales han destacado la presencia de pulsos de velocidad de gran amplitud, especialmente en la dirección normal a la falla (McCallen y otros, 2026), cuando se comparan con registros obtenidos lejos de la falla.

Para efectos de comparación con el registro obtenido en Caracas, se obtuvo el registro procesado del sismo de Turquía 2023, Estación TK3139, de la base de datos de la ESM (2026), obtenido al lado de la falla, la cual proporcionó las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento en las componentes norte-sur (N-S) y este-oeste (E-O). Estas componentes fueron rotadas 25° a fin de obtener el movimiento en la dirección Normal y Paralela a la falla, que corresponde al Segmento 3 de la falla (Hisada, 2024). Para el caso de Caracas, se dispuso del registro de aceleración de la Estación Caracas, componente N-S, Figura 3.1, el cual se integró para obtener las historias de velocidad y desplazamiento. Tomando en consideración que el plano de la falla de San Sebastián está orientado aproximadamente en dirección Este-Oeste, se acepta que la componente N-S es también la componente Normal a la falla.

La Figura 3.5 compara el movimiento Normal a la falla registrado en Turquía 2023 con el registrado en Caracas 2026. Se aprecia la gran diferencia entre ellos, especialmente en las velocidades y desplazamientos. El de Turquía muestra una aceleración que es 2,7 veces mayor, pero dicho aumento en la aceleración es opacado por el gran aumento de velocidad de 7,8 veces. Desde otro ángulo, si tuvieran la misma aceleración máxima de 0,64 g, la velocidad en Turquía 2023 sería todavía 3 veces mayor que Caracas 2026.

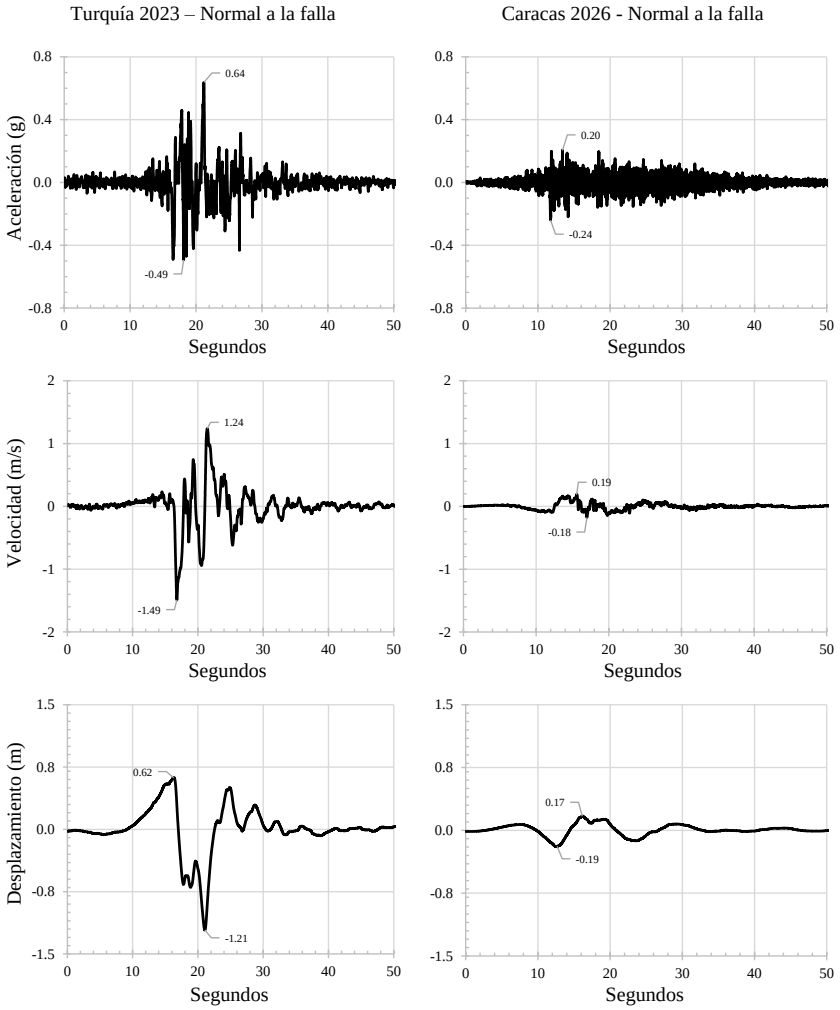


Figura 3.5. *Aceleración, velocidad y desplazamiento de Turquía 2023 y Caracas 2026.*

Aun cuando no se obtuvieron registros en La Guaira, la observación de videos obtenidos en Caraballeda durante el evento indica la presencia de pulsos de gran intensidad que provocaron el derrumbe simultáneo de 8 edificios y la caída de personas en la calle. Dos estudios del caso, recién publicados (Bustos y otros, 2026; Ruiz y otros, 2026), identifican las características del movimiento vibratorio a partir del análisis detallado del movimiento de objetos en el video, concluyendo que su intensidad es comparable con algunos de los movimientos más intensos jamás registrados, con una velocidad del pulso de 197 cm/s (Bustos y otros, 2026). El movimiento fue más intenso en dirección N-S, normal a la falla. Como comparación, el famoso registro de El Centro 1940 tiene una velocidad máxima de 32 cm/s, seis veces menor. Y el valor calculado de 197 cm/s es inclusive mayor que el valor de 149 cm/s registrado en el terremoto de Turquía (Figura 3.5).

3.4. Efectos del Pulso en la Respuesta de Edificios

El efecto desfavorable en la respuesta estructural que introducen estos pulsos de elevada velocidad, se ilustra con un ejemplo calculando la demanda de ductilidad que exige el registro de Turquía 2023 y el registro de Caracas 2026 para dos estructuras, una de período corto de 0,3 s representativa de un edificio de pocos pisos y otra con un período de 1 s representativa de un edificio alto. Cada sistema se modela elástico-perfectamente plástico con un amortiguamiento del 5%. La resistencia del edificio rígido (0,3 s) es de 0,36 veces el peso y la del edificio flexible (1 s) es de 0,20 veces el peso, calculadas suponiendo que están en la zona de Caraballeda, con el espectro dado por la norma COVENIN 1756-1:2019, un factor de reducción R= 6 y una sobrerresistencia de 2.

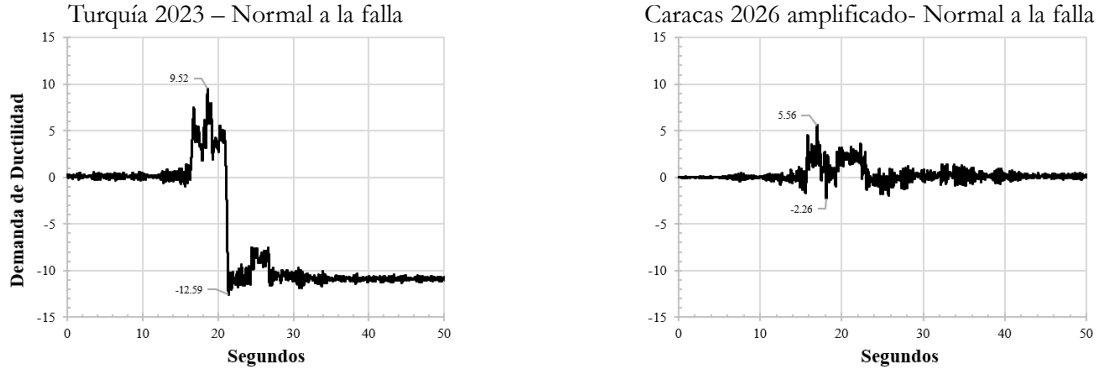


Figura 3.6. *Demanda de ductilidad de un edificio bajo de período 0,3 segundos ante el sismo cercano (Turquía 2023) y el sismo lejano (Caracas 2026 amplificado) escalado a la misma aceleración del de Turquía 2023.*

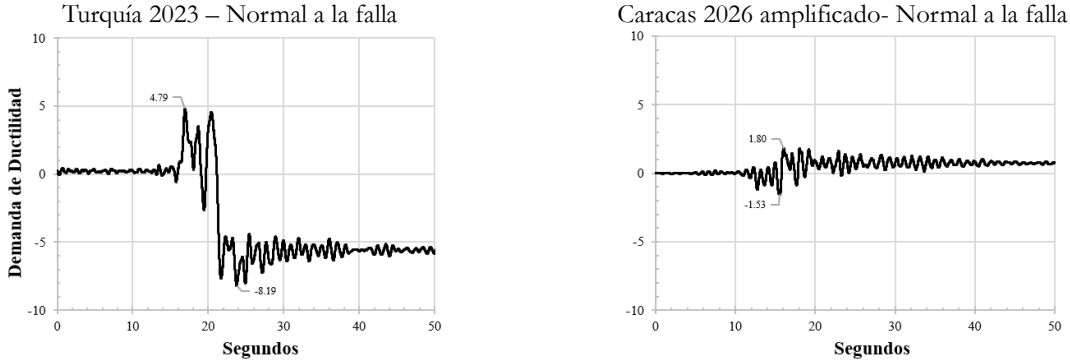


Figura 3.7. *Demanda de ductilidad de un edificio alto de período de 1 segundo ante el sismo cercano (Turquía 2023) y el sismo lejano (Caracas 2026 amplificado) escalado a la misma aceleración del de Turquía 2023.*

Para destacar el efecto del pulso de velocidad del campo cercano, el registro de Caracas se amplifica multiplicándolo por 2,67 de manera de igualar su aceleración máxima original de 0,24 g a la del registro de Turquía de 0,64 g (Figura 3.5). Ambos tienen la misma aceleración, pero la velocidad del de Turquía es 3 veces mayor que el de Caracas amplificado. La Figura 3.6 muestra la historia de la demanda de ductilidad para el edificio de pocos pisos (período de 0,3 s); aun cuando ambos sismos tienen la misma aceleración máxima, el registro de Turquía introduce una demanda de ductilidad que es 2,3 veces la que introduce el registro de Caracas. Similarmente, para el edificio alto (período de 1 s) (Figura 3.7), el registro de Turquía origina una demanda de ductilidad de 8,19 que es 4,6 veces mayor que la que origina el de Caracas de 1,80, teniendo ambos registros la misma aceleración. El aumento en la demanda con el sismo de Turquía se debe al efecto del pulso de velocidad, el cual es 3 veces mayor que el de Caracas amplificado.

Extrapolando estos resultados para el Estado La Guaira, donde las poblaciones estaban en campo cercano a muy poca distancia de la falla, y donde la velocidad fue calculada como 197 cm/s (Bustos y otros, 2026), aun mayor que la de Turquía de 149 cm/s, se concluye que las demandas de deformación y ductilidad han debido ser muy intensas lo que permite explicar la magnitud de los daños ocurridos.

4. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS, OBSERVACIONES Y PERSPECTIVAS

Los suelos del estado La Guaira, así como los de la Ciudad de Caracas son muy variados y, por lo tanto, muy variada es su respuesta ante eventos sísmicos. En la Figura 4.1 se muestra una imagen satelital donde se aprecia en la parte superior (norte) el estado La Guaira y en la parte inferior (sur) la ciudad de Caracas, separadas por la Cordillera de la Costa, la cual comparten ambas entidades. Desde la Formación Ávila ocurren deslaves periódicos que alimentan los conos de deyección del estado la Guaira donde el más importante es Caraballeda, con importantes espesores de suelo roca (cantos rodados de gran tamaño embebidos en una matriz de suelos), aunque desde Maiquetía y pasando por Macuto existen estos depósitos. De igual manera, los deslaves hacia el sur formaron los depósitos de suelo roca que se encuentran presentes en el norte del valle de Caracas, destacando los del municipio Chacao y la parroquia San Bernardino. Estos depósitos sedimentarios tienen espesores variables en la zona de la costa. Romero et al. (2002), realizaron en el año 2.000 mediciones sísmicas de refracción que permitieron determinar un espesor de sedimentos de más de 400 m en Caraballeda, mientras que en Macuto el espesor alcanza unos 150 m. En Caracas, en Chacao y San Bernardino, el mapa de microzonificación sísmica (Schmitz y otros, 2009) muestra que los espesores son mayores de 200 m.

Aparte de los deslaves de la Formación Ávila, destacan en Catia La Mar importantes espesores de sedimentos variados, que se han depositado en el eje de la Quebrada Tacagua y su desembocadura en la localidad de Puerto Viejo. En Caracas, las llanuras de inundación de los ríos Valle y Guaire se extienden a lo largo del eje este – oeste, tal como se describe en el Mapa Geológico del Cuaternario y de las Fallas Cuaternarias del Valle de Caracas (Singer y otros, 2007).



Figura 4.1. *Imagen satelital del estado la Guaira y la ciudad de Caracas (Google Earth, 2026)*

En lo que respecta al comportamiento de los suelos de La Guaira y Caracas durante el Terremoto del estado La Guaira del 24 de junio de 2026, es bien conocida la incidencia del efecto de sitio en la respuesta de los suelos durante la ocurrencia de eventos sísmicos. La modificación de la señal entrada, con amplificación del movimiento en sitios con espesores de suelos considerables, tiene en el sismo de Caracas de 1967 (Mw = 6,6) un caso de estudio de impacto internacional, tal como resaltan las publicaciones de Seed y otros (1972) y Papageorgiou & Kim (1991). Estos trabajos se enfocaron en el efecto de amplificación respectivamente en Caraballeda y Los Palos Grandes. En el sismo de la Guaira del 24 de junio de 2026 (Mw = 7,5) estos efectos tuvieron consecuencias catastróficas en los mismos sitios y numerosas localidades que abarcan una gran extensión geográfica y otros efectos más allá del espesor de los sedimentos y los efectos de cuenca.

El efecto de la topografía sin duda tuvo un gran impacto en las mesetas de Playa Grande y Mamo, en las instalaciones del Aeropuerto Internacional Simón Bolívar (AISB), en la urbanización Las Colinas de Catia La Mar, entre otras zonas donde los daños fueron devastadores. En la Figura 4.2 se presenta un mapa de relieve de las zonas indicadas, resaltándose entre paréntesis algunas cotas representativas.

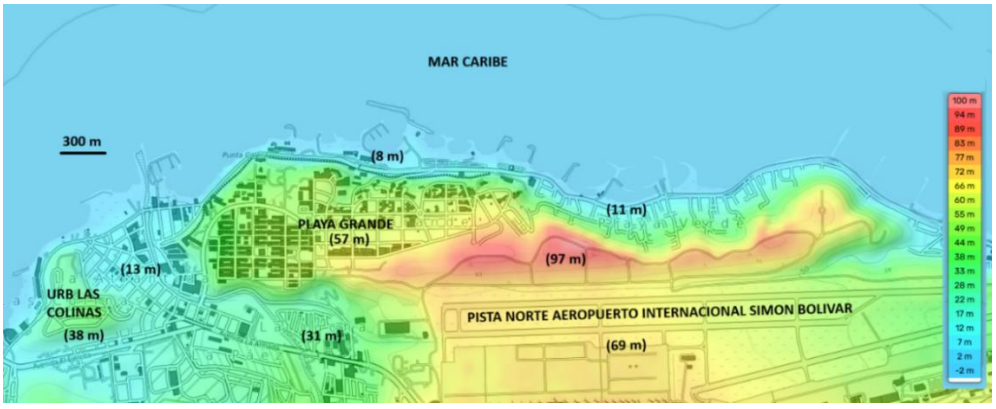


Figura 4.2. *Relieve de la meseta de Playa Grande – Aeropuerto Internacional Simón Bolívar.*

En la meseta de Playa Grande, por ejemplo, se tiene un desnivel topográfico superior a 50 metros con una fuerte pendiente en la dirección norte – sur y en la dirección este – oeste también. La pista norte del AISB, que fue notablemente afectada, tiene una cota promedio de 69 msnm y justo hacia el norte tiene una franja de terreno más elevada, de cota aproximada 97 msnm. Si bien estos daños se encuentran próximos y alineados con la traza de la falla de Las Bruscas, no se debe descartar un fenómeno de acoplamiento sísmico, donde la respuesta de la infraestructura haya sido intensificada por efectos de amplificación topográfica. La experiencia en el centro de Italia durante el sismo de Umbria-Marche, 1997 (Mw = 5,9) es un ejemplo tangible de los daños por amplificación debido a efectos topográficos. Los trabajos de Sanò & Pugliese (1999), Marsan y otros (2000), entre otros, muestran cómo abordar los estudios post sismo mediante modelización 2D para una mejor compresión de este fenómeno y para la obtención de espectros de respuesta adecuados para el diseño sismorresistente.

Durante las visitas realizadas al estado La Guaira, se observaron numerosas manifestaciones geotécnicas consistentes con el fenómeno de licuación en estratos confinados, la cuales resultan en el hundimiento del terreno debido a la densificación del suelo, así como sistemas de agrietamientos importantes que reflejan el desplazamiento lateral excesivo debido a la condición de borde no confinado de los sedimentos a lo largo de la costa. Es de hacer notar que la ausencia de eyecciones de arena o volcanes de lodo en superficie no descarta la ocurrencia del fenómeno, ya que la manifestación externa de la licuación depende estrictamente del espesor y la permeabilidad de la capa sello superficial (Ishihara, 1985). En este escenario, las fotografías de la Figura 4.3 muestran deformaciones plásticas y agrietamientos en la avenida La Playa (sector Camurí Chico) que constituyen por sí mismos indicios físicos de la pérdida de soporte en el subsuelo. Los terrenos al norte de la avenida reflejan movimientos permanentes significativos y una marcada segregación de partículas gruesas hacia la superficie.



Figura 4.3. *Fotografías tomadas en la avenida La Playa, sector Camurí Chico, estado La Guaira.*

Este orden de ideas plantea la hipótesis de un proceso de convección granular (efecto nuez de Brasil), el cual es conducido por fuerzas inerciales de cizallamiento (Rodríguez & Nahmad, 2006). Se sugiere investigar a futuro si el acoplamiento entre la convección granular y la licuación de la matriz conlleva a un comportamiento complejo de interacción suelo-estructura que somete a las edificaciones a grandes fuerzas de empuje e inercias diferenciales, debido a la enorme heterogeneidad de los bloques gigantes atrapados en el suelo blando. Por otra parte, la posibilidad del choque de los bloques de roca entre sí e incluso contra el sistema de fundación de las estructuras se propone como una línea de investigación y un escenario potencialmente destructivo que conlleva a la necesidad de profundizar en el estudio del arreglo de estos depósitos y su comportamiento.

En síntesis, los colapsos y daños estructurales ocurridos en numerosas edificaciones en Caracas y La Guaira tienen una estrecha relación con la disposición y tipología de los depósitos sedimentarios, así como las formas de relieve. Para poder pasar a un proceso de "reconstrucción" ordenada del estado La Guaira, es esencial llevar adelante un proyecto de microzonificación sísmica, en un sentido amplio y abordar los daños observados desde una perspectiva científica dada la complejidad de los sitios devastados. En cuanto a la ciudad de Caracas, es necesario actualizar el mapa de microzonificación sísmica, tomando como línea base los mapas de espesor de sedimentos y zonificación existentes desarrollados en el proyecto marco de la ciudad (Schmitz y otros, 2009), tal como se ha hecho en muchas ciudades como Ciudad de México y Bogotá, entre otras. En la interpretación de los ensayos geofísicos, que constituyen la herramienta generalizada de los estudios de microzonificación sísmica, debe tomarse en cuenta la presencia de los bloques de roca en el análisis de los parámetros y sus correspondientes ajustes, ya que son elementos masivos que aumentan el valor de las velocidades de las ondas, pero no mejoran realmente el comportamiento del depósito sedimentario que es gobernado por la matriz de suelo circundante. Por otra parte, aunque los sondeos geotécnicos resultan muy costosos en depósitos de suelo – roca, los mismos son de valor incalculable para el desarrollo de los estudios de microzonificación, por lo que se debe asumir el costo de los mismos como una inversión. Para la observación y cuantificación de los desórdenes geotécnicos en una zona tan vasta como la afectada por el Terremoto del estado La Guaira, se requiere disponer de imágenes satelitales de alta resolución antes y después del evento sísmico.

5. PROTOCOLO DE ACTUACIÓN

Desde el año 2020 se comenzó a discutir sobre la necesidad de un protocolo de actuación posterior a un terremoto, reuniones entre profesores del IMME, funcionarios de FUNVISIS y otros profesionales condujeron a la publicación de una Metodología de Evaluación Rápida de Edificaciones donde se planteó por primera vez en el país un protocolo de actuación con tres fases (López y otros, 2023). Luego del terremoto de la Guaira, el protocolo ha sido ampliado (Figura 5.1).

La Fase 1 de Evaluación Rápida ya estaba bien definida en López y otros (2023), siendo su objetivo evaluar la habitabilidad de la edificación luego del evento y la colocación de la etiqueta: Verde (Acceso Permitido), Amarilla (Acceso Restringido) y Roja (Acceso No Permitido). La metodología nacional adapta algunos criterios internacionales a las realidades del país, siendo la principal referencia el protocolo de evaluación rápida de Japón (Kaminosono et al., 2002), que permiten hacer una evaluación de daño a través de mediciones simples y una toma de decisión más objetiva. La evaluación rápida consta de 4 inspecciones del riesgo asociado al daño post-sismo: 1) inspección externa, 2) inspección de elementos estructurales con daño severo/completo, 3) inspección de elementos estructurales con daño moderado, y 4) inspección de otros elementos estructurales y componentes no estructurales como escaleras, paredes, tanques, entre otros. En cada evaluación se debe concluir en un grado de riesgo, entre: A) Bajo, B) Medio y C) Alto. El criterio final indica que si en alguna de las evaluaciones se obtiene un riesgo C) Alto se coloca la etiqueta Roja, si en alguna se obtiene riesgo B) Medio se debe colocar la etiqueta Amarilla y si no es ninguno de los dos la etiqueta es Verde. En Coronel y otros (2024) se implementa esta metodología en una primera aplicación móvil que a pocos días del terremoto serviría de referencia para el desarrollo de la aplicación móvil oficial HABITABLE.

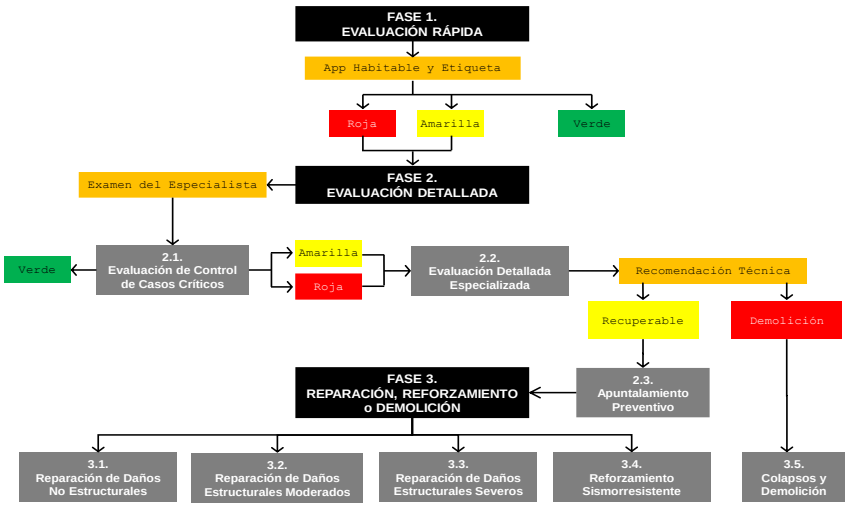


Figura 5.1. *Diagrama de Flujo General de las Fases del Protocolo de Evaluación y Rehabilitación luego del Terremoto. Comité Técnico Asesor del Terremoto (2026-a) basado en López y otros (2023).*

La Fase 2 (Figura 5.1) es una evaluación de control de casos críticos o auditoria con los siguientes objetivos: 1) Revisar la decisión de la Fase I, para confirmar la etiqueta colocada o para modificarla en caso de que se encuentren nuevas evidencias de daño o se hayan subsanado los daños, 2) Recomendar entre la reparación, reforzamiento o demolición de la edificación, incluyendo acciones de apuntamiento preventivo o de emergencia y 3) Documentar detalles de los daños en las edificaciones en casos especiales para futuras investigaciones.

La Fase 3 (Figura 5.1) consiste en desarrollar los proyectos de reparación, reforzamiento o demolición, según sea el caso, apoyándose en los lineamientos técnicos desarrollados, priorizando las reparaciones que permitan una rápida reocupación de las edificaciones afectadas. Comenzando con las edificaciones con daños no estructurales, luego con daño estructural leve o moderado, seguidas de las que tengan daño severo y finalmente aquellas que ineludiblemente requieran un reforzamiento sismorresistente. El protocolo también plantea orientar acciones para las edificaciones que colapsaron o que sea acordada la demolición.

6. INSPECCIONES RÁPIDAS: FORMACIÓN, ORGANIZACIÓN Y LOGÍSTICA

6.1. Formación, Organización y Logística

Durante los primeros días después del terremoto distintos grupos provenientes del gobierno en sus distintas escalas, de la sociedad civil, los gremios, el sector empresarial y las universidades, manifestaron su intención de apoyar en las actividades de atención de la emergencia, especialmente en las inspecciones post-sísmicas. Numerosos profesionales y estudiantes se dirigieron a la recién creada Comisión Presidencial para Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras, buscando capacitación y asignación de zonas para inspeccionar.

Dirigir y agrupar a estos grupos primarios implicó un gran esfuerzo de formación, organización y logística. Además, con el reto de decidir y concertar un criterio y una metodología de inspección unificada, ya que las primeras inspecciones realizadas por cientos de ingenieros voluntarios o de instituciones usaron criterios diferentes (Metodología ATC-20, criterios de gobiernos y asociaciones locales, informes de empresas o particulares). Afortunadamente, se contaba con la metodología de inspección rápida desarrollada recientemente por el IMME y FUNVISIS (López y otros, 2023) la cual fue recomendada y se logró adaptar todos los grupos de inspectores a seguir este método.

La primera actividad que se realizó fue la capacitación de miles de inspectores en el uso de la metodología de inspección rápida, convocando a universidades, entes del gobierno nacional y gobiernos locales En las figuras 6.1 a 6.10 se muestra el dictado de estos talleres en diferentes universidades e instituciones de la región. Inicialmente esta capacitación se orientó hacia el uso de la planilla física de inspección y luego al uso de la plataforma digital Habitable. Para el uso de la plataforma los inspectores tenían que haber pasado por la capacitación inicial y estar asociado a algún centro operativo (Comisión presidencial, ente de gobierno, universidad, gremio).



Figura 6.1*. Taller de capacitación en el auditorio de la Facultad de Ingeniería, UCV, 26/06/2026. Instructores F. Garcés y G. Coronel D.*



Figura 6.2. *Primer grupo de inspectores de la CPEHI desplegados en la parroquia la Candelaria de Caracas, 27/06/2026.*



Figura 6.3. *Taller de capacitación a ingenieros del MinCyT. UCV,28/06/2026. Instructora V. Páez.*



Figura 6.4*. Primer grupo de inspectores capacitados del MinCyT, 28/06/2026.*



Figura 6.5. *Taller de capacitación en la UNIMET, 29/06/2026. Instructor J. Rengel.*



Figura 6.6. *Taller de capacitación en la UCV, 26/06/2026. Instructores R. Torres y J. Rengel.*



Figura 6.7. *Brigada de profesores y estudiantes UNIMET desplegados en La Guaira, 30/06/2026*



Figura 6.8. *Asignación de zonas de inspección a voluntarios, 26/06/2026. Organización: V. Páez.*



Figura 6.9. *Taller de capacitación en la UNEFA, 02/07/2026. Instructor R. Rojas.*

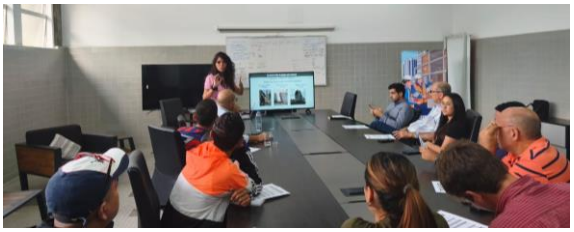


Figura 6.10. *Taller de capacitación en la UCV a empresas. 04/07/2026. Instructora V. Páez.*

El proceso de inspecciones se fue organizando de manera más eficiente a partir de la segunda/tercera semana después del terremoto, con centros operativos CO, jefes de zonas JZ y brigadas permanentes BP (Figura 6.11). Los centros operativos reportaron a sus inspectores para recibir capacitación y acceso a la plataforma HABITABLE. Los jefes de zona coordinaban entre cuatro y cinco brigadas. A su vez, las brigadas se conformaron con entre dos y cinco personas (profesionales y estudiantes) y debían contar obligatoriamente con al menos un ingeniero civil con experiencia para el dictamen final y etiquetado.

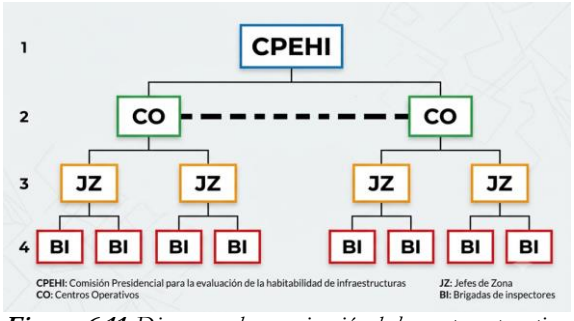


Figura 6.11*. Diagrama de organización de los centros operativos y las brigadas.*

Diariamente se genera un reporte de las inspecciones realizadas por cada ente y al final de cada semana se hace un balance global.

Se definieron zonas de inspección en conjunto con las autoridades locales, las cuales se asignaban a los entes o jefes de zonas. En Caracas se usaron los segmentos censales o agrupaciones de cuadras. En el caso de La Guaira se planificó con el consejo científico de la vicepresidencia sectorial de obras públicas el abordaje de las zonas a partir de 2 mapas identificados como zona Oeste (Figura 6.12) (comprende las parroquias Catia La Mar, Urimare, Carlos Soublette) y el mapa de la zona Este (Figura 6.13) (parroquias Macuto y Caraballeda). Cada mapa contiene cuadrículas (600 m x 600 m) sectorizadas según el Instituto Nacional de Estadísticas de Venezuela, con numeración y colores que permitieron programar las inspecciones rápidas que realizaron diariamente con el apoyo de más de 800 profesionales provenientes de todas partes del país. Un mes después de los eventos se habían alcanzado 9.302 inspecciones en más de 120 sectores de todo el Estado La Guaira, que constituyen la información básica para la planificación de corto y mediano plazo de atención a la población afectada.

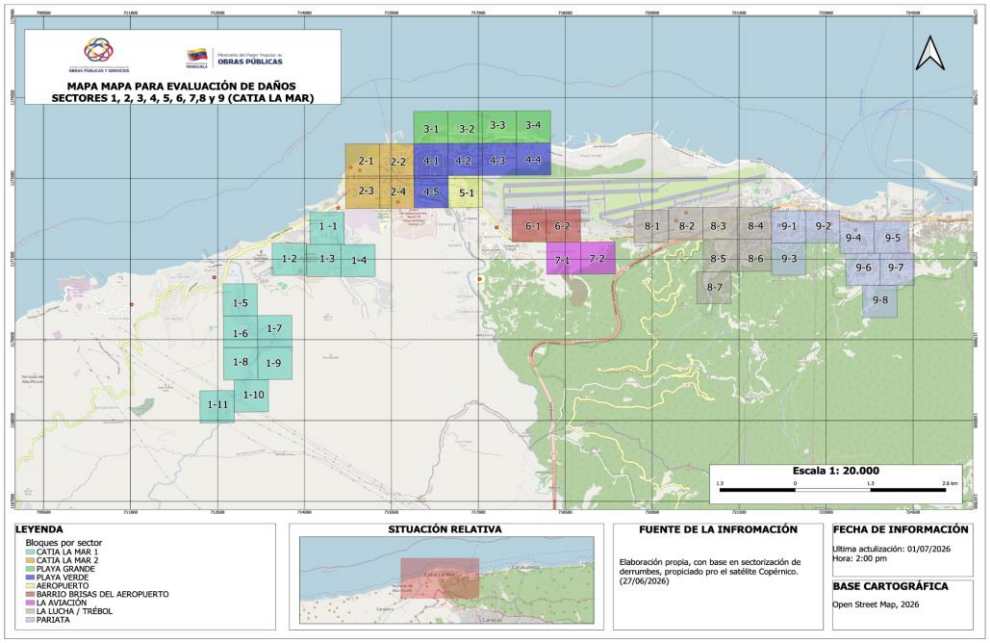


Figura 6.12*. Mapa con cuadrantes de inspecciones de la zona oeste de La Guaira.*

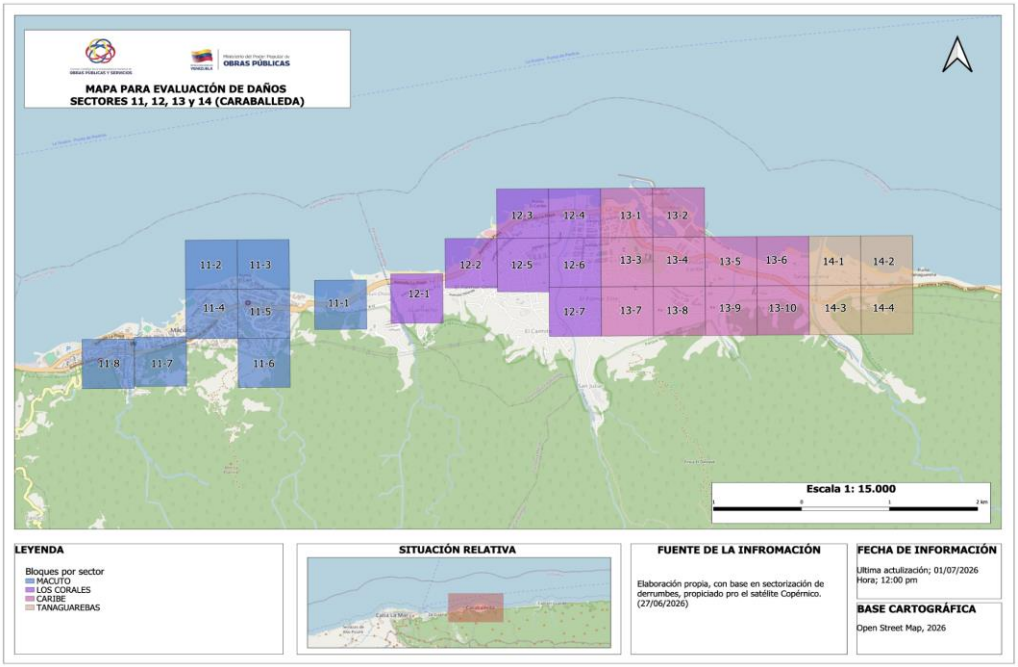


Figura 6.13. *Mapa con cuadrantes de inspecciones de la zona este de La Guaira.*

6.2. Plataforma HABITABLE

La plataforma digital HABITABLE se desarrolla durante la primera semana posterior al evento sísmico, con el objetivo principal de centralizar y facilitar la recopilación de datos correspondientes a las inspecciones de habitabilidad en las edificaciones donde el sismo del 24 de junio fue sentido. El sistema cuenta con un módulo para el inspector de campo, que cuenta con el formulario digitalizado para la Evaluación Rápida de Daños (Figura 6.14) y el mapa con la distribución geográfica de las inspecciones realizadas (Figura 6.15).

Dentro del módulo de administración (Figura 6.16) se gestiona la asignación de los entes operativos (instituciones que agrupan a un conjunto de inspectores), el registro de inspectores y el historial de las evaluaciones realizadas. Cada registro de evaluación en el sistema incluye los datos de la inspección, la ubicación geográfica, registros fotográficos, el número de certificado y un código QR asociado.



Figura 6.14. *Módulo del Inspector de Campo, Sistema Habitable.*

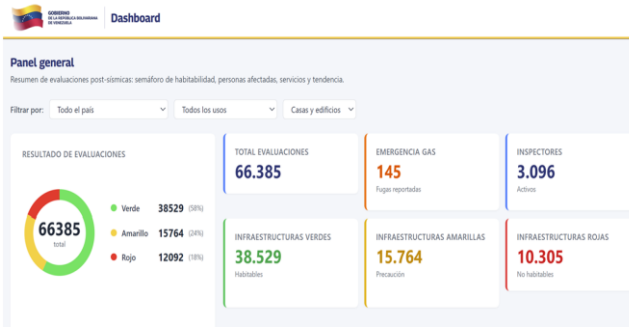


Figura 6.15. *Módulo Administrador, reporte de cifras en el Sistema Habitable.*

La plataforma Habitable ha evolucionado para registrar y gestionar de manera integral la información de las edificaciones afectadas, trascendiendo la evaluación rápida inicial. Para ello, se han incorporado nuevos módulos orientados a:

a) La auditoría de los datos recopilados.
b) El registro de edificios colapsados o por demoler.
c) La clasificación de edificaciones según el tipo de afectación (Riesgo Externo, Daños Estructurales Severos, Daños Estructurales Moderados y Daños No Estructurales).
d) Asimismo, el sistema dispone de un módulo de trazabilidad que registra el historial de cambios de estatus o color de etiqueta de cada edificación. Esto aplica en los casos donde se realiza una inspección detallada por especialistas o se ejecutan obras de reparación que modifican su nivel de riesgo.

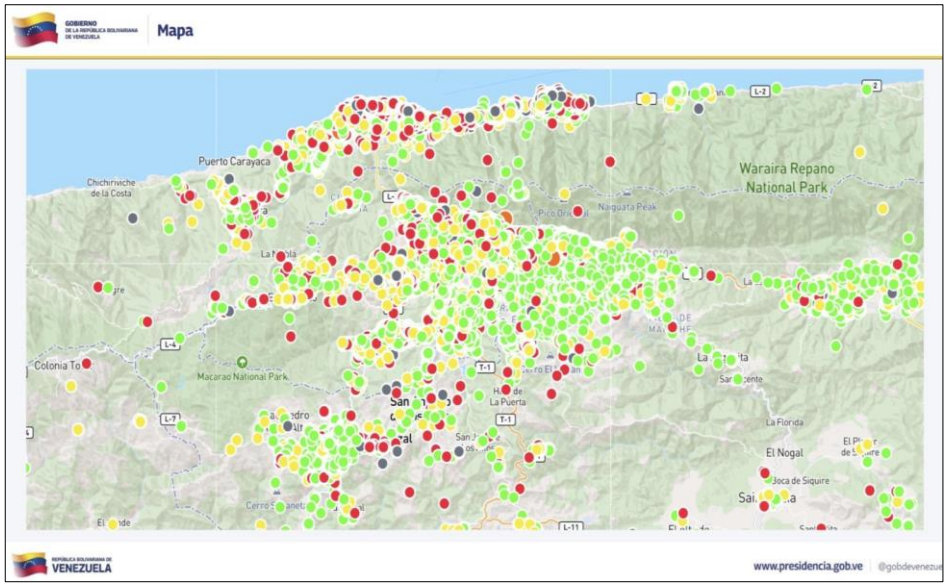


Figura 6.16. *Módulo Administrador, mapa de inspecciones en Sistema Habitable.*

6.3. Resultados

Los resultados de las inspecciones rápidas para el 01 de octubre de 2026 a través de la plataforma HABITABLE son de 63.070 inspecciones, este número es posterior a procesos de auditorías permanentes que se realizan en el sistema y el cual se explica en el apartado siguiente. El procesamiento global de la data muestra que el 58% de las estructuras inspeccionadas tienen calificación verde, mientras que un 24% amarilla y 18 % roja (engloban aquellas con daños estructurales y las colapsadas). Este nivel de daños es proporcional al número de edificaciones inspeccionadas en las zonas más afectadas y no del parque construido, siendo el parque construido en el área metropolitana de Caracas y en la Guaira muy superior al número de inspecciones realizadas. Los resultados generales de las inspecciones se presentan en la Figura 6.17.

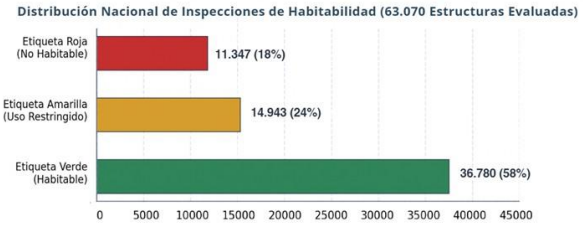


Figura 6.17.*: Distribución de etiquetas de habitabilidad a nivel nacional.*

El comportamiento de las edificaciones revela marcadas diferencias según la localización geográfica, la densidad urbana y la condición de sitio. La concentración de inspecciones se focaliza en el Distrito Capital (Caracas), el estado La Guaira y el estado Miranda. Siendo la Guaira la región que porcentualmente presenta mayor concentración de la severidad de los daños con 31,8% de las edificaciones evaluadas con calificación roja (Figura 6.18).



Figura 6.18. *Comparación de etiquetas de habitabilidad entre Caracas, La Guaira y Miranda*

6.4. Auditoría de datos

La herramienta de recolección de datos HABITABLE para el 12-09-2026 había consolidado 65.044 inspecciones georreferenciadas. La captura descentralizada en contingencia generó distorsiones geoespaciales (desplazamiento de GPS, multiplicidad de ubicación de pines) e imprecisiones en la clasificación de severidad estructural. Para depurar la base de datos se implementó un módulo de auditoría respaldado en tres frentes teóricos:

a) Enlace de Registros para asociar inspecciones duplicadas combinando distancia espacial y atributos alfanuméricos;
b) Agrupamiento Espacial Basado en Densidad para la detección de cúmulos de inspecciones colindantes;
c) Decisiones con Humano en el Bucle, garantizando que el criterio del revisor experto prevalezca sobre las capas de información de apoyo.

El módulo permite validar etiquetas de referencia y resolver cúmulos mediante una lista de chequeo flexible, permitiendo al auditor definir libremente particiones (agrupar en fichas principales, separar inmuebles adyacentes o crear subgrupos). Asimismo, se aplicó una auditoría de habitabilidad con una

definición estricta de colapso (pérdida total de entrepiso o elevación), corrigiendo sobre clasificaciones (405 casos reclasificados de etiqueta Negra a Roja) y subestimaciones (34 casos de Roja a Negra).

Para la fecha indicada se han auditado 861 registros (1,32% de la data total), divididos en 422 depuraciones espaciales (302 duplicados eliminados, 77 fusiones en 26 fichas principales y 17 coordenadas corregidas) y 439 reclasificaciones estructurales. La proyección faltante abarca 5.760 inspecciones (8,86%). La afectación total proyectada alcanzará 6.621 inspecciones (10,18% del total).

Tabla 6.1. *Resumen numérico de la auditoría ejecutada y proyección faltante (N = 65.044).*

Fase de Auditoría / Categoría	**Casos / Fichas (% Data Total)**
1. Auditados Ejecutados: Depuración Espacial y Fichas	422 (0,65%)
2. Auditados Ejecutados: Clasificación Estructural (Colapso)	439 (0,68%)
Subtotal Auditado Ejecutado	**861 (1,32%)**
3. Proyección Faltante	5.760 (8,86%)
Proyección Total Final De Auditoría	**6.621 (10,18%)**

La intervención proyectada del 10,18% de la base de datos confirma que la combinación de ciencia de datos espacial y evaluación experta es imprescindible para otorgar confiabilidad técnica, cartográfica y legal a la información de daños post-desastre.

6.5. Edificios derrumbados

De la plataforma HABITABLE se concluye que tuvieron colapso total o parcial un total de 1.529 edificaciones en el país, de los cuales 692 (45%) son edificios mayores a 3 pisos, mientras que 837 (55%) se califican como casas de 1 a 3 pisos.

Un total de 1.159 edificaciones en el Estado La Guaira tuvieron colapso total o parcial, se incluyen casas y edificios de todas las alturas. Ese número se reduce a 143 en el área metropolitana de Caracas. Sumando ambos se tiene un total de 1.302. La Figura 6.19 muestra su distribución por rango de pisos y por rango de años de construcción. Un 53% son edificaciones bajas, entre 1 y 3 pisos, mientras que un 31% están entre 4 y 7 pisos y un 16% son mayores o iguales a 8 pisos. En cuanto a la edad de construcción, un 52% fueron construidas entre 1968 y 2001, un 32% entre 2002 y 2020, un 13% antes de 1967 y un 3% después del 2021.

En la Tabla 6.2 se listan los once edificios derrumbados en el área metropolitana de Caracas con alturas mayores o iguales a 5 pisos. La Figura 6.20 muestra la localización de estos 11 edificios en la ciudad.

Tabla 6.2. *Lista de los 11 Edificios derrumbados en el área metropolitana de Caracas.*

Nº	**Nombre**	**Ubicación**	**Nº de Pisos**
1	Edificio Rita	San Bernardino	7
2	Edificio Marama	San Bernardino	5
3	Edificio Moises	San Bernardino	8
4	Edificio San Judas Tadeo	Las Fuentes, El Paraiso	8
5	Hospital Dr. Francisco A. Risquez	Cotiza	6
6	Bloque Residencial # 5	Pinto Salinas	5
7	Colegio Agustiniano San Judas Tadeo	La Pastora	6
8	Edificio Petunia I	Los Palos Grandes	14
9	Edificio Obelisco	Altamira	6
10	Edificio Don Pepe	Bello Campo	7
11	Banco Del Caribe	Altamira	5

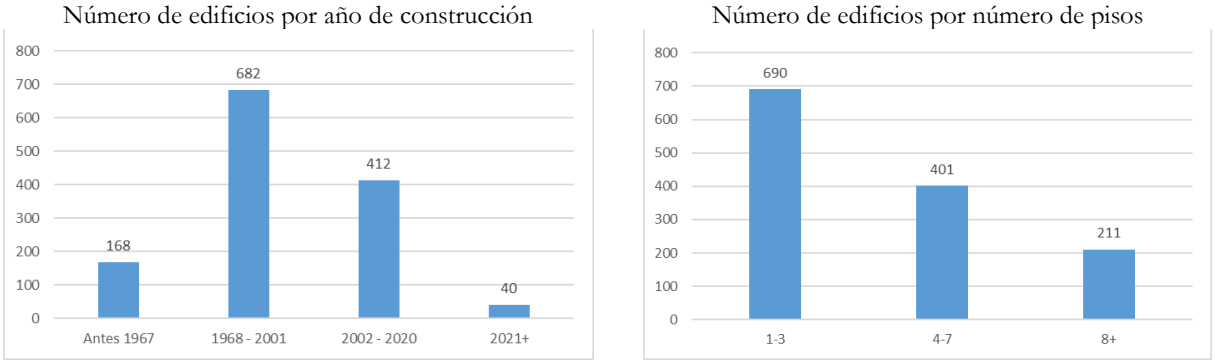


Figura 6.19. *Distribución por antigüedad de construcción y por altura de los 1.302 edificios colapsados (total o parcial) en el área metropolitana de Caracas y en el Estado La Guaira. El eje vertical señala el número de edificios.*

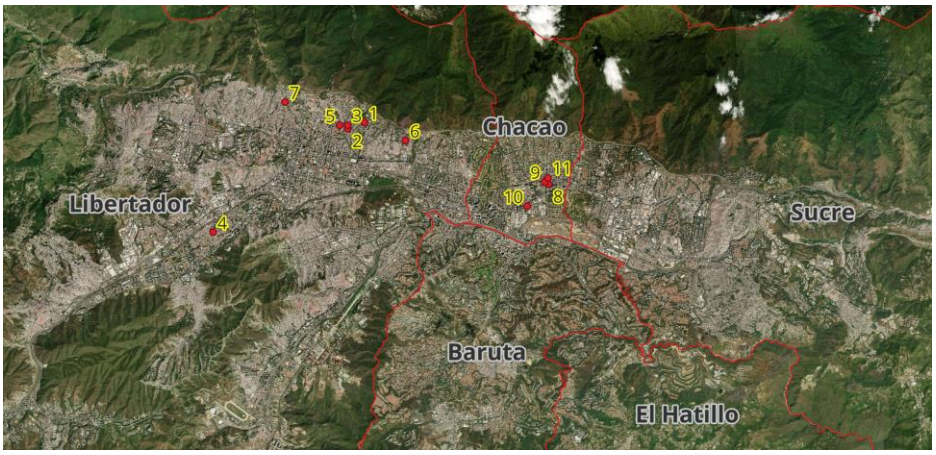


Figura 6.20. *Localización de los 11 edificios derrumbados en el área metropolitana de Caracas, según numeración dada en la Tabla 6.2.*

7. EVALUACION DETALLADA ESPECIALIZADA (FASE 2)

La evaluación detalla especializada (Fase 2) es aplicada a edificaciones que luego de la Fase 1 y de la posterior auditoria de control fueron ratificados con etiquetas Amarilla o Rojas, ver Figura 5.1. Consta de las siguientes etapas: 1) Revisión de la evaluación previa e información disponible, 2) Inspección externa detallada, 3) Inspección interna detallada, y 4) Formulación de recomendaciones (Comte Técnico Asesor del Terremoto, 2026-b). Como ejemplo de aplicación se presenta aquí el caso del Edificio Parque San Felipe A, situado en Altamira, Caracas, que sufrió daños graves durante el terremoto. La Figura 7.1 muestra una fachada del edificio luego del terremoto, el daño Severo/Completo en la columna B5, la Etiqueta Roja que se le colocó y un plano de planta donde se destacan las columnas con daño Severo/Completo y daño Moderado.



Figura 7.1. *Levantamiento detallado de daños del Edificio Parque San Felipe A en Altamira. (Fotos: G. Coronel Delgado. Plano de Semi Sótano, adaptado del suministrado por los propietarios).*

El edificio se le colocó etiqueta Roja luego la inspección rápida del 01/07/2026 de la Comisión Presidencial y la Alcaldía de Chacao, en ese momento ya se iniciaban labores de apuntalamiento por un equipo técnico conformado por propietarios con el apoyo de algunas empresas. Luego se hicieron evaluaciones contratadas por los propietarios y un levantamiento detallado de parte de Comité Técnico Asesor del Terremoto. Los resultados reflejan que el edificio sufrió aplastamiento y acortamiento axial de algunas columnas de los ejes 5, 6 y 7 en el semisótano y planta baja, mayores al 1% de su altura (con un máximo de 5,4%). Esto indujo un desplazamiento lateral remanente en varios pisos totalizando una deriva global de hasta 2,22% o 22,2 ‰ (PSG Ingenieros, 2026). En el semisótano al menos 4 columnas resultaron con daño Severo/Completo y 8 con Daño Moderado (Figura 7.1) y en planta baja un número similar de columnas resultaron afectadas. La recomendación de ambas evaluaciones coincide hacia la demolición debido a la excedencia de los limites sugeridos (acortamiento máximo de 1% y deriva remanente de 15‰) con severa pérdida de la geometría, la complejidad técnica y el posible alto costo de su recuperación.

8. DAÑOS EN EDIFICACIONES DE PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO

El terremoto provocó daños extensos y el derrumbe de un gran número de edificaciones en el Estado La Guaira y Caracas. También se produjeron daños y colapsos en algunas edificaciones en los Estados Miranda, Aragua, Carabobo, Yaracuy y Falcón. La mayor parte de los daños y colapsos ocurrieron en edificaciones de pórticos de concreto reforzado con paredes de relleno de mampostería, destinadas a uso residencial. La conjunción de estas circunstancias ha generado una situación muy compleja, que implica el deterioro o la pérdida de sus viviendas a un importante número de personas.

El objeto de esta sección es documentar los daños y colapsos ocurridos durante el terremoto del 24 de junio de 2026 en edificaciones estructuradas con pórticos de concreto reforzado, destinadas a uso residencial. Se presta especial atención a los daños ocurridos en las localidades del Estado La Guaira y en la ciudad de Caracas, debido a su cercanía al sistema de Fallas de San Sebastián. También se presentan algunos casos de comportamientos sismorresistentes satisfactorios de edificaciones ubicadas en localidades afectadas por el terremoto.

8.1. Marco normativo

El diseño y la construcción de las edificaciones fueron reguladas en la primera parte del siglo XX por las normas elaboradas por el Ministerio de Obras Públicas de Venezuela (MOP). Los primeros códigos elaborados fueron las "Normas para el Cálculo de Edificios MOP 1939" (MOP 1939), las "Normas para el Cálculo de Edificios MOP 1947" (MOP 1948) y las "Normas para el Cálculo de Edificios MOP 1955" (MOP 1959). Estos documentos normativos contenían los lineamientos para el diseño de estructuras de concreto reforzado con base en la teoría clásica; también presentaban algunos lineamientos para el diseño sismorresistente de dichas estructuras, aunque con consideraciones muy básicas.

a) Normas específicas para el diseño de estructuras sismorresistentes

Como consecuencia del terremoto que afectó a la ciudad de Caracas el 29 de julio de 1967, se elaboró la "Norma provisional para Construcciones Antisísmicas" (MOP 1967a). Esta fue la primera norma específica para el diseño sismorresistente de edificaciones en Venezuela, que incorporó algunas de las enseñanzas dejadas por el terremoto como la consideración del efecto del tipo de suelo. Posteriormente, se elaboraron la Norma Venezolana "Edificaciones Antisísmicas" (COVENIN 1756-87), la Norma Venezolana "Edificaciones Sismorresistentes" (COVENIN 1756:2001) y la Norma Venezolana "Construcciones Sismorresistentes" (COVENIN 1756-1:2019). Estas normas fueron incorporando paulatinamente prescripciones más modernas para el diseño sismorresistente de las construcciones, de acuerdo con el avance del conocimiento, tales como el diseño por desempeño y el uso de sistemas de protección sísmica.

b) Normas específicas para el diseño de estructuras de concreto reforzado

De igual manera, a raíz del terremoto que afectó a la ciudad de Caracas en 1967, se elaboraron las "Normas para el Cálculo de Estructuras de Concreto Armado para Edificios 1967 - Teoría Clásica" (MOP 1967b). Esta fue la primera norma específica para el diseño de estructuras de concreto reforzado en Venezuela. Posteriormente, se elaboraron la Norma Venezolana "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones - Análisis y Diseño" (COVENIN 1753-87) y la Norma Venezolana "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural" (FONDONORMA 1753:2006). Estas normas se basaron en el diseño para el estado límite de agotamiento resistente y –en términos generales– han seguido los lineamientos de los códigos elaborados por Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (ACI 318) vigentes para el momento de su elaboración.

8.2. Modos de colapso estructural

Se observaron diversos modos de colapso estructural como consecuencia del terremoto ocurrido el 24 de junio de 2026. Las Figuras 8.1 a 8.6 ilustran algunos de los mecanismos de falla observados. El desarrollo de un mecanismo de falla en particular depende de diversos factores. Algunos de los modos de colapso observados en el Estado La Guaira pueden ser atribuidos a los efectos de campo cercano, debido a la cercanía de las edificaciones al sistema de fallas de San Sebastián. Estos efectos se caracterizan por grandes pulsos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno, que inducen de manera súbita solicitaciones de gran intensidad en las edificaciones.

Cuando las edificaciones se encuentran lejos de las fallas sísmicas, lo que se conoce como campo lejano, sus respuestas dinámicas suelen ser oscilatorias como ocurrió en Caracas y otras localidades de Venezuela. Otra condición importante en la respuesta sísmica de las edificaciones se relaciona con los efectos de sitio, que tienden a amplificar el movimiento del suelo por la presencia de grandes profundidades de sedimentos. Esta condición está presente en las localidades de Catia La Mar y Caraballeda en el Estado La Guaira, y en las urbanizaciones Altamira, Los Palos Grandes y San Bernardino en Caracas. Otros aspectos que pueden condicionar la respuesta sísmica de una edificación son su configuración estructural, la calidad de los materiales estructurales, el detallado de los elementos estructurales y la interacción con los elementos no estructurales, como las paredes de mampostería.



Figura 8.1*. Desplome. Res. Rita Luna Palace, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



Figura 8.2*. Colapso parcial. Edificio El Jurel, Catia La Mar. Foto: N. Fernández.*



Figura 8.3*. Colapso de piso intermedio. Edificio Newport, Caraballeda, Foto: N. Fernández.*



Figura 8.4. *Colapso de planta baja. Residencias Mariola en Caraballeda (foto N. Fernández).*



Figura 8.5. *Colapso lateral. Edificio Coral Beach, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*

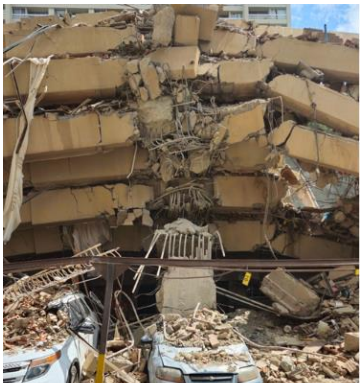


Figura 8.6. *Colapso con apilamiento de losas. Edificio Petunia I, Los Palos Grandes. Foto: N. Fernández.*

8.3. Fallas de elementos estructurales

Se observó el desarrollo de varios mecanismos de falla en columnas, vigas y nodos debido al terremoto del 24 de junio de 2026. Las Figuras 8.7 a 8.9 muestran las fallas por compresión de las columnas de algunas edificaciones. Este mecanismo de falla se caracteriza por la pérdida del recubrimiento, la trituración del núcleo y el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal. Las Figuras 8.10 y 8.11 ilustran el desarrollo de rótulas plásticas en las columnas, caracterizadas por la pérdida del recubrimiento y la cedencia del refuerzo longitudinal. Las Figuras 8.12 a 8.14 muestran las fallas por corte de varias columnas, incluyendo una falla causada por el efecto de «columna corta» o «columna cautiva».

La falla por corte se caracteriza por la presencia de planos de falla inclinados que atraviesan los núcleos de las columnas. El detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal condiciona fuertemente el desempeño sísmico de una columna de concreto reforzado. La correcta ubicación de los empalmes por solape del acero longitudinal, la separación adecuada del refuerzo transversal, cerrado con ganchos a 135º en sus extremos, y el anclaje adecuado del refuerzo longitudinal en los nodos, con ganchos a 90º en sus extremos, contribuyen a garantizar desempeños sísmicos satisfactorios. Las Figuras 8.15 a 8.17 muestran que el incumplimiento de tales requisitos comprometió el desempeño sismorresistente de algunas columnas de concreto reforzado.



***Figura 8.7**. Falla por compresión de columna. Res. Manella, Bello Campo. Foto: A. Marinilli.*



***Figura 8.8**. Falla por compresión de columna. Torre Las Delicias, Maracay. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.9**. Falla por compresión de columna. Residencias Mar Caribe, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.10**. Rótula plástica en base de columna. Edif. OPPPE 30, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.11**. Rótula plástica en tope de columna. Residencias Mariola, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.12**. Falla por corte de columna. Res. Mediterráneo, Macuto. Foto: N. Fernández*



***Figura 8.13**. Falla por corte de columna. Edificio Coral Park, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.14**. Falla por «columna corta». Edificio Newport, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.15**. Comportamiento inadecuado de los empalmes por solape del refuerzo de una columna Foto: M. Hube.*



***Figura 8.16**. Detalle del refuerzo transversal de columna con ganchos a 90º. Residencias Mar Caribe, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*

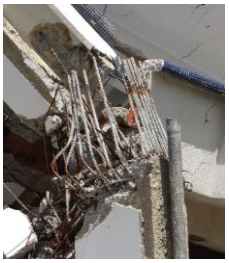


***Figura 8.17**. Detalle de anclaje de refuerzo longitudinal sin ganchos en columna. Edif. Parque Caraballeda. Foto: N. Fernández.*

Las Figuras 8.18 a 8.20 muestran diversos aspectos del comportamiento de las vigas de concreto reforzado a flexión, como lo son el agrietamiento del concreto y el desarrollo de rótulas plásticas. El agrietamiento por flexión se produce en dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga. El desarrollo de las rótulas plásticas se caracteriza por la pérdida del recubrimiento y la cedencia del refuerzo longitudinal. Las Figuras 8.21 y 8.22 muestran las fallas por corte de algunas vigas, las que se caracterizan por la presencia de grietas con inclinación de aproximadamente 45º. Es importante observar que el diseño sismorresistente de los pórticos de concreto reforzado apunta al desarrollo de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y evitar su desarrollo en las columnas, lo que se conoce como «condición columna fuerte viga débil».



***Figura 8.18**. Grieta por flexión en viga. Edif. Pas-Mar. Los Palos Grandes. Foto: A. Marinilli.*



***Figura 8.19**. Rótula plástica en viga. Edificio Costa Bella, Caraballeda. Foto: D. Pizarro y F. Rojas.*



***Figura 8.20**. Rótula plástica en viga. Residencias Mar Caribe, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.21**. Agrietamiento por corte en vigas. Edificio OPPPE 30, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.22**. Agrietamiento por corte en viga. Edificio Punta Brisa, Macuto. Foto: N. Fernández.*

Los nodos juegan un papel muy importante en el desempeño sismorresistente de una edificación, el cual no se limita a servir como elementos de conexión entre las vigas y las columnas de un pórtico de concreto reforzado. Los nodos deben poseer resistencia a corte suficiente para garantizar el desarrollo de los mecanismos plásticos previstos en el diseño –específicamente la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas– y asegurar el anclaje efectivo del acero de refuerzo longitudinal de los elementos estructurales que conectan. Para coadyuvar al cumplimiento de estos propósitos, las normas de diseño exigen la colocación de acero de refuerzo transversal en los nodos para garantizar su adecuado confinamiento. Las Figuras 8.23 a 8.28 ilustran algunos de los mecanismos de falla observados, como el agrietamiento diagonal, la trituración del concreto y el anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal de las vigas, que usualmente están relacionados con la ausencia de acero de refuerzo transversal en los nodos.



***Figura 8.23**. Agrietamiento diagonal de nodo. Edificio en Guatire. Foto: J. Morales.*



***Figura 8.24**. Falla de nodo. Edificio Costa Azul, Catia La Mar (Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.25.** Falla de un nodo de las Residencias Mariola en Caraballeda (fotografía N. Fernández).*



***Figura 8.26**. Falla de nodo. Edificio Vista Mar, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.27**. Falla de nodos. Edificio El Jurel, Catia La Mar. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.28**. Falla de nodo. Edificio Bahía Mar, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*

8.4. Fallas en elementos no estructurales

También se produjeron daños en elementos no estructurales de forma masiva como consecuencia del terremoto del 24 de junio de 2026, particularmente en las paredes de mampostería de relleno. Las Figuras 8.29 a 8.31 muestran los daños típicos observados en la mampostería de relleno, los cuales consisten en la separación de las paredes de la estructura, el agrietamiento diagonal y la trituración de la mampostería. Estos daños suelen concentrarse en los niveles inferiores de las edificaciones, donde tienden a ocurrir las mayores derivas de piso durante un sismo. Para comprender mejor esta situación se deben considerar los siguientes aspectos. En primer lugar, los pórticos de concreto reforzado son relativamente flexibles, por lo que son propensos a sufrir deformaciones laterales grandes durante los sismos de gran intensidad.



***Figura 8.29**. Daños en paredes de mampostería. Edificio Green Palace, Los Palos Grandes. Foto: A. Marinilli.*



***Figura 8.30**. Daños en paredes de mampostería. Edificio Mar de la Plata, Los Palos Grandes. Foto: A. Marinilli).*



***Figura 8.31**. Daños en paredes de mampostería. Residencias Parque del Caribe, Macuto. Foto: N. Fernández).*

Segundo, las paredes de mampostería se agrietan con deformaciones laterales pequeñas, por lo que tienden a fisurarse en los primeros instantes de la respuesta sísmica de las edificaciones. Además de considerar el efecto de la interacción de las paredes de mampostería sobre la respuesta sísmica de una edificación, es muy importante considerar también el peligro que representa el colapso de dichas paredes para la integridad física de las personas y la posible obstaculización de las vías de escape. Las Figuras 8.32 a 8.35 muestran algunos ejemplos del colapso de paredes de mampostería de relleno durante el terremoto.



***Figura 8.32**. Colapso de mampostería. Edificio El Ancla, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.33**. Colapso de mampostería. Residencias Mar Caribe, Caraballeda. Foto: N. Fernández.*



***Figura 8.34**. Colapso de paredes de mampostería en vivienda. Edif. Costa Bella, Caraballeda. Foto: D. Pizarro y F. Rojas).*



***Figura 8.35**. Colapso de paredes de mampostería en pasillo. Edif. Costa Bella. Caraballeda Foto: D. Pizarro y F. Rojas.*

8.5. Comportamientos satisfactorios

Por otra parte, es importante destacar que de igual manera se produjeron comportamientos satisfactorios en muchas edificaciones durante el terremoto ocurrido el 24 de junio de 2026. Las Figuras 8.36 a 8.38 corresponden a algunos edificios que no mostraron daño estructural o no estructural después del terremoto. Algunos de los factores que inciden favorablemente en el desempeño sismorresistente de los edificios de pórticos de concreto reforzado son poseer una configuración estructural adecuada, la ausencia de irregularidades en planta y elevación, el uso de materiales estructurales de buena calidad, el cumplimiento de la «condición columna fuerte viga débil», y el detallado correcto del acero de refuerzo longitudinal y transversal en columnas, vigas y nodos.



***Figura 8.36**. Edificio Banco del Orinoco sin daños. Los Palos Grandes. Foto: A. Marinilli).*



***Figura 8.37**. Edificio sin daños ubicado en el Estado La Guaira (fotografía M. Hube).*

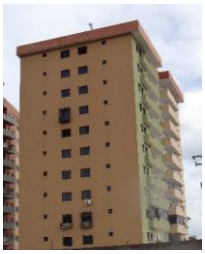


***Figura 8.38**. Edificio Bosque Lindo sin daños. Maracay. Foto: N. Fernández).*

9. EDIFICACIONES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO, EVIDENCIA DE CAMPO Y PATRONES DE DAÑO

9.1. Contexto de las observaciones realizadas

Los terremotos recientes han demostrado que edificaciones con muros de concreto reforzado pueden presentar respuestas sísmicas muy diferentes aún bajo demandas comparables, debido a factores como la configuración y continuidad de los muros, el detallado del refuerzo, las condiciones geotécnicas, la calidad constructiva y el deterioro acumulado. El terremoto del 24 de junio de 2026 permitió evaluar este comportamiento en el estado La Guaira, Venezuela, donde existe una alta concentración de edificaciones con muros de concreto reforzado emplazadas, en muchos casos, sobre depósitos costeros y aluviales y expuestas a un ambiente marino agresivo. Las inspecciones post-sísmicas evidenciaron desde daños severos en la base y primeros niveles de los muros, incluyendo aplastamiento del concreto, pandeo y fractura del refuerzo y daño en regiones de borde, hasta estructuras de tipología similar que mantuvieron su estabilidad global con daños limitados. En este contexto, el estudio compara casos con daño significativo, como Mare II, La Llovizna y Residencias G, con casos de comportamiento favorable, como Mare I, Algarín Paila II y desarrollos habitacionales de baja altura, con el objetivo de identificar los factores que condicionaron estas diferencias de desempeño y aportar evidencia para mejorar el diseño, detallado, control de calidad y evaluación de edificaciones existentes en regiones costeras de elevada amenaza sísmica.

9.2. Edificaciones con desempeño sísmico limitado

a) Urbanismo Mare II

Este urbanismo se encuentra dentro del complejo Mare Abajo compuesto por los urbanismos Mare I, Mare II y Las Pailas Algarín II de la parroquia Carlos Soublette del Estado La Guaira. El urbanismo Mare II comprende estructuras caracterizadas por muros delgados, vaciados en sitio mediante encofrados metálicos modulares (sistemas tipo túnel), con malla de refuerzo electrosoldada central, los edificios que conforman el complejo presentan muros en las dos direcciones principales de la estructura. En la Figura 9.1 se presenta una vista aérea del complejo, se observa el urbanismo Mare II (recuadro azul) y en el recuadro rojo los edificios menos afectados, que pueden ser recuperables. El urbanismo está constituido por 22 edificios, de los cuales 19 fueron afectados por el terremoto, mientras que 3 evidenciaron un daño menor. Es importante destacar que las edificaciones se encuentran en un depósito aluvional reciente y experimentaron asentamiento, pérdida de verticalidad en algunos edificios y en los afectados presenta daño generalizado en las paredes de mampostería.



Figura 9.1*. Complejo Mare Abajo*



Figura 9.2. *Urbanismo Mare II*

En la Figura 9.2 y Figura 9.3(a), se presenta el urbanismo Mare II, se observa el daño no estructural en las edificaciones, con caída completa de paños y en algunos casos colapso total de los balcones. Otro problema presente en el urbanismo es la falta de mantenimiento y la consecuente afectación por corrosión en los muros estructurales de concreto reforzado, Figuras 9.3(b), 9.3(c) y 9.3(d), al ser muros de poco espesor el recubrimiento es menor al que exige la norma por ambiente agresivo costero.

a) Caída de muros de mampostería



b) Corrosión en muros de concreto



c) Corrosión de borde de fachada



d) Corrosión en muro lateral externo



Figura 9.3. *Urbanismo Mare II.*

a) Urbanismo La Llovizna

La Urbanización La Llovizna, Figura 9.4, ubicada en el sector de Playa Grande en Catia La Mar, Estado La Guaira, presentó daños severos en los muros de concreto reforzado en la base y primeros niveles de algunos de sus edificios, Figura 9.5, son 6 edificios conformados por muros de concreto reforzado en las dos direcciones principales de la edificación, de 15 centímetros de espesor en la dirección transversal y 20 centímetros de espesor en la dirección longitudinal, alternando muros libres transversalmente y muros compuestos en forma de T.



Figura 9.4. *Urbanismo La Llovizna*



Figura 9.5*. Urbanismo La Llovizna*

El rol de la configuración de los muros fue fundamental, la distribución en planta con muros de pasillo largos en una dirección y muros perpendiculares en la dirección transversal, denominados patrón de espina de pescado, dan como resultado edificios donde la resistencia a las fuerzas laterales es proporcionada por muros con secciones transversales en forma de T y de muros rectangulares. Investigaciones sobre muros con secciones transversales en forma de T han revelado que estos muros se comportan de manera sustancialmente diferente a los muros rectangulares con refuerzo longitudinal

(vertical) colocado simétricamente (Wallace 1995, 1996; Thomsen y Wallace 2004). Para un muro con sección transversal en forma de T, el extremo del alma (nervio) está sometido tanto a grandes deformaciones por tracción como por compresión, por lo que esta región típicamente debe estar bien confinada para evitar el aplastamiento del concreto y el pandeo del refuerzo.

En resultados obtenidos por Thomsen y Wallace (2004) indican una pérdida significativa en la capacidad de carga lateral para los muros en T, las fallas por inestabilidad lateral y la fractura del refuerzo vertical del extremo del alma del muro, sugieren que la falta de refuerzo transversal en los extremos de los muros en forma de T pudo haber jugado un rol significativo en el nivel de daño observado en los muros de este conjunto residencial, por lo que deberían ser revisados cuidadosamente los criterios empleados para su diseño.

En las Figuras 9.6 (a) y 9.6 (b), se presenta una vista del daño estructural de los muros de concreto reforzado en el lateral de uno de los edificios y en la zona central del mismo, como se explicó anteriormente se generaron tensiones de tracción y corte muy fuertes en estos elementos; en las figuras 9.6 (c) y 9.6 (d), se observan daños en los muros del primer nivel de uno de los edificios. El daño no estructural presente en todos los edificios fue muy significativo, la caída de paredes de mampostería fue generalizada, el colapso de los sistemas de drenaje de aguas negras y los cajones de servicio por donde se conectan distintos niveles de los edificios se colapsaron. A pesar del nivel de daño presente en las edificaciones, las zonas de circulación (pasillos y escaleras) quedaron integras para permitir el desalojo de los habitantes, demostrando una resiliencia fundamental para la sobrevivencia.

a) Muro lateral PB b) Muro interno PB c) Muro interno Piso 1 d) Muro Piso 1



Figura 9.6*. Detalle de daño estructural en muros del edificio*

b) Residencias G

Residencias G ubicada en el sector de Playa Grande en Catia La Mar, Estado La Guaira, es un edificio de construcción privada reciente (se estima alrededor de 2016), donde se presenta daño en la base de los muros de concreto reforzado y en algunos muros de los pisos superiores, se observa la fractura y pandeo de barras de acero de refuerzo. En la Figura 9.7(a) se da una visual general de la edificación, que indica que la estructura es en apariencia simétrica; la Figura 9.7(b) muestra uno de los muros de concreto reforzado lateral externo con falla y pandeo del acero de refuerzo, con un arreglo del mismo que entre capas es muy cercano y ocasiona un efecto de articulación en el sector; la Figura 9.7(c) indica los dinteles de la parte central frontal de la edificación con un detallado mínimo de sostenimiento, dos acero de refuerzo en cada lateral, lo cual es un riesgo latente de caída en el sitio; finalmente la Figura 9.7(d) muestra el colapso de la escalera en los niveles superiores, con despegue de la viga de soporte intermedio y revelando un armado de malla electrosoldada con fractura parcial.

a) Vista general del edificio b) Aplastamiento y pandeo de muro lateral en la base c) Detalle de dintel, detallado deficiente d) Detalle de falla en núcleo de escaleras.



Figura 9.7*. Residencias G.*

En el nivel dos se observa desde el frente de la edificación una fractura de uno de los muros de corte, Figura 9.8 (a); en la Figura 9.8 (b) se presenta una remodelación en uno de los apartamentos donde se cortó una sección rectangular del muro de concreto reforzado para establecer un acceso entre apartamentos, lo que ocasionó el fallo local del muro de soporte. En la Figura 9.9 se presenta un detalle de la planta general del edificio, correspondientes a una aproximada de 29 metros de largo por 12 metros de ancho, efectivamente es una planta regular, con simetría en la dirección longitudinal y asimetría en la dirección transversal, lo que es indicativo probable de torsión en la respuesta. Adicionalmente, la rigidez transversal es mucho mayor que la longitudinal, por lo que la preferencia de vibración es en el sentido longitudinal, como se pudo verificar en la respuesta en el sitio donde se presentó cabeceo en esa dirección. Es importante destacar que en varios niveles se logró establecer una fractura entre el núcleo de ascensores y parte del soporte lateral de la escalera, siguiendo la línea roja indicada en planta, lo que establece una discontinuidad en la transmisión de esfuerzos en la estructura, propiciando ruptura y colapso en los niveles superiores.

a) Vista exterior b) Vista interior



Figura 9.8. *Detalle de falla en el muro del segundo nivel.*

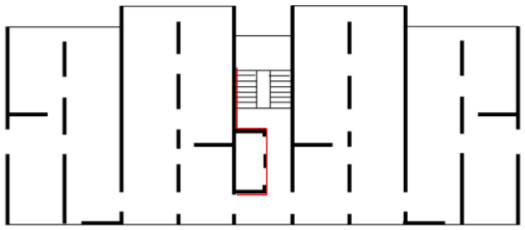


Figura 9.9. *Planta de la edificación*

9.3. Edificaciones con desempeño sísmico favorable

En esta sección se documentan casos de edificaciones con sistemas de muros de concreto reforzado que resistieron los mismos eventos sísmicos presentando daños reparables, lo cual muestra que la tecnología es segura cuando se aplica correctamente.

a) Urbanismo Mare I

El Urbanismo Mare I (recuadro verde de la Figura 9.1) ubicado en el sector Mare Abajo del Municipio Vargas, constituye un caso de desempeño favorable de edificaciones con muros de concreto reforzado sometidas a movimientos sísmicos severos de fuente cercana. El conjunto está conformado por 10 módulos de edificios de seis pisos (Figura 9.10), construidos sobre una terraza conformada con mejoramiento local del terreno. El sistema estructural dispone de muros portantes continuos en ambas direcciones principales, vinculados mediante elementos que favorecieron un comportamiento diafragmático y una adecuada distribución de las cargas laterales. Las inspecciones no identificaron grietas significativas en los muros estructurales que comprometieran la estabilidad global, observándose únicamente fisuras de reducido espesor y daños limitados en la mampostería. En consecuencia, las intervenciones requeridas corresponden principalmente a la remoción localizada del recubrimiento para evaluación, su posterior restitución y reparaciones menores, haciendo factible la rehabilitación de las viviendas.

b) Las Pailas de Algarín

El urbanismo Algarín Paila II es similar al Mare I (recuadro purpura de la Figura 9.1), está conformado por 16 módulos de edificios de 6 pisos. El sistema estructural está basado en muros de concreto reforzado continuos, en las direcciones principales de la estructura y con elementos confinados, distribuyendo eficientemente las cargas laterales del sismo. La inspección mostró daños menores, por lo tanto, es factible restituir a su condición original, siendo posible la rehabilitación de las viviendas.

c) Urbanismo OPPPE 62

El urbanismo OPPPE 62 corresponde a edificios de 2 niveles (ver Figuras 9.11 y 9.12), ubicados en Playa Grande, Tanaguarena y Caraballeda del Estado La Guaira. El sistema estructural está conformado por muros portantes continuos, en las direcciones principales de la estructura y con elementos confinados, lo cual permitió la distribución eficiente de las cargas laterales del sismo. Los daños observados fueron menores y su rehabilitación es factible. En algunos casos se han presentado daños en las obras de cerramiento externo de los patios de las viviendas del urbanismo, realizadas en mampostería no confinada, realizadas de forma no organizada y sin diseño de soportes adecuados (autoconstrucción).



Figura 9.10*. Urbanismo Mare I*



Figura 9.11*. Detalle lateral Urbanismo OPPPE 62*



Figura 9.12*. Detalle frontal Urbanismo OPPPE 62*

9.4. Factores diferenciales del comportamiento de muros de concreto reforzado

El contraste entre las edificaciones que presentaron daño estructural significativo y aquellas que exhibieron un desempeño satisfactorio permite identificar un conjunto de factores que, de manera individual o combinada, pudieron condicionar la respuesta observada. Estos factores comprenden aspectos geotécnicos, estructurales, constructivos y de durabilidad. Debido a la naturaleza observacional del reconocimiento post-sísmico, no resulta apropiado atribuir los mecanismos de falla a una única causa sin disponer de análisis estructurales y geotécnicos específicos. No obstante, la evidencia recopilada permite establecer tendencias y condiciones recurrentes que contribuyen a interpretar las diferencias de desempeño entre las edificaciones estudiadas.

a) Condiciones de suelo y efecto de sitio

Las condiciones geotécnicas del emplazamiento constituyen un factor relevante para interpretar las diferencias de desempeño observadas, particularmente en la franja costera de La Guaira, donde depósitos sedimentarios y aluviales de distintas características pueden modificar la amplitud, contenido frecuencial y duración del movimiento sísmico, incrementando potencialmente las demandas estructurales. En algunos casos se observaron además asentamientos diferenciales, deformaciones permanentes del terreno y pérdida de verticalidad, lo que evidencia la necesidad de considerar conjuntamente la respuesta estructural y geotécnica. Para establecer relaciones causales entre las condiciones del suelo y el daño observado, se requiere complementar el reconocimiento de campo con perforaciones, perfiles de velocidad de onda de corte, profundidad del basamento, nivel freático y análisis de respuesta sísmica local.

b) Calidad de ejecución, materiales y control de construcción

Las inspecciones evidenciaron condiciones asociadas a la calidad de ejecución y al deterioro de los materiales que pudieron influir en el desempeño sísmico, incluyendo recubrimientos insuficientes, corrosión del refuerzo, configuraciones de armado desfavorables y deficiencias locales de construcción. En muros delgados, pequeñas desviaciones en la posición del acero, problemas de compactación o discontinuidades de vaciado pueden reducir significativamente la capacidad resistente y de deformación, especialmente en regiones críticas sometidas a ciclos de compresión y tracción. Esta vulnerabilidad puede incrementarse en ambientes marinos, donde la penetración de cloruros favorece la corrosión, la pérdida de sección del acero, la reducción de adherencia y el desprendimiento del recubrimiento. Por ello, la calidad de los materiales, la correcta disposición y anclaje del refuerzo, el recubrimiento, la compactación y el control de ejecución son determinantes para garantizar un desempeño compatible con las hipótesis de diseño.

c) Sistema estructural, distribución y continuidad de los muros

La configuración del sistema resistente lateral fue uno de los factores que más claramente diferenciaron el desempeño observado. Las edificaciones con mejor respuesta presentaron muros distribuidos en ambas direcciones principales, continuidad vertical y una organización relativamente regular en planta, favoreciendo una transmisión directa de las acciones sísmicas y reduciendo concentraciones de demanda y efectos torsionales. En contraste, las estructuras con daño severo mostraron discontinuidades, diferencias importantes de rigidez entre direcciones y configuraciones geométricas susceptibles de concentrar esfuerzos. Particular atención requieren los sistemas que combinan muros rectangulares y secciones T, ya que la participación del ala modifica la posición del eje neutro, la capacidad resistente y la distribución de deformaciones, pudiendo generar elevadas demandas de compresión y tracción en los extremos del alma. Por ello, el desempeño sísmico no depende únicamente de la cantidad de muros, sino también de su posición, longitud, geometría, continuidad vertical, confinamiento e interacción con el sistema estructural.

d) Detallado sísmico y confinamiento de regiones críticas

Las zonas extremas de los muros estructurales concentran las mayores deformaciones de compresión y tracción durante la respuesta inelástica, por lo que su desempeño depende del confinamiento del concreto, la estabilidad del refuerzo longitudinal y la adecuada disposición del refuerzo transversal. Las inspecciones evidenciaron aplastamiento y desprendimiento del concreto, exposición, pandeo y fractura local de barras, mecanismos consistentes con la concentración de deformaciones en regiones críticas. Estos daños resaltan la importancia del diseño y detallado de los elementos de borde, ya que un confinamiento insuficiente o una separación excesiva del refuerzo transversal puede favorecer el pandeo de las barras tras la pérdida del recubrimiento. En consecuencia, el buen desempeño no depende únicamente de la resistencia inicial del muro, sino también de su capacidad para mantener resistencia y estabilidad bajo ciclos repetidos de deformación.

e) Durabilidad y deterioro previo

Otro factor relevante identificado durante el reconocimiento fue el estado de conservación de las estructuras antes del terremoto. En diferentes edificaciones se observaron procesos avanzados de corrosión, fisuración y desprendimiento del concreto, particularmente en elementos expuestos al ambiente costero. El deterioro previo puede reducir progresivamente las propiedades mecánicas y resistentes consideradas originalmente durante el diseño. La corrosión disminuye la sección efectiva del acero, modifica sus condiciones de adherencia y puede afectar la capacidad del refuerzo transversal para confinar el concreto y estabilizar las barras longitudinales. Este aspecto resulta especialmente importante para La Guaira, donde la agresividad ambiental asociada a la proximidad del mar debe considerarse conjuntamente con las demandas sísmicas. El desempeño frente a terremotos no depende únicamente del diseño original, sino también del estado real de conservación de la estructura al momento del evento.

f) Modificaciones realizadas durante la vida útil

Las intervenciones efectuadas posteriormente a la construcción constituyen otro factor potencialmente significativo. Durante las inspecciones se identificaron casos donde se habían realizado aperturas o modificaciones en muros estructurales para adaptar la distribución interior de las viviendas. La remoción parcial de un muro de concreto reforzado altera la sección resistente, la trayectoria de las fuerzas y la distribución de rigidez del sistema. Dependiendo de su ubicación, estas modificaciones pueden producir concentraciones locales de tensiones y reducir tanto la capacidad resistente como la rigidez lateral. Estas observaciones ponen de manifiesto la necesidad de establecer mecanismos de control sobre las intervenciones realizadas en edificaciones existentes, particularmente cuando afectan elementos pertenecientes al sistema resistente sísmico.

10. VIVIENDAS POPULARES

Se define como vivienda popular a aquella edificación concebida y construida sin el cumplimiento estricto de las normas técnicas nacionales de diseño, así como sin la supervisión, asistencia técnica ni fiscalización por parte de ingenieros colegiados u organismos municipales competentes. Estas estructuras nacen como respuesta progresiva de autoproducción para solventar el déficit habitacional en asentamientos espontáneos, caracterizándose por una alta densidad, crecimiento vertical no planificado y emplazamiento frecuente en terrenos de alta susceptibilidad geológica y topográfica.

En Venezuela se tipifican cinco sistemas constructivos fundamentales en los sectores populares: 1) Construcción Precaria (VCP): estructuras compuestas por materiales improvisados de desecho (láminas metálicas, madera, cartón); 2) Bahareque (VB): caña brava entretejida con barro y revoque; 3) Mampostería No Confinada (MMNC): muros portantes de bloques trabados sin elementos de amarre perimetral; 4) Mampostería Confinada (MMC): muros de bloques enmarcados por machones y vigas de corona de concreto reforzado; y 5) Sistema Mixto de Pórticos y Mampostería de Baja Calidad (PMBC): combinación de pórticos de concreto reforzado y mampostería no confinada con función portante. Este último es el esquema dominante en el hábitat popular (prevalencia de 60.4%), presentando severas deficiencias como columnas de escasa sección (25x25 cm), ausencia de vigas en una dirección, discontinuidad de ejes verticales y estribos sin ángulos a 135° (Páez, 2016; López et al., 2016).

Al 11 de septiembre de 2026, se han inspeccionado 21.422 viviendas, considerando viviendas a aquellas edificaciones entre 1 y 3 niveles, construidas con sistemas constructivos de pórticos y mampostería, con y sin criterios técnicos. En estos momentos nos encontramos realizando la auditoría de la data levantada, con el objetivo de establecer una cartografía detallada, donde se ubique de manera gráfica la delimitación de los sectores populares y formales, para realizar un análisis detallado de los daños presentados, por tipo constructivo y número de pisos, para el presente documento se presentará un caso de estudio, el sector popular Playa Verde, de la parroquia Urimare del estado La Guaira.

Tras el evento sísmico del 24 de junio de 2026, se evaluaron 660 viviendas populares en Playa Verde, repartidas en cinco subsectores operativos A, B, C, D y E (Figura 10.1). El diagnóstico cuantitativo se categorizó mediante etiquetas: Verde (Habitable: 170 viviendas, 25,76%), Amarillo (Habitable restringido: 229 viviendas, 34,70%), Rojo (Inhabitable / Daño severo: 230 viviendas, 34,86%) y Rojo Colapsado (Colapso / Riesgo geológico: 31 viviendas, 4,70%). El porcentaje combinado de viviendas afectadas severamente (Rojo + Rojo colapsado) alcanza el 39,55% (261 viviendas), mientras que al sumar las viviendas con habitabilidad restringida (Amarillo), el nivel de afectación global del sector asciende al 74,24% (490 viviendas).



Figura 10.1. *Distribución de etiquetas del sector Playa Verde, de la parroquia Urimare del estado de La Guaira. Imagen: L. C. Rivas.*

Tabla 10.1. *Distribución de Etiqueta en el sector popular Playa Verde.*

Etiqueta / calificación	Cantidad de Viviendas populares	% Porcentaje
Verde / Habitable	170	25,76
Amarillo / Restringido	229	34,70
Rojo / Inhabitable	230	34,85
Negro / Colapso	31	4,70
Total Inspeccionadas	**660**	**100**

En la Tabla 10.2 y en las figuras 10.2 a 10.4 se presentan resultados por sub sector. El sub sector A representa la mayor concentración de viviendas inspeccionadas en Playa Verde (242), representando un 36,67% de la muestra total, así mismo, es el que presenta la mayor cantidad de viviendas categorizadas en rojo (91) y también amarillas (87). De las 242 viviendas inspeccionadas solo 57 (23,55%) fueron categorizadas habitables y 7 viviendas etiquetadas como colapsadas (2,89%).

El sub sector B, se inspeccionaron 141 viviendas, presentó una distribución comparativamente simétrica: 46 verdes (32,62%), 46 amarillas (32,62%) y 43 rojas (30,50%). Se catalogaron como colapso 6 viviendas (4,26%). En el sub sector C predominio de afectación moderada-restringida: 60 viviendas Amarillas (39,22%). De las 153 viviendas inspeccionadas 47 se categorizaron rojas (30,72%), 40 se categorizan verdes (26,14%) y 6 se categorizaron como colapsadas (3,92%).

El sub sector D constituye uno de los núcleos de mayor severidad relativa: el 41,76% (38 viviendas) se etiquetaron como rojo, superando al porcentaje de viviendas habitables (18 verdes; 19,78%). 28 viviendas (30,77%) obtuvieron etiqueta amarilla y 7 viviendas (7,69%) fueron dictaminadas como colapsadas. El sub sector E es la muestra de menor tamaño, 33 viviendas inspeccionadas, pero con una mayor tasa de riesgo del sector Playa Verde, alcanzando un 15,15% (5 viviendas colapsadas). Las viviendas rojas representaron el 33,33% (11 viviendas), las verdes un 27,27% (9 viviendas) y las amarillas un 24,24% (8 viviendas)

Tabla 10.2. *Distribución de Etiquetas en el cada sub sector popular de Playa Verde.*

Sub-sector	Muestra (N)	Verde (%)	Amarillo (%)	Rojo (%)	Negro (%)	Impacto Crítico
A	242	57 (23,55%)	87 (35,95%)	91 (37,60%)	7 (2,89%)	Predomina Rojo/Amarillo
B	141	46 (32,62%)	46 (32,62%)	43 (30,50%)	6 (4,26%)	Distribución homogénea
C	153	40 (26,14%)	60 (39,22%)	47 (30,72%)	6 (3,92%)	Predomina Amarillo
D	91	18 (19,78%)	28 (30,77%)	38 (41,76%)	7 (7,69%)	Predomina
E	33	9 (27,27%)	8 (24,24%)	11 (33,33%)	5 (15,15%)	Mayor % de riesgo geológico (Negro)
TOTAL	**660**	**170 (25,76%)**	**229 (34,70%)**	**230 (34.85%)**	**31 (4,70%)**	**74,25% de afectación global**

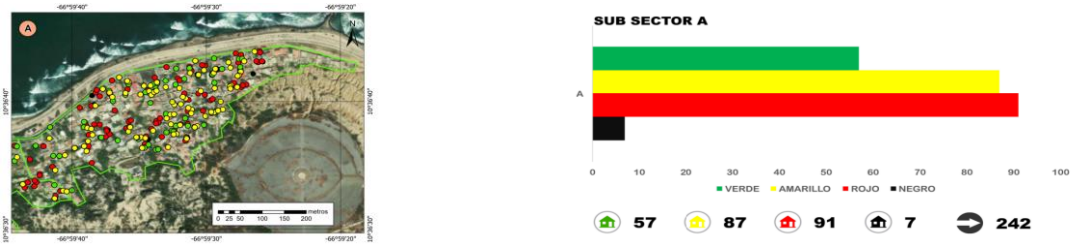


Figura 10.2. *Distribución de etiquetas del sub sector A, Playa Verde. Imagen: L.C. Rivas.*

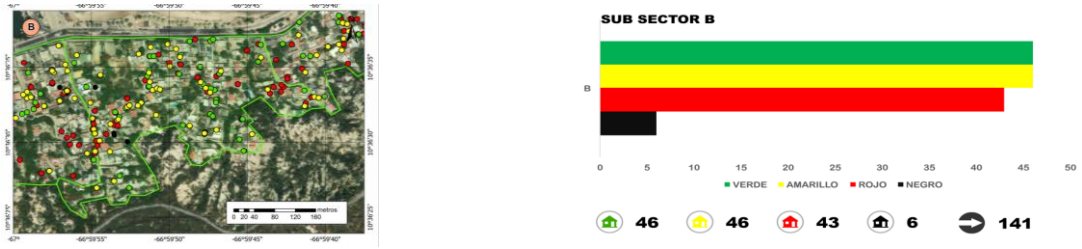


Figura 10.3*. Distribución de etiquetas del sub sector B, Playa Verde. Imagen: L.C. Rivas.*

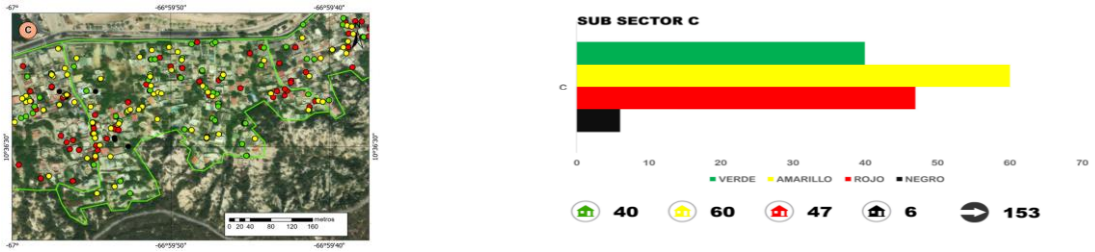


Figura 10.4. *Distribución de etiquetas del sub sector C, Playa Verde. Imagen: L.C. Rivas.*

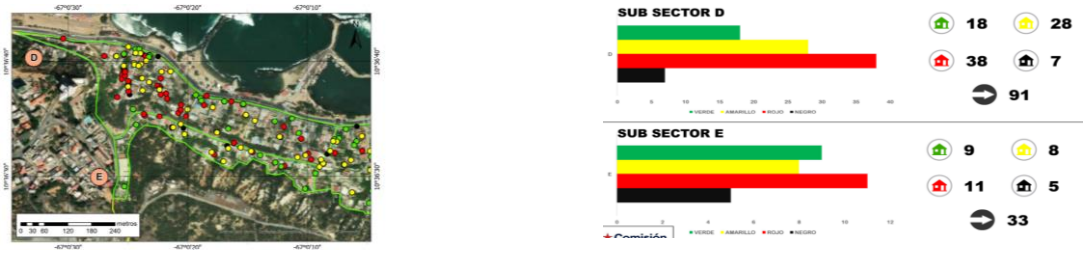


Figura 10.5. *Distribución de etiquetas del sub sectores D y E, Playa Verde. Imagen: L.C. Rivas.*

La evaluación post-sísmica del Sector Playa Verde demuestra que un 74,24 % de las viviendas populares sufrieron algún grado de daño estructural (Amarillo + Rojo + Negro), evidenciando la fragilidad del sistema constructivo y/o la severidad del movimiento sísmico.

11. EDIFICIOS OPPPE

Las edificaciones residenciales de la Oficina Presidencial de Planes y Proyectos Especiales (OPPPE) en el estado La Guaira, fueron construidas entre 2011 y 2013 (Figuras 11.1 y 11.2) e integran un conjunto de 9 complejos residenciales con 43 torres de 12 pisos (39 en Caraballeda y 4 en Catia La Mar). En términos de desempeño, este grupo de edificaciones experimentó severos daños estructurales que alcanzaron niveles críticos de afectación (Figura 11.3), registrando un total de 19 torres colapsadas (15 en Caraballeda y 4 en Catia La Mar entre fallas totales y parciales) detalladas en la Tabla 11.1.



Figura 11.1. *Tres torres, separadas por juntas de construcción. Junio de 2024, antes del terremoto. Foto: Google Maps*



Figura 11.2. *OPPPE 26. Junio de 2024, antes del terremoto. Foto: Google Maps*



Figura 11.3. *OPPPE 26. Junio de-2026, después del terremoto. Foto: Play Drone*

11.1. Sistema Estructural

El sistema estructural corresponde a pórticos de concreto reforzados resistentes a momento en ambas direcciones. Se identificaron dos tipologías estructurales principales: un modelo de torre doble, conformado por dos cuerpos unidos (sin junta) con un pasillo de circulación central, con una distribución de 4 ejes estructurales en una dirección y 8 ejes en la otra, y dos variantes de torre simple, constituidas por módulos independientes de un solo cuerpo, con 5 ejes en una dirección y 4 en la otra (Figuras 11.4 y 11.5). Los elementos portantes consisten en columnas rectangulares de 80 × 40 cm para la configuración de torre doble y de 80 × 50 cm para la torre simple, complementadas por vigas altas en ambas direcciones y losas nervadas en una dirección.

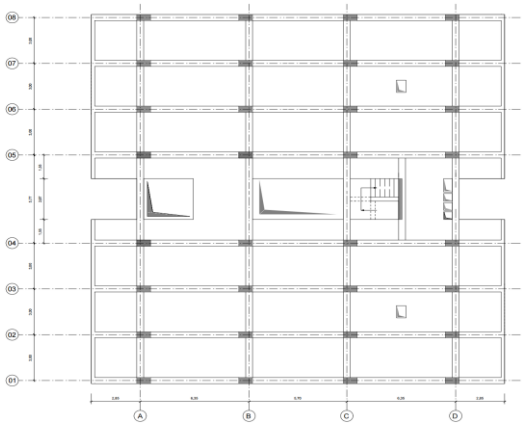


Figura 11.4. *Plano de configuración en planta del tipo de Torre Doble.*

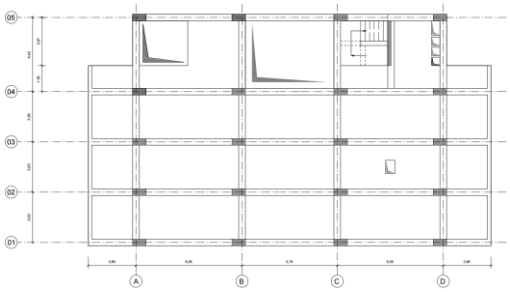


Figura 11.5. *Plano de configuración en planta del tipo de Torre Simple.*

11.2. Desempeño en La Guaira

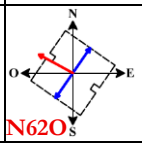
Del total de 43 torres, 16 tuvieron colapso total y 3 colapso parcial, ver Tabla 11.1. Es importante destacar que la totalidad de las torres colapsadas correspondió a la tipología de Torre Doble (16 colapsos de 32, 50%), mientras que la tipología Torre Simple no registró colapsos (0 colapsos de 11, 0%), evidenciando un comportamiento diferenciado entre ambas configuraciones estructurales, cuyas causas son parte de esta investigación. La dirección débil de la Torre se define por la dirección correspondiente a la dirección débil de las columnas. La dirección débil de cada torre colapsada se compara con la dirección y sentido del colapso en la Tabla 11.2. La doble flecha azul indica la dirección débil, mientras que la flecha roja indica la dirección y sentido del colapso. De las 16 torres colapsadas, en 14 de ellas la dirección de colapso coincide con la dirección débil de la edificación. En 10 torres el sentido predominante de colapso es Norte con componente Oeste, en 1 torre es en sentido Sur con componente Oeste, en 2 torre es en sentido Sur con componente Este y en 3 torres es en sentido Norte con componente Este.

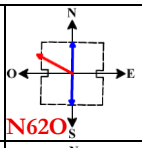
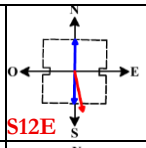
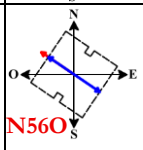
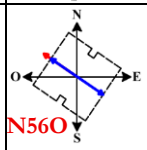
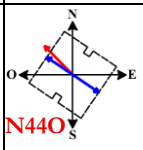
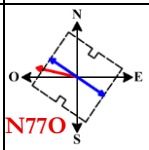
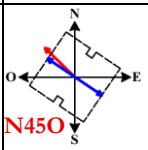
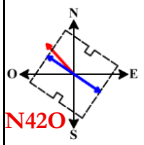
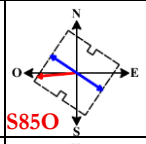
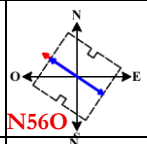
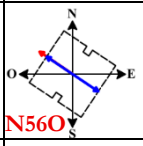
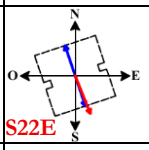
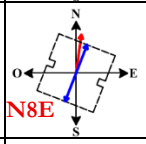
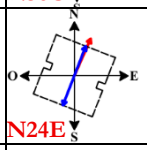
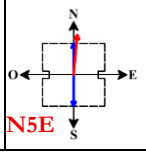
Tabla 11.1. *Clasificación y colapsos de las torres.*

Conjunto	Ubicación	Nº de Torres	Tipología	Nº de Colapsos
OPPPE 22	Caraballeda	4	Torre Doble	1
OPPPE 25	Caraballeda	7	Torre Doble	2
OPPPE 26	Caraballeda	6	Torre Doble	6
		6	Torre Simple	0
OPPPE 27	Caraballeda	4	Torre Doble	4
OPPPE 30	Caraballeda	2	Torre Doble	0
OPPPE 33	Caraballeda	2	Torre Doble	2
		1	Torre Simple	0
OPPPE 34	Caraballeda	2	Torre Doble	0
		1	Torre Simple	0
OPPPE 35	Caraballeda	1	Torre Doble	0
		3	Torre Simple	0
OPPPE 36	Catia La Mar	4	Torre Doble	1*
	Total =	43	Total =	16

* 1 torre con colapso total y 3 torres con colapso parcial.

Tabla 11.2. *Dirección débil y sentido de colapsos de las torres.*

CONJUNTO	ORIENTACIÓN **					
OPPPE 22 (1 colapso)	 N62O					

OPPPE 25 (2 colapsos)						
OPPPE 26 (6 colapsos)						
OPPPE 27 (4 colapsos)						
OPPPE 33 (2 colapsos)						
OPPPE 36 (1 colapso total)						

**Flecha azul: dirección débil de la torre (menor sección de la columna). Flecha roja: sentido del colapso. Nomenclatura bajo cada figura: rumbo del colapso.

En las torres colapsadas se observó un mecanismo compatible con el denominado colapso progresivo por pérdida de capacidad en cadena (Figuras 11.6 y 11.7). Este patrón se caracteriza por la pérdida sucesiva de capacidad resistente en uno o varios niveles, seguida del descenso de las losas y del apilamiento de los pisos sobre los niveles inferiores. La configuración final de los escombros sugiere que, después de producirse fallas localizadas en elementos verticales y conexiones viga-columna, los niveles superiores perdieron su soporte y colapsaron de manera progresiva, generando una acumulación relativamente compacta de losas y elementos estructurales.



Figura 11.6. *Colapso en la OPPPE 26. Foto: L. Hernández*



Figura 11.7. *Colapso en la OPPPE 33. Foto: L. Hernández.*

El comportamiento observado también podría estar relacionado con fenómenos propios de la fuente sísmica y del sitio, como efectos de campo cercano (pulsos de larga duración) y la amplificación de la respuesta sísmica asociada a la profundidad de aproximadamente 400 metros de sedimentos en Caraballeda o a los efectos topográficos en Catia La Mar, que pueden incrementar las demandas de desplazamiento y generar concentraciones de esfuerzos en determinados niveles. El diseño sismorresistente de las edificaciones se realizó conforme a la norma COVENIN 1756:2001, considerando para el análisis que las torres se encuentran ubicadas en la zona sísmica 5, con un tipo de uso de la estructura B2, un nivel de diseño ND3, un tipo de suelo S3 y un factor de reducción de respuesta R = 6, parámetros que definieron las demandas sísmicas y los criterios empleados en la evaluación de su comportamiento estructural. De las observaciones de campo y de los planos, no se observan irregularidades verticales ni en planta. La torre doble a pesar de estar conformada conceptualmente por dos cuerpos, a nivel estructural se clasifica como un solo módulo. En el nivel de acceso, pese a tener aberturas para la entrada a la torre, la abundancia de paredes no sugiere la condición de entrepiso blando.

Las inspecciones de campo realizadas tanto en las torres que permanecieron en pie como en las colapsadas permitieron identificar deficiencias constructivas recurrentes y algunas

buenas prácticas conformes con la normativa vigente. Entre las deficiencias relevantes se observó que una proporción significativa de los estribos y ligaduras en columnas y vigas presentaban ganchos doblados a 90°, en lugar de los 135° exigidos por la norma (Figura 11.8).



Figura 11.8. *Separación adecuada de estribos en viga de la OPPPE 26, con deficiencia en el doblez de 90° de los ganchos. Foto: L. Hernández.*



Figura 11.9. *Falta de confinamiento adecuado del nodo de la OPPPE 27. Foto: L. Hernández.*

Asimismo, se evidenció una falta de confinamiento adecuado (deficiencia de ligaduras) en las zonas de nodos viga-columna (Figura 11.9). Adicionalmente, se detectaron anclajes deficientes en los extremos de las vigas, con barras longitudinales ubicadas por fuera del núcleo de la columna (Figura 11.10). Sin embargo, el espaciamiento de estribos y ligaduras a lo largo de los elementos resultó, en general, conforme con los requisitos normativos.

En cuanto a las paredes de mampostería, se identificó un patrón de daño variable en altura en las torres que permanecieron en pie. Los primeros seis pisos presentaron daños severos, con desprendimiento casi total de las paredes de bloques huecos de arcilla, debido a la ausencia de elementos de anclaje entre la mampostería y la estructura de concreto reforzado, dejando expuesto el pórtico de concreto reforzado (Figura 11.11). En los pisos superiores, las paredes se mantuvieron prácticamente intactas, aunque en varias zonas se evidenció el desprendimiento del friso, exponiendo los bloques de arcilla. Es importante considerar que, previo al desprendimiento total, la presencia de estas paredes pudo haber inducido concentraciones de esfuerzos de corte en las columnas adyacentes (efecto conocido como columna corta), agravando la demanda sísmica en la estructura. Una vez producido el desprendimiento total de las paredes, la pérdida abrupta de rigidez y resistencia lateral en los pisos inferiores, pudo haber generado entrepisos débiles que influyera en el colapso de las torres.



Figura 11.10. *Anclaje deficiente de barras de vigas en juntas. OPPPE 26. Foto: L. Hernández.*



Figura 11.11. *Derrumbe paredes de mampostería. OPPPE 26. Foto: L. Hernández.*

11.3. Desempeño en Caracas

En Caracas existen otros complejos de edificaciones OPPPE (con torres simples y dobles) que no registraron daños estructurales significativos durante el sismo. Este comportamiento diferenciado puede atribuirse principalmente a la mayor distancia de estas torres respecto a la zona de ruptura (falla) localizada en el estado La Guaira, lo que implicó una atenuación considerable de las demandas sísmicas. A ello podrían sumarse diferencias en las condiciones locales de sitio y en la calidad de la construcción.

11.4. Próximos pasos

Actualmente, la investigación continúa mediante el ensayo de muestras de los materiales empleados (extraídos en sitio), así como la simulación mediante modelos matemáticos lineales y no lineales, de la respuesta estructural ante el sismo. Estos análisis permitirán contrastar los daños observados en campo con el comportamiento esperado de las edificaciones y evaluar la posible influencia de factores como los efectos de campo cercano (pulsos de larga duración), el efecto del suelo y la interacción con elementos no estructurales.

12. EDIFICIOS DEL SISTEMA SUMMA DE ACERO LIGERO GALVANIZADO

Se presentan las observaciones de campo y los resultados preliminares del desempeño sísmico de las 193 edificaciones de cuatro niveles del sistema SUMMA, de perfiles ligeros de acero galvanizado, del urbanismo Hugo Chávez (Parroquia Urimare, Estado La Guaira). La evaluación comprendió inspección rápida, levantamiento detallado de una muestra representativa y registro fotográfico georreferenciado. Las edificaciones se agrupan en tres etapas con diferentes años de construcción: Etapa 1 (2012), Etapa 2 (2013) y Etapa 3 (2014). La Etapa 1 es el arreglo original, sin diagonales de arriostramiento en el plano de fachada de planta baja, solo en las paredes internas; en las Etapas 2 y 3 se incorporan esas diagonales en el plano de fachada. Se registraron las características constructivas de los anclajes a la losa de fundación, las conexiones de las diagonales y el estado de corrosión de los pernos de anclaje y de los elementos expuestos.

El daño se concentró en la planta baja de los edificios de 4 pisos y difiere entre etapas: el colapso de al menos un nivel alcanza 67 % en la Etapa 1, 13 % en la Etapa 2 y 36 % en la Etapa 3. Las cifras corresponden al registro levantado en campo tras el terremoto. La mayoría de las edificaciones dañadas fue demolida y permanecen en pie las preservadas para la investigación en curso.

12.1. El Sistema Constructivo y el Sitio

El Urbanismo Hugo Chávez, ubicado en la parroquia Urimare del estado La Guaira, ocupa una superficie reportada de 336.780 m². Comprende 193 edificios residenciales de cuatro niveles construidos con el sistema SUMMA y 12 edificaciones de uno y dos niveles destinadas a otros usos (Figura 12.1). El conjunto se emplaza sobre una meseta delimitada por taludes al sur y suroeste. Durante la inspección visual, las edificaciones educativas, religiosas y comunitarias, estructuradas con pórticos de concreto reforzado o acero, no presentaron colapso ni daños estructurales relevantes. El sistema resistente de los edificios residenciales está constituido por perfiles de acero ligero galvanizado conformados en frío: montantes, soleras, elementos horizontales y diagonales de arriostramiento. En la planta baja, el cerramiento exterior comprende una membrana hidrófuga instalada sobre el entramado metálico, una malla de metal desplegado nervado galvanizado (*rib lath*), fijada a los perfiles, y un revestimiento de mortero de cemento y arena. En los niveles superiores, el cerramiento está formado por tableros de virutas orientadas (OSB), una membrana hidrófuga exterior y revestimiento exterior de vinilo (*vinyl siding*). Cada edificio consta de dos módulos residenciales laterales, denominados alas, y un módulo central de escaleras. La cimentación consiste en una losa rigidizada perimetralmente mediante vigas de sección T invertida. La estructura metálica se fija a la fundación mediante anclajes de punta expansiva. El tamaño de las alas, la etapa constructiva y el número de ventanas por fachada definen seis tipologías de edificios, descritas en la Sección 12.2 a).

12.2. Observaciones de Campo

Se inspeccionaron las 193 edificaciones de cuatro niveles del conjunto y se levantó en detalle una muestra representativa, con la que se conformó una base de datos del estado de cada edificación. Los trabajos de campo los ejecutaron los autores con pasantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. La Figura 12.1 muestra las 193 edificaciones, cada una se identifica por una letra que ubica la fila de localización (desde la A hasta la M) y un número que identifica la columna de localización (desde el 1 hasta la 23).

a) Tipología de las edificaciones

Los seis tipos de edificación se reconocen desde el exterior por el tamaño del ala, la etapa constructiva y el número de ventanas por fachada, cuya posición condiciona la longitud de panel disponible para arriostrar el nivel inferior. La Tabla 12.1 y las Figuras 12.1 a 12.3 presentan los tipos, su ubicación en el urbanismo, ejemplos de fachadas y la distribución del daño.

Tabla 12.1. Tipos y estado de las 193 edificaciones, según modelo y etapa constructiva. Entre paréntesis, el porcentaje respecto del total del modelo; en las filas de subtotal, respecto del total de la etapa.

Modelo	Etapa	Ala	Ventanas Lat+Prin	SC Sin Colapso	CP Colapso 1 Nivel	OT Otros colapsos	Total	% del total
P1	Etapa 1	Pequeño	4 + 0	6 (42,9 %)	5 (35,7 %)	3 (21,4 %)	14	7,3 %
P2	Etapa 1	Pequeño	2 + 3	10 (21,7 %)	28 (60,9 %)	8 (17,4 %)	46	23,8 %
G3	Etapa 1	Grande	4 + 2	15 (45,5 %)	14 (42,4 %)	4 (12,1 %)	33	17,1 %
Subtotal Etapa 1				**31 (33,3 %)**	**47 (50,5 %)**	**15 (16,1 %)**	**93**	**48,2 %**
P4	Etapa 2	Pequeño	6 + 0	4 (100 %)	0 (0 %)	0 (0 %)	4	2,1 %
P5	Etapa 2	Pequeño	4 + 3	21 (84,0 %)	1 (4,0 %)	3 (12,0 %)	25	13,0 %
G6	Etapa 2	Grande	6 + 2	21 (87,5 %)	0 (0 %)	3 (12,5 %)	24	12,4 %
Subtotal Etapa 2				**46 (86,8 %)**	**1 (1,9 %)**	**6 (11,3 %)**	**53**	**27,5 %**
P5	Etapa 3	Pequeño	4 + 3	18 (69,2 %)	3 (11,5 %)	5 (19,2 %)	26	13,5 %
G6	Etapa 3	Grande	6 + 2	12 (57,1 %)	0 (0 %)	9 (42,9 %)	21	10,9 %
Subtotal Etapa 3				**30 (63,8 %)**	**3 (6,4 %)**	**14 (29,8 %)**	**47**	**24,4 %**
TOTAL				**107 (55,4 %)**	**51 (26,4 %)**	**35 (18,1 %)**	**193**	**100 %**



Figura 12.1. *Urbanismo Hugo Chávez: ubicación de los seis tipos de edificación de cuatro niveles y de las doce edificaciones destinadas a otros usos, por etapa constructiva (Etapas 1, 2 y 3) y tamaño del ala (edificios grandes y pequeños).*

b) Distribución del daño por etapa constructiva

La Tabla 12.1 recoge el estado de las 193 edificaciones de habitación según el modelo y la etapa constructiva, en tres categorías: sin colapso (SC), colapso de un nivel (CP) y colapso de más de un nivel o incendio (OT), esta última incluye las edificaciones incendiadas tras el colapso. Este registro fue levantado en campo antes de la demolición de la mayoría de las edificaciones dañadas, y fue verificado edificación por edificación mediante inspección en sitio, imágenes satelitales de Google Earth (imagen del 26-06-2026, © Airbus) y videos aéreos con dron.

a) Edificio J6 (Etapa 1, modelo P1): ala pequeña, 4 ventanas por piso en fachada lateral y ninguna en la principal.



b) Edificio I5 (Etapa 1, modelo P2): ala pequeña, 2 ventanas por piso en fachada lateral y 3 en la principal.



c) Edificio J4 (Etapa 1, modelo G3): ala grande, 4 ventanas por piso en fachada lateral y 2 en la principal.



d) Edificio D12 (Etapa 2, modelo P4): ala pequeña, 6 ventanas por piso en fachada lateral y 0 en la principal.



e) Edificio G14 (Etapa 2, modelo P5): ala pequeña, 4 ventanas por piso en fachada lateral y 3 en la principal.



f) Edificio M23 (Etapa 3, modelo G6): ala grande, 6 ventanas por piso en fachada lateral y 2 en la principal.



Figura 12.2. *Ejemplos de fachadas observadas en campo.*



Figura 12.3. *Estado de daño de cada edificación, por etapa constructiva. Naranja : sin colapso (SC); morado : colapso de un nivel (CP); rojo : colapso de más de un nivel o incendio (OT).*

Sumando las columnas CP y OT de la Tabla 12.1, la proporción de edificaciones con colapso de al menos un nivel es de 66,7 % en la Etapa 1 (62 de 93), 13,2 % en la Etapa 2 (7 de 53) y 36,2 % en la Etapa 3 (17 de 47). En el total del conjunto, 107 edificaciones (55,4%) no presentaron colapso y 86 (44,6 %) presentan colapso de al menos un nivel.

Las tres etapas difieren en más de un aspecto. La Etapa 1 no tiene diagonales en el plano de fachada de la planta baja y las Etapas 2 y 3 sí las tienen; además, cada etapa ocupa un sector distinto del urbanismo y, por tanto, difiere en las condiciones del terreno y en la distancia a las zonas de falla de borde. La comparación entre etapas no permite aislar el efecto de cada factor: en las Etapas 2 y 3 también hubo colapsos, y en las edificaciones arriostradas que permanecieron en pie, se registró daño en los perfiles y en sus conexiones. La contribución de cada uno de estos factores al daño observado se analiza en la investigación en curso.

c) Diferencias constructivas entre etapas y patrón de daño

La Figura 12.4 compara las dos diferencias constructivas entre etapas: las diagonales de arriostramiento en el plano de fachada de la planta baja y la plancha de conexión que transmite el corte entre el panel de la fachada inferior y el superior.

a) Etapa 1: nivel de planta baja sin arriostramiento diagonal en el plano de fachada.



b) Etapas 2 y 3: arriostramiento diagonal vertical en el nivel de planta baja.



c) Etapa 1: sin plancha de conexión que transmite corte entre paneles de fachada inferior y superior, con desprendimiento de revestimiento y corrosión de elemento metálico expuesto.



d) Etapas 2 y 3: con plancha de conexión que transmite corte entre el panel de fachada inferior y superior.



Figura 12.4. *Diferencias constructivas entre las etapas:*

El daño observado en las edificaciones se resume en la Figura 12.5. La deformación lateral se concentró en la planta baja, con distorsiones menores en los niveles superiores. En las que colapsaron, el colapso afectó la planta baja y los niveles superiores quedaron en pie; en algunos casos alcanzó el segundo o el tercer nivel y dos edificaciones de la Etapa 3 colapsaron por completo tras el incendio que siguió al colapso de la planta baja. Donde quedó deriva permanente, esta se concentró en la planta baja y los niveles superiores se inclinaron en bloque (Figura 12.5b). En las que no colapsaron, el daño se localizó de forma recurrente en la viga intermedia de entrepiso y en los perfiles, sus conexiones y los anclajes a la fundación, que se detallan en la Sección 12.2 d).

a) Colapso del nivel de planta baja con los niveles superiores en pie (edificación I3, Etapa 1).



b) Deriva permanente en la planta baja, con niveles superiores inclinados en bloque (edificación M21, Etapa 3).



c) Viga intermedia de entrepiso, perfil horizontal entre paneles de nivel inferior y el superior, pandeada y con nivel superior desencajado, retenido por plancha de conexión entre paneles de fachada.



d) Desprendimiento de la fijación de un panel de recubrimiento.



e) Daño del revestimiento en panel de planta baja, con patrón compatible con torsión en planta.



f) Dos edificaciones de la Etapa 3: colapsó la planta baja y el incendio posterior destruyó el resto de la edificación.



Figura 12.5. *Daño observado en las edificaciones de cuatro niveles.*

d) Daño en elementos, conexiones y anclajes

La Figura 12.6 reúne las observaciones registradas en el levantamiento detallado de las edificaciones que permanecían en pie: el daño en diagonales, montantes y sus uniones, el estado de los pernos de anclaje a la fundación, el comportamiento del revestimiento, y los detalles constructivos observados en los niveles superiores.

a) Pandeo de un elemento diagonal y doblez de montantes en la planta baja.



b) Falla de corte del elemento diagonal y rotura en su unión con la junta.



c) Corrosión de pernos de anclaje y distancia al borde entre 3,5 y 6,0 cm.



d) Fijación de perno de anclaje a la fundación (Etapa 1).



e) Perno de anclaje desplazado de su punto de anclaje.



f) Perno de anclaje con falla del cono de arrancamiento.



h) Plancha de conexión atornillada en el encuentro de diagonal, montante y solera (edificación F11).

g) Cerramiento exterior de los niveles superiores: revestimiento exterior de vinilo sobre OSB con membrana hidrófuga.

i) Conexión tipo hold-down entre niveles para transmitir las fuerzas de tracción asociadas al volcamiento de los paneles.



Figura 12.6. Observaciones de campo en las edificaciones de cuatro niveles: daño en elementos y conexiones, anclajes a la fundación, revestimiento y detalles constructivos.

e) Edificaciones sin daño observado

Entre las doce edificaciones destinadas a otros usos, las construidas de un nivel con el sistema SUMMA no presentaron daños en la inspección de campo. La Figura 12.7 muestra, a modo de ejemplo, dos de ellas.

a) Ambulatorio Sabaneta de Barinas, edificación de un nivel.

b) CEI Manuelita Sáenz, edificación de un nivel.

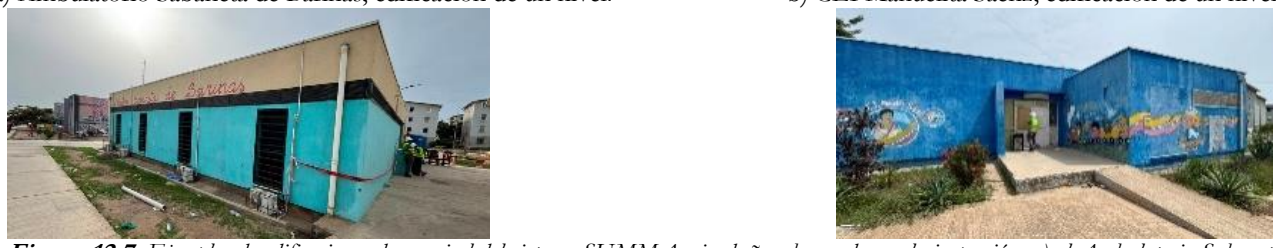


Figura 12.7. *Ejemplos de edificaciones de un nivel del sistema SUMMA, sin daños observados en la inspección: a) el Ambulatorio Sabaneta de Barinas y b) el CEI Manuelita Sáenz.*

f) Condiciones del sitio

Los valores N de cinco sondeos SPT (FUNDALANAVIAL, 2026), que alcanzaron rechazo entre 2 y 5 m de profundidad y la geología del sector muy litificado, como lo evidencia la existencia de sus taludes. no indican potencial de licuación. En el borde del talud se observó desprendimiento lateral del suelo, con grietas abiertas en la corona, sin falla generalizada ni superficie continua hacia el pie (Figura 12.8). La curva H/V es aproximadamente plana, porque no hay un contraste de impedancia marcado; por ello no define una frecuencia fundamental ni descarta amplificación; y el análisis del sector requiere una caracterización dinámica profunda.



Figura 12.8. *Desprendimiento lateral del suelo en el borde del talud, con grietas abiertas en la corona.*

12.3. Investigación en Curso y Pasos Futuros

Están en ejecución la consolidación de la base de datos de las 193 edificaciones y la caracterización sísmica del sitio. Sobre las edificaciones preservadas se prevén mediciones del desplome remanente, ensayos de elementos y de paneles completos, y destape de conexiones y anclajes para evaluar la contribución de cada factor al daño observado. Por otro lado, se desarrollan estudios a fin de estimar las características del movimiento vibratorio ocurrido, incorporando los efectos de pulsos asociados a la ruptura tectónica y los efectos topográficos asociados a la geometría de la zona. Luego se harán los análisis no lineales de respuesta a fin de conocer las razones del desempeño observado.

13. DAÑOS EN EDIFICACIONES EDUCATIVAS

El terremoto ocasionó el derrumbe completo de varios edificios educativos, además de una cantidad elevada con daños severos y moderados. Afortunadamente ocurrieron en un día sin actividad docente (fiesta nacional). Si el terremoto hubiera sucedido con una diferencia de pocas horas antes o después de esa fecha, posiblemente se hubiese presentado el fallecimiento de una cantidad significativa de integrantes de las comunidades educativas, lo cual podría representar una tragedia mayor al terremoto de Cariaco - Estado Sucre del año 1997.

Se inspeccionó un total de 2.205 planteles, cuyos resultados se muestran en la Figura 13.1, 171 tienen Etiqueta Roja y 467 Etiqueta Amarilla. Se detectaron 9 con colapso total o parcial. La Figura 13.2 muestra la distribución de estos 2.205 planteles por entidad federal; el mayor número de Etiquetas Rojas corresponde al Distrito Capital con 76 seguido por el estado La Guaira con 56 y el estado Miranda con 35. El número de colapsos (parcial o total) se concentra en La Guaira con 7, seguido por el Distrito Capital y el estado Carabobo con 1 cada uno.

En la Tabla 13.1 se presenta la lista preliminar de 13 edificios educativos (públicos y privados) derrumbados completos o con daño estructural permanente. La información proviene de visitas de campo, de la Plataforma HABITABLE e investigación personal en las redes sociales.

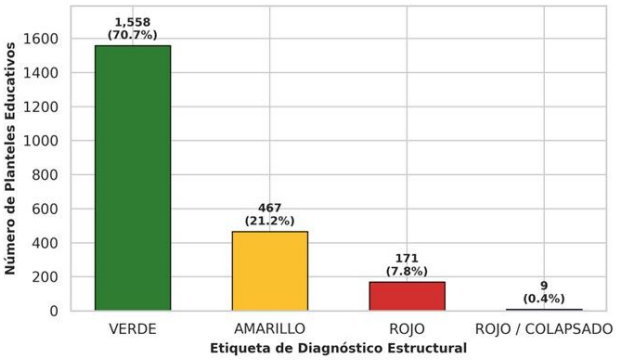


Figura 13.1. *Distribución nacional de Etiquetas en edificaciones educativas.*

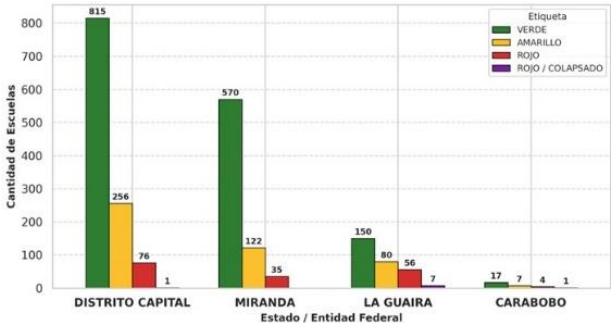


Figura 13.2 *Distribución por entidad federal de Etiquetas en edificaciones educativas.*

Tabla 13.1*. Lista de 13planteles derrumbados o con daño estructural permanente.*

	Entidad Federal	**Ciudad o Centro Poblado**	**Nombre del Plantel**
1	Distrito Capital	La Pastora - Caracas	Colegio Agustiniano San Judas Tadeo.
2	Distrito Capital	El Junquito - Caracas	Unidad Educativa Privada Colegio Iberoamericano
3	La Guaira	Macuto	Liceo Bolivariano José María España
4	La Guaira	Carayaca	Escuela Básica Rafael Rangel
5	La Guaira	Playa Grande	Unidad Educativa Privada José Atanasio Girardot
6	La Guaira	Catia La Mar	Unidad Educativa Privada Colegio San José
7	La Guaira	Avda. Soublette, Pariata	Unidad Educativa José María Vargas
8	La Guaira	Sector Mare Abajo	Unidad Educativa Nacional Cruz Felipe Iriarte
9	Carabobo	Morón, Pto. Cabello	Escuela Básica Pedro Jesús García
10	La Guaira	La Guaira	Colegio José Atanacio Girardot
11	La Guaira	Catia La Mar	U.E.P Gabriela Mistral
12	La Guaira	Catia La Mar	INCES Catia La Mar
13	La Guaira	Urimare	I.E.E. Urimare

Con el objetivo de estimar la población estudiantil que pudiera haber sido afectada con la pérdida de estos 13 edificios, se considera un plantel educativo con una sección por año (1º a 6º grado), con 38 estudiantes por sección (aula), lo cual da como resultado 38 x 6 aulas = 228 estudiantes x 13 edificios derrumbados = 2.964 estudiantes afectados, como mínimo.

A continuación, se muestran 4 ejemplos representativos que muestran los niveles de daños y destrucción de las edificaciones educativas:

13.1. Liceo Bolivariano "José María España"

Las fotografías de la Figura 13.3 muestran el Liceo ubicado en la Avda. España, Macuto, Estado La Guaira. La fachada lateral Este (previa a los sismos) se muestra en la Figura 13.3.a,

el edificio original era prefabricado de concreto reforzado, de planta regular y rectangular, de 3 niveles estructurales y conformado por un volumen único. En la Figura 13.3.b se observa la destrucción completa de todos los elementos estructurales y la caída de losas sobre losas superpuestas.

13.2. Unidad Educativa "José María Vargas"

Este edificio ubicado en la Avda. Soublette, Pariata, Estado La Guaira (Figura 13.4), estaba conformado por varios volúmenes, su configuración geométrica en planta es similar a la letra H. En la Figura 13.4.a hay una vista de la fachada principal sur del edificio educativo y se observa el derrumbe parcial de un volumen del del edificio. En 13.4.b se observa el derrumbe completo de otro de los volúmenes que conforman el conjunto educativo de 3 niveles estructurales, el cual estaba separado del edificio anexo por medio de una junta de construcción. Este edificio presentaba vigas altas solo en el sentido transversal. Se aprecia la deformación permanente que presenta otro edificio, ocasionada por la destrucción de las líneas resistentes en los nodos. En la Figura 13.4.c se observa la destrucción del núcleo de concreto, la reducción de la longitud de la altura de la columna y la deformación permanente de las barras de acero, las losas de entrepiso y de techo. Este edificio finalmente será demolido.

13.3. Unidad Educativa "Evelia Avilán de Pimentel"

En la Figura 13.5 se muestran imágenes de esta edificación localizada en la Avenida Soublette, La Guaira**.** La figura 13.5.a presenta una vista parcial de la fachada posterior del edificio. La figura 13.5.b muestra la destrucción y volcamiento de los cerramientos internos de bloques de arcilla con friso por ambas caras, en las aulas de clases y además la caída de la pizarra acrílica sobre los conjuntos de mesas y sillas que utilizan a diario los estudiantes, por deficiencias en la fijación a la estructura. Este edificio será reparado.

13.4. Unidad Educativa Privada Patronato "San José de Tarbes"

Este conjunto está ubicado en la Avda. Este 2 de la Parroquia Candelaria, Distrito Capital, está conformado por varios volúmenes con planta rectangular, ubicados en torno a dos patios internos descubiertos, esquema de planta similar al número 8. La figura 13.6.a muestra la fachada principal Norte del edificio. Al ocurrir los terremotos se produjeron daños severos en los muros de ladrillos macizos y la caída parcial de la cubierta de techos a dos aguas, en el 2do nivel. La figura 13.6.b se observa un detalle de los muros de ladrillos macizos de arcilla y el desplazamiento parcial lateral con respecto al plano de la fachada, del segmento superior que presenta una fractura. Se requiere realizar una evaluación detallada especializada para determinar las acciones a tomar en este caso (Edifico Patrimonial e Histórico).

a) Imagen del edificio original.



b) Vista de los escombros del edificio.



Figura 13.3 *Liceo Bolivariano "José María España", Macuto. Fotografía: Ch. J. Valencillos. Fotografía 13.1.b R. González.*

a) Fachada Principal.



b) Edificio derrumbado y otro con daño severo.



c) Daño completo en columna.



Figura 13.4 *Unidad Educativa "José María Vargas", Pariata, Estado La Guaira. Foto R. González.*

a) Fachada posterior.



b) Vista interna aula de clases.



Figura 13.5 *Unidad Educativa "Evelia Avilán de Pimentel", La Guaira. Foto R. González.*

a) Fachada Principal.



b) Daño severo en fachada principal.



Figura 13.6 *Unidad Educativa Patronato "San José de Tarbes", Distrito Capital. Foto R. González.*

14. EDIFICACIONES PATRIMONIALES E HISTÓRICAS

De la información del registro del Instituto de Patrimonio Cultural (IPC, 2026; AVEC, 2026 y Balza, 2026) se listan preliminarmente 55 edificaciones patrimoniales e históricas con daños ocasionados por el terremoto, localizadas en el Distrito Capital y en los Estados Aragua, Carabobo, Falcón, La Guaira y Miranda. Se muestra en la Tabla 14.1 la cantidad de edificios que registraron daños en las Iglesias Católicas y en otros Edificios Emblemáticos.

Tabla 14.1. *Resumen de edificaciones con algún nivel de daño por Entidad Federal.*

Entidad Federal	Iglesias Católicas	Edificios Emblemáticos	Sub Total (2)
Distrito Capital	20	19	39
Aragua	4	0	4
Carabobo	1	0	1
Falcón	0	1	1
La Guaira	1	4	5
Miranda	4	1	5
Sub Total (1)	**30 (54,5%)**	**25 (45,5%)**	**55 (100%)**
TOTAL			

A continuación, se muestran cuatro (4) ejemplos representativos de edificaciones afectadas por los sismos:

14.1. La Catedral de Caracas

Localizada en la Avda. Norte 0 en Caracas conserva su ubicación en la misma parcela desde 1567 y fue afectada históricamente por los sismos de 1641, 1766, 1812, 1900 y 1967. A la fecha sufrió daños importantes: grietas profundas en la torre y campanario, y daños severos en los arcos superiores que sostienen la cubierta de techos, como muestran la Figura 14.1 (a, b y c).

14.2. La Escuela de Música "Pablo Castellanos"

Situada en la Avda. Intercomunal de Macuto, La Guaira, construida en 1885 era la residencia vacacional del presidente Joaquín Crespo y conocida como "La Crespera". Presentó una grieta vertical de toda la fachada sur, que continúa en diagonal hacia una ventana. En la fachada norte hubo desprendimientos de paredes y daños extensos en la cubierta de techos de madera, visibles en la Figura 14.2 (a, b y c).

14.3. La Iglesia de San José de Ñarauli

Localizada en la Avda. Este 11 de la Parroquia San José (Caracas) sufrió grietas profundas en columnas y elementos decorativos de la torre. En la nave lateral izquierda colapsó completamente la cubierta de techos, conformada por vigas, correas y tableros de madera Figura 14.3 (a, b y c).

14.4. El Palacio de las Academias

Ubicado en la Avda. Universidad, Caracas, luego de su construcción funcionó originalmente como antiguo convento franciscano. Fue remodelado por el gobierno de Antonio Guzmán Blanco, y se transformó en la sede de la UCV durante el periodo de 1872 hasta 1952. Presentó grietas y fisuras en muros internos y externos con desprendimientos de frisos en la fachada, se observó el derrumbe parcial de la torre por la caída de una basa de gran peso, que dañó el techo del área de archivo de la Academia de la Historia y fue retirada utilizando una grúa telescópica, ya que representaba una amenaza, como se observa en la Figura 14.4 (a hasta la f).

a) Fachada Principal



b) Daños en la torre del reloj y campanario



c) Daños en los arcos y bóvedas



Figura 14.1 *Catedral de Caracas, Distrito Capital. Fotos: R. González.*

a) Fachada Principal



b) Fachada posterior



c) Detalle de la fachada principal



Figura 14.2 *Escuela de Música "Pablo Castellanos", Macuto, Estado La Guaira. Fotos: R. González.*

a) Fachada Principal.



b) Daños en la torre del campanario.



c) Derrumbe de cubierta de techos.



Figura 14.3 *Iglesia de San José de Ñarauli, San José, Caracas, Distrito Capital. Fotos: R. González.*

a) Fachada Principal.



b) Daños en la fachada.



c) Daños en la torre.



d) Elemento caído.



e) Daños en el techo.



f) Retiro de basa.



Figura 14.4 *Palacio de las Academias, Caracas, Distrito Capital. Fotos a, b, c: R. González, Fotos d y f: J. Ochoa, Foto e: Marianela Lafuente.*

15. CENTROS DE SALUD Y AEROPUERTO DE MAIQUETÍA

15.1. Daños en Hospitales y Centros de Salud

Se realizaron inspecciones a edificaciones médico-asistenciales en todo el país a solicitud del Ministerio de Salud. Se inspeccionaron 433 edificaciones en 6 estados, dando como resultado 3 colapsos (0,69%), 34 rojos (7,85%), 71 amarillos (16,40%) y 328 verdes (16,40%). Los resultados se presentan con más detalles en la Figura 15.1 y 15.2, así como en la tabla 15.1.

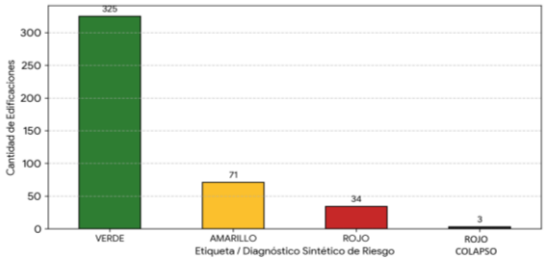


Figura 15.1 *Distribución de Etiquetas en las 433 edificaciones hospitalarias inspeccionadas.*

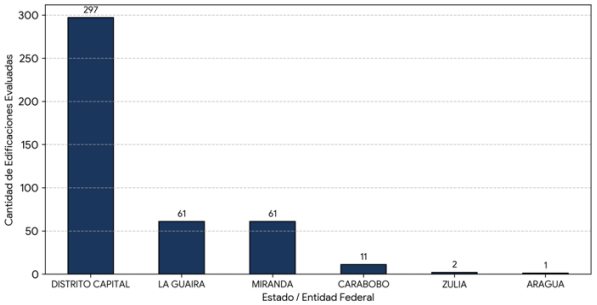


Figura 15.2 *Distribución por entidad federal de las 433 edificaciones hospitalarias inspeccionadas.*

Se inspeccionaron algunos de los centros de salud que colapsaron, entre ellos el Hospital Risquez en Caracas donde colapsó uno de sus módulos (Figura 15.3), el Centro de Atención Psicofamiliar El Niño y el Mar en Catia La Mar (Figura 15.4) y la Unidad de Rehabilitación Médica Integral en Caraballeda (Figura 15.5).

Tabla 15.1*. Distribución de Etiquetas según evaluación estructural.*

Estado/ Entidad	VERDE	AMARILLO	ROJO	ROJO/ COLAPSO	Total
Aragua	1	0	0	0	1
Carabobo	9	1	1	0	11
Distrito Capital	231	49	15	1	297
La Guaira	27	18	15	2	61
Miranda	55	3	3	0	61
Zulia	2	0	0	0	2
TOTAL	**325 (75,1%)**	**71 (16,40%)**	**34 (7,85%)**	**3 (0,69%)**	**433**

a) Fachada principal Oeste. b) Pasillo central de circulación en el nivel 3. c) Fachada posterior Este.



Figura 15.3 *Hospital Francisco A. Risquez. Fotos: R. González.*

a. Vista frontal b. Vista lateral



Figura 15.4 *Centro de atención El Niño y el Mar. Fotos: R González.*

a. vista lateral



b. vista frontal



c. detalle de colapso

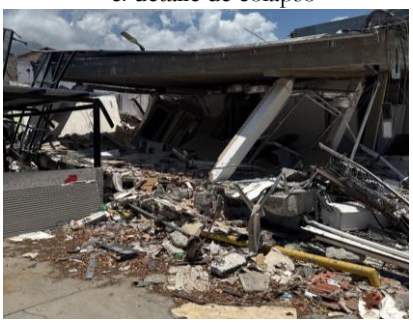


Figura 15.5 *Unidad de rehabilitación médica integral. Fotos: E. Contreras y A. Idress.*

a) Hospital Francisco A. Risquez

Ubicado en la Calle Cotiza, sector Cotiza al final de la Avda. Fuerzas Armadas (Norte) es un edificio de planta rectangular, con pórticos de concreto reforzado, conformado por 3 volúmenes independientes y 1 edificio adicional de estacionamientos, de 5 niveles superiores y 1 sótano, separados entre sí por medio de una junta de construcción. En la figura 15.3.a se muestra la fachada principal (oeste) en donde se aprecia el colapso del nivel inferior del módulo que está a la derecha. En la figura 15.3.b se aprecia una vista interna del edificio, esta imagen fue tomada desde el piso 3, se observa al fondo el desnivel del pasillo de circulación y la destrucción de los espacios correspondientes al piso 4. En la figura 15.3.c se observa la fachada Este y las diferencias de nivel de los elementos horizontales de protección solar ocasionados por el derrumbe completo y destrucción del nivel del Planta Baja del edificio colapsado.

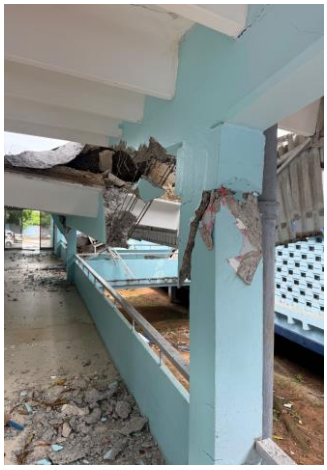
b) Centro de Atención Psicofamiliar "El Niño y El Mar"

Ubicado en Colinas de Catia La Mar, el edificio original fue inaugurado en el año 1940 y durante años tuvo un proceso de transformación de todos sus espacios. Atendía a niños, adolescentes y adultos con condiciones neurológicas, motoras y patologías cerebrales severas o profundas. Además, prestaba servicios a la comunidad y principalmente a los niños en el área de psicología, psiquiatría, odontología, fisiatría, pediatría, terapia de lenguaje, unidad de atención integral en autismo (Minsaludlaguaira_ve, 2026). En esta edificación se produjo el lamentable fallecimiento de 16 niños y 3 profesionales del equipo (1 médico, 1 enfermera y camillero) (Diario La Verdad, 2026). Sus servicios médicos temporalmente se prestan en el Hospital Martín Vegas de Catia La Mar.

Se conoció que se planifica la construcción de un nuevo edificio para atender a la población infantil del Estado La Guaira (Minsalud, 2026). La Figura 15.4.a muestra el espacio de acceso y permite ver la destrucción completa del edificio. En la Figura 15.4.b se observa el derrumbe desde el lado Nor-oeste. En la Figura 15.4.c se observa el derrumbe de al menos dos (2) niveles estructurales desde el Nor-este.

De igual forma se inspeccionaron edificaciones que aún sin colapso presentaron daños severos en sus elementos estructurales como el Hospital Adolfo Prince Lara de Puerto Cabello Estado Carabobo (Figura 15.6).

a. Entrada.



b. Detalle de daño en columna en la entrada.



c. Detalle de daño en columna de soporte de base.



d. Detalle de daño en columna de soporte de base.



e. Detalle de daño en columna de soporte de base.



f. Detalle de daño en columna de soporte de base.

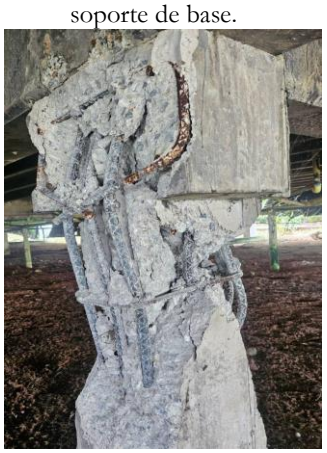


Figura 15.6 *Hospital Adolfo Prince Lara. Fotos: En HABITABLE.*

Tabla 15.2 *Lista de Hospitales de Campaña instalados en varios lugares del país.*

N°	Entidad Federal	Nombre del Hospital /Ubicación	País Promotor
1	Distrito Capital	Hospital "Colombia". Unidad Educativa Gran Colombia, Prado de María, Caracas	Embajada de Colombia
2	Distrito Capital	Hospital de la Agencia de Cooperación Internacional para el Desarrollo. Parque Francisco de Miranda, Caracas	Embajada de España
3	La Guaira	Hospital de "Catar". UNES, Avda. Sucre, Caracas	Embajada de Catar
4	La Guaira	Hospital "Simón Bolívar". Caraballeda	Organización de las Naciones Unidas
5	La Guaira	"Samaritus Purse", Polideportivo Avda. Soublette, La Guaira	ONG – Estados Unidos
6	La Guaira	Hospital "Cruz Roja" Estadio Jorge L García Carneiro	Cruz Roja de Venezuela, Federación Internacional Cruz Roja
7	La Guaira	Hospital "El Salvador" Escuela Carlos Escarrá, Playa Grande	Embajada de El Salvador
8	La Guaira	Hospital de "Japón" Caraballeda	Embajada de Japón
9	La Guaira	Hospital "Brasil". El Playón - Camurí Chico	Embajada de Brasil
10	La Guaira	Hospital de "República Dominicana" Estadio Cesar Nieves, Catia La Mar	Embajada de Republica Dominicana
11	La Guaira	Hospital San José. La Guaira	Estado del Vaticano
12	La Guaira	Hospital "Reino Unido". Pista de Karting. La Guaira	Embajada del Reino Unido
13	La Guaira	Hospital ONU. Estadio de Playa Grande	Organización Naciones Unidas /
14	Miranda	Hospital "Barbados". ETI R. González, Guarenas	Embajada de Barbados

El día 24 de junio 2026, en horas de la noche las Autoridades Nacionales, presentaron el agradecimiento público por el ofrecimiento del envío al país, de asistencia médica y grupos de rescate de los Estados Unidos, República Dominicana, El Salvador, México, Catar, China, Brasil, entre otros y se declaró al Estado La Guaira como Zona de Desastre. Las dimensiones de la situación de emergencia habían sobrepasado por completo la capacidad de atención de personas heridas o lesionadas en los hospitales y centros de salud de las ciudades afectadas. En el Estado La Guaira, en las primeras horas se atendió a los pacientes, heridos y lesionados al aire libre en las áreas de los estacionamientos de estos edificios. Como señal de respuesta ante la situación en Venezuela, a las pocas horas se inició la recepción de las misiones de rescate y la instalación de Hospitales de Campaña, para la atención de la población afectada, además de los grupos de rescate y voluntarios que presentaron lesiones durante sus actividades en la recuperación de personas atrapadas en los edificios caídos. En este sentido se muestra la Tabla 15.2 que presenta los 14 Hospitales de Campaña instalados, su ubicación y el país promotor (Caraota Digital, 2026)

En vista de la difícil situación y destrucción que se vivía en el Estado La Guaira, vale la pena destacar la iniciativa tomada por un amplio grupo de médicos que se trasladó a colaborar en forma voluntaria con la población. En este sentido se conoció la ocupación autorizada del único edificio estable, seguro y sin daños estructurales, ubicado en la avenida José María España

de Caraballeda. Este edificio era un local comercial de tres niveles estructurales y pertenecía a la empresa Arcos Dorados, había sido "saqueado para retirar los alimentos". Su uso fue autorizado de inmediato por la franquicia en el país y la casa matriz en los Estado Unidos. A los pocos días fue conocido temporalmente como el Hospital "McDonald´s", ubicado en la avenida José María España de Caraballeda. Fue transformado y habilitado como Puesto de Emergencias Médicas (medicina general, odontología, veterinaria) y atendió una cifra superior a 7.000 pacientes (CNN en español, 2026).

Es importante destacar que se contó con la participación activa de grupos altamente especializados con la denominación USAR (Búsqueda y Rescate Urbano) en las labores de ubicación, rescate y atención de primeros auxilios, de las personas atrapadas dentro de los escombros de los edificios derrumbados (rescate en espacios confinados). En este sentido se estima la asistencia de una cifra aproximada de 3.600 personas extranjeras, con la participación de Grupos de Rescate Internacionales de: Alemania, Chile, Costa Rica, Ecuador, España, Estados Unidos, Italia, República Dominicana, México, Portugal, Suiza. Adicional participaron en estos trabajos los grupos de Protección Civil y de Rescate de todas las entidades federales de Venezuela.

15.2. Aeropuerto de Maiquetía

El Aeropuerto Internacional Simón Bolívar de Maiquetía sufrió daños estructurales severos. En el terminal internacional, se reportó la caída de grandes vigas de concreto y paneles metálicos en los pasillos y en la zona de reclamo de equipaje (Figuras 15.7 y 15.8). Las cintas transportadoras de equipaje quedaron cubiertas de escombros. Los sistemas de ventilación, paredes internas y áreas de circulación sufrieron destrucción considerable. Se reportaron grietas profundas en las pistas de aterrizaje del aeropuerto (Figura 15.9). En el hotel del aeropuerto también se reportaron daños, principalmente en las paredes (Figura 15.10). Las instalaciones originales de los terminales nacional e internacional permanecen cerradas hasta el momento. El aeropuerto reinició operaciones comerciales parciales el 1 de septiembre de 2026 con instalaciones provisionales en las áreas del estacionamiento y con una capacidad de servicio reducida hasta que finalice la reconstrucción de las pistas y terminales.



Figura 15.7*. Daños en el terminal de pasajeros del aeropuerto. El Universal (2026).*



Figura 15.8. *Daños en viga del terminal internacional del aeropuerto Foto: L. Hernández.*

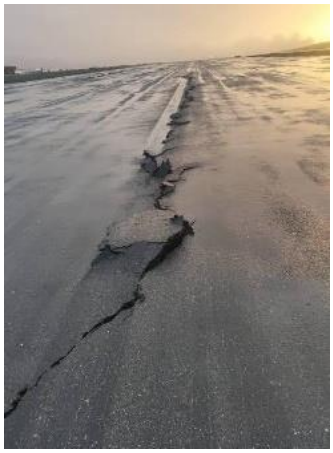


Figura 15.9. *Grietas en la pista norte del aeropuerto Simón Bolívar. Esta fractura es pseudo paralela y próxima a la falla de las Bruscas (GEER, 2026).*



Figura 15.10. *Daños en el hotel del aeropuerto.Fotos: M. Lafuente.*

16. LINEAMIENTOS TÉCNICOS PARA LA EVALUACIÓN Y REPARACIÓN DE EDIFICACIONES: DE LA EMERGENCIA A LA RECUPERACIÓN

Tras los terremotos del 24 de junio se elaboraron lineamientos técnicos de emergencia destinados a apoyar la toma de decisiones en la reparación de edificaciones afectadas. Los lineamientos técnicos no sustituyen la evaluación estructural específica de cada edificación, sino que proporcionan un marco común para organizar las intervenciones y definir cuándo una reparación local resulta técnicamente procedente y cuándo se requiere una evaluación más exhaustiva, reforzamiento o demolición. La serie de lineamientos técnicos está estructurada en cuatro ámbitos complementarios: (1) Apuntalamiento de emergencia de columnas, vigas y losas dañadas; (2) Evaluación, reparación y restitución de paredes de mampostería; (3) Evaluación y reparación de elementos de concreto reforzado con daño leve y moderado; y (4) Consideraciones básicas para la actuación en elementos con daño severo. Esta organización permite diferenciar claramente entre medidas provisionales de seguridad, reparaciones destinadas a restituir la condición original y situaciones que exceden el alcance de una reparación simple y requieren un proyecto específico de rehabilitación o reforzamiento. En la Figura 16.1 se observan las portadas de los cuatro documentos generados.

Un principio transversal de los documentos es que reparar un elemento no equivale a adecuar sísmicamente una edificación. En particular, para los casos de daño severo se establece que la intervención debe partir del diagnóstico del mecanismo de falla, de la verificación de la estabilidad y de una evaluación estructural específica, reconociendo que algunas edificaciones pueden presentar vulnerabilidades preexistentes asociadas a su antigüedad, configuración, diseño, ejecución o detallado. En conjunto, estos lineamientos constituyen una respuesta técnica organizada frente a la necesidad inmediata de reducir el riesgo durante la emergencia, uniformar criterios de intervención y establecer bases verificables para la recuperación segura del parque edificado afectado por el terremoto de 2026.



Figura 16.1*. Lineamientos Técnicos generados por el Comité Asesor.*

16.1. Apuntalamiento de columnas, vigas y losas de concreto reforzado afectadas por sismo

El lineamiento de apuntalamiento (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-d), define criterios para seleccionar, ejecutar, colocar e inspeccionar sistemas provisionales de emergencia en edificaciones de concreto reforzado con daño en columnas, vigas y losas (Figura 16.2). Este documento establece que el apuntalamiento no constituye reparación, reforzamiento, rehabilitación, ni habilita la ocupación de una edificación dañada. La intervención debe partir de una evaluación específica realizada por un ingeniero estructural o especialista del equipo de emergencia, capaz de identificar el mecanismo de daño, la presencia de masas o elementos potencialmente inestables, la inclinación de pisos, los desplomes y el soporte sobre el cual descargarán los puntales. El documento excluye, entre otros casos, las estructuras total o parcialmente colapsadas con víctimas atrapadas y las edificaciones cuyo daño dominante sea de origen geotécnico, para las cuales se requieren procedimientos especializados.

La clasificación del daño se vincula directamente con la necesidad y urgencia del apuntalamiento. Las fisuras finas y las grietas claramente visibles de menor abertura se asocian con vigilancia, mientras que las grietas locales, el desprendimiento de recubrimiento, el aplastamiento del concreto, la exposición del refuerzo, el pandeo de barras, la trituración del núcleo o el acortamiento visible requieren niveles crecientes de estabilización. El procedimiento exige retirar revestimientos sueltos en las zonas por clasificar, medir el ancho de grieta, verificar la verticalidad y restringir el acceso cuando existan signos de pérdida de estabilidad. Además de la pérdida de capacidad vertical, el documento reconoce como movimientos que deben controlarse el descenso de losas y vigas, el volcamiento fuera del plano de muros y fachadas, el desplazamiento entre elementos enfrentados y la distorsión de huecos de acceso. En la Figura 16.2 se muestra el apuntalamiento según el tipo de daño.

La extensión del apuntalamiento se fundamenta en el área tributaria y en la continuidad de las líneas resistentes. Para una columna dañada, los puntales se disponen dentro de su área

tributaria y, cuando corresponde, se reproducen verticalmente en los niveles superiores, manteniendo su alineación. Si existen varios elementos afectados y sus áreas tributarias son contiguas o se solapan, se apuntala la envolvente resultante para evitar franjas de losa sin sostenimiento. Como criterio global, si el número de líneas resistentes afectadas en una dirección supera el 25% del total de líneas resistentes de esa dirección, el lineamiento prescribe apuntalar la planta completa. Este criterio evita que la estabilización se limite a un daño local cuando la pérdida de capacidad alcanza una fracción significativa del sistema resistente lateral.

Otro aspecto importante es que se expone un criterio de la carga de diseño, la cual se estima a partir de la carga por unidad de superficie multiplicada por el área tributaria, adicionando las cargas concentradas identificadas y una previsión mínima para personal y escombros ligeros. El número mínimo de puntales se obtiene con base en la capacidad de diseño del sistema, manteniendo un factor de seguridad mínimo de 2,0. La transferencia de carga debe realizarse como apeo neutro, es decir, sosteniendo sin levantar la estructura; por ello se prescribe una precarga ligera mediante cuñas o roscas y el registro previo de cotas y grietas existentes. La ejecución debe preservar un espacio de trabajo seguro, utilizar cabezales y durmientes continuos, controlar verticalidad, arriostramiento y conexiones, y documentar la carga estimada, la configuración instalada y las cotas de referencia. La inspección, el monitoreo y el retiro gradual del apuntalamiento forman parte del proceso y deben coordinarse con la reparación definitiva.

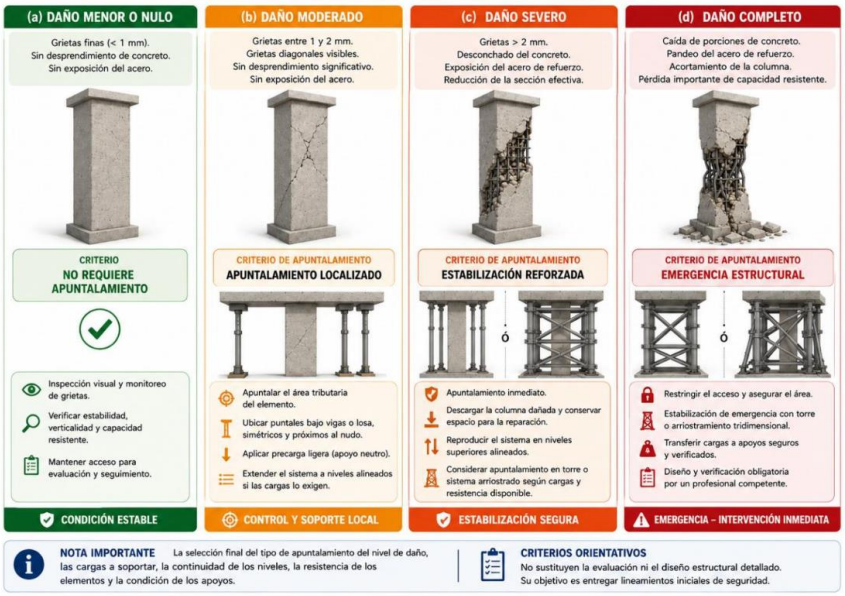


Figura 16.2. *Apuntalamiento de acuerdo con el tipo de daño según (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-d).*

En conjunto, este lineamiento establece una transición explícita desde la identificación del daño hacia una estabilización proporcional a la pérdida de capacidad y a la extensión del sistema afectado. Su aporte principal es separar conceptualmente la seguridad provisional de la recuperación estructural: el apuntalamiento reduce el riesgo inmediato de colapso o movimiento no controlado, pero la decisión sobre rehabilitación, reforzamiento o demolición requiere una evaluación estructural posterior.

16.2. Evaluación, reparación y restitución de paredes de mampostería dañadas por sismo

El lineamiento de mampostería (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-c), está dirigido a paredes que no forman parte del sistema resistente a sismo y establece criterios para decidir entre reparación, reconstrucción localizada y demolición (Figura 16.3). Su alcance diferencia de forma explícita la mampostería no separada del pórtico, que mantiene contacto rígido con vigas y columnas y puede participar en la respuesta lateral mediante una biela diagonal de comprensión, de la mampostería separada, dispuesta con una junta perimetral deformable para limitar la transferencia de cargas laterales. El documento no sustituye la evaluación estructural del edificio y excluye del tratamiento simplificado los elementos de mampostería confinada o reforzada, los componentes de concreto reforzado dañados y las edificaciones con daños generalizados, hundimientos o desniveles.

El documento presente está compuesto por 14 secciones donde destaca el criterio de decisiones, procedimientos para reparar mampostería separada y no separada, demolición, mampostería en rutas de evacuación y controles de calidad de los materiales y obra. La selección de la técnica de reparación se basa en el menor nivel de intervención capaz de restituir la condición original sin incrementar la capacidad del sistema. El flujograma de decisión sobre la reparación y/o demolición de mampostería se muestra en la Figura 16.3.

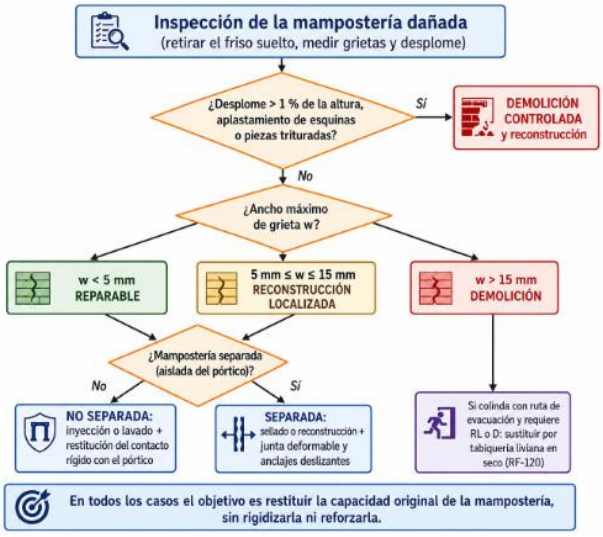


Figura 16.3. *Flujograma de decisión según (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-c).*

Otro aspecto importante de este lineamiento es la disposición basada en la reparación de mampostería en rutas de evacuación o escaleras, donde se indica explícitamente que en caso de reparación se deberá sustituir la mampostería pesada por mampostería liviana con desempeño contra el fuego como se muestra en la Figura 16.4.

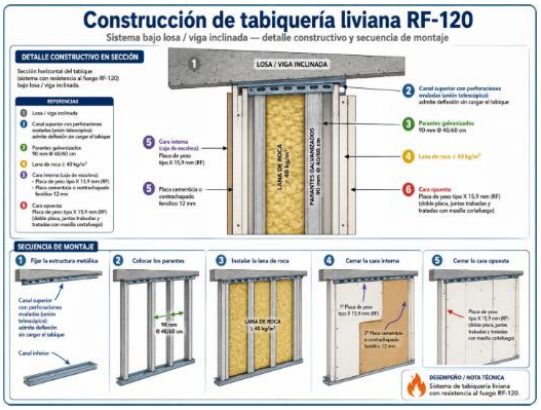


Figura 16.4. *Tabiquería liviana de reposición en rutas de evacuación o escaleras según (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-c).*

El documento configura así un procedimiento jerárquico: primero determina si la pared puede permanecer en sitio de forma segura; luego identifica si su interacción con el pórtico debe conservarse o mantenerse desacoplada; y finalmente selecciona una técnica proporcional al daño. Este enfoque evita que la reparación de elementos no estructurales modifique de forma inadvertida el comportamiento sísmico previsto para la edificación.

16.3. Evaluación y reparación de elementos de concreto reforzado con daño leve y moderado

El lineamiento (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-e) establece criterios para la reparación de columnas, vigas y losas de concreto reforzado con daño leve y/o moderado. La reparación se define como la restitución de las condiciones originales del elemento antes del terremoto, por lo que las intervenciones destinadas a aumentar resistencia, rigidez o ductilidad corresponden a reforzamiento y quedan fuera de este alcance. El documento insiste en que una reparación local no sustituye la evaluación estructural de la edificación: los edificios con daño generalizado, hundimientos, desniveles o indicios de pérdida global de estabilidad deben ser evaluados de forma integral por un ingeniero estructural.

La fase de evaluación requiere reunir antecedentes de identificación, documentación disponible, características del evento, sistema resistente, propiedades de los materiales, daños y condiciones del entorno. En la Figura 16.5 se muestra el flujograma asociado a la toma de decisiones. Para reparar sin reforzar deben verificarse, como mínimo, una ruta de carga segura, un mecanismo de daño identificado, capacidad restaurable de la sección, refuerzo recuperable o reemplazable de manera equivalente, sustrato de concreto competente, deformaciones residuales aceptables y ausencia de vulnerabilidades preexistentes que hagan improcedente devolver el elemento a su condición anterior. Con estos antecedentes, el lineamiento organiza la decisión en tres clases: R1 para reparación localizada; R2 para reconstrucción equivalente condicionada a descarga diseñada, memoria de cálculo e inspección especial; y NA para situaciones que no son admisibles como reparación simple y requieren evaluación para reforzamiento, rehabilitación, reemplazo o demolición.

En columnas y vigas, el lineamiento emplea la clasificación R1–R2–NA para definir la intervención según el mecanismo y severidad del daño. Las condiciones R1, como grietas de flexión con núcleo y acero competentes o desprendimientos localizados de recubrimiento, pueden tratarse mediante sellado, inyección o reparación con mortero o sistemas encofrados. Los daños R2, como aplastamientos localizados, barras pandeadas o rótulas plásticas con núcleo estable, requieren descarga controlada y reconstrucción equivalente, evitando el enderezado directo de barras pandeadas. Las fallas por corte, fractura de barras o estribos, grandes acortamientos, desplomes o daño de nodos quedan fuera de la reparación simple. En vigas, además, debe considerarse su función estructural, interacción con la losa, torsión y anclaje en nodos. Para losas nervadas, la reparación comprende apuntalamiento, retiro controlado del concreto deteriorado, evaluación del refuerzo, preparación del sustrato y restitución con materiales compatibles. La inyección de grietas se admite únicamente cuando el daño es limitado, la grieta es inactiva y no existen desprendimientos significativos.

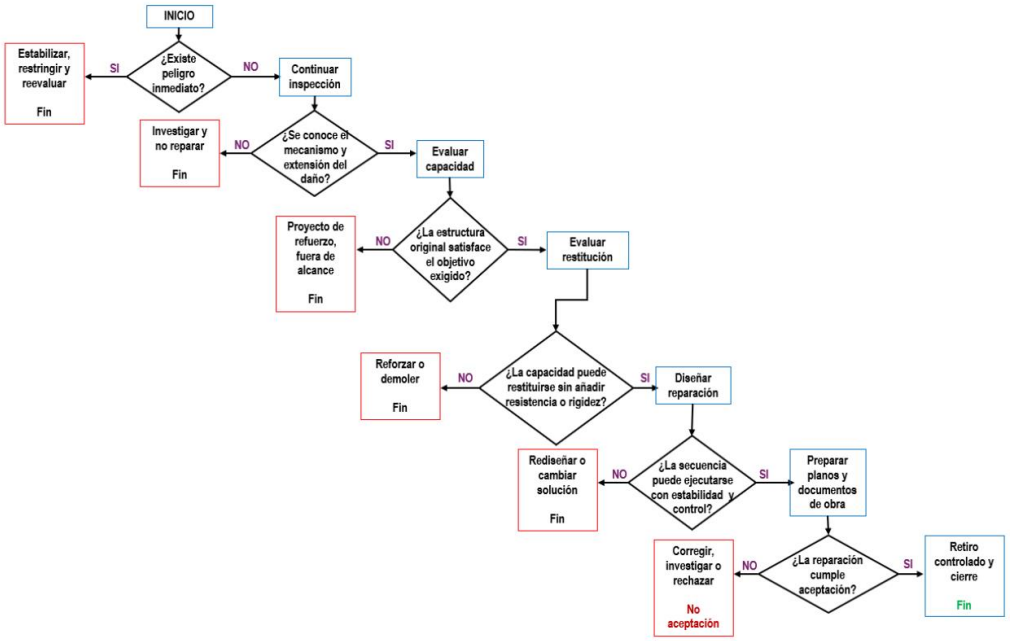


Figura 16.5. *Flujo de decisión para la reparación de elementos según (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-e).*

El control de calidad cierra el procedimiento y debe incluir un plan de inspección y ensayos con actividades, frecuencia, método, criterio de aceptación, registros y responsables. La recepción de materiales, preparación del sustrato, mezclado, colocación, curado, ensayos, inspección final y transferencia de carga requieren documentación. La aceptación no se basa únicamente en la apariencia superficial: deben verificarse geometría, recubrimiento, armado y empalmes, resistencia alcanzada, adherencia de la interfaz y ausencia de defectos como delaminaciones, vacíos o segregación. La característica central de este lineamiento es, por tanto, la correspondencia explícita entre mecanismo de daño, clase de intervención y procedimiento de reparación.

16.4. Consideraciones básicas para la actuación en caso de daño severo

El lineamiento para daño severo (Comité Técnico Asesor del Terremoto, 2026-f), establece las consideraciones mínimas que deben seguir los responsables del proyecto al intervenir elementos de concreto reforzado significativamente afectados. A diferencia del documento para daño leve y moderado, esta guía no desarrolla técnicas específicas de reparación y tampoco incluye proyectos de reforzamiento parcial o total. Su función es definir cuándo una restitución de la condición original puede considerarse técnicamente admisible y qué información, análisis y controles deben respaldarla. Los proyectos deben estar acompañados por memoria descriptiva y planos de detalle, y el documento exige que la intervención sea concebida para la edificación específica, sin extrapolar soluciones genéricas.

La evaluación debe documentar el tipo, ubicación y geometría del daño; las grietas y pérdidas de material; el estado de estribos o ligaduras; el número y diámetro de barras pandeadas; las dimensiones y el armado existente; los usos y niveles de carga reales; el grado de desprendimiento o trituración del núcleo; la solidez del concreto y la existencia de deterioros previos, especialmente corrosión. Además, el proyecto debe identificar la causa y el mecanismo de falla y explicar de qué manera la reparación atiende esas vulnerabilidades. El documento advierte que una reparación puede permitir una habitabilidad temporal, pero no implica que la edificación satisfaga la normativa sísmica vigente ni que su vulnerabilidad global haya sido corregida.

Un aspecto especialmente relevante es la identificación de situaciones que obligan a una evaluación estructural completa antes de reparar. El documento define como daño estructural extenso, entre otros casos, la reducción superior al 33% de la capacidad nominal del sistema resistente lateral en cualquier dirección respecto de la condición previa al daño. Para el sistema gravitacional se considera una combinación de criterios que incluye elementos verticales cuya área tributaria supera el 30% del área total de pisos y techos, una reducción superior al 20% de su capacidad vertical in situ y una relación demanda/capacidad gravitacional mayor que 1,33. Asimismo, las derivas permanentes de entrepiso iguales o superiores al 0,5% requieren estudios especiales. Cuando la evaluación determine que la restitución de la condición original no es técnicamente procedente o no resuelve el mecanismo de falla, el proyecto debe pasar a reforzamiento parcial o total.

El proyecto debe incorporar la estabilidad local y global durante los trabajos, el apuntalamiento y su secuencia de remoción, las condiciones post-sismo de distribución de cargas y la compatibilidad entre el material existente y el material de reparación. Se establece además que la reparación no puede reducir la ductilidad previa al sismo ni modificar la resistencia

o rigidez del elemento; si lo hace, la estructura debe ser evaluada detalladamente para identificar y corregir los efectos adversos. La transferencia de fuerzas en la interfaz entre sustrato y reparación debe formar parte explícita del diseño.

Los documentos de proyecto deben incluir diagnóstico y mecanismo de falla, memoria de cálculo, especificaciones de materiales, plan de ejecución, plan de apuntalamiento, secuencia constructiva y retiro, planos de detalle, plan de inspección y ensayos y restricciones de uso durante los trabajos. El control de calidad se organiza por etapas: recepción de materiales, preparación, mezclado, colocación, curado, ensayos, inspección final y transferencia de carga. Cada etapa exige registros verificables y criterios definidos antes de la ejecución. La aceptación considera, entre otros aspectos, la geometría y el armado respecto de los planos aprobados, la resistencia alcanzada, la adherencia de la interfaz y la ausencia de delaminaciones, vacíos u otros defectos que comprometan la transferencia de esfuerzos.

17. NORMA DE EMERGENCIA

La Norma Sismorresistente de Emergencia actualmente en elaboración por el Comité Técnico Asesor tiene como finalidad responder a la necesidad de vivienda y de otras edificaciones de la población afectada por el terremoto, así como para regular la reparación y el reforzamiento de las construcciones dañadas. Debe ser aplicada en conjunto con la Norma COVENIN 1756-1:2019 en los artículos que no sufren modificaciones. A continuación de cada Artículo se agrega un Comentario explicativo del mismo.

Se considera un aumento en los movimientos sísmicos de diseño en el Estado La Guaira, el cual se incorpora amplificando el espectro de respuesta por un Factor de Campo Cercano. Se establecen también limitaciones para la construcción en zonas situadas cerca de la falla de San Sebastián.

Se aumentan las fuerzas de diseño de pórticos de concreto reforzado (vigas y columnas) que contienen paredes de relleno constituidas por materiales frágiles y pesados tales como bloques de arcilla o de concreto, ya sea que estén dentro del pórtico o fuera del mismo, Similarmente, se exigen menores desplazamientos y derivas laterales de estos sistemas, a fin de promover edificaciones más rígidas, en consonancia con la experiencia del terremoto que demostró el mejor desempeño de los edificios de muros sobre los edificios de pórticos. Por otro lado, estas limitaciones en derivas, protege a las paredes con bloques de arcilla a fin de evitar daños excesivos. Al mismo tiempo se promueve el uso de materiales livianos y flexibles como paredes de relleno.

Aun cuando ya está establecido en la Norma COVENIN 1756-1:2019 vigente, se destaca en la Norma de Emergencia la obligatoriedad de disponer de anclajes de las paredes a la estructura, que tiene como finalidad evitar el desplome de las paredes de mampostería de bloques de arcilla observado durante el terremoto del 24 de junio de 2026. El anclaje pared-estructura debe ser tanto con las vigas como con las columnas, y aplicarse tanto a las paredes exteriores como a las interiores. En las paredes que no están dentro de elementos estructurales (vigas y columna) se deberán colocar machones y vigas de corona que garanticen su estabilidad. Una alternativa es el uso de paredes más livianas y flexibles como las de placas de yeso laminado (dry-wall) o similares. Otra opción es separar las paredes de los pórticos, pero se debe garantizar su estabilidad fuera del plano mediante elementos de confinamiento, anclajes, machones, vigas de corona u otras estrategias de apoyo. El sistema de anclaje debe señalarse en los planos de arquitectura y de estructura.

Se enfatiza lo ya indicado en la Norma COVENIN 1756 de la importancia de la revisión independiente de los proyectos y de la inspección de las obras, la cual es una práctica común en países sujetos a la acción de terremotos. El proyecto debe ser revisado y aprobado por la Ingeniería Municipal, de acuerdo a lo indicado en los artículos 85 y 87 de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística, el artículo 61 del Reglamento de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística y los artículos 1, 3.2, 5, 6 y 8 de la Ley Orgánica del Sistema Venezolano para la Calidad. La Ingeniería Municipal puede establecer los reglamentos necesarios para financiar la contratación del ingeniero revisor, por ejemplo, una opción que se utiliza en otros países es que el ingeniero revisor sea financiado por el propietario de la obra. La Ingeniería Municipal debe disponer de un listado de especialistas en ingeniería estructural y sismorresistente, para facilitar la selección del revisor del proyecto.

18. CONTRIBUCIONES DE DELEGACIONES INTERNACIONALES

Se despertó un interés global por estudiar los efectos destructivos del terremoto. Desde la primera semana numerosas delegaciones llegaron al país, entre ellas podemos destacar a las provenientes de la Universidad de Stanford (EEUU), la Universidad del Norte de Colombia, Portugal, Estados Unidos (Kit Miyamoto), República Popular de China, NZSEE (sociedad de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda), la Pontificia Universidad Católica de Chile, el *Earthquake Engineering Research Institute* (EERI, EEUU), la Universidad de Chile, la Agencia de cooperación internacional de Japón (JICA), la Sociedad francesa de ingeniería sísmica (AFPS) y la Universidad Nacional Autónoma de México, ver figuras 18.1 a 18.9.



Figura 18.1. *Delegación de Stanford, Univ. Del Norte (Colombia) y Universidad de Chile. Fecha: 04 de julio 2026.*



Figura 18.2. *Delegación de Portugal durante inspección al Hospital Pérez Carreño. Fecha: 05 de julio de 2026.*



Figura 18.3. *Delegación de la República Popular de China. Fecha: 10 de agosto de 2026.*



Figura 18.4. *Delegación de la NZSEE, Nueva Zelanda. Fecha: 11 de agosto de 2026.*



Figura 18.5. *Delegación de PUC, Chile. Fecha: 15 de agosto de 2026*



Figura 18.6. *Delegación del EERI, Estados Unidos. Fecha: 27 de agosto de 2026.*



Figura 18.7. *Delegación de Universidad de Chile en el IMME. Fecha: 28 de agosto de 2026.*



Figura 18.8. *Asociación francesa de Ingeniería Sísmica Fecha: 31 de agosto de 2026.*



Figura 18.9. *Delegación de la UNAM, Mexico, Fecha: 28 de septiembre de 2026.*

19. RECOLECCIÓN DE MATERIALES PARA ESTUDIOS DE PATOLOGÍA

La Comisión Presidencial coordinó con entes nacionales el resguardo de los restos de edificios derrumbados para el estudio de ingeniería forense que permitan determinar las causas de los colapsos. Se han resguardado materiales en FUNDALANAVIAL y el IMME (Figura 19.1 y 19.2), los cuales se resumen a la fecha en la Tabla 19.1. Los elementos estructurales recolectados serán evaluados en el laboratorio de materiales del IMME.



Figura 19.1*. Recuperación de elementos en zona de colapso.*



Figura 19.2. *Resguardo de elementos en el IMME, se evidencia extracción de núcleos.*

Tabla 19.1. *Detalle de materiales recolectados por edificio.*

Nº	**Nombre de edificio**	**Coordenada y ubicación**	**# Núcleos extraídos**	**# barras extraídas**	**Lugar de resguardo**
1	Edificio Los Monjes	10.60883, -67.01484 (Playa Grande, Catia La Mar)	4 (VSOP)	–	FUNDALANAVIAL
2	Residencias Arnedillo	10.60999, -67.01223 (Playa Grande, Catia La Mar)	6 (VSOP)	–	–
3	Residencias Puerto Coral	10.61126, -66.88433 (Macuto)	2 (VSOP)	–	FUNDALANAVIAL
4	OPPPE - 22	10.61510, -66.83804 (Caraballeda)	3 (MINHVI)	–	–
5	OPPPE - 25	10.61219, -66.82974 (Tanaguarena)	4 (VSOP) 11 (CPEHI)	15 (CPEHI)	FUNDALANAVIAL
6	OPPPE - 26	10.61533, -66.84034 (Caraballeda)	4 (VSOP) 14 (CPEHI)	24 (CPEHI)	IMME FUNDALANAVIAL
7	OPPPE - 27	10.61455, -66.83981 (Caraballeda)	4 (VSOP) 12 (CPEHI)	19 (CPEHI)	IMME
8	OPPPE - 33	10.61395, -66.83765 (Caraballeda)	11 (CPEHI)	8 (CPEHI)	–
9	OPPPE - 36	10.61017, -67.02350 (Catia La Mar)	11 (CPEHI)	17 (CPEHI)	–
10	Ritasol Palace	10.61812, -66.85531 (Caraballeda)	3 (CPEHI)	–	IMME
11	Petunia 1	Los Palos Grandes, Caracas	9	3	IMME
12	Urb. Hugo Chávez. SUMMA	Playa Grande, Parroquia Urimare, Estado La Guaira	Materiales varios	Materiales varios	IMME

Leyenda: CPEHI: Comisión Presidencial de Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.
IMME: Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la UCV.

20. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a) El terremoto de La Guaira del 24 de junio de 2026 provocó gran destrucción en Venezuela, principalmente en el Estado La Guaira y en menor grado en el área metropolitana de Caracas. El movimiento vibratorio fue registrado en la capital, con una aceleración máxima de 0,24 g en roca, pero con una severidad menor en general que la contemplada en la norma COVENIN 1756 para períodos de retorno de 475 años. Pero no fue registrado en La Guaira donde se estima que ocurrieron pulsos de velocidades de gran amplitud que causaron un extenso daño a edificaciones. Determinaciones hechas por un grupo de investigadores de USA, Chile y Venezuela (Bustos y otros, 2026; Ruiz y otros, 2026) a partir de la observación de videos obtenidos en Caraballeda, concluyen que la amplitud del movimiento vibratorio es comparable con algunos de los movimientos más intensos jamás registrados en el planeta, debido a la cercanía a la ruptura tectónica (falla).

b) Se desarrolló la plataforma digital HABITABLE durante la primera semana posterior al evento, para centralizar la recopilación de datos de las inspecciones utilizando la metodología de inspección rápida desarrollada previamente por un equipo IMME-FUNVISIS. Se formaron cerca de 4.900 inspectores en las primeras semanas después de ocurrido el evento, y se inspeccionaron 63.070 edificaciones para la fecha del 11 de septiembre, encontrando que un 18 % tuvieron daño severo y no pueden ser habitadas (Etiqueta Roja) y un 24% tienen daños, pero pueden ser habitadas con restricciones (Etiqueta Amarilla). Los daños se concentraron el Estado La Guaira por estar sus poblaciones más cercanas a la ruptura tectónica (falla), con 5.490 edificaciones con Etiquetas Rojas de un total de 17.264 edificaciones evaluadas.

c) Un total de 1.529 edificaciones en el país tuvieron colapso total o parcial, de los cuales 692 (45%) son edificios mayores a 3 pisos, mientras que 837 (55%) se califican como casas de 1 a 3 pisos. Un total de 1.159 edificaciones en el Estado La Guaira tuvieron colapso, total o parcial, ese número se reduce a 143 en el área metropolitana de Caracas. Contabilizando La Guaira y Caracas, un 53% son edificaciones bajas, entre 1 y 3 pisos, mientras que un 31% están entre 4 y 7 pisos y un 16% son mayores o iguales a 8 pisos. Un 52% fueron construidas entre 1968 y 2001, un 32% entre 2002 y 2020, un 13% antes de 1967 y un 3% después del 2021.

d) Los mayores daños se concentraron en zonas con mayores espesores de sedimentos, en Caraballeda y en Altamira-Los Palos Grandes y San Bernardino, pero también en las mesetas de Playa Grande y Mamo por posiblemente

efectos topográficos. Se observó menos daño en las construcciones en la base de las montañas, tanto en Caracas como en La Guaira, indicativo de la disminución de la amplitud del movimiento en zonas rocosas.

e) Las edificaciones de pórticos de concreto reforzado resultaron ser muy flexibles, lo que condujo a numerosos colapsos y al derrumbe de paredes de mampostería de relleno que causaron muchas víctimas. Algunos de los modos de colapso observados pueden ser atribuidos a los efectos de campo cercano (pulsos) y/o a la amplificación generada por los sedimentos profundos. Para adecuar las edificaciones existentes, así como para construir edificaciones nuevas más seguras, es recomendable que las estructuras sean más rígidas y que se tomen las medidas pertinentes para reducir el daño y evitar el colapso de las paredes de mampostería.

f) Las edificaciones con muros de concreto reforzado presentaron, en general, una adecuada capacidad para mantener la estabilidad global, aunque con diferencias de desempeño asociadas principalmente a la configuración y continuidad de los muros, el detallado sísmico, la calidad constructiva, las condiciones geotécnicas y el deterioro previo. Los sistemas con muros continuos y bien distribuidos en ambas direcciones mostraron un comportamiento más favorable, mientras que los daños más severos incluyeron aplastamiento del concreto, pandeo y fractura del refuerzo y daño concentrado en regiones críticas. En algunos casos, los asentamientos y las condiciones locales del suelo contribuyeron al daño, mientras que la corrosión asociada al ambiente marino redujo la capacidad de algunos elementos, especialmente en muros delgados. Los casos de mejor desempeño confirman que esta tipología estructural es adecuada para zonas sísmicas cuando existe coherencia entre diseño, detallado, ejecución, mantenimiento y condiciones del sitio.

g) Se observó el colapso de varias torres de los edificios OPPPE en el Estado La Guaira, constituidas por pórticos de concreto reforzado. Del total de 43 torres, 16 tuvieron colapso total y 3 colapso parcial. La totalidad de las torres colapsadas correspondió a la tipología de Torre Doble, mientras que la tipología Torre Simple no registró colapsos. En 14 de las 16 torres colapsadas, la dirección de colapso coincide con la dirección débil de las columnas. En 10 torres el sentido predominante de colapso es Norte con una inclinación hacia el Oeste y en 3 torres es en sentido Norte con componente Este. En Caracas estos edificios mostraron un desempeño aceptable sin daños.

h) Se evaluaron 660 viviendas populares en el sector Playa Verde, Estado La Guaira, donde hubo numerosos colapsos. A 170 viviendas (25,8 %) se le asignó Etiqueta Roja, a 31 (4,7%) Etiqueta Negra que equivale a colapso o riesgo geológico, a 229 viviendas (34,7 %) Etiqueta Amarilla y a 230 (34,9%) Etiqueta Verde.

i) El desempeño de las edificaciones de cuatro niveles construidas con el sistema SUMMA de paneles de acero ligero galvanizado arriostrados con diagonales, se caracterizó en buena medida por una concentración de deformación lateral en el nivel inferior, que en algunos casos se extendió hasta el segundo o el tercer nivel. En las que no colapsaron, el daño se localizó de forma recurrente en la viga intermedia de entrepiso y en los perfiles, sus conexiones y en los anclajes a la fundación. Del total de 193 edificaciones del conjunto, 107 (55,4%) no presentaron colapso y 86 (44,6 %) presentan colapso de al menos un nivel. Este conjunto está localizado en Playa Grande, al lado de la ruptura (falla), y sobre una meseta, por lo que es posible que aquí se combinen el efecto de pulso y el efecto topográfico.

j) Un grupo significativo de edificaciones escolares fueron afectadas, Del total de 2.205 planteles escolares, inspeccionados, a 171 se les asignó Etiqueta Roja y a 467 Etiqueta Amarilla. Se describen 13 edificaciones derrumbadas o con daño estructural permanente. El mayor número de Etiquetas Rojas corresponde al Distrito Capital con 76 seguido por el estado La Guaira con 56 y el estado Miranda con 35.

k) Se realizaron inspecciones a 433 edificaciones médico-asistenciales afectadas en 6 estados del país, dando como resultado 3 colapsos, 34 Etiquetas Rojas, 71 Amarillas y 328 Verdes. Colapsó uno de los módulos del Hospital Risquez en Caracas. En el derrumbe del Centro de Atención Psico-familiar El Niño y el Mar en Catia La Mar murieron 16 niños y 3 profesionales de la salud. Un total de 55 edificaciones patrimoniales fueron afectadas, entre ellas el Palacio de Las Academias y la Catedral de Caracas.

l) Se desarrollaron cuatro manuales de lineamientos técnicos, para la estabilización temporal mediante apuntalamiento, evaluación y restitución de mampostería, reparación de elementos de concreto reforzado con daño leve o moderado y criterios de actuación frente a daño severo de las edificaciones. La finalidad es apoyar la toma de decisiones, reducir riesgos durante las intervenciones y establecer una base metodológica para la recuperación post-sísmica. Esta organización permite distinguir claramente entre medidas de emergencia, reparación destinada a restituir la condición original y situaciones que requieren evaluación estructural detallada, rehabilitación, reforzamiento o demolición.

m) Se presentaron lineamientos en consideración para el desarrollo de una norma de emergencia para construcciones en el Estado La Guaira, que incluya una franja con limitaciones a la construcción por estar cerca de la falla geológica de San Sebastián. Se recomienda completar el proyecto de microzonificación sísmica del Estado La Guaira.

AGRADECIMIENTOS

A los profesores Alfredo Urich, José Jácome y Michael Schmitz por sus aportes en las discusiones del Comité Técnico, al Prof. José Morales de la Universidad Católica Andrés Bello, a los Prof. Diego Pizarro y Fabián Rojas de la Universidad de Chile, y al Prof. Matías Hube de la Universidad Católica de Chile, por facilitar algunas de las fotografías presentadas. Para

la Sección 12 (Edificios del Sistema SUMMA), se agradece al Ing. René Nouel y al Ing. Martín Arnal por el apoyo sostenido a los trabajos de campo, y a los pasantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela que ejecutaron el levantamiento detallado de las edificaciones del sistema SUMMA: José G. Briceño, Anthony Montilla, Gabriel Piñero, Génesis González y Stefany Guerra. Asimismo, al Ing. Francisco Pinto, por la interpretación de los ensayos de penetración estándar del urbanismo Hugo Chávez y de las condiciones del suelo del sitio. Al Prof. Daniel González por su apoyo para la visita a las edificaciones educativas del Estado La Guaira, a Ángel Colmenarez por su apoyo en la auditoría de HABITABLE, a Jhonnathan Rodríguez por la coordinación de inspecciones, a Elizabeth Raven por la adecuación gráfica y formato del artículo y a los miles de inspectores voluntarios que han permitido recabar buena parte de la información que se presenta en este artículo.

REFERENCIAS

Ascanio P. W., González J. Rendón M. (2026). Análisis de los Acelerogramas del Doble Sismo ocurrido el 24 de junio de 2026, de Magnitudes 7,2 y 7,5. FUNVISIS, Informe Técnico FUN-012, 2026.

Balza N. (2026). Extranewsmundo, Instagram publicado 22 de julio 2026.

Bustos J., Nathan Girmay, Miguel Bravo-Haro, Rodrigo Rojas, Diego Montemayor, Pablo Heresi, Eduardo Miranda, Francisco Pinto, Gonzalo Montalva, Nicolás Bastías, Javier Ojeda, Fernanda Paz, Felipe Villena, Anny Villegas (2026); Ground-Motion Intensity in Caraballeda During the 24 June 2026 7.5 Venezuela Earthquake Estimated from CCTV Video. The Seismic Record 2026; 6 (4): 411–422. doi: https://doi.org/10.1785/0320260045

Caraota Digital (2026). Caraota Digital, julio 2026.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-a). Protocolo técnico de evaluación y rehabilitación de edificaciones luego del terremoto, Fases 1, 2, 3 y 4. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-b). Evaluación detallada de las edificaciones afectadas por sismo, Fase 2. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-c). Lineamientos técnicos evaluación, reparación y restitución de paredes de mampostería dañadas por sismo. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-d). Lineamientos técnicos apuntalamiento de columnas, vigas y losas de concreto reforzado afectadas por sismo. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-e). Lineamientos técnicos evaluación y reparación de elementos de concreto reforzado con daño leve y moderado por sismo. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Comité Técnico Asesor del Terremoto. (2026-f). Lineamientos técnicos consideraciones básicas para la actuación en caso de daño severo. Comisión Presidencial para la Evaluación de Habitabilidad de Infraestructuras.

Coronel-D, G, López O. A., Ginés, C., Fierro, F., Marinilli, A., Urich, A. y Rojas R. (2024). Metodología para la evaluación rápida de daños en edificaciones y su aplicación. VI CONPAT-Ve, Caracas, Venezuela.

Diario La Verdad (2026). Periodista Luis López, Diario La Verdad, junio 2026.

CNN en español (2026). Presentado por Andrés Oppenhimer, julio 2026 YOUTUBE.

COVENIN 1753-87. (1987). *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones - Análisis y Diseño*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN 1756:2001. (2001). *Norma Venezolana Edificaciones Sismorresistentes*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN 1756-1:2019. (2019). *Norma Venezolana Construcciones Sismorresistentes*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN 1756-87. (1987). *Edificaciones Antisísmicas*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

El Carabobeño (2026). Periodista Carolina González, El Carabobeño, junio 2026.

El Universal (2026). https://www.eluniversal.com/venezuela/236331/ejercito-de-eeuu-ayuda-en-reapertura-del-aeropuerto-y-de-puerto-maritimo-en-venezuela. 29 de junio de 2026.

ESM (2026), *Engineering Strong-Motion Database*. https://esm-db.eu/#/home

Flores A., Y. (2006). Evaluación sísmica y sondaje geotécnico de pozos en la ciudad de Caracas [Trabajo especial de grado de ingeniería, Universidad Central de Venezuela].

FONDONORMA 1753:2006. (2006). *Norma Venezolana Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas: Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad.

FUNDALANAVIAL (2026). Informe de estudio estándar de penetración SPT del urbanismo Hugo Chávez de Urimare. Informe FLNV-SC-017-JUL-26.

GEER (2026). Association Report 087: 2026 San Felipe and Catia La Mar Earthquake.

Guerrero A. y López O. A. (2021) Sobre cómo un Edificio Vulnerable Resistió sin Daños el Sismo de Caracas de 1967. Revista de Ingeniería Sísmica No. 106, 31-44 (2021), México.

Hisada, Y., S. Tanaka, M. Kurata, et al. 2024. "Near-Fault Strong Motion, Surface Fault Rupture and Building Damage by the 2023 Kahramanmaras Earth Quake," in Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering. 1–10.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 321-376.

IPC (2026). Instituto de Patrimonio Cultural, Matriz de Monitoreo Patrimonio Sismo2026.

Jorland W. (2026). drjorland, Dr. Willaim Jordlan Sierraalta Periodismo Médico, 25 junio 2026.

Kaminosono T., Kumazawa F., Nakano Y. (2002). Manual de Inspección Rápida de Edificios de Concreto Reforzado dañados por Terremotos. Nota Técnica del Instituto

Nacional de Gestión de Tierra e Infraestructura, N° 40.

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., Ginés, C., Fierro, F., Marinilli, A. y Urich, A. (2023). Evaluación rápida de daños en edificaciones. Boletín de la Academia de la Ingeniería y el Hábitat, No. 61, p.p. 8-31.

McCallen D., Tang H., Huang J., Pitarka A. (2026). The Influence of Fault Rupture Velocity on Ground Motions and Building Demands in the Near-Fault Region. Earthquake Spectra, 2026; 42:e70095, https://doi.org/10.1002/esp4.70095.

Marsan P., Milana G., Pugliese A., Sanò T. (2000). Local amplification effects recorded by a local strong motion network during the 1997 Umbria – Marche Earthquake. Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland New Zealand, Paper No. 1046.

Minsaludlaguaira_ve (2026). Ministerio del P.P. para la Salud, Estado La Guaira, agosto 2026.

Minsalud (2026). Ministerio del P.P. para la Salud, septiembre 2026.

MOP (1939). *Normas para el cálculo de edificios MOP 1939*. Caracas: Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Ministerio de Obras Públicas.

MOP (1948). *Normas para el cálculo de edificios MOP 1947*. Caracas: Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Ministerio de Obras Públicas.

MOP (1959). *Normas para el cálculo de edificios MOP 1955*. Caracas: Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Ministerio de Obras Públicas.

MOP (1967-a). *Norma provisional para Construcciones Antisísmicas*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.

MOP (1967-b). *Normas para el Cálculo de Estructuras de Concreto Armado para Edificios 1967 - Teoría Clásica*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas.

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

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, Vol 81, N° 6, pp. 2214 – 2233.

PSG Ingenieros (2026). Análisis de Estabilidad Geométrica Post-Sismo: Acortamiento de columnas, Derivas Residuales y Pérdida de Verticalidad. Residencias Parque San Felipe A.

Rodriguez G.M. & Nahmad Y. (2006). Granular convection driven by shearing inertial forces. Physical Review. Vol. 73, N° 1, pp. 1-6.

Romero, M., Cragno, A., Schmitz, M., & González, J. (2002). Evaluación geofísica integral de los conos aluviales en Macuto, Caraballeda y Tanaguarena, estado Vargas. III Coloquio sobre Microzonificación Sísmica, Caracas, Memorias, Serie Técnica N° 1-2002, FUNVISIS, pp. 103-108.

Ruiz, R., Boroschek, R., Núñez, E. (2026). Rigid bodies as accidental seismoscopes: Exact time stepper inversion and an estimate of ground acceleration in the 2006 La Guaira earthquake. Mechanical Systems and Signal Processing.

Sanò T., A.Pugliese (1999). Parametric study on topographic effects in seismic soil amplification. Earthquake. Resistant Engineering Structures II, WITpress. Vol 38.

Schmitz, M., Hernández, J., Morales, C., Singer, A., Rocabado, V. , ... & Microzonificación Sísmica Team. (2009). Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto. FUNVISIS, Informe Técnico final para el FONACIT.

Seed H.B., Whitman R.V., Dezfulian H., Dobry R., Idriss I.M. (1972). Relationships between soil conditions and building damage in the 1967 Caracas earthquake. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol. 98, N° SM7.

Singer, A., Mendiara, F., González, M., & Viscarret, P. (2007). Mapa Geológico del Cuaternario y de las Fallas Cuaternarias del Valle de Caracas. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).

Thomsen, J. H., and Wallace, J. W., (2004). Displacement-based Design of slender RC structural walls – experimental verification, J. Struct. Eng., ASCE, 130, 618–630.

USGS (2026). https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us6000t7zp/finite-fault

Wallace, J. W. (1995). Seismic design of RC shear walls; Part I: New code format, J. Struct. Eng., ASCE, 121, 75–87.

Wallace, J. W. (1996). Evaluation of UBC-94 provisions for seismic design of RC structural walls, Earthquake Spectra 12, 327–348.