



**III CONVENCION INTERNACIONAL
CIENCIA Y CONCIENCIA**
"Universidad-Sociedad y Desarrollo Sostenible"

**UNIVERSIDAD
DE ORIENTE**

PELIGROSIDAD, RIESGO GEOLÓGICO E INGENIERÍA SÍSMICA Y DE DESASTRES

SIMPOSIO 4

Dr. C. Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu
Compilador

**PELIGROSIDAD, RIESGO
GEOLÓGICO E INGENIERÍA SÍSMICA
Y DE DESASTRES**

(SIMPOSIO 4)

Dr. C. Alexis Pérez Figueredo
(Compilador)



Ediciones UO

Edición: Lic. Karen Guadalupe Fernández
Composición: MSc. Lidia de las Mercedes Ferrer Tellez
Diseño de cubierta: Lic. Wilkie Villalón Sánchez

© 978-959-207-717-1, 2023
© Sobre la presente edición:
Ediciones UO, 2023

ISBN: 978-959-207-717-1 (Volumen 4)
ISBN: 978-959-207-713-3 (Obra Completa)

Ediciones UO
Ave. Patricio Lumumba No. 507, e/ Ave. de Las Américas y Calle 1ra,
Reperto Jiménez. Consejo Popular José Martí Norte.
Santiago de Cuba, Cuba. CP: 90500
Telf.: +53 22 644453
e-mail: jdp.ediciones@uo.edu.cu
edicionesuo@gmail.com

Este texto se publica bajo licencia Creative Commons Atribucion-NoComercial-NoDerivadas (CC-BY-NC-ND 4.0). Se permite la reproducción parcial o total de este libro, su tratamiento informático, su transmisión por cualquier forma o medio (electrónico, mecánico, por fotocopia u otros) siempre que se indique la fuente cuando sea usado en publicaciones o difusión por cualquier medio.

Se prohíbe la reproducción de la cubierta de este libro con fines comerciales sin el consentimiento escrito de los dueños del derecho de autor. Puede ser exhibida por terceros si se declaran los créditos correspondientes.

El sello editorial Ediciones UO no se responsabiliza por el contenido de los trabajos, los autores son responsables de la información presentada.

PRÓLOGO

En este libro aparecen ponencias presentadas en el Simposio 4 “PELIGROSIDAD, RIESGO GEOLÓGICO E INGENIERÍA SÍSMICA Y DE DESASTRES” que abordan importantes resultados de investigación y experiencias acumuladas de la labor científica de especialistas en temáticas afines a los desastres haciendo énfasis en los desastres sísmicos. Estas temáticas están referidas en general a la Peligrosidad de Desastres Naturales y Riesgos Geológicos, la Arquitectura e Ingeniería en Zonas de Desastres, las Innovaciones Tecnológicas y Construcción en Zonas de Desastres, así como la Capacitación Profesional para la Gestión Integrada de Desastres.

Las problemáticas tratadas en estas ponencias abordan aspectos esenciales de alto impacto social, como son aquellas referidas a la introducción de alternativas para la construcción de viviendas en zonas sísmicas y rehabilitación sísmica estructural de obras de la salud. Otras problemáticas tratadas están relacionadas específicamente a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de embalses y mitigación de riesgos sísmicos por la falla de tanques de combustibles, obras a las cuales están asociadas grandes pérdidas económicas y de vidas humanas, así como de alto impacto en el medio ambiente. Aparecen ponencias que tratan aspectos teórico-metodológicos sobre la predicción de terremotos y mitigación de riesgos sísmicos en obras viales, estos últimos abordados desde la situación actual de los viales, se refieren además acciones que conduzcan a mejorar las subbases de estos viales a través de la innovación tecnológica como el uso de nuevos materiales.

También aparecen contribuciones a la capacitación de los recursos humanos y preparación de las comunidades ante desastres sísmicos e incendios, los cuales también pueden estar asociados a sismos de gran magnitud, y que exigen de la resiliencia de las comunidades. Por último debe significarse, que este libro contribuirá a la socialización de resultados de investigaciones y de la gestión universitaria, que a través de los proyectos de investigaciones que ejecutan o en que participan con otras instituciones científicas potencian la ciencia y el desarrollo sostenible del país y del desarrollo sostenible local de cada uno de sus territorios.

Dr. C. Ing. Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu

ÍNDICE

- Análisis comparativo del desempeño sísmico estructural de edificios de tecnología VHICOA. David Almenarez Labañino, Javier Sánchez Arce, Nelson Saint-Félix López, Yamila Concepción Socarrás Cordoví/ 7
- Estabilización de suelos arcillosos con fibras de plásticos tipo PET. Eduardo Beira Fontaine, Pedro Manuel Cabrera Castro, Hernán Castellanos Gonzalez, Laritza Zambrano Pérez/ 20
- Vulnerabilidad Sísmica Estructural del Edificio pabellón “Pablo de la Torriente Brau” del Hospital Infantil Sur de Santiago de Cuba. Francisco Calderín Mestre; Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu, Nelson Saint-Félix López/ 27
- Procedimiento metodológico para el análisis de la vulnerabilidad de embalses a sismos en la región central de Cuba. Miguel Ángel Hernández Machado, Lucía Argüelles Cortés, Daylenis Dorta Enríquez, Michael Álvarez González/ 41
- Diagnóstico situacional en base a la gestión de riesgos de un tramo de la carretera Palma-Barajagua. Aurora Duharte González, Daylis Ochoa Duharte, Evelio Jústiz García, Jorge E. Gómez Puig/ 53
- Afectaciones producidas por el transporte automotor en la Avenida Garzón. Santiago de Cuba. Alejandro F. Fajardo Segarra, Eduardo Beira Fontaine, Jenny M. Paumier Navarro, Karina. Reyes Solares, Ramiro Ramírez Vázquez/ 68
- Bloques de hormigón para viviendas de mampostería confinada en Santiago de Cuba. Yadila Franco Rojas, Liliana González Díaz, Taimí Castaño Cardoza, Erik Gil Rodríguez, Carlos Amado del Toro Puebla/ 71
- Potencialidades de la producción de ladrillos de barro cocido en Santiago de Cuba para viviendas de mampostería confinada. Liliana González Díaz, Yadila Franco Rojas, Taimí Castaño Cardoza, Jannier Jesús Valdés Pardo, Luis Alfredo Silva González/ 85
- Ejercicios de simulacro de evacuación por sismos en Círculos Infantiles de Santiago de Cuba. Ingrid N. Vidaud Quintana, Irina Pérez Prada, Susana E. Carrazana Rodríguez, Mariana Selin Pérez, Andrés Roldós Puebla/ 98
- Aspectos teórico-metodológicos sobre la predicción de terremotos. Liber Galbán Rodríguez/ 112
- Evaluación del desempeño de un edificio de vivienda de 3 pisos construido con mampostería reforzada en Santiago de Cuba. Fidel A. Lora Alonso, Eduardo R. Álvarez Deulofeu/ 126
- Capacitación profesional para la gestión integrada de desastres en la educación técnica y profesional ETP. Irina Pérez Prada, Tania Veranes Fernández, Esther Hechavarría Castellanos, Juan Alexis de la Cruz Ortiz, Ingrid Videaud Quintana/ 139
- Evaluación del estado del pavimento por PCI, apoyado en QGIS en la carretera Granma: Caletón-Boca de Dos Ríos. Rita Delia Safonts González, Mayelin González Trujillo, Y. Riquelme Cordoba, Alvaro Castro Zúñiga/ 149
- Análisis sísmico de tanques cilíndricos verticales de acero, basado en diferentes códigos de diseño. N. Saint-Felix López, E.R. Álvarez Deulofeu, D. Candebat Sánchez/ 159
- Estudio del comportamiento a cortante de columnas de hormigón de alta resistencia. Zenaida P. Frómata Salas, Yelennys Lahera García, Jorge D. Bonilla Rocha/ 174

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE TECNOLOGÍA VHICOA

Comparative analysis of VHICOA technology buildings structural seismic performance

MSc. David Almenarez Labañino¹, Ing. Javier Sánchez Arce²,
MSc. Nelson Saint-Félix López³, Dr.C. Yamila Concepción Socarrás Cordoví⁴

¹ Universidad de Oriente, Cuba, dubaliere@uo.edu.cu, 0000-0002-7807-6166

² Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas CENAI, Cuba, javier.sanchez@cenais.cu

³ Universidad de Oriente, Cuba, nelsonsaint@uo.edu.cu

⁴ Universidad de Oriente, Cuba, ysocarrascordovi@gmail.com

Resumen

La ciudad de Santiago de Cuba cuenta con un pequeño patrimonio construido de 42 edificios de tecnología Venezuelan Heavy Industries C.A (VHICOA) para viviendas sociales. Se distribuyen en un 69.05 % y 30.95 % en los Distritos No.1 y No.4, de 5 niveles en su totalidad, emplazados en diferentes suelos, clasificados como tipo B, C y D, construidos conforme a los requerimientos declarados en el proyecto técnico-ejecutivo, los que representan más del 95 % de la muestra de estudio. El sistema estructural entramado de acero está conformado por pórticos arriostrados excéntricamente de tipo X para dos niveles, adecuación estructural por ser la zona de mayor peligro sísmico. A pesar de las adecuaciones al proyecto típico para ser emplazados por toda la ciudad, teniendo en cuenta la actualización de las normativas sismorresistentes: nacionales y foráneas, los edificios de tecnología VHICOA construidos a partir del proyecto técnico-ejecutivo evidencian incumplimientos normativos que generan incertidumbres referidos a su comportamiento estructural ante la carga de sismo. Por lo anterior, el objetivo de la presente investigación persigue evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones del sistema tecnológico VHICOA, considerando los suelos donde se emplazan, mediante un análisis no lineal estático y el método N2 para futuras toma de decisiones de rehabilitación. Las incertidumbres en el comportamiento estructural, así como el incumplimiento de parámetros globales sismorresistentes y la insuficiente resistencia sísmica del sistema conllevan a clasificar a las edificaciones VHICOA de alta vulnerabilidad ante la carga sísmica.

Palabras clave: social housing VHICOA technology buildings, eccentrically braced frames, seismic performance, type B, C and D soils.

INTRODUCCIÓN

Las edificaciones de acero o estructuras metálicas han sido ampliamente aceptadas, debido a las múltiples bondades que ofrece el material (McCormac, 1999/ 2002, McCormac y Csernak, 2012). Aun así, ante las acciones sísmicas, aparecen cargas dinámicas horizontales y verticales que pueden causar daños considerables a estos tipos de edificaciones. Sismos precedentes como los de Northridge en California, EEUU (1994), Kobe en Japón (1995), Umbria-Marche

en Italia 26/09/ y 14/10/ (1997) y Izmit (Kocaeli) en Turquía (1999), por solo citar algunos, muestran problemáticas en el incumplimiento de reglamentos para el diseño y construcción, el comportamiento inadecuado de marcos dúctiles de acero, la poca rigidización y resistencia ante carga lateral de pórticos sin contravientos, y las malas prácticas en las conexiones, referidas principalmente a soldaduras de fallas frágiles (Bertero *et al.*, 1994, Tremblay *et al.*, 1996, Tena, 2004, Beltrán y Herrera, s.f.). Las propiedades del material ejercen una marcada influencia en el comportamiento de las estructuras de acero, aunque es el diseño del conjunto quien se encarga de lograr una respuesta satisfactoria ante este fenómeno (Fuentes *et al.*, 2018).

Para los países en vías de desarrollo, se deben concebir edificios de acero económicos, que permitan la disipación de energía adicional ante la carga sísmica debido a la poca disponibilidad de uso de aisladores o disipadores de energía (Márquez, Lobo-Q y Vielma, 2015). Ante esta limitación económica, la experiencia obtenida de sismos pasados, el cambio evolutivo de la filosofía de diseño sismorresistente a partir de 1988 (Bruneau *et al.*, 1998), y el concepto de desempeño (Bertero 1995) incorporado en la comunidad ingenieril en el presente siglo (VISION, 2000), ha permitido desarrollar sistemas estructurales que disipan el excedente de energía por deformación de los elementos estructurales componentes (esquemas fusibles estructurales pasivos) para las estructuras de acero. Teniendo en cuenta ello, se ha propiciado el uso de esquemas fusibles estructurales pasivos: los pórticos de momento, los pórticos arriostrados concéntricamente, los pórticos arriostrados excéntricamente, los pórticos de riostras resistentes al pandeo y los pórticos de placa de acero.

El empleo del análisis elástico, con fuerzas sísmicas reducidas mediante factores de reducción de respuesta por ductilidad (R) ha sido ampliamente aceptado, dado que las estructuras, pues la mayoría calculadas bajo esta hipótesis han mostrado un buen desempeño ante la ocurrencia de eventos sísmicos de mediana y gran magnitud durante las dos décadas pasadas. Sin embargo, Vielma, Lobo-Q y Rivero (2005) aseguran que su determinación ha estado supeditada desde sus inicios, al criterio de expertos, análisis estadístico o a juicio del proyectista, mientras Montaña (2010) considera que diseñar con las solicitaciones por combinaciones de carga, en zonas de mediana o alta sismicidad, lleva a estructuras de acero inseguras. Lo anterior conduce a un grado de confiabilidad estructural totalmente incierto.

En Cuba, a finales de octubre de 2012, la ciudad de Santiago de Cuba es impactada por el huracán Sandy, dejando afectado a su paso alrededor del 51 % del fondo habitacional (Bustamante y Lezcano, 2013). Ante esta demanda de vivienda agravada por el desastre, las naciones de Venezuela y Ecuador transfieren tecnología de rápida ejecución para atender esta afectación en la ciudad de Santiago de Cuba. Entre los sistemas constructivos se encuentra el sistema metálico apernado Venezuelan Heavy Industries C.A (VHICOA). Previo a su emplazamiento en el que fuera el escenario de mayor actividad sísmica

(Cotilla, 1998), se somete el proyecto típico concebido mediante un entramado con pórticos resistentes a momento deformado, a evaluación en cumplimiento con la norma sísmica cubana NC 46:1999 entonces vigente. A partir de este análisis se constatan insuficiencias referidas al uso de pórticos resistente a momento en ambas direcciones ortogonales, lo que denota insuficiente distribución de rigidez; el inadecuado número de elementos resistentes a cargas horizontales; la poca capacidad resistente de algunos elementos estructurales, y en consecuencia, un nivel bajo de hiperestaticidad. Estos estudios concluyen la necesidad de un reforzamiento para las condiciones de sismicidad de la zona (Cantillo *et al.*, 2013, Socarrás *et al.*, 2014, Fernández-Rubio *et al.*, 2015).

El proyecto técnico-ejecutivo del sistema VHICOA se concibe con la adición de riostras con una excentricidad de 500 mm en ambas direcciones ortogonales de tipo X para dos niveles (Engelhardt & Popov, 1989). Con esta modificación al proyecto inicial (típico), estos edificios se emplazan en varios centros urbanos de la ciudad de Santiago de Cuba. Se distribuyen en un 69.05 % y 30.95 % en los Distritos No.1 y No.4 respectivamente, dando respuesta a 1 144 familias (Dirección Provincial de la Vivienda DPV, 2020), constituyendo un pequeño patrimonio de 42 edificios, de 5 niveles. El alcance de la presente investigación se limita al estudio de los edificios VHICOA construidos conforme a los requerimientos declarados en el proyecto técnico-ejecutivo de esta tipología, representados en más del 95 % de la población de edificios construidos en suelos de tipo B, C y D.

El proyecto de edificios VHICOA se observa una inadecuada concepción de diseño referidas a la escasa presencia de contraventeos en la dirección que aporta menor rigidez, a partir de la disposición de las columnas de tipo I de alas anchas. Se evidencia incumplimiento de algunas limitaciones normativas internacionales (American Institute of Steel Construction ANSI/AISC, 2016a, Crisafulli, 2018, Fuentes *et al.*, 2018) para lograr un comportamiento dúctil en la excentricidad o link referidas a la no presencia de arriostramiento para controlar el posible pandeo lateral torsional, el excesivo pandeo local de las alas para el nivel 4 y las conexiones no rígidas de las riostras, no permitiendo esta última un incremento de la carga axial de las columnas. Las conexiones presentes de vigas-columnas de momento de placa de extremo extendida atornillada mediante 4 pernos (4E) sin rigidizar, clasificada como unión parcialmente rígida, carecen de una concepción de conexión precalificada, referidas a las limitaciones de dimensionamiento de las vigas (ANSI/AISC, 2016b, Fuentes *et al.*, 2018). Las limitaciones antes expuestas concluyen que no se pueden concebir fallas de alta ductilidad en el esquema fusible estructural empleado si los elementos componentes no son dúctiles. Considerando las limitaciones declaradas anteriormente y la presencia de daños patológicos similares en 12 edificios inspeccionados, que con su presencia en un período de explotación menor a los 10 años pudieran comprometer el comportamiento de estas estructuras a mediano y largo plazo. De esta muestra estudiada, Almenarez *et al.* (2021) aplican el Método de Scarlat (1996) para

evaluar la vulnerabilidad sísmica preliminarmente y evidencian insuficiente resistencia sísmica de las edificaciones VHICOA.

Es frecuente recurrir a la rehabilitación de edificaciones de vivienda en lugar de la construcción de obras nuevas. La rehabilitación permite mejorar el diseño inadecuado, corregir errores en la ejecución y daños estructurales, cumplir las actualizaciones de las normativas, evitar la continua corrosión del acero y eliminar total o parcial elementos estructurales existentes (Lemara Restauraciones S.L., 2020). Una intervención con criterios sismorresistentes permite una estabilidad en la edificación y la seguridad de la misma. Ante las incertidumbres en el comportamiento estructural de las edificaciones construidas con el sistema tecnológico VHICOA para viviendas sociales ante la exposición a sismos de mediana y gran magnitud, la presente investigación persigue como objetivo evaluar el desempeño sísmico de estas edificaciones teniendo en cuenta los suelos donde se emplazan, considerando el cambio de reglamento sísmico cubano NC 46:2017 y la actualización del AISC 341-2016 que permita establecer estrategias de rehabilitación estructural. La investigación ofrece una caracterización de la respuesta sismorresistente del sistema VHICOA en relación a estudios de capacidad a partir de la evaluación del comportamiento no lineal del mismo, dando así un aporte práctico.

MATERIALES Y MÉTODOS

A partir del análisis documental para la identificación de normativas referentes a construcciones sismorresistentes de acero y la revisión bibliográfica del estado del arte de la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de acero y las especificidades de los antecedentes a esta investigación mediante textos científicos y otros materiales especializados y de INTERNET, se selecciona el análisis no lineal estático Push-Over empleado mediante el software profesional ETABS v.18, que permite la modelación estructural y análisis numérico, teniendo en cuenta las invariantes de la modelación mecánica. El análisis no lineal permite tomar en consideración la ley que rige el comportamiento tenso-deformacional “real” del material, así como la no linealidad geométrica del elemento, esto condiciona que no pueda considerarse el principio de superposición. En este tipo de análisis se pueden tomar en cuenta factores tan esenciales como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, tales como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y el colapso progresivo.

Esto ha condicionado que en los últimos años hayan adquirido una amplia popularidad los métodos que involucran de alguna manera la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga (Pérez et al., 2014). Los procedimientos de análisis estático no lineal se han popularizado debido a su simplicidad y habilidad para aportar

un entendimiento del desempeño esperado de las estructuras sismorresistentes (Terán, sf). Esta resuelve inquietudes que se dan alrededor del replanteamiento de los métodos actuales de diseño sísmico, centrándose en la necesidad de controlar la respuesta dinámica de la estructura durante excitaciones sísmicas de diferente intensidad. La primera consideración implica fomentar la aparición de un mecanismo inelástico consistente a través del uso de conceptos de diseño por capacidad (Paulay, 1996). La segunda consideración se centra en plantear para la estructura el uso de un detallado que establezca su comportamiento en el intervalo inelástico. A diferencia del análisis dinámico no lineal, en el análisis Push-Over se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación, y no su historia en el tiempo. Se sustenta entonces, bajo las condicionantes de cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales monotónicas crecientes. Los análisis inelásticos ayudan a entender el comportamiento estructural sujeto a una sollicitación que exceda su capacidad elástica (ver Fig.1).

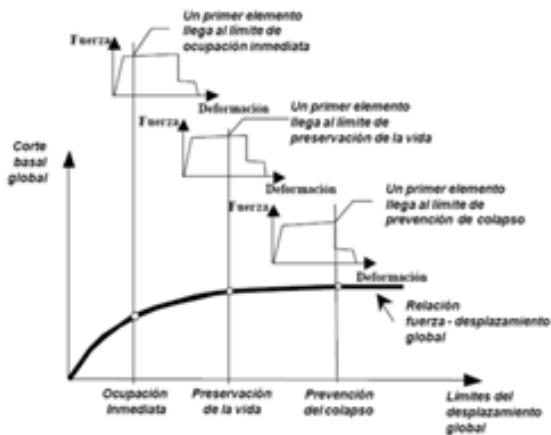


Figura 1. Conceptualización del PUSH-OVER (Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA, 1998)

El análisis no lineal estático Push-Over posee una gran aplicación en la evaluación de estructuras, una etapa imprescindible para el proceso de rehabilitación sismorresistente. Es posible identificar la secuencia de cedencia y momento en el que fallan cada uno de los elementos que componen la estructura en el rango inelástico (Duarte *et al.*, 2017).

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Determinado la curva de capacidad Push-Over y definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La verificación del desempeño comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo (Bach, 2015). El punto de desempeño puede obtenerse por el Método del Espectro de Capacidad propuesto por el ATC-40-1996 (FEMA 440-2005), el Método de los Coeficientes de Desplazamiento (FEMA 440-2005, ASCE 41-2016) y el Método N2 (EC8-2005) siendo los métodos internacionales por excelencia. La presente

investigación escoge el Método N2 o Método Push-Over Modal (ver Fig.2) que emplea el EC8-2004 para estimar el punto de desempeño.

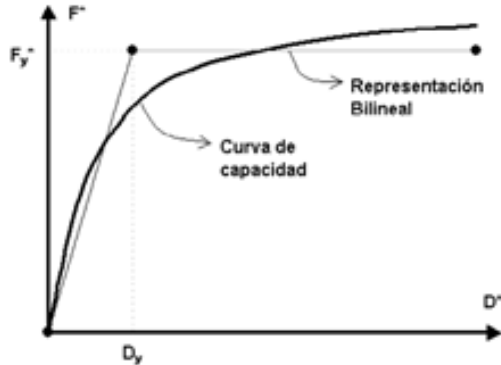


Figura 2. Curva de capacidad y representación bilineal de sistema de 1 Grado De Libertad GDL
(Fuente: Bonett, sf)

Las bases de este procedimiento corresponden al modelo Q (Saiidi y Sozen, 1981). El método es altamente exacto, empleando el formato Aceleración vs. Desplazamiento. Combina las ventajas de representación visual del Método del Espectro de Capacidad (Freeman, 1998) con las bases físicas del espectro de demanda inelástico (Fajfar, 1999). El Método N2 puede ser empleado tanto para el diseño de nuevas estructuras como para la evaluación de estructuras existentes.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El edificio de sistema VHICOA conforme al proyecto técnico-ejecutivo está estructurado en 5 niveles de 2.62 m de puntal, permitiendo lograr una altura total de 13.15 m. La distancia medida de eje a eje de columnas oscila entre 5.75 m y 6.20 m, dando una longitud total de 17.70 m en la dirección transversal del edificio, y en la dirección longitudinal sus intercolumnios poseen dos luces de 5.95 m y una de 6.45 m, originando una distancia total de 18.35 m.

Para las uniones entre vigas-columnas y vigas secundarias-vigas principales se emplean mediante pernos HSB A325 (pernos de alto límite elástico) y, para el caso de las riostras-vigas y riostras-columnas mediante soldadura. La solución de entrepiso y cubierta es una losa de hormigón armado con refuerzo mínimo, de 100 mm de peralte sobre el sistema steel-deck (tipo losa-cero) de calibre 22, constituyendo un encofrado perdido. Esta interactúa como diafragma rígido al encontrarse intrínsecamente colaborante.

Las secciones empleadas en los elementos estructurales se enuncian en la tabla 1.2 a continuación. Las columnas se empalman mediante soldadura de taller a una altura de 6.20 m con electrodo E7013 (R-13), a excepción de las columnas de esquinas que sí están conformadas por una sola sección de tipo W310x86. Las vigas principales, con rigidizadores o atezadores para evitar el pandeo local del alma en la sección transversal, se ubican donde se concentran

los valores de esfuerzo cortante. Se emplean vigas secundarias conectadas a la estructura principal mediante el uso de conexiones de corte, para no aportar giros que ocasionen torsión a las vigas principales donde se apoyan.

Tabla 1. Secciones laminadas de elementos estructurales

Elementos estructurales	Sección laminada en caliente ASTM-A36 (mm)
Columnas	W310x86
	W310x79
Vigas principales (1 y 2 nivel)	W360x51
Vigas principales (3 y 4 nivel)	W360x45
Viga principal (cubierta)	W310x28
Vigas secundarias	W310x21
Riostras	2UPN140x60x7/10

Teniendo en cuenta las invariantes de la modelación mecánica se modela la edificación en el software ETABS v.18 (ver Fig.3) que permite numéricamente aplicar el análisis no lineal para la evaluación del desempeño sísmico del edificio teniendo en cuenta los suelos tipos B, C y D, donde se encuentran emplazados.

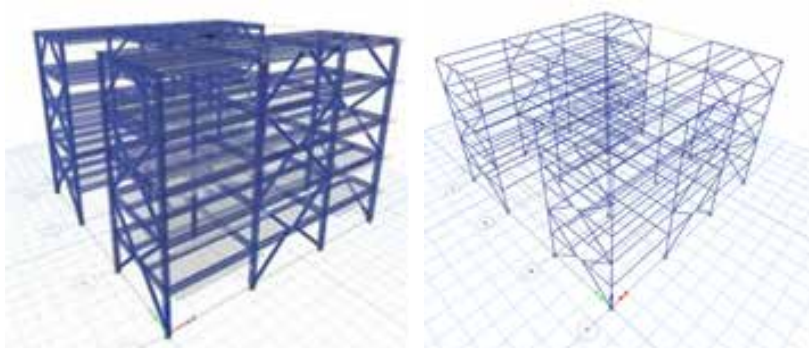


Figura 3. Modelo tridimensional edificio de vivienda social VHICOA (Fuente: Elaboración propia a partir de ETABS v.18)

Evaluación de cedencia edificios VHICOA

Para determinar la resistencia plástica del enlace o link si ocurre por corte o por flexión se establece la Tabla 2 mostrada a continuación.

Tabla 2. Cedencia del link o enlace

Vigas	Mp	Vp	2Mp/Vp	Cedencia
W 14x34 (W 360x51)	22.375 kNm	331.23 kN	0.135 m	Flexión
W 14 x 30 (W 360x45)	19.40 kNm	312.816 kN	0.124 m	Flexión
W 12x19 (W 310x28)	10.15 kNm	239.098 kN	0.085 m	Flexión

Se dispone a chequear el pandeo local a flexión y a cortante del link por niveles de piso en los que corresponda. Los links cumplen la condición de miembros dúctiles, con excepción de los presentes en el 4 nivel conformados por W 360x45 que no cumplen con un pandeo plástico a flexión (Tabla 3).

Tabla 3. Pandeo local en miembros dúctiles

Viga	λ_{ala}	$\lambda_{ala\ máx}$	λ_{ala}	$\lambda_{alma\ máx}$
W 14x34 (W 360x51)	7.37		42.13	
W 14 x 30 (W 360x45)	8.72	7.39	44.31	59.35
W 12x19 (W 310x28)	5.73		44.72	

Teniendo en cuenta el mecanismo de colapso del esquema fusible estructural pasivo presente en las edificaciones VHICOA. La longitud del link es el parámetro fundamental en el trabajo del EBF. Se concluye que todos los links, presentes en los diferentes niveles, tendrán un comportamiento estructural ante la carga de sismo de flexión (tal y como lo hiciera una viga pero de forma más débil). Las edificaciones para viviendas sociales VHICOA emplazadas en la ciudad de Santiago de Cuba, no cumplen con limitaciones normativas para el uso EBF referidas al arriostramiento lateral de los links, las uniones rígidas riostras-links y riostras-columnas, el innecesario empleo de rigidizares en los links y el pandeo local por flexión de algunos miembros dúctiles.

Se presentan las curvas de capacidad Push-Over para ambas direcciones ortogonales a partir de los incrementos de carga V (kN) en la base vs los desplazamientos (mm) obtenidos al tope de la estructura (ver Fig.4).

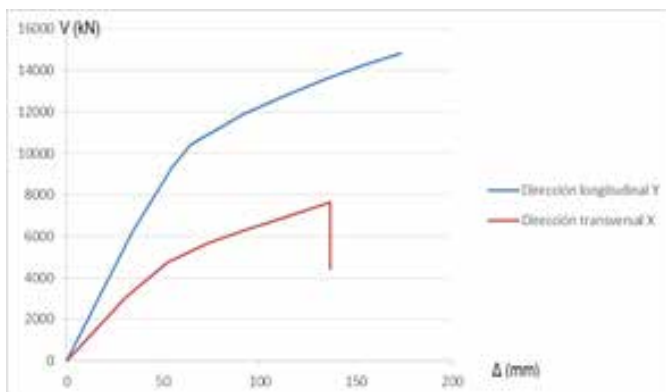


Figura 4. Curvas de capacidad Push-Over para ambas direcciones ortogonales (Fuente: Almenarez et al., 2022)

Los resultados de las curvas de comportamiento estructural Push-Over confirman que la mayor rigidez la ofrece la dirección longitudinal. Esta presenta mayor capacidad estructural que la dirección transversal y un comportamiento casi lineal ante cargas horizontales originadas por sismos. Aun así, la dirección transversal puede condicionar el colapso de la edificación. Teniendo en cuenta las curvas de capacidad Push-Over se calcula la Ductilidad del pórtico $\mu_{pórtico}$ (ver ecuación 1), el V elástico $V_{elástico}$ (ver ecuación 2), la Sobrerresistencia F_{SR} (ver ecuación 3) y el Factor de Reducción de Respuesta R (ver ecuación

4) para obtener los valores “reales” para este tipo de edificaciones que permite ofrecer el análisis no lineal empleado. La Tabla 4 muestra los resultados de los factores de ductilidad de los edificios VHICOA a partir de la identificación de los términos para ambas direcciones ortogonales.

$$\mu_{p\acute{o}rtico} = \frac{D_u}{D_y} \quad (1)$$

$$V_{el\acute{a}stico} = 0.8V_y \quad (2)$$

$$F_{SR} = \frac{V_u}{V_{el\acute{a}stico}} \quad (3)$$

$$R = F_{SR} \cdot \mu_{p\acute{o}rtico} \quad (4)$$

Dirección Y:

($D_u = 172.665 \text{ mm}$; $V_u = 14795.6035 \text{ kN}$) y ($D_y = 112.46 \text{ mm}$; $V_y = 12755.2748 \text{ kN}$)

Dirección X:

($D_u = 136.605 \text{ mm}$; $V_u = 7639.6626 \text{ kN}$) y ($D_y = 52.477 \text{ mm}$; $V_y = 4769.6487 \text{ kN}$)

Tabla 4. Ductilidad y el Factor de Reducción de Respuesta para los edificios VHICOA

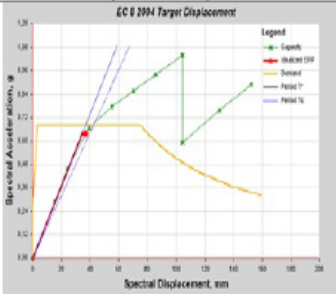
Factores	Dirección Y	Dirección X
Ductilidad del pórtico	1.535	2.603
V elástico (kN)	10204.22	3815.719
Sobrerresistencia	1.45	2.0
Factor Reductor de Respuesta Sísmica	2.23	5.21

La dirección más rígida es menos dúctil que la dirección transversal. Se alcanza un valor de 2.23 de Reducción de Respuesta para las edificaciones VHICOA.

Punto de desempeño de los edificios VHICOA

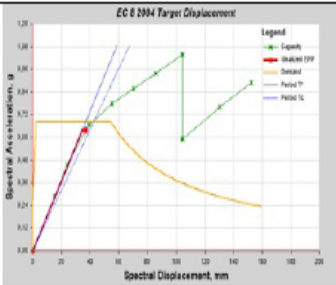
Los niveles de desempeño, motivados por asuntos económicos y de seguridad, se corresponden con establecer umbrales para la estimación de los estados de daños globales de la estructura (Lagomarsino & Geovinazzi, 2003/ 2006, Bonnet, 2003, Lantada, 2007). Se muestran los umbrales de daños en la curva bilineal simplificada para la dirección transversal (ver Tabla 5) para los suelos tipo B, C y D a continuación. Se identifica el punto de desempeño obtenido para cada tipo de suelo. En la dirección longitudinal se logra un adecuado desempeño y coincide para las tres demandas sísmicas analizadas de acuerdo al tipo de suelo considerando la NC 46:2017. En cambio para la dirección transversal de la edifi cación no se logra un nivel de desempeño adecuado en ninguno de los tres tipos de suelos en estudió.

Tabla 5. Punto de desempeño en la dirección transversal X



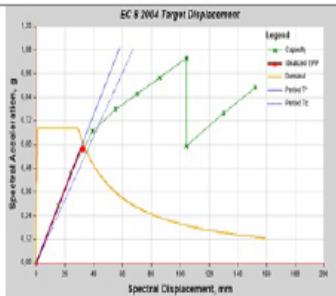
Suelo D:

$F_y=0.639$
 $D_y=34.437$ mm
 $D_t=48.586$ mm
 Daño Ligero (0 mm – 34.432 mm)
 Daño Moderado (34.432 mm – 36.159 mm)
 Daño Grave (36.159 mm – 41.511 mm)
 Daño Completo (41.511 mm – 48.586 mm)
Punto de Desempeño: 36.986 mm



Suelo C:

$F_y=0.639$
 $D_y=34.437$ mm
 $D_t=48.586$ mm
 Daño Ligero (0 mm – 34.432 mm)
 Daño Moderado (34.432 mm – 36.159 mm)
 Daño Grave (36.159 mm – 41.511 mm)
 Daño Completo (41.511 mm – 48.586 mm)
Punto de Desempeño: 36.986 mm



Suelo B:

$F_y=0.578$
 $D_y=30.728$ mm
 $D_t=42.828$ mm
 Daño Ligero (0 mm – 30.728 mm)
 Daño Moderado (30.728 mm – 32.264 mm)
 Daño Grave (32.264 mm – 36.778 mm)
 Daño Completo (36.778 mm – 42.826 mm)
Punto de Desempeño: 32.602 mm

Los estudios corroboran que en la dirección longitudinal ofrece un desempeño aceptable, al quedar con un nivel de daños ligeros lo que implica que no llegaría a incursionar en el rango inelástico (Operacional). En la dirección transversal ofrecen un desempeño inadecuado para todos los suelos analizados, correspondiente al rango entre daños moderados y graves lo que se corresponde con el nivel de desempeño de Seguridad para la Vida. Basta para que la edificación no muestre un adecuado desempeño en una de las direcciones ortogonales para que no cumpla la edificación como sistema estructural en general.

Algunas conexiones vigas-columnas presentes de los edificios VHICOA debido a que los parámetros de los elementos estructurales no clasifican dentro de los límites preestablecidos imposibilita clasificarlas como conexiones precalificadas. Esto induce que las conexiones, a partir del inadecuado desempeño arrojado del análisis no lineal, deben ser calificadas mediante algún estudio numérico matemático debido a las limitaciones de realizar ensayos con

programas experimentales. En caso de comprobar que no tuvieran un adecuado comportamiento indicaría que deben ser reforzadas las uniones, partiendo siempre de la calificación de las nuevas propuestas.

La inadecuada concepción del esquema de fusible estructural pasivo de acero empleado en los edificios VHICOA referente a la presencia de conexiones articuladas de las riostras (link-arriostre y arriostre-columna), el pandeo de miembros componentes dúctiles referidos al link para el nivel 4 y la inexistencia de vigas secundarias en ningún caso que arriostren lateralmente los links, inciden de forma negativa en su comportamiento estructural sismorresistente. El no cumplimiento de estas limitaciones para la utilización de los EBF indica que en las columnas no se logran cargas axiales representativas y suficientes capaces de oponerse al giro ante el sismo (carga horizontal). Las vigas de los niveles 4 y 5 son incapaces de desarrollar un pandeo de modo que permita obtener una ductilidad por flexión. Teniendo en cuenta la filosofía de diseño sismorresistente actual para edificios de acero, los link constituyen los elementos estructurales imprescindibles del esquema de fusible estructural pasivo empleado, pues son los encargados de presentar daños remanentes a fin de mantener seguros al resto de los elementos estructurales. Esta última condición no se logra pues no se evita el pandeo lateral torsional que pueden experimentar los links.

Además, la continua actualización de las normativas de diseño para construcciones sismorresistentes (ANSI/AISC 2016a/ 2016b, NC 46:2017), evidencian que los elementos estructurales de los edificios VHICOA emplazados en los suelos tipo D, referidos a las columnas, vigas principales y riostras, no ofrecen una capacidad resistente adecuada. Esto indica que no puede cumplirse el principio columna fuerte-viga débil-link más débil. La mayoría de estas edificaciones quedan construidas sobre suelo tipo D (Arquitecto de la Comunidad 2021).

CONCLUSIONES

Las curvas de comportamiento Push-Over dejan apreciar la elevada rigidez en la dirección longitudinal y el bajo aprovechamiento de la ductilidad que pueden ofrecer el esquema fusible estructural pasivo empleado (pórticos arriostrados excéntricamente).

Se obtiene un Factor Modificador de Respuesta Sísmica (R) de 2.23, fijado por la dirección longitudinal. No se logra para estas edificaciones desarrollar la ductilidad conferida para el diseño o la evaluación establecida por la NC 46:2017.

El análisis no lineal, permite evidenciar que los edificios VHICOA ofrecen un inadecuado desempeño. Para los suelos tipo D y C el punto de desempeño se obtiene en el desplazamiento de 36.811 mm, mientras para el suelo tipo B en 32.462 mm, quedando para todos los casos, el rango de estado de daños global de la edificación en Seguridad para la Vida entre los desplazamientos de 34.437-37.974 mm y 30.728-33.753 mm respectivamente.

La actualización de las normativas sismorresistentes referidas a la NC 46:2017 y AISC 341-2016 presuponen una deficiente e inadecuada concepción de diseño en el proyecto técnico-constructivo en estudio referidas al período fundamental de la dirección transversal de la edificación, el comportamiento dúctil en los links y el radio de tensión requerido para garantizar la tensión axial de fluencia (miembros de alta y moderada ductilidad) de las columnas en suelo D, lo que refiere una vulnerabilidad alta en los aspectos medioambiental (suelos), físico-estructural (desempeño sísmico estructural) y económico (rehabilitación estructural sismorresistente) ante el peligro sísmico de la ciudad de Santiago de Cuba.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo brindado por los especialistas del Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAI), Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba Santiago de Cuba (UNAICC) y Empresa de Proyectos e Ingeniería No.15 Santiago de Cuba (EMPROY 15). Así como la pertinencia de MSc Mayra M. González Fernández, Dr.C Darío Candebat Sánchez, Dr.C Eduardo Álvarez y Dra.C Zenaida P. Frómeta Salas por sus acertadas explicaciones.

REFERENCIAS

Almenarez, D. et al. (2021), Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de tecnología VHICOA en Santiago de Cuba, ponencia presentada al II Convención Internacional Ciencia y Conciencia, diciembre de 2021, p. 295, Santiago de Cuba, Cuba. ISBN 978-959-207-688-4. https://ediciones.uo.edu.cu/index.php/e1/catalog/book/memorias_convencion_cc

Almenarez, D. 2022, Evaluación del desempeño de sistema estructural de acero para vivienda ante excitación sísmica en Cuba, Máster en Ciencias Técnicas, Universidad de Oriente, Cuba.

American Institute of Steel Construction (AISC) 2016a, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, Chicago, Illinois, USA.

American Institute of Steel Construction (AISC) 2016b, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-16, Chicago, Illinois, USA.

American Society of Civil Engineers (ASCE) 2016, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-2016, Reston, Virginia.

American Society of Civil Engineers (ASCE) 2017, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-2017, Reston, Virginia.

Arner, E. y Vaz C. 2016, Tecnologías industrializadas con carácter apropiado para la reconstrucción post-desastre de viviendas: caso Santiago de Cuba, Revista Arquitectura y Urbanismo, Vol. XXXVII, No. 3, septiembre- diciembre, pp. 66-84, ISSN 1815-5898.

Arquitecto de la Comunidad 2021, Archivos Dictamen Técnico Estructural VHICOA, Santiago de Cuba.

Bonett. (s.f.). Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda, [en línea],

consultado: en enero de 2022, <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf;jsessionid=56C895126B3F25FA511154F42CC9CD96?sequence=4>

Bustamante, V. y Lezcano, Y. 2013, 'Después de Sandy. Ciudad que retoña', para Bohemia [en línea], 11 marzo 2013, consultado: en abril de 2021, <http://www.bohemia.cu/2013/03/12/encuba/En-Cuba-Ciudad-que-retoña>

Cantillo, J. M. 2013, Análisis del comportamiento estructural de un edificio metálico para viviendas, ubicado en zonas de alto riesgo sísmico, Titulación de Ingeniero Civil, Universidad de Oriente, Cuba.

Comité Estatal de Normalización 2017, Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción, NC 46:2017, La Habana.

Comité Europeo de Normalización CEN 2003, Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, Eurocode 8:2003, Draft No. 5, Doc CEN/T250/SC8/N317, CEN, Brussels.

Crisafulli, F. J. 2018, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 5ta edición, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.

Dirección Provincial de la Vivienda DPV 2020, Levantamiento de edificaciones municipio Santiago de Cuba, Sub dirección Técnico-Productiva, Santiago de Cuba.

Empresa de Proyectos No. 15 (EMPROY 15) 2014, Proyecto técnico ejecutivo edificio estructura metálica. VHICOA, Archivos Técnicos, Santiago de Cuba.

Fernández-Rubio, J. 2015, Análisis de variantes de arriostramiento en edificios de tecnología VHICOA, Titulación de Ingeniero Civil, Universidad de Oriente, Cuba.

Fuentes, S. 2018, Procedimiento para el diseño sismorresistente de edificaciones de acero, Máster en Ciencias Técnicas, Universidad de Oriente, Cuba.

Lemara Restauraciones S.L. 2018, Tipos de refuerzo estructural para viviendas [Blog], 18 de enero de 2018, consultado: octubre de 2020, <https://www.lemara.es/tipos-refuerzo-estructural-viviendas/>

Márquez, E., Lobo-Q, W. y Vielma, J. C. 2015, Estructuras de acero. Comportamiento de edificios de acero con diagonales concéntricas y excéntricas.

McCormac, J. y Csernak, S. 2012, Diseño de estructuras de acero. Método LRFD, 3ra Edición, Alfaomega Editorial, México.

Montaña, M. Á. 2010, Análisis "Push-Over" de edificios con pórticos de acero en Bogotá, Máster en Ciencias Técnicas, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Socarrás, Y. C., Álvarez, E. y Fernández-Rubio, J. (2016), Análisis de variantes de arriostramientos en edificios de tecnología VHICOA, ponencia presentada al VI Conferencia Internacional de Peligrosidad, Riesgo Geológico e Ingeniería Sísmica y Desastres, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, ISBN: 978-959-207-562-7.

Tapia, E y Tena, A. 2011, Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo Chevrón, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 84, pp. 47-68.

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS CON FIBRAS DE PLÁSTICOS TIPO PET

Stabilization of clayey soils with PET-type plastic fibers

Eduardo Beira Fontaine¹, Pedro Manuel Cabrera Castro²,
Hernán Castellanos Gonzalez³, Laritza Zambrano Pérez⁴

¹ Universidad de Oriente, Cuba, efontain@uo.edu.cu, 0000-0001-5701-8015

² Universidad de Oriente, Cuba, pcabrera@uo.edu.cu, 0000-0001-7619-3396

³ Universidad de Oriente, Cuba, hernancg@uo.edu.cu

⁴ Universidad de Oriente, Cuba

Resumen

La presente investigación presenta un estudio del suelo a nivel de subrasante cuando se le incorpora fibras de plástico reciclado tipo PET como aditivo, obtenido del reciclaje de botellas utilizadas normalmente en los hogares. Se realizaron ensayos físicos de caracterización del material sub-base con el objetivo identificar el tipo de suelo con el que se trabaja, así como ensayo Proctor estándar y resistencia al corte directo para presiones verticales de 100, 200 y 300 kN/m², posteriormente se adicionan fibras de plástico de 3 cm de largo y 3 mm de ancho en proporciones de 0,5, 1 y 1,5 % en peso. A esta combinación se le realizan ensayos de compactación tipo Proctor estándar y ensayos de corte directo con presión vertical de 25 y 50 kN/m² de esfuerzo vertical. Los resultados obtenidos indican que el suelo de sub-base es arcilloso, con un valor de límite líquido inferior al 50 %, lo que resulta indicativo que el suelo presenta baja o media plasticidad con calidad como subrasante de carretera de regular a malo. También se demuestra que con la adición de las fibras de plásticos no se mejoran las propiedades mecánicas del suelo, aunque es una alternativa para ofrecer destino final al plástico reciclado tipo PET que afecta al medio ambiente.

INTRODUCCIÓN

La construcción de carreteras es una de las obras civiles más costosas, y que presentan mayor incidencia e impacto al entorno donde se emplacen, pues en ocasiones el suelo del sitio no muestra propiedades físico – mecánicas requeridas para la estructura que se construye y como consecuencia de ello hay que sustituirlo por uno de mejores cualidades o mejorarlo mediante la técnica de estabilización.

Resulta pues, importante evaluar los suelos antes de ejecutar una obra civil sobre este, puesto que es necesario considerar la calidad de los suelos sub-rasantes para su buen funcionamiento a largo plazo y la capacidad resistente que presente para soportar una infraestructura. [3]

Cuando los suelos de subrasantes son arcillosos débiles, la práctica más común de los ingenieros en obra es eliminar este material arcilloso y reemplazarlo por otro con unas características más eficientes que responda a las exigencias de la

obra vial. Inevitablemente esta solución tiene un costo económico que implica un aumento de los presupuestos de obras, especialmente si las canteras de préstamos a utilizar son distantes. Una alternativa posible en estos casos es la estabilización del suelo, proceso mediante el cual se le da tratamiento al mismo para mejorar sus cualidades, y como consecuencia, sea capaz de soportar las cargas a las cuales será sometido sin deformaciones excesivas. [3]

Existen numerosas técnicas de estabilización de suelos. En este caso la investigación está enfocada en el estudio de la estabilización de suelos arcillosos con fibras de plástico tipo PET (Polyethylene Terephthalate) como una alternativa para encontrar destino final a este tipo de plástico que está contaminando el medio ambiente y demoran muchos años en degradarse. En la actualidad, el material acrílico PET se convierte en uno de los termoplásticos más rígidos y resistentes del mercado, siendo la transparencia y la cristalinidad una de sus características más preciadas. [11]

El reciclaje a nivel mundial de este polímero según plantea el informe anual de la ONU, la región de las Américas, India, Japón y los países que componen la Unión Europea son los mayores productores de desechos plásticos per cápita y solo un 9 % de los 9000 millones de toneladas de plástico que se ha producido en el planeta ha sido reciclado.

Con la suspensión de China de aceptar la exportación de muchos países que depositaban su basura de plástico en el país asiático la situación se clasifica como una bomba de relojería puesto que muchas de estas naciones no están preparadas para reciclar su propio plástico [1].

En estos momentos los países europeos están a la vanguardia en este tema del reciclaje, pues muchos superan el 50% en materia de reciclaje del total de sus desechos anuales, esto gracias a las medidas tomadas por los gobiernos y altas autoridades de estos, ejemplo de ello es Suiza como pionera, detrás le sigue Suecia, luego aparecen otros exponentes como Austria, Alemania, y otros más [2].

El reciclado de plástico en Cuba se encuentra en una etapa incipiente, este se centra en el reciclado de las propias industrias que se encargan de la transformación de este polímero para su reutilización industrial, sin embargo, en la literatura consultada no se reporta ningún estudio que intente utilizar este desecho reciclado como material para estabilizar suelos arcillosos de carreteras, lo cual daría un destino final a este recurso que esta contaminando el medio ambiente.

En esta investigación, se estudia la utilización de fibras de plástico reciclado tipo PET como alternativa de estabilización de suelos arcillosos débiles de subrasante de carreteras. De conseguir resultados favorables en la respuesta geotécnica del suelo, conseguiríamos disminuir el espesor de la estructura de pavimento flexible, con lo cual se conseguiría un aporte económico por ahorro de material de préstamo y a su vez, la disminución de la contaminación ambiental generada actualmente por este tipo de plástico.

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales

Suelo

El suelo empleado en esta investigación es arcilloso, clasificado según el sistema AASHTO como A-7-6 (7). El mismo conforma la subrasante de la carretera de El Caney en la Ciudad de Santiago de Cuba. El muestreo se realizó a un lado del Hospital Clínico Quirúrgico Juan Bruno Zayas, en el tramo desbrozado para la ampliación de la carretera antes mencionada. Este suelo es predominante y, por tanto, representativo para el estudio de la estabilización.

Plástico

El tipo de plástico utilizado es PET obtenidos de los envases de refresco y agua en condiciones de reciclaje y con cortes a tijeras de dimensiones de 3 mm de ancho y 3 cm de largo.

Equipamiento utilizado

Los ensayos de laboratorio realizados en esta investigación fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Construcciones de la Universidad de Oriente y en la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA), empresa certificada con el Sistema de Gestión de la Calidad y avalado por la norma ISO 9001:200, empleándose para la ejecución de los mismos, las normas cubanas vigentes.

Métodos

Trabajos de laboratorio

Todos los ensayos de laboratorio físicos y mecánicos, fueron realizados siguiendo el procedimiento que establecen las Normas Cubanas (NC) vigentes [4,5,6,7,8,9,10]. Las adiciones de fibras de plástico reciclado tipo PET empleadas fueron de 0.5, 1.0 y 1.5 % en peso del material, el cual se mezcló con paletas hasta conseguir una mezcla uniforme entre ambos materiales.

Ensayos físicos

Al suelo natural se le realizaron ensayos de humedad, límite de plasticidad por el método de multipuntos (5 puntos), utilizando la Copa de Casagrande, previamente calibrada, ensayo de granulometría, ensayo de compactación tipo Proctor estándar y ensayo de corte directo para presiones verticales de 50, 100 y 150 kN/m². En el caso del suelo mezclado con fibras de plástico reciclado se le realizó Proctor, resistencia a la compresión sin confinar y resistencia a corte directo para presiones verticales de 25 y 50 kN/m².

Ensayos mecánicos

Los ensayos de corte directo se realizaron en la versión rápida con deformaciones controladas utilizando velocidad del aparato de corte de 1,2 mm/min. Los ensayos de resistencia a la compresión sin confinar se hicieron con velocidad de 1 mm/min sobre probetas Proctor, que no satisfacen la condición de $L/D = 2$, por tanto, los valores de resistencia fueron corregidos según lo establecido en la norma ASTM C39/C39M-99. En este caso del corte directo las muestras fueron elaboradas bajo compactación estática de manera que la energía aplicada reprodujera la densidad seca máxima alcanzada con la humedad óptima del ensayo Proctor, pues las fibras no permitían que los anillos pudieran ser labrados directamente de las probetas elaboradas en este ensayo.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Resultados de ensayos al suelo natural.

Granulometría y límites de consistencia

El porcentaje pasado por el TZ 200 (0,074 mm) fue superior al 50 %, por lo que estamos tratando un suelo de grano fino, además se determinó que su fracción gruesa presenta mayor contenido de arena (29,5 %) que grava (9,7 %). En cuanto a los límites de consistencia se obtuvo que el límite líquido (LL) es de 40.2 %, el límite plástico (LP) de 21.2 %, y un índice de plasticidad (IP) de 19 %. (figura 1).

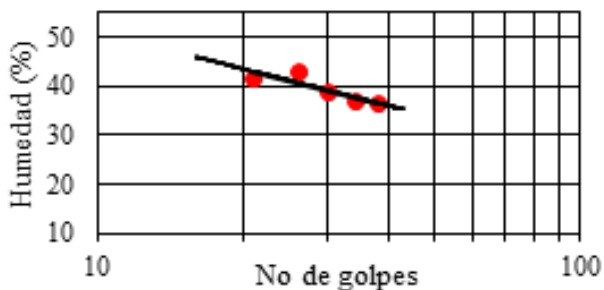


Figura 1. Resultados del ensayo de límite líquido.

Estos valores de límites de consistencia son indicativos de que el suelo presenta plasticidad media. Con estos resultados obtenidos y unidos a los de la granulometría, podemos decir que el material clasifica, según NC 63: 2000[10], como un suelo A-7-6 (7) con un comportamiento general como subrasante de regular a malo; y según NC 59: 2000[9], como una arcilla poco plástica (CL) de calidad pobre como subrasante de carreteras.

Resultados de compactación

Con este ensayo se obtuvo la densidad seca máxima de trabajo, así como la humedad óptima del suelo resultando que el peso específico seco máximo es 16,2 kN/m³ y la humedad óptima de 18 %. Ver figura 2.

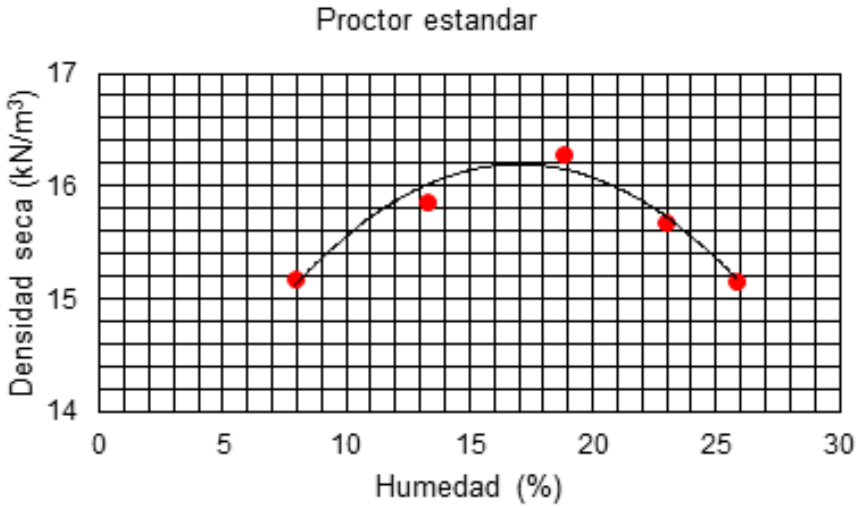


Figura 2. Resultados del ensayo Proctor estándar. Suelo natural.

Resultado de corte directo

Los resultados del ensayo de corte directo para presiones verticales de 50, 100 y 150 kN/m² indican que el suelo tiene parámetros de resistencia débiles es decir cohesión de 10 kN/m² y ángulo de fricción interna (ϕ) de 7 grados, indicativo de que para valores de humedad en el rango de la humedad óptima, su capacidad soportante es bajo (fig. 3).

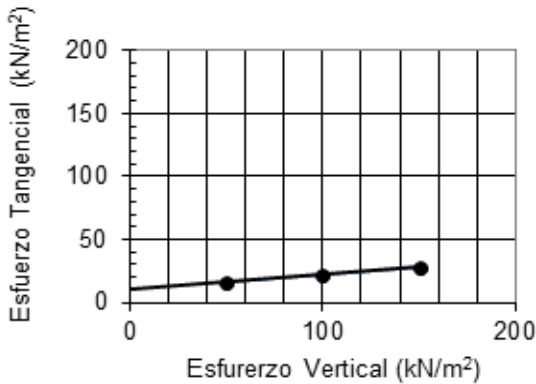


Figura 3. Envoltorio de falla Morh-Coulomb del suelo natural.

Estos bajos resultados de cohesión y ángulo de fricción interna son típicos del tipo de suelos arcillosos débiles. Analizando los resultados en conjunto estamos ante un suelo arcilloso, con limite liquido de 40.2 % e IP de 19 %, densidad seca máxima para la energía estándar de 16,2 kN/m³ y la humedad óptima de 18 % y cohesión de 10 kN/m² y ángulo de fricción interna (ϕ) de 7 grados

Resultados de la mezcla suelo – plástico

Resultados del ensayo Proctor

Los resultados obtenidos en este ensayo se presentan en la figura 4.

Figura 4. Resultados de ensayo Proctor estándar con la adición de plástico.

Resulta interesante observar en la figura 4 que la densidad seca disminuye con relación a dicho valor para el suelo natural, influyendo aquí el bajo peso específico del plástico (entre 13.4 y 13.9 kN/m³). En términos de humedad óptima las variaciones son pequeñas. Se destaca que la adición de plástico no mejora el parámetro densidad seca máxima.

Resultado del corte directo

Los resultados de corte directo se presentan en la figura 5. La prolongación de la envolvente de falla Mohr-Coulomb del suelo con plástico fue asumida creciendo con su misma pendiente.

Figura 5. Resultados de corte directo con adiciones de fibras de plástico.

De la figura 5 se pueden extraer los datos que se muestran en la tabla 1.

La tabla 1 ofrece varias informaciones interesantes. Según incrementa el contenido de plástico la cohesión aumenta, logrando igualar el valor de este parámetro en el suelo natural, sin embargo, en términos de ángulo de fricción interna, incrementos en el contenido de plástico producen disminución en el ángulo de fricción interna de casi el 50 %.

Tabla 1. Resultados de los parámetros de resistencia obtenidos.

La explicación a esta situación pudiera estar en que como se explicó la fabricación de las probetas para los anillos de cortante, se hicieron utilizando compactación estática, como consecuencia de ello, las fibras se adicionaron por encima del molde tripartido utilizado y en la caída, la gran mayoría de ellas quedaron horizontal. Como la prueba realizada fue de corte directo, que como se conoce la muestra se corta por un plano prefijado horizontal, el plano de corte en esta zona de fibras horizontales no aporta a la resistencia al esfuerzo cortante, pudiendo incluso disminuir los parámetros, lo cual queda evidente en la posición de las envolventes reflejadas en la figura 5.

CONCLUSIONES

Las adiciones de plástico en los porcentajes añadidos en esta investigación al suelo arcilloso escogido no producen un incremento en las propiedades mecánicas del suelo. Si bien es cierta la conclusión anterior, la utilización de residuos de plástico reciclado tipo PET con fines de construcción vial mezclado con suelos arcillosos puede ser un destino a este tipo de residuo que está afectando al medio ambiente debido a la demora en su degradación.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas y a su personal por su colaboración en la ejecución de los ensayos de laboratorio.

REFERENCIAS

Botero, E., Muñoz, L., Ossa, A., & Romo, M. (2014). Comportamiento mecánico del polietileno tereftalato (PET) y sus aplicaciones geotécnicas. Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia (70), 201-219. ISSN 0120-6230.

Cairplas cámara de la industria de reciclados plásticos. (2018). Qué son los plásticos. Boletín mensual. Buenos Aires, Argentina. <https://cairplas.org.ar/plasticos/>.

Hernández, J., Mejía, D., & Zelaya, C. (2016). Propuesta de estabilización de suelos arcillosos para su aplicación en pavimentos rígidos en la facultad multidisciplinaria oriental de la Universidad de El Salvador. Tesis de pregrado, Universidad de El Salvador, Centro América. <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/14342/1/50108285.pdf>

Suelos. Ensayo de compactación Proctor. (1978). Norma Cubana. NC 054-148-1978

Geotecnia. Determinación de la granulometría de los suelos. Oficina Nacional de Normalización. (1999). Norma Cubana. NC 20:1999

Determinación de la Resistencia al esfuerzo cortante directo (aparato de caja de corte pequeño). (2004). Norma Cubana. NC 325-2004

Suelos. Determinación del índice CBR en el laboratorio. (1983). Norma Cubana. NC 54-150.

Geotecnia. Determinación del Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los suelos. Oficina Nacional de Normalización. (2000). Norma Cubana. NC 58:2000.

Geotecnia: Clasificación Geotecnia de los Suelos. (2000). Norma Cubana. NC 59-2000.

Geotecnia. Clasificación de Suelos para Obras de Transporte. (2000). Norma Cubana. NC 63.

Revista SE-BRICO (2019). ¿Qué es el PET? Características, usos y aplicaciones. Obtenido de: <https://serveiestacio.com/blog/que-es-el-pet/>.

VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PABELLÓN “PABLO DE LA TORRIENTE BRAU” DEL HOSPITAL INFANTIL SUR DE SANTIAGO DE CUBA

Seismic Structural Vulnerability of the Building pavilion “Pablo of the TorrienteBrau” of Infantile Southern Hospital of Santiago of Cuba

Francisco Calderín Mestre¹; Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu²;
Nelson Saint-Félix López³

¹Universidad de Oriente, Cuba, calderin@uo.edu.cu, Orcid 0000-0002-1198-7627

²Universidad de Oriente, Cuba, ealvarez@uo.edu.cu, Orcid 0000-0003-1819-263X

³Universidad de Oriente, Cuba, nelsonsaintf@gmail.com, Orcid 0000-0002-9857-4533

Abstract

In this work, has been discussed the determination of the seismic structural vulnerability of the pavilion Pablo of the Torriente Brau of the infantile Southern hospital, antique Spanish Cologne, it which finds located, at the municipality Santiago of Cuba, province Santiago of Cuba. In this study comes true of proposing a series of measures to reduce the degree of diagnosed vulnerability. The characteristics of the building, the structural model adopted the loads and combinations of loads considered, show up taking into account the particularities of the type of service. They take place to conclusions about the characteristics of the seismic offer of the elements of the ambling structure, just like an assessment in relation to comparison offers – demand seismic, in agreement at the same level as danger assumed, for two return periods: 975 years and 808 years, which that you will allow evaluating the efficacy of the rehabilitative proposed measures.

Keywords: seismic structural vulnerability, measures to reduce vulnerability

INTRODUCCIÓN

Los estudios de vulnerabilidad sísmica estructural permiten la posterior elaboración de un proyecto de intervención estructural que asegure que las edificaciones no colapsen durante un sismo de gran magnitud. En este trabajo se aplica una metodología ERAD (Álvarez, E. R., Ruiz, J. M, Muñoz, S., 2000) que permite realizar estudios de vulnerabilidad sísmica estructural. Dicha metodología permite además comprobar, en caso de ser vulnerable la edificación estudiada, si las medidas constructivas propuestas aseguran que estas edificaciones no colapsen.

Los antecedentes más recientes de estudios de vulnerabilidad sísmica estructural, realizados a instalaciones de salud al nivel más alto de evaluación (tercer nivel de evaluación), fueron realizados al Policlínico de Especialidades del Hospital Infantil Sur y a una importante instalación de la salud de la ciudad de Santiago de Cuba, el Hospital General Clínico – Quirúrgico Santiago (Morejón, Vega, Márquez, Álvarez, Álvarez, Calderín, Ruiz, Joa, 2003).

La realización del trabajo presentado parte de los informes ofrecidos por el CENAIIS “Evaluación del peligro sísmico del área de ubicación del pabellón Pablo de la TorrienteBrau, del hospital infantil sur, provincia Santiago de Cuba”, donde se incluyen, estudios de peligrosidad sísmica sobre la base de datos históricos de sismos que han afectado la región y mapa de fallas tectónicas de la ciudad de Santiago de Cuba, peligro de ocurrencia de desastres geológicos inducidos por sismos estudios ingeniero – geológicos realizados por la ENIA de Santiago de Cuba, evaluación de los daños de la edificación por sismos ocurridos anteriormente y estado técnico - constructivo actual del inmueble, mediciones del período fundamental del edificio, resultados de ensayos destructivos y no destructivos, evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural correspondiente al primer nivel de evaluación, incluyendo finalmente medidas para la reducción de la vulnerabilidad y propuestas de rehabilitación

MATERIALES Y MÉTODOS

El Hospital Infantil Sur, Clínico Quirúrgico de Santiago de Cuba, el cual lleva por nombre en la actualidad de “Dr. Antonio María Béguez César”, se construyó a mediados de 1889, recibiendo el nombre de “Colonia Española”; teniendo como objetivo fundamental el constituir una institución médico-benéfica para los españoles sin familia residentes en Santiago de Cuba. En los inicios de su inauguración (13 de agosto de 1889), sólo existía el Pabellón “Hernández Roselló”, espacio ocupado actualmente por el edificio del Cuerpo de Guardia. En el año 1932 se amplía el Centro médico, construyéndose el Pabellón “Cuba” para la atención antituberculosa y hacia 1934 se construyen tres nuevos pabellones, una nueva cocina y una capilla funeraria. Entre estos nuevos pabellones se encontraba el Pabellón “Sagrado Corazón”, mostrado en las figuras 1 y 2, hoy conocido como Pabellón “Pablo de la TorrienteBrau”.



Fig. 1. Pabellón Sagrado corazón, actual pabellón “Pablo de la TorrienteBrau”, del hospital infantil sur de Santiago de Cuba.



Fig. 2. Vistas actuales del pabellón Pablo de la TorrienteBraou.

Debido al estado actual de deterioro y daños que presenta el inmueble, se precisa de una evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural del mismo, teniendo en cuenta su ubicación geográfica. Para esta, se utiliza la metodología ERAD, propuesta para la realización de este trabajo, la cual se basa en la aplicación del método de análisis modal simplificado como método de espectro de respuesta a la solución de un modelo de cálculo que simplifica el análisis de edificios con oscilaciones acopladas de translación y torsión. La metodología supone la caracterización del comportamiento sismorresistente de sistemas estructurales a partir del estudio de un número mínimo de variantes de edificios. Estas variantes son obtenidas de la selección de un número de parámetros variables esenciales de proyecto que pudieran generar variantes con comportamiento estructural diferente ante las acciones sísmicas. La influencia de estos parámetros variables en el comportamiento estructural de las variantes se obtiene a través de la evaluación de un reducido número de parámetros de control. Se recomienda que la evaluación de la seguridad sísmica se realice a partir del chequeo de estados límites de resistencia o estabilidad para el dominio de comportamiento cuasielástico del material.

Evidentemente el objetivo que persigue la metodología es, hacer una evaluación rápida del sistema estructural para lograr una respuesta satisfactoria en zonas sísmicas cuantificando la influencia de datos de proyecto esenciales en el comportamiento estructural del mismo llegando a definir las variantes de edificios más apropiadas, así como, de ser necesario, modificaciones al sistema estructural y reglas para su construcción.

La metodología puede ser aplicada a cualquier tipo de sistema estructural, es decir, tiene carácter general, es de fácil aplicación y está científicamente fundamentada.

Pasos a seguir para la aplicación de la metodología.

1. Peligrosidad sísmica y características de la base de suelo soportante.
2. Generación de las variantes de edificios.
3. Evaluación de la tipología estructural y detalles constructivos.

4. Testimonio acerca de la influencia de los parámetros variables seleccionados en el comportamiento dinámico de las variantes de edificios generados.
5. Evaluación de la seguridad sísmica.
6. Comparación económica para estimar costo adicional por seguridad sísmica.
7. Evaluación final.

Peligrosidad sísmica y características de la base de suelo soportante

Los parámetros más importantes a definir, son los que caracterizan la peligrosidad sísmica en el lugar de emplazamiento de la edificación, y el tipo de base de suelo soportante, según la clasificación de la Norma Sísmica Cubana vigente [5].

Los parámetros que caracterizan el peligro sísmico, en las diferentes zonas del territorio nacional de Cuba, son especificados en el código de diseño sismorresistente, vigente, referidos al mapa de zonificación sísmica mostrado en la Fig. 3. De acuerdo con dicho mapa, el municipio Santiago de Cuba, en el cual se ubica la edificación objeto de estudio, se localiza en la zona 5, (zona de mayor peligrosidad sísmica del territorio nacional).

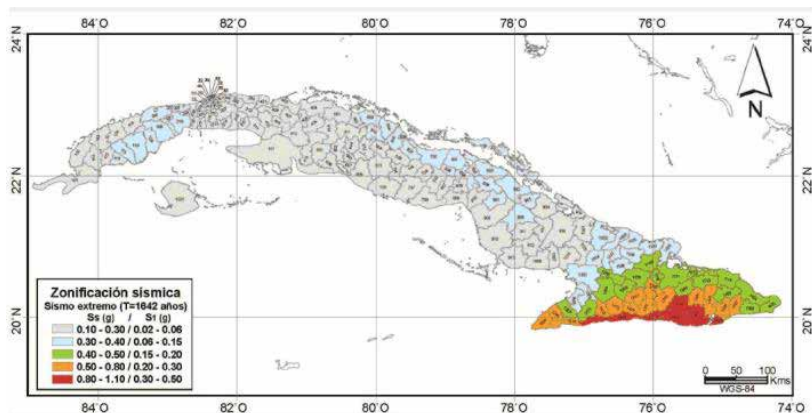


Fig. 3. Zonificación sísmica para la República de Cuba. (NC 46: 2017, 2017)

De acuerdo con el código de diseño vigente en Cuba, a la zona de emplazamiento del inmueble le corresponden los parámetros de peligro, mostrados en la tabla 1, correspondiente con un período de retorno de 808 años, para un período de vida útil de la edificación de 50 años y una probabilidad de excedencia de un 5,0%.

Tabla 1. Parámetros de peligro sísmico para la ciudad de Santiago de Cuba

Provincia Municipio	S0 (g)	SS (g)	S1 (g)	TL (s)	Zona
Stgo. de Cuba	0.513	1.035	0.428	6.0	5

Donde: S0= Parámetro de aceleración espectral horizontal máxima del terreno para el cálculo.

S_s = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, para períodos cortos (0.2seg).

S_l = Parámetro de aceleración de respuesta espectral, para períodos largos (1seg).

T_L = Período de transición del período largo.

Según el estudio realizado por el CENAIS, en el cual se determinó el peligro sísmico en la zona de emplazamiento de la edificación objeto de estudio se arribaron a las siguientes conclusiones:

- El suelo clasifica como, del tipo C, con un valor de propagación de la onda de cortante (V_s) que oscila entre 360m/s y 760m/s.
- Cerca del sitio existe una falla geológicamente activa. En la misma no se ha comprobado actividad sísmica asociada, sin embargo, en caso de sismos moderados y fuertes, puede intensificarse el efecto sísmico a causa de la debilidad tectónica.

El modelo de referencia para la descripción de los movimientos sísmicos en un punto sobre la superficie del terreno, es representado por un espectro de respuesta elástico de aceleración del terreno, mostrado en las figuras 4 y 5. En este trabajo, debido a que se trabaja para dos niveles distintos de peligro sísmico; se elaboran dos espectros de diseño: 1 espectro para un “sismo severo” con un 5 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 975 años y 2 espectro para un “sismo severo” con un 3 % de probabilidad de ser excedido en un período de 25 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 808 años.

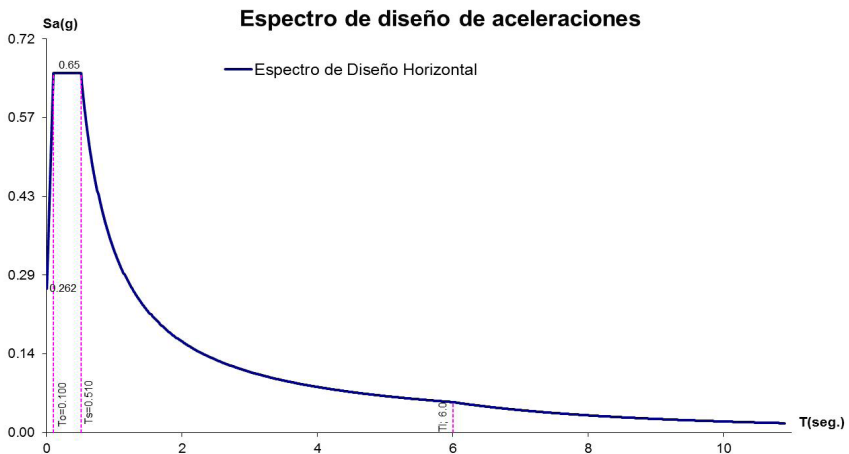


Fig.4. Espectro de diseño para un “sismo severo”, con un 5 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 975 años

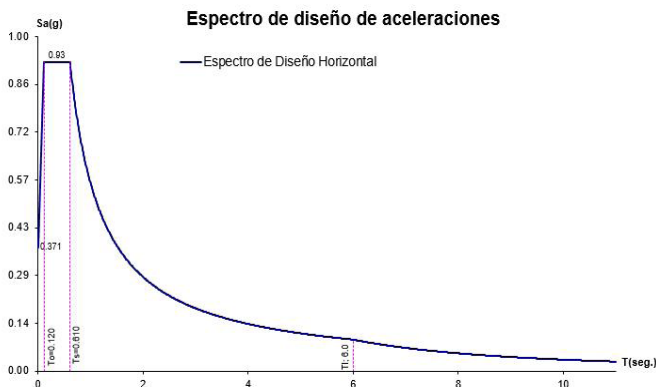


Fig.5. Espectro de diseño para un “sismo severo”, con un 3 % de probabilidad de ser excedido en un período de 25 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 808 años.

En cuanto a las características de la base soportante, se conoce que en las proximidades del área de emplazamiento existe una cala realizada por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas donde la cala aparece una alternancia de arenisca y margas gris azules débilmente cementadas, frescas, fosilíferas de consistencia débil. El nivel freático se encuentra a una profundidad de tres metros

Santiago de Cuba (ENIA), con una profundidad de 57 m, en la que, la litología presente se describe como arcilla arenosa con limo y gravas y lentes de arena (de espesor 7 m) por debajo de la marga arcillosa carbonatada bastante meteorizada (de espesor 10 m) y hasta el final.

Finalmente, se seleccionaron dos niveles de peligrosidad sísmica puntual correspondientes a:

- I. Un valor de aceleración horizontal máxima efectiva del suelo 2.57 m/seg². Este valor para un período de vida útil de la edificación de 50 años y una probabilidad de excedencia de un 5,0 % se corresponde con un período de retorno de 975 años.
- II. Un valor de aceleración horizontal máxima efectiva del suelo 3.63 m/seg². Este valor, para un período de vida útil de la edificación de 25 años y una probabilidad de excedencia de un 3.0 % se corresponde con un período de retorno de 808 años.

Datos de proyecto

A. Datos relativos a la geometría de las variantes de edificios

El edificio, construido casi en su totalidad por elementos de hormigón armado, presenta una planta irregular en forma de L, conformada por 21 ejes transversales y 6 longitudinales, ocupando un área aproximada de 1080.7 m². Debido a la topografía del terreno, el edificio presenta dos niveles de cimentación, por lo cual presenta dos niveles estructurales vistos frontalmente, y tres niveles vistos desde

la fachada posterior; observándose así, alturas de 10.4m y 12.6m respectivamente (figuras 6 y 7).

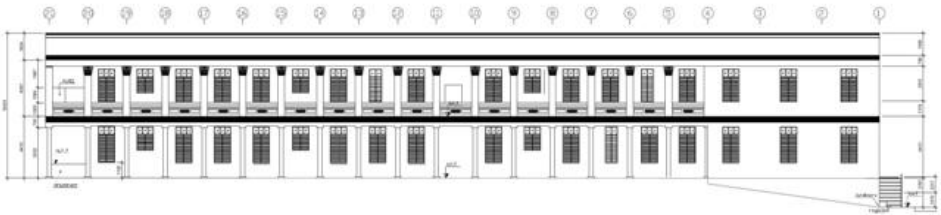


Fig.6. Vista frontal del edificio. Fuente: Proyecto técnico OCC, 2018

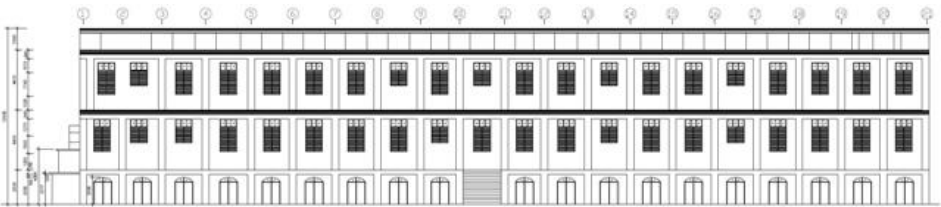


Fig.7. Vista posterior del edificio. Fuente: Proyecto técnico OCC, 2018.

El edificio presenta un sistema ortogonal de rigidización a cargas horizontales, compuestos por pórticos de hormigón armado distribuidos transversalmente, en el cual las columnas reducen su sección de $0.5 \times 0.5 \text{m}$ a $0.32 \times 0.4 \text{m}$ en el tercer nivel hacia el interior de la edificación, aportando estas últimas, su mayor rigidez en la dirección longitudinal del edificio. Se observan además columnas en la fachada principal, de sección circular con un diámetro aproximado de 0.486m . El edificio cuenta, además, con losas planas de hormigón armado en los entresijos, no así, en la cubierta donde solamente existen entre los ejes 1 y 3, ya que, el resto de la cubierta está conformada por losas prefabricadas de hormigón armado tipo Spiroll.

1.1. Selección de los parámetros variables

Del análisis de las cargas se infiere que variaciones relativas a los elementos no estructurales y de las terminaciones pueden ser importantes, en caso de que, a través de innovaciones tecnológicas pueda ser reducido el peso de la edificación y con ello la magnitud de las cargas sísmicas. Es por eso que además de la variante asociada al estudio de vulnerabilidad del edificio objeto de estudio, se recomienda generar una variante con pesos reducidos (variante II) que permitan visualizar futuras acciones de intervención. Una vez realizado este paso queda definida la matriz conformada por las variantes de edificios a ser estudiadas para los dos niveles de peligro establecidos anteriormente:

- I. Estudio de vulnerabilidad sísmica estructural del edificio en su estado actual.
- II. Estudio de la variante con pesos reducidos debido a innovaciones tecnológicas para cuantificar la reducción de las cargas sísmicas.

- III. Estudio de la variante con pesos reducidos debido a innovaciones tecnológicas, engrosamiento de los elementos columnas y vigas transversales del tercer nivel.
- IV. Estudio de la variante con pesos reducidos debido a innovaciones tecnológicas, engrosamiento de los elementos columnas y vigas transversales, e inclusión de ocho elementos tímpanos (8 unidades).
- V. Estudio de la variante con pesos reducidos debido a innovaciones tecnológicas, engrosamiento solamente de los elementos columnas e inclusión de ocho elementos tímpanos (8 unidades).
- VI. Estudio de la variante con pesos reducidos, debido a innovaciones tecnológicas, engrosamiento de los elementos columnas y vigas transversales del tercer nivel, e inclusión de elementos tímpanos (24 unidades).

B. Caracterización de los materiales de construcción

Acero

En la edificación pudo constatar, a través de la inspección visual, la existencia de acero de refuerzo helicoidal de diversos diámetros (40, 20 y 16mm); pero no se cuenta con información detallada de la caracterización de este acero de refuerzo, por lo que, fue necesario recurrir a estudios precedentes, para obtener dicha información. Así, la referencia utilizada en esta investigación pertenece al estudio de vulnerabilidad realizado al IPU “Rafael María Mendive” en el que se realizaron ensayos a aceros similares a los observados en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Oriente por el Grupo de “Mecánica y Fractura de Materiales” confirmando que son aceros frágiles por sus altos contenidos de carbono.

Los aceros estructurales recomendados para el diseño sismorresistente deben poseer bajos contenidos de carbono (aproximadamente hasta un 0.22%) con un escalón de fluencia bien definido. A los aceros utilizados se le realizaron además ensayos a tracción llegando a definir valores de tensiones límites convencionales de fluencia, así como también valores de tensiones y deformaciones de rotura..

De los resultados de los ensayos de laboratorio se llega a la conclusión de que los aceros utilizados tienen resistencias similares al acero G34 ($R_{ak}=235$ MPa) que se fábrica actualmente en Cuba, pero con un comportamiento frágil.

Hormigón

Las propiedades del hormigón utilizado en los diferentes elementos estructurales, se obtuvieron a través del estudio diagnóstico realizado al inmueble, por el Laboratorio diagnóstico de la Oficina Técnica de Restauración y Conservación, perteneciente a la Oficina del Conservador de la Ciudad de Santiago de Cuba (OCC)[7]. En dicho estudio se realizaron ensayos destructivos a los elementos pedestales, columnas y vigas arrojando como resultado la información mostrada en la tabla 2.

Tabla 2. Valores de resistencia obtenidos mediante ensayos destructivos.

Elemento	Valor mínimo(MPa)	Valor máximo(MPa)	Valor promedio(MPa)
Pedestales	6.48	9.81	8.1
Columnas	7.50	8.18	7.8
Vigas	7.67	8.18	7.9

C. Cargas Permanentes

Las cargas temporales fueron definidas a partir de (NC 283: 2003, 2003), para los entresijos y cubierta.

Losas de Entresijo: Losas planas monolíticas de hormigón armado de 0.15m de espesor: 6.18 kN/m², que incluye la terminación de piso (atezado, mortero y mosaicos).

Losas de Cubierta: Losa ahuecada monolítica de hormigón armado (losa Spiroll) de 0.15 m de espesor: 4.38 kN/m², que incluye la terminación de impermeabilización (atezado, mortero y losas de barras).

Losas planas monolíticas de hormigón armado de 0.15m de espesor: 5.68 kN/m².

Pórticos. Sus cargas fueron generadas por el ETABS como peso propio a partir del peso específico del hormigón establecido como 24kN/m³.

Pórticos rellenos. Los rellenos fueron considerados como cargas distribuidas sobre las vigas:

Relleno de ladrillo de 0.15m: 2.80 kN/m².

Relleno de ladrillo de 0.3m: 6.0 kN/m².

D. Cargas de uso

Las cargas temporales fueron definidas a partir de (NC 284: 2003, 2003), para los entresijos y cubierta.

Entresijo: Zonas de dormitorios: 2.0 kN/m² Dormitorios individuales: 1.5 kN/m², Locales de reunión: 4.0 kN/m², Salas de visita: 3.0 kN/m², Locales de consulta médica: 1.5 kN/m² Laboratorios (según uso), pero no menor que 3.0 kN/m², Balcones y galerías volados y terrazas: 4.0 kN/m², Vestíbulos, escaleras y pasillos: 4.0 kN/m²

Cubierta. Se estableció como carga de uso un valor de 2.0kN/m², considerando que el drenaje en la cubierta es mediante bajante pluvial

Modelo físico para el análisis de la estructura

En la Fig.8 se muestra el modelo físico elaborado para la edificación objeto de estudio.

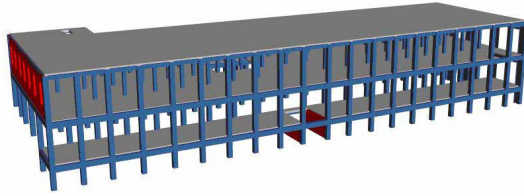


Fig.8. Modelo físico adoptado para el análisis de la estructura

Modelo dinámico

Para la evaluación del comportamiento dinámico del edificio, ante las acciones sísmicas, se adoptó un modelo espacial simplificado, modelando la estructura como masas discretas concentradas en los centros de masas de los entrepisos reduciendo a tres los grados de libertad esenciales de cada una de las masas, dos de translación en los ejes “X” e “Y” y giro alrededor de “Z”. La matriz rigidez de la estructura es generada por el ETABS v.18.0.2, a partir de los modelos de material propuestos y de la modelación de la geometría y de los vínculos de sus elementos componentes, que se resumen a continuación:

- Losas de entrepiso y cubiertas: Losas planas y losas ahuecadas consideradas infinitamente rígidas en su plano, es decir, modeladas como “diafragmas”.
- Muros Portantes: Muros de sección rectangular apoyados elásticamente en los entrepisos y sometidos a esfuerzos de flexión y axial, modelados como “shell” (comportamiento membranal y de flexión en placas como placas delgadas) haciendo uso del método de los elementos finitos, empleando elementos finitos rectangulares (y excepcionalmente triangulares en las zonas de los arcos) con relación de forma pequeña (menores de 2) y con dimensiones menores de 0,65m
- Pórticos (vigas y columnas). Tanto las vigas como las columnas se consideraron continuas en ambos planos de flexión (NC 207: 2003, 2003).
- Tabiques: Por el grado de deterioro, su esbeltez y vínculos con el sistema estructural se asume que no interactúan con la estructura por lo que son considerados en el modelo mecánico.

Cargas sísmicas

Se modelan las cargas sísmicas como cargas actuantes en el plano horizontal, actuando el 100% de la carga sísmica en una de las direcciones principales del edificio simultáneamente con el 30% en la otra. Las cargas sísmicas son generadas por el ETABS, a partir de los espectros de diseño establecidos por el código de diseño recomendado en (NC 46: 2017, 2017), para bases de suelo soportante tipo C, y los niveles de peligrosidad asumidos en el paso 1.

Aceleración horizontal efectiva máxima del terreno.

Nivel de Peligrosidad I, Nivel de Peligrosidad II

Factor de reducción: se consideró 1.5 (sistemas con estructura vertical resistente de hormigón simple sin capacidad de disipación de energía a través de deformaciones plásticas) para las variantes 1 y 2. Para las variantes 3, 4, 5 y 6 que ya llevan implícito acciones de reforzamiento con incremento de las cuantías y un adecuado detallado en los elementos que definen el comportamiento estructural, se consideró un valor de 2.0.

Suelo de emplazamiento de la obra: C.

Cargas verticales: se consideró como masa de la estructura la determinada por el 100% de la carga permanente, más el 25% de la carga de uso que clasifica como no reducible.

En el análisis se consideró, además, un factor reducción del cortante basal definido por el reglamento de 0.85 teniendo en cuenta, para categoría de la documentación “b”, condición presente de la estructura “b” y categoría “c” para el posible efecto de golpeteo con edificaciones adyacentes.

Combinaciones de cargas. Se consideran predominantes las combinaciones de cargas que incluyen las acciones sísmicas definidas a partir de (NC 46: 2017, 2017 y NC 450: 2006) consultando y tomando en cuenta la reducción planteada en

$$1,2 G+ Q_c + Q + (0.85) E_x + (0.85)(0.30) E_y$$

$$1,2 G+ Q_c + Q + (0.85) (0.3) E_x + (0.85) E_y$$

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la tabla 3 aparece de forma resumida una evaluación a partir de la comparación de los parámetros de control en las variantes y niveles analizados. Estos son: el período fundamental, el peso total del edificio que participa en la respuesta dinámica, los cortantes basales resultantes de la actuación del sismo en las dos direcciones principales del edificio y sus correspondientes coeficientes sísmicos.

Tabla 3. Evaluación y comparación de los parámetros de control en las variantes y niveles analizados.

Parámetros	Nivel I		Nivel II		Comparación (% reducción)			
					entre variantes		entre niveles	
	var 1	var 2	var 1	var 2	nivel I	nivel II	var 1	var 2
T1 (seg)	0.631	0.591	0.631	0.591	6.34	6.34	0.00	0.00
T2 (seg)	0.414	0.396	0.414	0.396	4.35	4.35	0.00	0.00
P (kN)	26404.90	23495.36	26404.90	23495.36	11.02	11.02	0.00	0.00
Vx (kN)	12207.34	10809.98	8625.46	7638.11	11.45	11.45	-41.53	-41.53
Csx	0.4623	0.4601	0.3267	0.3251	0.48	0.48	-41.53	-41.53
Vy (kN)	10235.75	9387.08	6203.00	5808.87	8.29	8.29	-65.01	-61.60

Csy	0.3876	0.3995	0.2349	0.2472	-3.07	-5.2	-65.01	-61.60
Parámetros	Nivel I		Nivel II		Comparación (% reducción)			
					entre variantes		entre niveles	
	var 1	var 2	var 1	var 2	nivel I	nivel II	var 1	var 2
T1 (seg)	0.631	0.291	0.631	0.291	53.88	53.88	0.00	0.00
T2 (seg)	0.414	0.232	0.414	0.232	43.96	43.96	0.00	0.00
P (kN)	26404.90	28425.77	26404.90	28425.77	-7.65	-7.65	0.00	0.00
Vx (kN)	12207.34	9386.70	8625.46	6658.56	23.11	23.11	-41.53	-40.97
Csx	0.4623	0.3302	0.3267	0.2342	28.57	28.29	-41.53	-40.97
Vy (kN)	10235.75	4477.58	6203.00	3173.97	56.26	56.26	-65.01	-41.07
Csy	0.3876	0.1575	0.2349	0.1117	59.4	52.5	-65.01	-41.07
Parámetros	Nivel I		Nivel II		Comparación (% reducción)			
					entre variantes		entre niveles	
	var 1	var 2	var 1	var 2	nivel I	nivel II	var 1	var 2
T1 (seg)	0.631	0.235	0.631	0.235	62.76	62.76	0.00	0.00
T2 (seg)	0.414	0.151	0.414	0.151	63.53	63.53	0.00	0.00
P (kN)	26404.90	28744.14	26404.90	28744.14	-8.86	-8.86	0.00	0.00
Vx (kN)	12207.34	9745.09	8625.46	6913.48	20.17	19.85	-41.53	-40.96
Csx	0.4623	0.3390	0.3267	0.2405	26.67	26.37	-41.53	-40.96
Vy (kN)	10235.75	2101.50	6203.00	1499.03	79.47	75.83	-65.01	-40.19
Csy	0.3876	0.0731	0.2349	0.0522	81.14	77.80	-65.01	-40.19
Parámetros	Nivel I		Nivel II		Comparación (% reducción)			
					entre variantes		entre niveles	
	var 1	var 2	var 1	var 2	nivel I	nivel II	var 1	var 2
T1 (seg)	0.631	0.233	0.631	0.233	63.07	63.07	0.00	0.00
T2 (seg)	0.414	0.148	0.414	0.148	64.25	64.25	0.00	0.00
P (kN)	26404.90	27688.80	26404.90	27688.80	-4.86	-4.86	0.00	0.00
Vx (kN)	12207.34	6570.10	8625.46	6570.1	46.18	-7.30	-41.53	29.01
Csx	0.4623	0.2373	0.3267	0.2373	48.67	-2.33	-41.53	29.01
Vy (kN)	10235.75	1470.07	6203.00	1470	85.64	67.87	-65.01	26.25
Csy	0.3876	0.0531	0.2349	0.0530	86.30	69.36	-65.01	26.25
Parámetros	Nivel I		Nivel II		Comparación (% reducción)			
					entre variantes		entre niveles	
	var 1	var 2	var 1	var 2	nivel I	nivel II	var 1	var 2
T1 (seg)	0.631	0.236	0.631	0.236	62.60	62.60	0.00	0.00
T2 (seg)	0.414	0.099	0.414	0.099	76.09	76.09	0.00	0.00
P (kN)	26404.90	28869.59	26404.90	28869.59	-9.33	-9.33	0.00	0.00
Vx (kN)	12207.34	10224.15	8625.46	7253.88	16.25	15.90	-41.53	-40.95
Csx	0.4623	0.3541	0.3267	0.2513	23.40	23.08	-41.53	-40.95
Vy (kN)	10235.75	1743.79	6203.00	1357.87	82.96	78.11	-65.01	-28.42
Csy	0.3876	0.0604	0.2349	0.0470	84.42	79.98	-65.01	-28.42

De los resultados mostrados en la tabla 3 se puede realizar la siguiente comparación entre los parámetros de control peso total del edificio, que participa en la respuesta dinámica, y el cortante basal para el sismo actuando en las dos direcciones principales del edificio para las variantes y niveles de peligrosidad considerados, se llega a la conclusión de que, la magnitud de los cortantes basales es grande debido a que los niveles de peligrosidad considerados son altos, los períodos fundamentales se encuentran dentro de la zona de magnificación del espectro de diseño y sobretodo al bajo nivel de ductilidad del edificio. Puede observarse que la relación entre cortante basal y el peso que participa es aproximadamente igual para ambas direcciones de actuación del sismo y para los niveles de peligrosidad considerados, resultando algo mayor en la dirección longitudinal “X”. Por último, esta relación disminuye apreciablemente para las intervenciones propuestas en las variantes 2, 3, 4 y 5 y sobre todo en las dos últimas, en las cuales se asumió una ductilidad de 2 debido a la adición de refuerzo estructural.

Se constata la reducción del cortante basal debido a las acciones de intervención para los niveles de peligro considerados, siendo dicha reducción, similar para las dos direcciones de actuación del sismo, aunque algo mayores en la dirección longitudinal del edificio. Las reducciones observadas se muestran mayores para el nivel de peligrosidad más bajo (nivel II). Esto último se debe fundamentalmente a la disminución del coeficiente sísmico debido a las medidas de intervención que combina la reducción del peso del edificio con el incremento de la resistencia, así como, de la ductilidad.

CONCLUSIONES

La vulnerabilidad en ambos niveles analizados es alta, a pesar de ello se puede establecer que, en el nivel II las magnitudes de las demandas sísmicas en los elementos principales de la estructura portante son menores que las correspondientes al nivel I. lo que se justificaría, desde el punto de vista de la factibilidad económica, realizar acciones de intervención con el objetivo de reducir la vulnerabilidad correspondiente al nivel II de peligrosidad.

El edificio existente por su elevado peso, bajo nivel de ductilidad e irregularidades en planta y en elevación, condiciona una elevada demanda sísmica, máxima en el nivel I, a pesar de que las características de su respuesta dinámica son adecuadas, los desplazamientos horizontales ser pequeños y en la proximidad de los centros de cortante a un mismo eje vertical en los diferentes pisos. La evaluación de los parámetros de control justifica la necesidad de ejecutar acciones de intervención que reduzcan el peso muerto, incrementen el nivel de ductilidad y reduzcan las excentricidades (variante 5). Esto puede conducir a reducciones en los valores de las cargas sísmicas en hasta un 50% para el nivel de peligrosidad II

REFERENCIAS

1. Álvarez, E. R., Ruiz, J. M., Muñoz, S. (2000), Metodología para la Evaluación Rápida por Análisis Dinámico de Sistemas Constructivos en Zonas Sísmicas, Ingeniería Estructural y Vial, Serie 3, ISPJAE, La Habana.
2. Morejón, G., Vega, I., Márquez, I., Álvarez, M., Álvarez, E. R., Calderín, F., Ruiz, J.M., Joa, M., (2003). Propuesta de rehabilitación a partir del estudio de vulnerabilidad y de riesgo sísmico del Hospital General Santiago de la Ciudad de Santiago de Cuba, Santiago de Cuba, Abril.
3. NC 283: 2003, (2003). Peso de materiales naturales, artificiales y elementos de construcción. La Habana, Comité Estatal de Normalización.
4. NC 284: 2003, (2003). Edificaciones. Cargas de uso. Comité Estatal de Normalización.
5. NC 46: 2017,(2017) Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción, La Habana, Comité Estatal de Normalización.
6. NC 450 2006, (2006) Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones., La Habana, Comité Estatal de Normalización.
7. NC 207: 2003, (2003) Obras de hormigón armado. Principios generales y métodos de cálculo, La Habana, Comité Estatal de Normalización..

PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO PARA EL ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE EMBALSES A SISMOS EN LA REGIÓN CENTRAL DE CUBA

Methodological procedure for the analysis of the vulnerability of reservoirs to earthquakes in the central region of Cuba

Lic. Miguel Ángel Hernández Machado ¹, Dra. C. Lucía Argüelles Cortés ², Lic. Daylenis Dorta Enriquez ³, Dr. C. Michael Álvarez González ⁴

¹ Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba, mihmachado@uclv.cu, <https://orcid.org/0000-0001-5455-8665>

² Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba, largue@uclv.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0002-0898-2403>

³ Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba, ddortae@uclv.cu, <https://orcid.org/0000-0003-4612-5071>

⁴ Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Villa Clara, Cuba, michael@vc.hidro.cu, <https://orcid.org/0000-0003-2953-4762>

Resumen

INTRODUCCIÓN, se plantea el objetivo de crear y aplicar una metodología para evaluar la vulnerabilidad de los embalses ante la ocurrencia real de un sismo, acorde con la característica probable de la zona geográfica, la probabilidad de ocurrencia de diversos tipos de eventos, el posible tiempo de duración y los Factores de Seguridad correspondientes respecto a los terremotos, de modo que al incluir estos escenarios en el proceso de la modelación, es posible considerar intervenciones de rehabilitación constructiva previas o correcciones en el proceso del diseño del complejo hidráulico. METODOLOGÍA, se clasifica la zona de estudio de acuerdo con la característica propuesta por la Norma Cubana, se aplica el Método de Ajuste Espectral para generar varios eventos extremos a diferentes magnitudes, utilizando el programa Aceleross, con el cual se calcula el espectro de respuesta del sistema, a lo que sigue la comprobación de que dicho espectro no exceda el espectro de diseño recomendado por la norma. En el análisis del comportamiento del Factor de Seguridad se utiliza el Método de los Elementos Finitos para determinar las fallas del talud y el Método de Newmark para establecer el comportamiento del talud post sismo, mediante el software GeoStudio. La metodología propuesta se aplica en los embalses Zaza, de la provincia Sancti Spiritus y Palmarito en Villa Clara; RESULTADOS, se interpretan las relaciones obtenidas por los diversos métodos; CONCLUSIONES, se destaca la importancia del Método de Ajuste Espectral en el logro obtenido.

Palabras clave: Factor de Seguridad, Método de Ajuste Espectral, espectro de respuesta, espectro de diseño.

INTRODUCCIÓN

En esta plantilla se presentan las pautas para la preparación de artículos para la Convención Internacional de Ciencia y Conciencia. Este evento adopta

tres idiomas oficiales: español, portugués e inglés. Lea detalladamente las instrucciones de esta plantilla de muestra, la cual está completamente escrita con las fuentes establecidas para ser usadas en el documento.

Las principales motivaciones para el estudio de los acelerogramas vienen dadas por el análisis de los efectos que provocan los terremotos sobre las estructuras, el desarrollo de normas de construcción y los métodos para determinar el riesgo sísmico sobre las construcciones. El registro de los valores de aceleración que se han producido durante el terremoto y el posterior estudio de los acelerogramas ha evolucionado con el tiempo, por lo que existen diversos procedimientos desarrollados para la generación de acelerogramas sintéticos (Estrada, 2003; Jiménez, 2007; Flores, 2007; Levy, 1976 y Khan, 1987) con vista a su uso en el análisis de respuesta sísmica de las estructuras, partiendo desde la metodología más simple y comúnmente utilizada, que es la de escalar los valores de aceleración pico de un registro seleccionado al valor de la aceleración de diseño, hasta métodos más elaborados que consisten en modificar el espectro de respuesta del registro seleccionado para representar la forma espectral de un espectro de diseño objetivo.

En (Estrada, 2003; Flores, 2007) se trata sobre la generación de acelerogramas sintéticos a través del Método de Ajuste Espectral utilizando el espectro de Fourier, para el cual se hace un estudio de los espectros de diseño y un análisis mediante registros sísmicos, con el objetivo de comprobar su ajuste a la norma que esté vigente. Las señales captadas por los registros sísmicos pasan por un proceso de corrección por línea base y el filtrado de la señal sísmica. Las técnicas utilizadas para el análisis espectral son la Transformada de Fourier y la Transformada Wavelet, mediante sus respectivos espectros de amplitudes, realizándose los análisis con el uso de herramientas computacionales (Gómez, 2016).

Estudios para la resistencia de las construcciones se muestran en (Jiménez, 2007; Aldana, 2009; Mitra, 2007; Carreño, 1999; López, 2005; Hernández, 2011). Con estos análisis se ha propuesto en (Andina, 2005) implementar un algoritmo para la identificación de los parámetros de la onda sísmica como son: las fases, amplitud, periodo y duración. Para esto en (Aldana, 2009; Mitra, 2007; Hernández, 2011) se aplica el procesamiento digital de señales y en algunos casos se sugiere utilizar el lenguaje de programación Matlab para realizar la lectura automática de dichos parámetros. Como herramientas matemáticas se utiliza en (Carrillo, 2003) la transformada discreta de Fourier para estudiar las componentes frecuenciales de la señal y la transformada de Hilbert para obtener la envolvente de la señal. Sin embargo (Cárdenas, 2010) plantea que el modelo estadístico comúnmente aceptado y empleado para determinar la ocurrencia futura de sismos es el proceso homogéneo de Poisson y propone para el análisis espacial y temporal de sismicidad utilizar el software R y dentro de él los paquetes Spatstat y Maptools.

La generación de acelerogramas por el Método de Ajuste Espectral en el Dominio del Tiempo es descrita por (Levy, 1976; Khan, 1987) en sus dos variantes,

primero a partir de un espectro obtener un acelerograma y dado un sismo obtener su espectro correspondiente. En cambio (Khan, 1987) demuestra la obtención de un espectro a partir de integrar la ecuación de movimiento y calcular la aceleración, velocidad y desplazamiento espectral. Estos resultados fueron la base para la creación del software Aceleros, el cual ejecuta una modificación de un registro de aceleración para hacerlo compatible con el espectro de respuesta especificado por el usuario. Con esta base, evaluar el Factor de Seguridad en función de la sismo-resistencia de la estructura justifica la necesidad de la presente investigación a partir de maquetas virtuales en la que utilizan una misma estructura virtual partiendo de la acción de diferentes sismos sintéticos a diversas escalas como una herramienta para analizar en tiempo real el comportamiento del talud durante la ocurrencia del siniestro. Este factor expresa “la magnitud en que puede reducirse la resistencia a cortante del suelo para que se produzca el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla más desfavorable” (Aguiar, 2016).

Se considera que, bajo condiciones estáticas, un talud es estable, si las fuerzas resistentes que posee son mayores que las fuerzas deslizantes asociadas a su geometría, pero durante un sismo, las fuerzas deslizantes pueden acrecentarse. Por consiguiente, siempre se debe considerar la acción sísmica al analizar la estabilidad de taludes, porque la misma reduce el factor de seguridad y puede poner en peligro la estabilidad de la estructura (NC-46:1999, 1999). Existen varios procedimientos para realizar el análisis de estabilidad de taludes ante carga sísmica, como son: Bishop, Fellenius, Newmark, y el Método de los Elementos Finitos entre otros (Aguiar, 2016). En la presente investigación, destinada al objetivo de crear y aplicar una metodología para evaluar la vulnerabilidad de los embalses ante la ocurrencia real de un sismo se utilizan el Método de los Elementos Finitos (MEF) y el Método de Newmark.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para la sismología, el sismograma representa la principal fuente de adquisición de datos susceptibles de ser manipulados para cualquier estudio posterior, sea cual sea su objetivo. El diseño sísmico de estructuras se encuentra invariablemente basado en la representación de las acciones sísmicas en la forma de un espectro de respuesta (Navin, et al. 1969). Considerando la baja probabilidad de ocurrencia, características geomorfológicas del terreno, geología y tipos de suelos, se dificulta en ocasiones la obtención de acelerogramas que impliquen un registro fiable de la zona donde se pretende construir una obra en función del espectro de respuesta del suelo ante posibles siniestros (Carreño, et al. 1999; Flores, 2018).

Mediante la caracterización de la zona geográfica y la definición de las particularidades de un sismo se logra utilizar programas computacionales, tales como Aceleros y Simqke (Aguiar, 2016). El Aceleros presenta limitaciones prácticas en su interfaz para la entrada de datos y en el manejo de las opciones

disponibles acorde a las investigaciones de otros autores (Cárdenas, et al. 2010; Florez y Lozano 2007) al no disponer de varios criterios normativos internacionales para la generación del espectro de respuesta. Por otra parte, el software no trabaja sobre la base de la NC 46: 2013 y la Norma Cubana Construcciones sismorresistentes-Requisitos básicos para el diseño y construcción Propuesta por el CENAI (2013), lo que implica ciertas limitaciones, en particular con relación al uso de los porcentajes en la generación de espectros y a la cantidad de puntos que pueden manejarse (no genera sismos con datos mayores a seis mil puntos).

El territorio nacional, para la aplicación de la NC 46: 2017(Aguiar, 2016), se ha dividido en cinco zonas físicas y una teórica, las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con fines de Ingeniería. A dichas zonas se les asignan valores de aceleraciones espectrales en función de la gravedad.

Para la presente investigación los embalses objeto de estudio se ubican en la zona central del país, en la cual se comporta como zonas sísmicas 1 y 2 acorde a la zonificación propuesta por la Norma Cubana NC 46:2013: Construcciones sismorresistentes — Requisitos básicos para el diseño y construcción, con una aceleración (g) que varía desde 0,10-0,3 (para la zona sísmica 1) hasta 0,30-0,40 (para la zona sísmica 2) (figura 1).

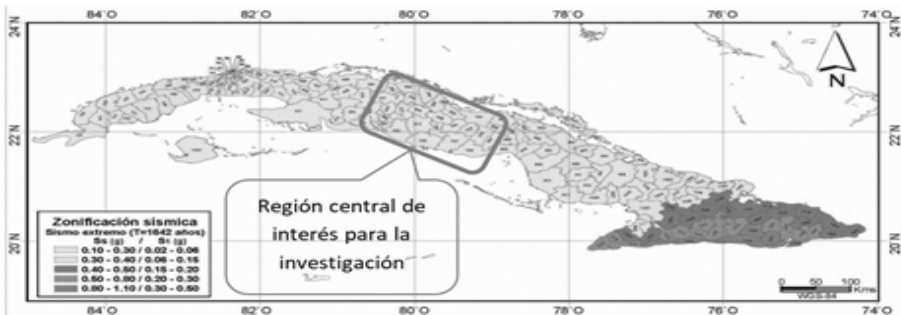


Fig.1 Delimitación geográfica de la zona central objeto de interés para la investigación. Fuente: (NC 46:2013, p. 33)

Para el análisis de la vulnerabilidad de un talud de presas se propone el procedimiento metodológico que consta de los siguientes pasos:

1. Cálculo del espectro de respuesta.
2. Recálculo del espectro.
3. Generación de sismos sintéticos.
4. Comportamiento del factor de seguridad y la Tecnología de Elementos Finitos.
5. Comportamiento del factor de seguridad con respecto a la aceleración registrada.

A continuación, se detallan los pasos del procedimiento.

Cálculo del espectro de respuesta

Se aplica el Método de Ajuste Espectral para generar varios eventos extremos a diferentes magnitudes, de acuerdo con la característica probable de la zona seleccionada; utilizando el programa informático Aceleross, basado en la Guía Reguladora 1.60 de U.S. Atomic Energy Comision. El procedimiento de ajuste espectral que realiza el programa Aceleross (Hernández, 2017) consiste básicamente en lo siguiente:

- Calcular el espectro de respuesta de un sistema de un grado de libertad, bajo la acción del registro sísmico seleccionado, considerando diferentes periodos y para un determinado factor de amortiguamiento.
- Comparar las aceleraciones espectrales máximas del espectro de respuesta así obtenido con el espectro objetivo y determinar las diferencias existentes en términos de ordenadas espectrales.
- Adicionar los fragmentos de ondas o wavelets con fases y amplitudes adecuadas al acelerograma, de tal forma que la aceleración espectral obtenida se ajuste al espectro objetivo. Este procedimiento se realiza de manera iterativa hasta obtener un error aceptable en el ajuste espectral.

El proceso de generación de un sismo utiliza el Aceleross, por lo que hay que proceder a determinar los grados de amortiguamiento a considerar en el proceso de generación del espectro de respuesta. Al consultar la Norma Cubana NC 46:2013, se identifica que solo se aceptan hasta dos niveles de incremento del peligro sísmico en todas las zonas menos en la zona 5, que solo se admite un nivel porque sería muy excesivo el diseño.

Además, enfatiza que por igual concepto se admiten reducciones solo de hasta un nivel de peligro (zona) en todos los casos. Si sucediera que originalmente la obra estuviera ubicada en zona 1 y se aplicara la reducción, no sería considerado el análisis sísmico en dicha estructura, dado que la obra que es objeto de estudio se encuentra en la zona 1 y por interés estatal que solicita este servicio, se considera solo realizar una evaluación para un sismo de grado 2 generado con técnicas estocásticas con diferentes tiempos de duración (10, 15 y 30 segundos). Por tanto, se define en función de la complejidad de la obra y el interés estatal como una obra de categoría C con una probabilidad máxima de ocurrencia del 5% en 50 años.

En zona sísmica 1 solo se aplicará el diseño sismorresistente a las obras esenciales catalogadas como críticas por el ente estatal. En zona sísmica 2 se recomienda revisar según los criterios sismorresistentes solo las obras catalogadas como importantes y esenciales. Las obras utilitarias y ordinarias no requerirán la aplicación del diseño sismorresistente en ninguna de las dos zonas anteriores (1 y 2).

En obras de gran interés económico o de cierta peligrosidad como grandes presas y donde las condiciones sismo tectónicas sean complejas, deben realizarse estudios especiales de microzonificación sísmica, los cuales serán cumplimentados

en la República de Cuba por el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAI), (NC-46:1999, 1999; NC-46:2013, 2013). Luego de haber identificado la categoría y complejidad de la obra para su evaluación sismo resistente, se refiere en la NC 46:2013 que se realice para una amortiguación del 2.5% y como el Aceleros no contiene este valor, se decide calcular para una amortiguación del 2% y el 5% en combinación de los tres sismos a generar los espectros de respuesta (figura 2).

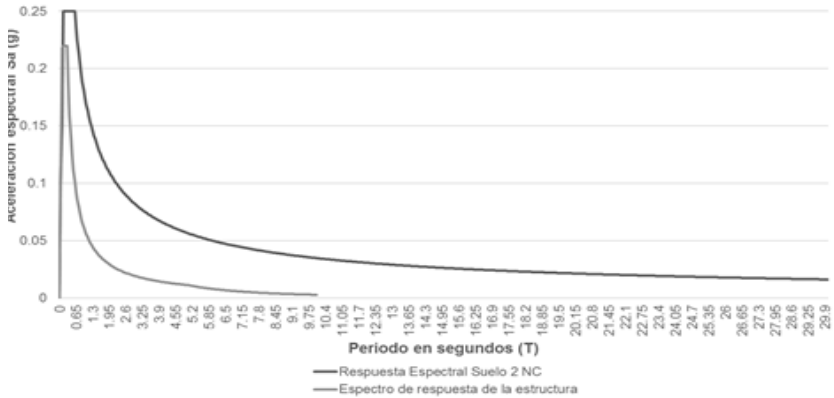


Fig. 2 Ejemplo del espectro de respuesta para el 2% en el sismo. Fuente: Aguiar, 2016

Recálculo del espectro

Se procede a recalcular el espectro de respuesta, acorde a las particularidades de la zona según propone la NC 46:2013 (figura 3). Con este paso se realiza la comprobación de que el espectro de respuesta de la obra no exceda el espectro de diseño recomendado por la norma.

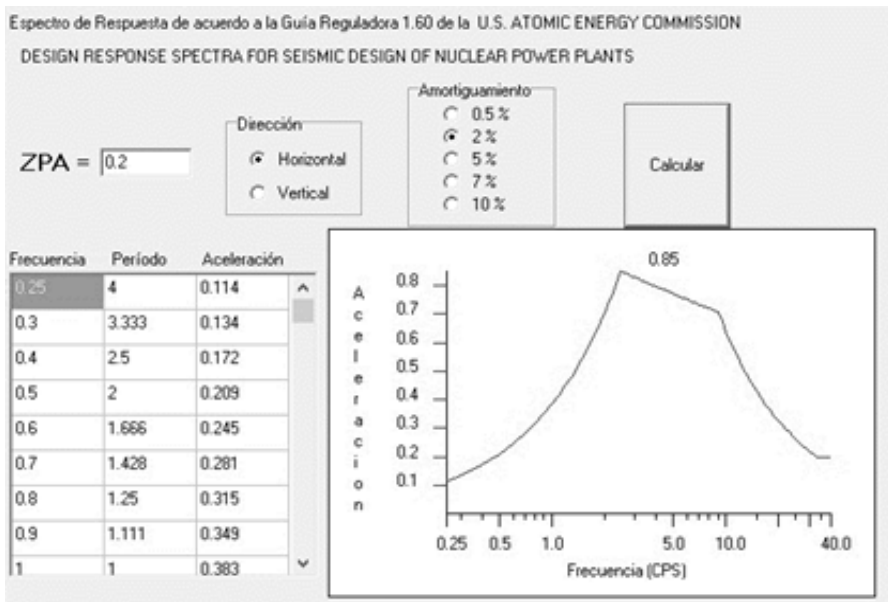


Fig. 3 Espectro de respuesta recalculado para el 2% en el sismo (Hernández, 2017).

Generación de sismos sintéticos

Los sismos sintéticos pueden ser obtenidos gráficamente de acuerdo con la amortiguación requerida para diversos tiempos de duración del sismo (figuras 4 y 5).

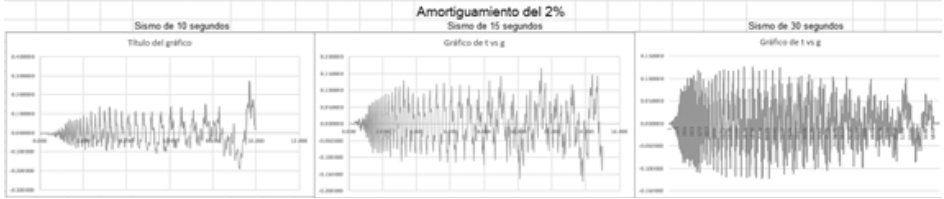


Fig. 4 Sismos sintéticos para el 2% de duración 10, 15 y 30 segundos (Aguiar, 2016).

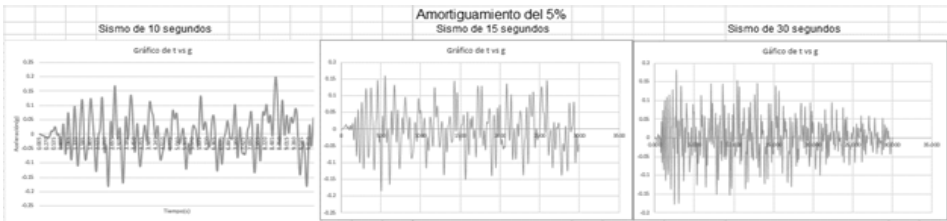


Fig. 5 Sismos sintéticos para el 5% de duración 10, 15 y 30 segundos (Aguiar, 2016).

Comportamiento del factor de seguridad y la Tecnología de Elementos Finitos

Para analizar el comportamiento del Factor de Seguridad (FS) se utiliza el MEF para determinar las fallas del talud y Newmark para analizar el comportamiento del talud post sismo. Este análisis se hace utilizando el software GeoStudio. Para ello se utiliza una Tecnología de Elementos Finitos (TEF) mixta utilizando cuadrados y triángulos en el proceso de discretización del dominio objeto de estudio.

El uso de esta combinación mixta de la TEF responde a la distribución geométrica que posee la sección transversal del embalse, dado que la utilización de cuadrados, rectángulos y trapecios no se ajustan correctamente a zonas en las que el cambio de pendiente en los taludes y la composición entre los planos de unión de las capas de suelo forman los ángulos agudos alargados, pues estos elementos tienden a comportarse erráticamente y no realizan una correcta desratización de la zona; conduciendo a un error por no poder cubrir todo el dominio o ser geoméricamente más rígidos durante el proceso del cálculo de los desplazamientos nodales.

En el caso de la TEF de triángulos, se utiliza generalmente cuando el entorno es muy irregular y no se recomienda su uso en geometrías regulares por la alta densidad y costo computacional que utiliza para poder calcular los desplazamientos nodales de un elemento vecino al otro. Es por ello que al utilizar ambas TEF se complementan entre sí y solo queda la selección de la densidad de malla para definir el espaciado lo cual fue definido en estudios previos (Álvarez, 2018) con la propuesta de una densidad de malla ideal de 2 m con posibles refinados de 1 m hasta 0.5 m según lo requiera el investigador.

Comportamiento del factor de seguridad con respecto a la aceleración registrada

El método general del análisis de Newmark se propuso en 1965 como un método para calcular el desplazamiento de presas de tierras y taludes en el momento de un sismo. Este es un análisis que modela el deslizamiento de un talud como un bloque rígido-plástico que se desliza sobre un plano inclinado, el cual es sujeto a una onda sinusoidal.

El comportamiento del Factor de Seguridad con respecto a la aceleración tiene que estar por encima de 1.5 cuando se comprime el suelo y por debajo de 1 cuando no hay atracción, esto se analiza a través del método de Newmark con el registro de los desplazamientos nodales almacenados en puntos previamente seleccionados a intención del investigador.

Para la aplicación de estos métodos se utiliza el software GeoStudio. Inicialmente se introducen al software los datos (características del suelo) de la modelación de la presa, luego se cargan los sismos sintéticos generados (Hernández, 2017; Aguiar, 2016) y finalmente se hace el análisis del factor de seguridad por el MEF y Newmark.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una aplicación de este proceso es mostrada a continuación para dos embalses nacionales: Zaza, ubicado en la provincia Sancti Spíritus y Palmarito en Villa Clara. Al aplicar los tres primeros pasos de la metodología se obtienen las aceleraciones que fueron registradas durante el sismo sintético. Tras ejecutar los dos últimos pasos, el comportamiento del FS respecto a las aceleraciones que fueron registradas durante el sismo sintético y su variabilidad en el tiempo, corrobora que en ningún momento el FS es menor que los parámetros normativos para un diseño seguro del talud de una presa de tierra. Además, el FS visualiza una relación opuesta a la aceleración sísmica durante la ocurrencia en tiempo real del sismo sintético según se evidenció en la maqueta virtual.

En estos casos se identifica cómo es reducido el comportamiento del FS bruscamente en el proceso de aceleración para valores negativos (en dirección aguas arriba), con una progresión menos acelerada al registrar valores de aceleración positiva, por lo que se evidencia que los momentos más críticos son registrados en los valores positivos con los mínimos valores del FS sin que esto implique una posible falla a partir de los valores mínimos recomendados para el diseño de presas de tierra (ver figuras 8 y 9). En la discusión, presentar de forma clara y obvia los principios, relaciones y generalizaciones demostrados por los resultados. Recuerde, usted debe discutir y no recapitular los resultados. Señale alguna excepción o falta de correlación publicadas. Sus resultados adquirirán más significación. Muestre como sus resultados e interpretaciones están en acuerdo o desacuerdo con otros trabajos publicados anteriormente. Para ello no hará falta abarcar toda la verdad del universo.

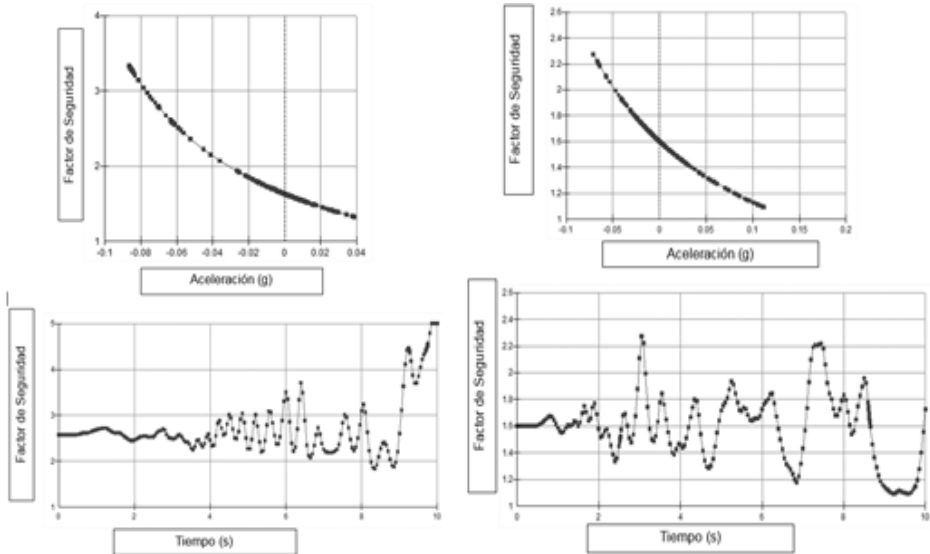


Figura. 6 Comportamiento del FS durante la ocurrencia del sismo sintético de 10s para el 2% (izquierda) y 5% (derecha) en el talud aguas abajo del Embalse Zaza (Aguar, 2016, p. 58, 61).

Tabla.1 Resumen de los FS calculados por diferentes métodos.

Duración del sismo	Newmark	MEF	Newmark	MEF
10 segundos	1.850	1.635	1.782	1.540
15 segundos	1.791	1.621	1.622	1.518
30 segundos	1.552	1.461	1.348	1.289

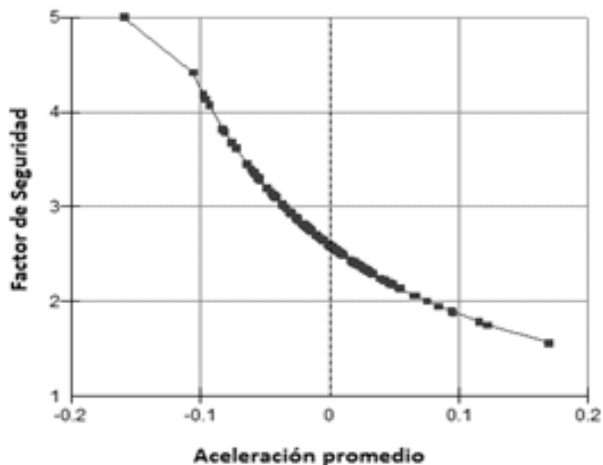


Figura. 7 Representación gráfica del FS vs Aceleración en el Embalse Palmarito.

Fuente: Álvarez, Álvarez, Azorín y Hernández, 2015, p. 6).

Al realizar un análisis más detallado y colocar los límites de diferentes métodos para el FS (Bishop y Felenius) en la figura 8, que se representan como líneas constantes en la que el FS que varía en tiempo real durante la ocurrencia

del sismo, se observa que no intercepta o es inferior a ninguno de estos límites, por lo que se tiene que no hay una probabilidad de falla teórica para un sismo de la magnitud simulada en la maqueta virtual. Además, se evidencia gráficamente una relación inversa entre la aceleración sísmica y el FS.

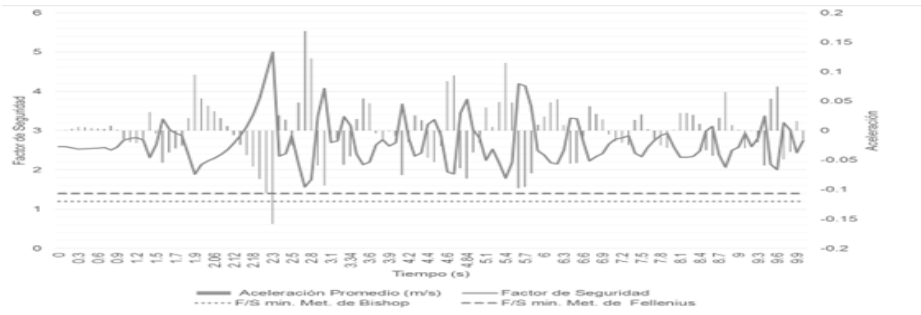


Figura 8. Representación gráfica del FS vs aceleraciones registradas en la corona del Embalse Palmarito. Fuente: Álvarez, Álvarez, Azorín y Hernández, 2015 p. 6.

Tabla 2. Resumen de los FS calculados por diferentes métodos.

Paso	Software	Datos	Contenido	Salida	Figura Ilustrativa
1	Aceleros	Amortiguación	Cálculo del espectro de respuesta	Resultado de Aceleros	2
2	Aceleros	Amortiguación	Recálculo del espectro	Comparación de respuestas espectrales del suelo y de la estructura	3
3	Aceleros	Amortiguación y tiempos	Generación de sismos sintéticos	Gráficos de sismos sintéticos	4,5
4	GeoStudio		Comportamiento del factor se seguridad	Gráficos de dependencia del factor de seguridad	6,7
5	GeoStudio		Comportamiento del factor se seguridad con respecto a la aceleración registrada	Ensamblaje de gráficos	8

CONCLUSIONES

Mediante la caracterización de la zona geográfica y la definición de las particularidades de un sismo se logra establecer que la utilización del programa computacional Aceleros resulta adecuado al realizar una comparación de los espectros de respuesta con relación a la norma cubana NC 46:2013.

El método seleccionado para la generación eficiente de acelerogramas sintéticos fue el Método de Ajuste Espectral en el dominio del tiempo, pues reúne todos los requisitos para la generación de acelerogramas sintéticos, ya que cumple con los principios de la geofísica y es factible aplicarlo a la ingeniería sismo-resistente.

Los ejemplos prácticos evidencian el cumplimiento de la NC 46: 2013 al evaluar los resultados obtenidos teóricamente en un proceso ingenieril vinculado a una investigación ejecutada en el sector empresarial cubano.

Se utiliza el software GeoStudio para calcular el FS de un talud de presa, obteniendo valores superiores a los límites asumidos ante la ocurrencia de un sismo de grado dos de diferentes tiempos de duración y grados de amortiguación.

AGRADECIMIENTOS

Las secciones de agradecimientos y referencias no llevan enumeración en su encabezado. Cualquier agradecimiento a personas u órganos de apoyo financiero deben ser colocados en esta sección.

REFERENCIAS

Aguiar, Aleski A. (2016). Evaluación Dinámica del Talud Aguas Abajo de la Presa Zaza. Santa Clara, Trabajo de Diploma Ingeniería Hidráulica, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas.

Aldana Carrillo, J. C., et al. (2009). “Espectros de respuesta elásticos de desplazamiento para la ciudad de Armenia, apropiados para el diseño sísmico basado directamente en desplazamientos (dbdd).” Revista investigativa. Universidad de Quindío 19.

Álvarez, I y Da Silva, N. (2008.). Ciclo del PIB ¿Cómo evaluar el método de estimación? (Serie DT (08/02)). Udelar. FCEA-IESTA.

Álvarez, M., Álvarez, L., Azorín, R., y Hernández, A. (2015). “La estabilidad de taludes, experiencias en su análisis y solución en la ingeniería”. La Habana, Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba (UNAICC), Palacio de las Convenciones (CUBAGUAS 2015).

Álvarez, M. (2018). Pronóstico de deformaciones en cortinas de presas de tierra. (Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas), Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas, Instituto Superior Politécnico «José Antonio Echeverría» (ISPJAE) de La Habana, Centro de Investigación de Mecánica Computacional y Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI), Universidad Central «Marta Abreu» de Las Villas, La Habana, Cuba.

Andina, C. (2005). Métodos de ajuste estacional: una introducción.

Cárdenas, C. M., et al. (2010). “Modelos de Poisson para la ocurrencia y magnitud espacio-temporal de los sismos en Colombia”, Revista UD y la GEOMática, p. 4.

Carreño, E., et al. (1999). “Registro y Tratamiento de Acelerogramas”, Física de la Tierra p. 11.

Carrillo González, C. J. (2003). “Fundamentos del Análisis de Fourier.” Departamento de Ingeniería Eléctrica.

CENAI (2013). Norma Cubana Construcciones sismorresistentes-Requisitos básicos para el diseño y construcción, La Habana, Oficina Nacional de Normalización (NC).

Estrada Mendoza, M., et al. (2013). “Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú.”

Flores, C. H. and C. F. Lozano (2007). “Análisis y tratamiento de señales de fuentes sismogénicas de campo cercano a San José de Cúcuta.” Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica.

Gómez, M. (2016). “Caracterización de señales sísmicas usando Análisis de Espectros

Singulares (SSA) y Transformada de Tiempo Corto de Fourier (STFT)”. Informe presentado para optar al título de Magister en Ingeniería Electrónica, Facultad de Ingenierías Eléctrica, Electrónica, Física y Ciencias de la Computación, Universidad Tecnológica de Pereira, Risaralda. Consultada: 4-10-2018. Disponible en :<http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/handle/11059/6172/6213822G633c.pdf?sequence=1>

Hernández Machado, M. A., (2017). “Simulación automatizada del proceso de generación de un sismo sintético a través del Método de Ajuste Espectral”. Santa Clara, Trabajo de Diploma, Licenciatura en Matemática, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas.

Hernández, J. J., et al. (2011). “Espectros de respuesta sísmica en microzonas de caracas incluyendo efectos de sitio 1d, 2d y 3d.” Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V. 26.

Khan, M. R. (1987). “Improved method of generation of artificial timehistories, rich in all frequencies, from floor spectra.” Earthquake engineering and structural dynamics 15.

Levy, S. and J. P. D. Wilkinson (1976). “Generation of artificial time-histories, rich in all frequencies, from given response spectra.” Nuclear Engineering and Design 38.

López Márquez, L. A. (2005). “Cálculo de la densidad espectral de potencia mediante el algoritmo de Lomb.” Universidad industrial de Santander. Facultad de ingeniería fisico-mecánica.

Mitra, S. K., & Mitra, S. K. (2007). Procesamiento de señales digitales: un enfoque basado en computadora.

Navin, B., et al. (1969). “Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records” Bulletin of the Seismological Society of America, p. 59.

NC-46:2013. (2013). Norma cubana Construcciones sismorresistentes - Requisitos básicos para el diseño y construcción. La Habana, Oficina Nacional de Normalización (NC) (Ed.).

DIAGNÓSTICO SITUACIONAL EN BASE A LA GESTIÓN DE RIESGOS DE UN TRAMO DE LA CARRETERA PALMA-BARAJAGUA

Situational diagnosis based on risk management of a section of the Palma-Barajagua highway

Aurora Duharte González¹, Daylis Ochoa Duharte², Evelio Jústiz García³,
Jorge E. Gómez Puig⁴

¹ Universidad de Oriente, Cuba, aurora@uo.edu.cu, 0000-0003-1009-228X

² Centro de Investigación y Manejo Ambiental del Transporte, Cuba,
duharteochoadaylis@gmail.com, 0000-0001-7551-168X

³ Centro de Investigación y Manejo Ambiental del Transporte, Cuba,
evelio.justiz@cimab.transnet.cu, 0000-0002-4571-9882

⁴ Centro de Investigación y Manejo Ambiental del Transporte, Cuba, jorge.gomez@gmail.com,
0000-0002-3080-9885

Resumen

En Cuba, actualmente, para la evaluación de las carreteras se realizan análisis o estudios de forma separada, según los intereses de los ejecutores, por un lado, ante la presencia de desperfectos, para evaluar su estado se realizan inspecciones visuales y en contadas ocasiones los análisis de modelación estructural, y en el caso de las amenazas ambientales son evaluadas la mayoría de las ocasiones cuando ya ocurre el fenómeno. Sin embargo, la gestión ambiental de la infraestructura vial ha adquirido una alta relevancia ante los crecientes peligros asociados al cambio climático en los pequeños países insulares, pues el riesgo informado se está imponiendo en los estudios de factibilidad y toma de decisiones en los procesos inversionistas de todas las etapas del ciclo de vida de las construcciones. En ese orden de ideas, el presente trabajo tiene como objetivo integrar los aspectos técnicos, funcionales, ambientales, sociales y de seguridad para obtener un diagnóstico situacional en base a la gestión de riesgo del tramo Intersección Baraguá – Frontera Santiago - Holguín de la carretera Palma – Barajagua ubicada en la zona oriental del país, la cual cumple con los objetivos estratégicos del Plan Nacional de Desarrollo Económico Social hasta el 2030. Para ello se aplicó la guía metodológica desarrollada por el Centro de Investigación y Manejo Ambiental del Transporte, basado en el Modelo Estado, Presión, Impacto y Respuesta, que permitió proponer finalmente medidas de mitigación y adaptación para garantizar su capacidad de respuesta y nivel de servicios ante desastre naturales y el cambio climático.

Palabras clave: diagnosis, risks, disaster, evaluation, threats.

INTRODUCCIÓN

La constancia y fuerza de los fenómenos climáticos y sus consecuencias han llevado a originar preocupación en el desarrollo de la resiliencia que abarca tres aspectos fundamentales: anticipar, adaptar y prosperar ante la severidad de los impactos del cambio del clima. La zona oriental de Cuba ha percibido diferentes impactos de eventos naturales tales como: inundaciones, asentamientos, altas temperaturas y erosiones generados por fuertes precipitaciones pluviales. Para

combatir el efecto de estos impactos en la infraestructura vial es fundamental tomar acciones de adaptación con la participación de la sociedad.

Precisamente, uno de los objetivos del sector del transporte es asegurar la integridad física y funcional de la infraestructura vial y garantizar la seguridad y confort de la circulación a las personas. La carretera de interés nacional Palma – Barajagua enlaza dos de las provincias de mayor población y Producto Interno Bruto, Santiago de Cuba y Holguín y está ubicada en la zona alta de la cuenca hidrográfica del Cauto de primer orden en el país, con dirección predominante de sur a norte. Atraviesa varios ecosistemas que hoy se encuentran altamente antropizados fundamentalmente por la actividad agroindustrial vinculada al cultivo de la caña de azúcar y los cultivos varios.

Esta infraestructura refleja la influencia del arbolado, la humedad, así como de la carga que genera la actividad económica prevalente, generado por el tiro de caña, la carga asociada a la cadena puerto-transporte-economía interna y la actividad turística. Sufre también determinadas amenazas identificadas por el predominio del peligro sísmico y las asociadas al cambio climático. Es loable destacar que con la construcción de la Fábrica de Cemento Moncada en Santiago de Cuba, el proceso inversionista inmobiliario de Ramón de Antillas, la apertura de los aeropuertos internacionales de Holguín y Santiago de Cuba, y el trasiego de mercancías entre los puertos de Santiago de Cuba y Moa, aumentarán la carga por esta carretera.

En este contexto se observa un aumento de los deterioros en la carretera Palma - Barajagua debido a los impactos desde el punto de vista medioambiental, técnico, social y económico a que está sometida lo cual pone en peligro su sostenibilidad. Teniendo en cuenta lo planteado anteriormente, el Centro de Investigación y Manejo Ambiental del transporte de conjunto con el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente, se trazan como estrategia aplicar la propuesta de la guía metodológica para el diagnóstico situacional en dicha carretera, cumpliendo así con una solicitud del Centro Provincial de Vialidad de Santiago de Cuba.

De esta manera se proyecta como objetivo general de la investigación: Diagnosticar la situación actual integrando los aspectos técnicos, ambientales, económicos, sociales y de seguridad, en base a la gestión de riesgo para la evaluación de la capacidad de respuesta y nivel de servicios ante el cambio climático y la presentación de medidas de mitigación y adaptación del tramo Intersección Baraguá-Frontera Santiago-Holguín de la carretera Palma-Barajagua.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para el desarrollo del diagnóstico se aplicó un determinado número de requerimientos de pre-evaluación y un sistema de indicadores el cual incluye de manera eficiente y equitativo criterios que son representativos y aplicables en nuestro país, para analizar la sostenibilidad del patrimonio construido y así incorporar a Cuba al grupo de países en vía de desarrollo a nivel mundial,

que ejecuta proyectos de investigación e innovación, estudios pilotos sobre la sostenibilidad de la infraestructura vial como recomienda la Asociación de Congresos Permanentes de Rutas o Carreteras (AIPCR o PIARC en inglés).

La guía desarrollada utiliza el Modelo Estado, Presión, Impacto y Respuesta - Enfoque Ecosistémico (EPIR-EE) y el enfoque metodológico cumple con tres fases claramente definidas que se detallan a continuación:

- FASE I – “Identificación” que permite definir que se desea estudiar, explicitando preliminarmente la/s infraestructura/s y amenaza/s que serán consideradas en el estudio de riesgo. Componentes: Estado y Presión.
- FASE II – “Análisis de Riesgo”, la cual inicia con la definición de los objetivos de desempeño, la caracterización de las amenazas e infraestructura expuesta, y en base a esto definir la profundidad, alcance y términos de referencia para el análisis de riesgo. En esta fase también se lleva a cabo el análisis de riesgo como tal y la identificación de posibles medidas de reducción de riesgo. Componente: Impacto.
- FASE III – “Gestionar el Riesgo”, donde en base a los resultados de la fase 2 se toman decisiones para reducir el riesgo, transferir el riesgo y/o prepararse para emergencias y desastres. Componente: Respuesta.

Asociados a estas fases la guía facilita un procedimiento metodológico que está compuesto por seis tareas principales, que tienen identificadas sus actividades para fundamentar los criterios de medida de su cumplimiento, realizando para ello un amplio y detallado reconocimiento de la zona, para garantizar la información básica requerida. Además, el procedimiento contempla la evaluación del estado técnico, la resiliencia y capacidad de respuesta de la infraestructura vial. Ver Tabla 1. La mayoría de los problemas de las vías se reflejan en su superficie, por lo que la evaluación general de los parámetros analizados es simplemente visual.

Tabla 1. Procedimiento metodológico para realizar el diagnóstico situacional de una carretera.

Tareas	Aspectos a desarrollar
Descripción general del vial. Parámetros técnicos. FASE I	1. Categoría de la vía. 2. Definición de sectores en terraplén, corte o a nivel. 3. Extensión en kilómetros. 4. Longitud en kilómetros de pavimentación flexible. 5. Longitud en kilómetros de pavimentación rígida. 6. Longitud en km sin pavimentar. 7. Intersecciones a nivel. 8. Pasos a nivel con FFC. Cantidad de obras físicas y su estado técnico: 1. Puente. 2. Alcantarillas. 3. Túneles. 4. Viaductos. 5. Intercambios. 6. Sectores con cunetas o canales revestidos. 7. Drenes subterráneos. Uso de las obras: 1. Cruce de ríos. 2. Cruce de embalse. 3. Cruce de carreteras. 4. Cruce de vías férreas. 5. Otras obras.

Caracterización del Escenario y su Entorno. Cálculo de los Índices Globales de Estado (IGE) de los subtramos de la carretera. FASE I.	<ol style="list-style-type: none"> 3. Ubicación geográfica y Relieve. 4. Uso del Suelo. 5. Características geólogo – geotécnica - tectónicas. Definición de subtramos por homogeneidad de suelo de sustentación de la carretera. 6. Clima y sus variables predominantes. 7. Red Hidrografía y sus Cuencas. 8. Ecosistemas expuestos. 9. Grado de antropización. 10. Actividades económicas prevalentes. 11. Demografía. Indicadores municipales. 12. Índice de Desarrollo Humano del área comprometida. 13. Cálculo de los IGE.
Identificación, estimación y análisis de las amenazas naturales, antropogénicas y mixtas o socionaturales. FASE I y II.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inventario de los fenómenos naturales, tecnológicos y antropogénicos probables en la región, que puedan tener una incidencia sobre la vía o áreas adyacentes. 2. Análisis de la memoria histórica de eventos extremos ocurridos en la región y nivel de afectaciones sobre el vial y áreas adyacentes. 3. Análisis de la Estimación probabilística y determinística de las amenazas o peligros realizadas por las entidades especializadas, para comprender el Peligro Real. 4. Mapeo de los principales elementos expuestos ante los peligros.
Análisis de las vulnerabilidades globales de la infraestructura vial en base a la exposición a peligros múltiples. (Intrínsecas y adquiridas). FASE II	<ol style="list-style-type: none"> 1. Análisis de las vulnerabilidades intrínsecas y adquiridas en cada uno de los elementos expuestos ante los peligros identificados. 2. Identificación de los factores conducentes de cada una de las vulnerabilidades identificadas. 3. Confección de la matriz de vulnerabilidades.
Evaluación de los riesgos en términos de pérdidas y daños potenciales. Cálculo de los Índices Global de Riesgos (IGR) y de Posible Desastre (IPD). FASE II.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Evaluación de los riesgos de los elementos principales de la carretera. 2. Asignación de pesos a las estructuras analizadas. 3. Evaluación del riesgo integral de la vía. 4. Identificación de Escenarios Críticos de Riesgos. 5. Esquema resumen de los Riesgos a escala detallada. 6. Cálculo de los IGR y el IPD.
Diagnóstico Integral de la carretera. FASE III.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Esquema detallado de la carretera y su entorno, significando estructuras esenciales expuestas a los diversos peligros y los escenarios críticos de riesgos identificados a escala detallada. 2. Plan de medidas de Mitigación, Adaptación que garanticen la Resiliencia y Funcionalidad de la carretera.

Fuente: Centro de investigación y manejo ambiental del transporte (CIMAB).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La carretera Palma – Barajagua tiene una longitud total de 56.0 Km de los cuales 38.9 Km están en la provincia Santiago de Cuba, distribuidos en 5.9 Km dentro del municipio de Palma Soriano, 9.0 Km en San Luis y 24.0 en Mella, el tramo incluido en la provincia de Holguín es de 17.1 Km en el municipio de Cueto.

Se dividió en 15 tramos para su estudio, tomando en consideración el uso del suelo, los límites administrativos, los núcleos urbanos que enlaza la vía y los fenómenos físico-geográficos, siendo el tramo 12 (T – 12) Intersección Baraguá – Frontera Santiago-Holguín perteneciente al municipio Mella con 2.77 Km de longitud, el seleccionado para esta investigación por ser uno de los más dañados.

FASE I. Identificación:

Descripción general. Parámetros técnicos

Esta carretera se destaca por el beneficio social y económico que reporta al país y constituye un vial importante en los movimientos de cargas y pasajeros entre las dos provincias que enlaza, fue construida en la década de los 70, con reparación capital en 1989 y una última rehabilitación o intervención hace 6 años aproximadamente. Consta de una calzada de 7.0 m con dos carriles, uno en cada sentido de circulación y paseos de 2.00 m. La velocidad de diseño de la carretera es de 80 km/h, la de operación de 70.0 km/h y la de marcha, medida en el momento de ejecutar el estudio, fue de 45 km/h.

Según los resultados obtenidos del conteo vehicular manual clasificado realizado durante 20 días en un periodo de 12 horas los autos y los camiones con el 44% son los más representativos, le siguen los ómnibus con 7% y los menos son los ciclos y las motos con 5%. La distribución direccional para los dos sentidos de circulación fue de 51% - 49%, pudiéndose considerar como balanceada.

Con un tráfico promedio diario (TPD) de 3 575 vehículos/día, la vía técnicamente tiene categoría II según la NC 53-02-1986 y funcionalmente es una arteria menor, se estima, además, que debido al tráfico acumulado que ha soportado dicha vía, actualmente este se clasifica como pesado.

Se desarrolla en un terreno llano con una pendiente longitudinal promedio ponderada del 2%. Las densidades del tráfico en horas del día, permiten espacios para los adelantamientos y la circulación libre, con momentos donde los vehículos pesados o más lentos limitan las velocidades de los vehículos ligeros, por tanto, se consideró que el vial brinda un nivel de servicio C, a pesar del bajo nivel de utilización de su capacidad.

Para la inspección visual, se utilizó la ficha que se muestra en la Tabla 2, cuyos resultados se ajustaron a los problemas observados en 5 puntos levantados en el tramo, durante el recorrido realizado previamente.

Ficha técnica de la evaluación puntual de campo

Carretera: Palma Barajagua Sector: Intersección Baraguá – Frontera Santiago-Holguín

Punto No 46 Ubicación LN- 20°27'34.37" L W -
75°56'37.31"

Existe en el tramo una intersección sin canalización del flujo vehicular que da acceso al poblado de Mella. Hay ausencia de señalización vertical y horizontal y en horario nocturno no existe iluminación afectando así la información y orientación a los conductores. Se observa, además, erosión en los paseos, deficiencia en el bombeo de la calzada y en el drenaje longitudinal al no estar definidas las cunetas. Existe acumulación de tierra en la zona que corresponde a los paseos,

evitando la evacuación del agua que escurre de la superficie pavimentada, la cual corre entonces longitudinalmente por la vía formando una lámina que dificulta la circulación de los vehículos.

Punto No 47 Ubicación LN- 20°28'9.54" L W -
75°56'43.50"

Furnia cerca del puente Brazo de la presa de Baraguá, se observa también, depresiones y red de grietas..

Punto No 48 Ubicación LN- 20°28'36.88" L W -
75°56'48.56"

Tramo recto donde se observa, al igual que en el punto 46, erosión en los paseos, deficiencia en el bombeo de la calzada y en el drenaje longitudinal al no estar definidas las cunetas. Se evidencia además, descarnamiento, ondulaciones, hundimientos, fisura de borde y otros en el pavimento.

Punto No 49 Ubicación LN- 20°29'44.74" L W -
75°57'0.31"

Se observan red de grietas, pérdida de la sección de los bordes, ondulaciones, hundimientos y descarnamiento con danos superficiales.

Punto No 50 Ubicación LN- 20°30'14.91" L W -
75°57'5.42"

Se evidencia el colapso del pavimento, con pérdida total de la sección de la calzada, se observa humedad en el tramo y ausencia de cunetas.

Técnico; Ing. Jorge Gómez Fecha: 7-10-2021

Caracterización del escenario y su entorno. Cálculo de los Índices Globales de Estado (IGE)

En el tramo predomina la formación Jagüeyes con abundante material terrígeno-arcilloso-margoso y propiedades físico-mecánicas desfavorables, por su alta capacidad para la absorción de agua. Por sus características ingeniero-geológicas, al erosionarse forma terrenos pantanosos poco resistente, no recomendable como subrasante.

Las humedades relativas del aire son mayores del 70% en casi todo el año, aunque hay épocas en que pasan del 90%. La zona es propensa a que se formen nieblas en períodos invernales y la radiación solar provocan que, en varias horas del año, la temperatura del pavimento supere los 55oC.

La vía está conformada por un pavimento flexible y teniendo en cuenta el periodo prolongado de explotación que tiene, se observa una evidente falta de mantenimiento al presentar un deterioro con múltiples fallas y desperfectos a lo largo de toda su longitud, asentamientos y hundimientos, como muestras de potenciales fallos de la subrasante y terraplenes que soportan al pavimento.

Entre los desperfectos que se identificaron en el tramo, algunos se integraron porque están presentes en un mismo punto del levantamiento:

- Fisuras de media luna con fisuras transversales y longitudinales (FML - FT -FL).
- Fisuras de borde (FB).
- Ondulaciones (OND).
- Hundimientos (HUN).
- Ahuellamientos con los surcos (AHU - SU).
- Descarnamientos con los daños superficiales (DC - DSU).
- Baches con la pérdida de capa de rodadura (BCH - PCR).
- Fisuras de piel de cocodrilo con las grietas en bloque (FPC - GB).
- Grietas por reflexión (GR).

En la Tabla 2 se observa que los desperfectos como los baches con pérdida de la capa de rodadura con 17%, seguido de los hundimientos, el descarnamiento con daños en la superficie y las fisuras de media luna con fisura transversal y longitudinal son los que predominan, siendo, además, los de alta severidad (A), los que ocupan mayor área en el tramo con 39.9 %, seguidos de los de media (M) y los de baja severidad (B) respectivamente.

Tabla 2. Porcentaje del área del tramo con un tipo de desperfecto.

% del área por desperfectos	FML - FT - FL	FPC - GB	GR	FB	OND	HUN	AHU - SU	DC - DSU	BCH - PCR	Totales
A (%)	5.0	4.0	1.0	3.5	3.5	5.5	4.6	4.8	8.0	39.9
M (%)	2.3	3.0	0.5	2.2	2.2	3.5	2.3	3.2	5.0	24.2
B (%)	2.0	2.0	0.5	2.0	1.1	2.0	1.4	1.4	4.0	16.4
TOTAL	9.3 %	9.0 %	2.0 %	7.7 %	6.8 %	11.0 %	8.3 %	9.4 %	17 %	80.5 %

El estado técnico del pavimento se evalúa de malo debido al deterioro tan marcado de la calzada, lo que influye en las bajas velocidades desarrolladas por los vehículos y por tanto en el aumento de los tiempos de recorrido, creando esto insatisfacción entre los pasajeros y conductores.

Una de las causas que influye en dicho estado del pavimento es que al ser una vía interprovincial que une dos provincias importantes de altos niveles industriales y agrícolas, generan altos tráfico de vehículos pesados con ejes tándem y tridem importados de varios países y sobre los cuales no se tienen registros de los pesos, que permitan elaborar el espectro de carga, por lo que no hay control de los vehículos con pesos mayores que los legales de 100 KN por eje, con sus consiguientes daños sobre el pavimento, que se incrementan con el bajo nivel de resistencia de la subrasante.

No hay referencias sobre los materiales usados en la construcción del pavimento, influyendo, además, las altas temperaturas y de las humedades naturales debido a la presencia del embalse Protesta de Baraguá y los sistemas de riego de los cultivos de caña. Hay potencialidades, por el relieve, de que se creen llanuras de inundación que facilitan el deterioro del pavimento. Se une a esta situación la deficiencia en el drenaje que facilita la infiltración del agua por las grietas y fisuras, reduciendo la adherencia árido-ligante, que, a su vez, provoca la formación de baches.

Para el cálculo de los IGE se definió primeramente que el tramo está en terraplén, solo 210 m de longitud tiene altura mayor de 3.00 m, lo que representa el 7.6 % de la longitud total del tramo y luego se identificaron los factores causantes de riesgo con sus indicadores correspondiente, a los cuales se le asignó una puntuación como se muestra en la Tabla 3 de acuerdo a la observación visual realizada, teniendo en cuenta los niveles de estabilidad que brinda la metodología para clasificar el estado global de la vía.

Tabla 3. Índices General de Estado (IGE) del tramo.

Factor	Indicador	Puntuación	Nivel de inestabilidad
Geometría	Ángulo del talud	3	Bajo
	Altura del terraplén	3	Bajo
Vegetación	Altura	3	Bajo
	% de cobertura	3	Bajo
Obra de fábrica	Escalonamiento	3	Bajo
	Grietas	3	Bajo
	Desgaste de la superficie	3	Bajo
	Despostillamiento	3	Bajo
	Fracturamiento de la estructura	3	Bajo
	Separación de la cuneta de la vía	27	Alto
	Obstrucciones	3	Bajo
	Erosión		3
Asentamiento		81	Muy alto
Pavimento	Fisuras y grietas por fatiga	9	Medio
	Grietas en bloque	9	Medio
	Grietas de borde	9	Medio
	Grietas longitudinales	27	Alto
	Grietas transversales	27	Alto
	Ahuellamientos (roderas)	81	Muy alto
	Baches	81	Muy alto

Los indicadores calificados de regular tienen 27 puntos y los de Malo 81 puntos. Esta calificación es una alerta para las entidades de vialidad de las

provincias involucradas que refleja la necesidad de una rehabilitación capital tendiente a una reconstrucción de este tramo.

B. FASE II. Análisis de riesgo

Identificación, estimación y análisis de las amenazas naturales, antropogénicas y mixtas o siconaturales

Los sismos son una de las principales amenazas o peligros identificados en el tramo, consideración estimada por las investigaciones desarrolladas por el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, CENAI. Otras de las amenazas son la licuefacción, intensas lluvias, inundaciones, fuertes vientos y los deslizamientos.

Se pudo investigar que el tramo analizado está en la zona 4 de peligro alto, de acuerdo con la Norma Sismorresistente de Cuba NC 46:2017, que, a su vez, es una zona inestable con potencial para la ocurrencia de colapsos, pero, es prácticamente plana, por lo que los deslizamientos por la presencia de grandes pendientes son casi nulos, no obstante, el vial se asienta en suelos débiles y de altos niveles freáticos, lo cual potencia su licuefacción.

Se observó, además, que el área tiene peligro medio por intensas lluvias según el mapa elaborado por el instituto de meteorología de Cuba, pero este fenómeno está vinculado con las inundaciones y por tanto la vulnerabilidad y el riesgo para ambos eventos son altas. El emplazamiento del vial, se ubica en una zona de peligro medio por vientos máximos con intervalos de 130 a 160 km/h, pero la presencia de árboles no es significativa y esto hace que la vulnerabilidad sea baja.

En la Tabla 4 se muestran los niveles de estos eventos identificados en el tramo, de acuerdo a lo investigado y observado en el levantamiento realizado.

Tabla 4. Niveles de Peligros, vulnerabilidad y Riesgos naturales

Formación geológica		Zona sísmica		Tipo de suelo	
Jagüeyes		4		Débil	
Peligros					
Sismo	Licuefacción	Intensas lluvias	Inundaciones	Fuerte vientos	Deslizamientos
Alto	Alto	Media	Alta	Media	Bajo
Vulnerabilidad					
Media	Alta	Alta	Alta	Baja	Nula
Riesgos					
Alto	Alto	Alta	Alta	Alta	Nula

Temperaturas extremas –Las altas temperaturas (mayores de 36°C) influyen en el debilitamiento de las mezclas asfálticas, reducen su resistencia y aceleran sus deterioros. El peligro es alto, al igual que las vulnerabilidades y por eso alto es el riesgo por este fenómeno.

Incendios Forestales – Los efectos, pueden crear una masa verde seca, propensa a incendiarse y originar focos de humos dificultando la circulación vehicular, los peligros, vulnerabilidades y riesgos por este fenómeno natural son medios, pues la zona cuenta con altos niveles freáticos y está vinculado con las temperaturas extremas de la sequía.

Nieblas – En lo que respecta a las nieblas, se presentan en el invierno y fines del otoño en la mayor parte del vial en estudio, aunque su frecuencia de ocurrencia es estacional. La niebla representa un riesgo para la ciudadanía por la baja visibilidad de la vía, que puede provocar accidentes automovilísticos.

Riesgos Tecnológicos y sanitario – En el tramo está ubicado el objetivo económico Baraguá que se sirven del vial en estudio y constituye un potencial foco de generación de accidentes tecnológicos. Se presentan también peligros causados por agentes biológicos y plagas exóticas reportadas en el país, así como, plagas que incluye la introducción, de organismos genéticamente modificados y especies exóticas invasoras (Tabla 5).

Tabla 5. Riesgos Tecnológicos y Sanitarios en el tramo.

Epidemia	Derrame de hidrocarburos	Escape de productos químicos peligrosos	Nivel de accidentalidad	Colapso de infraestructura	Epifitas	Epizootias
Alta	Alta	Alta	Media	Media	Media	Media

Análisis de las vulnerabilidades globales de la infraestructura vial en base a la exposición a peligros múltiples

Se realizó un resumen de las vulnerabilidades resultantes tanto intrínsecas como las adquiridas en el tramo detectadas durante el diagnóstico. Estas vulnerabilidades se muestran en las Tablas 7, 8, 9, 10 y 11.

Vulnerabilidades Intrínsecas en la etapa de proyecto y planeación del vial:

- No utilización de los estudios ingeniero geológicos, en una zona de emplazamiento de suelos débiles propensos a los efectos de la humedad.
- Desconocimiento de los niveles naturales de humedad de los suelos de sustentación del pavimento.
- Desconocimiento del espectro de cargas.
- No se realizaron estudios de Impacto Ambiental y Riesgos de Desastres del embalse Protesta de Baraguá.
- Insuficiente capacitación de los actores del proceso inversionista.
- Norma de diseño del pavimento desactualizada.
- No aplicación de las normas de caracterización de las mezclas asfálticas y los materiales componentes.

- No hay evidencias de estudios hidrológicos e hidráulicos de los sistemas de drenaje.

Vulnerabilidades Intrínsecas en la etapa de ejecución:

- Deficiencias en los procesos de elaboración, mezclado, transporte, colocación y compactación de las mezclas de hormigón asfáltico (HAC).
- No hay evidencias del control de calidad, por lo que no hay garantías del cumplimiento de los requisitos de proyecto, sobre el espesor y los niveles de compactación de las capas del pavimento.
- Falta de elementos de contención lateral de las capas de HAC, que dificultó la compactación de los bordes.
- No construcción de cunetas laterales para evacuación de las aguas de escorrentías.

Vulnerabilidades Intrínsecas en la etapa de conservación y mantenimiento:

- No se planificó desde el proyecto el esquema de conservación y mantenimiento de la vía.
- No se ejecuta el fresado o eliminación de las capas asfálticas fatigadas y ni un adecuado sellado de grietas antes de los repapes.
- Rápido envejecimiento y fatiga de los pavimentos, provocado por falta de sistematicidad y oportunidad en las acciones de sellado de grietas y fisuras y los bacheos, y limpieza de faja lateral que llevan a estados de destrucción a los pavimentos.

Vulnerabilidades Adquiridas en la etapa de ejecución y conservación:

- Presencia de un embalse y zonas de riego de cultivos que provocan altos niveles freáticos.
- Altas temperaturas del aire y del pavimento, que pueden llegar a ser mayores que los puntos de ablandamiento de los betunes asfálticos.
- Altos niveles de precipitaciones y de humedades relativas que afectan la adherencia árido-ligante.
- Presencia de nieblas en las primeras horas del día que afectan la visibilidad.
- Zonas con suelos con potencialidades de licuefacción.
- Sobrecarga en vehículos pesados por encima de las cargas por eje de diseño previstas, que ejercen mucho daño en el pavimento.
- Las altas temperaturas ligadas con las sequías, pueden generar incendios de la masa verde que genera humos que afectan la visibilidad.
- Reducción del ancho efectivo de la calzada por los desparrames de

mezclas, baches, grietas y ondulaciones en los bordes de la vía.

Vulnerabilidades Adquiridas que afectan la operatividad en la circulación:

- No hay una administración única para esta vía de importancia nacional.
- Ausencia o insuficiencias en la señalización vertical y horizontal y falta de defensas en los sectores de terraplenes altos.
- Falta de monitoreo del desempeño de la vía; velocidades de operación, regularidad superficial y lisura del pavimento.
- Ausencia de servicios básicos. Gasolineras, Bomberos y SIUM, que limitan las respuestas en caso de emergencias .
- Insuficiente iluminación en las intersecciones y viaductos.

Evaluación de los riesgos en términos de pérdidas y daños potenciales. Cálculo de los Índices Global de Riesgos (IGR) y de Posible Desastre (IPD)

Para calcular estos índices, primeramente, se definieron los niveles y grado de Capacidades de Respuesta (C_i) ante eventos naturales del tramo de acuerdo a las recomendaciones que brinda la metodología, y luego se precisaron los períodos de recurrencia (W_i) de dichos eventos que se determinaron como el inverso de los períodos de retorno (T).

Teniendo en cuenta el grado de peligrosidad, de vulnerabilidad y de riesgo para cada uno de los eventos naturales, se calcularon las Posibilidades de Desastres (D_i) por cada evento con la expresión 1, cuyos grados los brinda la metodología en función del nivel de riesgos de ocurrencia de los peligros y la posibilidad de ocurrencia de desastres respectivamente (Tabla 6).

$$\text{Posibilidad de desastre} = (\text{Nivel de Riesgo } R(x,t)) / (\text{Nivel de capacidad } C(x,t)) \quad (1)$$

Tabla 6. Cálculo de IGR y el IPD

Subtramo 12	Recurrencia		Riesgo		Capacidad		Posible Desastre			
	Fenómenos	T (años)	W = 1/T	Nivel	Grado Ri	Nivel	Grado Ri	Riesgo / Capacidad Ri / Ci	Nivel	Grados
									Tabla	Di
Sismos	100	0,0100	Alto	5	Baja	0,5	10,00	Media	4	
Licuefacción	100	0,0100	Alto	5	Baja	0,5	10,00	Media	4	
Deslizamientos	100	0,0100	Nulo	1	Media	1,0	1,00	leve	2	
Seiches	100	0,0100	Alto	5	Baja	0,5	10,00	Media	4	
Fuertes Vientos	10	0,1000	Medio	3	Baja	0,5	6,00	Bajo	3	
Intensas Lluvias	25	0,0400	Alto	5	Media	1,0	5,00	Baja	3	
Inundaciones	25	0,0400	Alto	5	Media	1,0	5,00	Baja	3	
	Sum W=0,22									
			Σ W*R=0,86					Σ W*D=0,68		

			$\Sigma W=0,22$				$\Sigma W=0,22$
Índice Riesgos = 3,91				Índice Posibilidad Desastre = 3,06			

Para el cálculo de los índices de riesgo y posibilidad de desastre se utilizaron las expresiones 2 y 3 respectivamente.

$$IGR = \text{Índice de Riesgo}(x, t) = \frac{\sum iW_i(x) \times R_i(x, t)}{\sum iW_i(x)} \quad (2)$$

$$IPD = \text{Índice de Posibles Desastres} = \frac{\sum iW_i(x) \times D_i(x, t)}{\sum iW_i(x)} \quad (3)$$

El tramo analizado el Índice Global de Riesgos ante eventos naturales es alto aproximadamente 4 sin embargo, el Índice de Posibilidad de que algunos o varios de esos eventos generen daños que constituyan desastres está entre bajo y medio (IPD menor de 3,5), debido a las Capacidades de Respuesta de la comunidad y el medio ambiente, lo que significa que posee menos posibilidad de sufrir desastres, con períodos de ocurrencia entre cada 8 o 10 años, es decir, cerca de dos veces en el período de vida útil de la vía (20 años).

FASE III. GESTIÓN EL RIESGO

Se sugiere desarrollar acciones de adaptación en la carretera conociendo el resultado del análisis del riesgo, entre ellas se pueden aplicar las siguiente:

- Medidas específicas para la reconstrucción del pavimento del vial y de los sistemas de drenaje longitudinal.
- Conseguir apoyo político orientado a la asignación de partidas presupuestarias para equipamiento y materiales.
- Incorporar profesionales adecuadamente capacitados para liderar el cambio en la infraestructura analizada.
- Mecanismos para la coordinación entre las entidades implicadas en el proceso inversionista.

Las amenazas identificadas afectan a cuatro ámbitos de la ingeniería que son el drenaje, talud, obras de fábrica y pavimento los cuales son fundamentales para el diseño de la infraestructura vial.

Drenaje e hidrología

- Aplicar solución con obras de drenaje con adecuada dimensión, encauzamiento y sistemas de protección.
- Controlar los caudales en cuencas aguas abajo y mejorar el sistema de desagüe.
- Controlar el arrastre de los sólidos con los protocolos de mantenimiento.

Pavimento

- Aplicar un sistema drenante que asegure que las capas de soporte del pavimento funcionen con condiciones de humedad.
- Evaluar usar pavimentos de concreto en tramos críticos.
- Minimizar tiempos y longitud de recorrido de las escorrentías a través de hendiduras en el pavimento.
- Estudiar soluciones para las capas de base y subbase.

CONCLUSIONES

El tramo se encuentra expuesto a diversas amenazas de diversos orígenes. Dentro de los peligros naturales destacan los sismos, los huracanes, las intensas lluvias, inundaciones y fuertes vientos. Como peligros tecnológicos resaltan los causados por agentes biológicos y plagas exóticas reportadas en el país. Se evidencia según el levantamiento de campo, que las mayores incidencias en las calificaciones que se le da al tramo las tienen los desperfectos y fallas en los pavimentos. la mayor parte de su superficie está deteriorada con 15730 m² que representa un 81 % de su área total.

El valor del Índice Global de Estado fue de 384 puntos clasificando como malo. Esta calificación evidencia la necesidad de una rehabilitación capital tendiente a reconstrucción de este tramo. Se muestra e identifica la presencia de vulnerabilidades intrínsecas y adquiridas relacionadas con la falta de mantenimiento, descontrol de indicadores del ciclo de vida de las construcciones, desatención a las patologías y a la obsolescencia programada de los objetos de obra. El Índice Global de Riesgos ante eventos naturales es alto y el Índice de Posibilidad de que algunos o varios de esos eventos generen daños que constituyan desastres está entre bajo y medio.

REFERENCIAS

Alonso Quesada, L. A. (2018). Evaluación de los riesgos en la infraestructura vial (Doctoral dissertation, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil.).

Barón Ramírez, A. A. (2020). Criterios de sostenibilidad aplicables a la gestión de proyectos viales de orden terciario basado en las guías de sostenibilidad a nivel nacional e internacional (Bachelor’s thesis, Fundación Universidad de América).

Depestre, R. A. G. (2020). Riesgos potenciales en la infraestructura de carreteras: análisis de riesgo en tramo de carretera rural. TECHNO REVIEW. International Technology, Science and Society Review, 9(1), 37-47.

De Cuba, P. C. (2016). Conceptualización del modelo económico y social cubano de desarrollo socialista. Plan nacional de desarrollo económico y social hasta 2030: propuesta de visión de la

nación, ejes y sectores estratégicos. In Documentos del VII Congreso del Partido Comunista de Cuba. La Habana, Cuba: Editora Política.

Hurtado Pedraza, J. E., & Ballesteros Guio, C. O. (2020). Implementación de metodologías para la evaluación de la sostenibilidad en los procesos constructivos viales.

AFECTACIONES PRODUCIDAS POR EL TRANSPORTE AUTOMOTOR EN LA AVENIDA GARZÓN. SANTIAGO DE CUBA

Affectations taken place by the self-driven transport in the Avenue Garzón. Santiago de Cuba

Alejandro Francisco Fajardo Segarra¹, Eduardo Beira Fontaine², Jenny Margarita Paumier Navarro³, Karina. Reyes Solares⁴, Ramiro Ramírez Vázquez⁵

¹ Universidad de Oriente, Cuba. fajardo@uo.edu.cu

² Universidad de Oriente, Cuba. efontain@uo.edu.cu

³ Universidad de Oriente, Cuba. jenny.paumier@nauta.cu

⁴ Universidad de Oriente, Cuba. estudiante@uo.edu.cu

⁵ Universidad de Oriente, Cuba, estudiante@uo.edu.cu

Resumen

En el trabajo se exponen los resultados obtenidos en las mediciones de ruido y gases procedentes del tráfico automotor realizadas en la Ave. Garzón de la ciudad de Santiago de Cuba. El problema que se presenta en esta investigación radica en la contaminación acústica y por gases producidos por el transporte automotor en áreas urbanas patrimoniales. El objetivo esencial es proponer medidas que sustentaran la confección del Expediente para la mitigación de los contaminantes por ruido y gases para corregir y/o mitigar los efectos de la problemática diagnosticada.

Palabras clave: City; Transport; Noise; Gases.

INTRODUCCIÓN

En los tiempos actuales uno de los contaminantes ambientales, con tanto peso como cualquier otro tipo, es el ruido y los gases. El incremento en la densidad de la población, la mecanización y automatización de las actividades laborales y el uso generalizado de vehículos automotor, ha hecho que la contaminación sea una de las causas mayores del deterioro del medio ambiente urbano.

Las consecuencias de la contaminación acústica para la salud se describen según sus efectos específicos: deficiencia auditiva causada por el ruido, interferencia en la comunicación oral, trastornos del sueño, efectos psicopatológicos, efectos en el embarazo, efectos psicológicos, efectos sobre la salud mental y el rendimiento.

Las emisiones tóxicas de los motores de automóvil ocasionan desde problemas leves, como son dolores de cabeza, reducción de la capacidad de reacción y concentración, falta de visibilidad, ennegrecimiento de los edificios y monumentos, hasta serios trastornos en la salud y enfermedades crónicas de las vías respiratorias, pulmones, corazón, sistema digestivo, cerebro, etc. Provocan asma, bronquitis, laringitis, faringitis, enfisema, entre otras enfermedades.

Cuba no ha estado exenta de esta problemática, aunque no llega a situaciones

críticas al no existir un elevado número de vehículos circulando, tampoco escapa a los efectos producidos por el transporte automotor. Santiago de Cuba hoy es uno de los principales destinos de turismo de ciudad agudizándose los problemas de accesibilidad, la contaminación sonora y del aire, afectando de manera directa tanto a los usuarios residentes en la zona de estudio y a las edificaciones. La avenida Garzón da paso a las zonas más modernas de la ciudad.

Todo lo anterior ha llevado a realizar evaluaciones del ruido y gases automotor en las vías principales de la ciudad. Por lo que el objetivo esencial es realizar las mediciones de ruidos y gases y compararlos con las Norma Cubanas para evaluar el daño a la calidad de vida de la zona objeto de estudio

MATERIALES Y MÉTODOS

En el área de estudio las vías son clasificadas como vías urbanas según la clasificación de la Ley 109 Código de Seguridad Vial. En total se tomaron mediciones en 14 intersecciones y la avenida se subdividió en dos tramos que son:

- Garzón 1. Desde Plaza de Marte hasta Madre Vieja.
- Garzón 2. Desde Madre Vieja hasta Calle 6 del Reparto Santa Bárbara.

Medición del Ruido. Se procedió a realizar las mediciones de Ruido por el Método de las Mediciones y simultáneamente se midieron las variables ambientales: Humedad Relativa, Temperatura y Velocidad del Viento con los respectivos instrumentos disponibles en la Facultad de Construcciones de la Universidad de Oriente. Se midió en cada punto durante 10 minutos consecutivos. En el Gráfico 3. Valores de emisiones de gases medidos en Garzón.

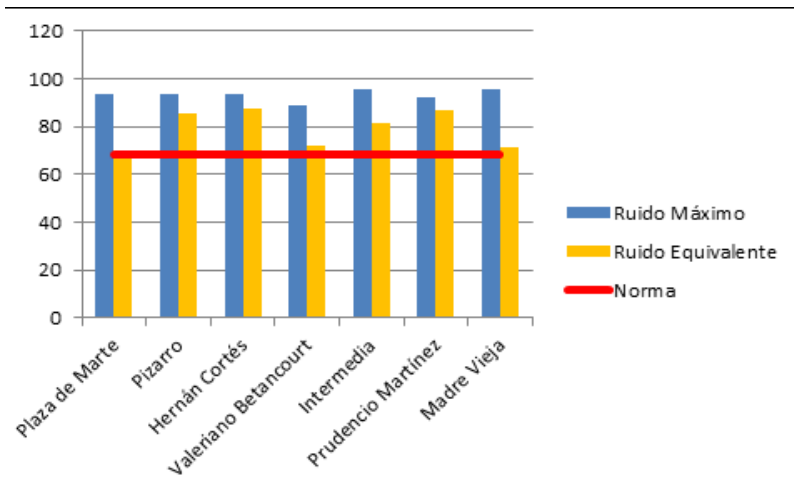


Gráfico 1. Valores de emisiones de gases medidos en garzón

Como se aprecia en todos los puntos medidos los gases superan lo que establece la norma cubana.

CONCLUSIONES

En la zona estudiada el Ruido Equivalente supera lo establecido por la Norma Cubana 26/2012, lo cual genera afectaciones a las personas que viven, trabajan o circulan por la misma. Las emisiones de monóxido de carbono en la vía estudiada indican que en su gran mayoría la calidad del aire oscila entre aceptable y pésima, observándose picos que superan el límite crítico en tres intersecciones, Enramadas y Hernán Cortes, la zona de los 18 plantas y Ferreiro, lugares estos donde hay una alta concentración de peatones en ese horario del día.

REFERENCIAS

Fernández de Lara, Carmina. Contaminación sónica en sitios patrimoniales. Edición Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, 2013.

Ley 109 Código de Seguridad Vial. Gaceta Oficial de la República de Cuba. Cuba 2011.

NC 26:2012 Ruido en zonas habitables. Requisitos higiénicos sanitarios. (2007). ININ/Oficina Nacional de Normalización. Habana.

BLOQUES DE HORMIGÓN PARA VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN SANTIAGO DE CUBA

Concrete blocks for house with confined masonry in Santiago of Cuba

Yadila Franco Rojas¹, Liliana González Díaz², Taimí Castaño Cardoza³, Erik Gil Rodríguez⁴, Carlos Amado del Toro Puebla⁵

¹ Empresa de Servicios Técnicos Arquitecto de la Comunidad, Cuba, yadila.franco@nauta.cu, ORCID: 0000-0002-5546-6911

² Universidad de Oriente, Cuba, liliana@uo.edu.cu. ORCID: 0000-0002-5606-982X

³ Universidad de Oriente, Cuba, taimi@uo.edu.cu. ORCID: 0000-0003-3765-7279

⁴ Universidad de Oriente, Cuba, egilr99@gmail.com. ORCID: 0000-0002-3552-1151

⁵ Universidad de Oriente, Cuba, carlos9915@nauta.cu. ORCID: 0000-0003-1507-6385

Resumen

El déficit de viviendas en Cuba es un tema de alta prioridad para el país. En Santiago de Cuba, se agrava esta situación debido a los requerimientos sísmicos para el diseño de los inmuebles, por ser la zona de mayor peligrosidad del país. Se requieren alternativas de sistemas estructurales sismorresistentes para la construcción de viviendas, con el uso de recursos locales; que garanticen un adecuado comportamiento ante la recurrencia de eventos sísmogénicos importantes; entre los que se encuentran los muros portantes de mampostería confinada. Sin embargo, existen incertidumbres en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los bloques de hormigón, producidos en el territorio para este fin. Por lo que se persigue como objetivo de la investigación el diseño y caracterización de bloques de hormigón, con recursos locales, que cumplan con los requisitos que demandan estas estructuras. La investigación se realizó acorde al programa experimental diseñado; para ello se comprobaron las características de los áridos naturales locales, el cemento, y la mezcla de hormigón a partir de la realización de ensayos físicos y mecánicos. Se llegan a conclusiones que evidencian que con el uso de los recursos locales de la provincia Santiago de Cuba y un adecuado diseño de los bloques de hormigón, que incorpore los requerimientos para el diseño sismorresistente que contienen las principales normativas internacionales; se pueden lograr piezas que cumplan los requisitos de resistencia que demandan las estructuras de muros portantes de mampostería confinada.

Palabras clave: concrete blocks, confined masonry, structural use, properties.

INTRODUCCIÓN

La tendencia al crecimiento urbano hacia las ciudades, continúa manifestándose en la época de recuperación post-COVID-19. Según Habitat para la Humanidad (2022), la vivienda digna, segura y resiliente, es un derecho humano fundamental del que no gozan 1.800 millones de personas en el mundo. El déficit cualitativo de vivienda afecta a casi la mitad de los hogares de América Latina y el Caribe; lo que se traduce a millones de casas construidas con materiales de mala calidad, sin acceso a agua potable, situadas en terrenos que no le pertenece a la familia y con pisos de tierra.

En Cuba, la situación de la vivienda, constituye una de las problemáticas que más afecta a la población. La provincia Santiago de Cuba, la segunda más poblada del país, es una de las que posee mayor déficit habitacional, con un promedio de 30.014 inmuebles, de ellos, 13.395 (el 44,6 % del total) son inmuebles a reponer (DMV, 2022). Por otro lado, se encuentra ubicada en la zona de contacto de las placas tectónicas de Norteamérica y el Caribe, conocida como Sistema Bartlett-Caimán. Es considerada la de mayor peligrosidad sísmica del archipiélago, no solo por la frecuencia con que en ella ocurren los terremotos, sino también por los altos valores de magnitud e intensidad alcanzados históricamente (CENAI, 2022).

Con relación a los sistemas estructurales empleados en viviendas a nivel mundial existe una fuerte tendencia a la construcción de viviendas con sistemas estructurales porticados y con muros portantes o de cargas. En Cuba, el sistema estructural porticado ha sido el más utilizado y se ha arraigado en la cultura constructiva de la región oriental del país. Sin embargo, su buen comportamiento sísmico depende, en gran medida, de que en su detallado estructural se respeten los criterios generales establecidos por las normas para el análisis y el diseño de este tipo de estructuras y se garanticen con una rigurosa ejecución (Franco, et al., 2022). En correspondencia con lo anterior, la Oficina de Arquitecto de la Comunidad en Santiago de Cuba conjuntamente con la Facultad de Construcciones de la Universidad de Oriente buscan alternativas de sistemas estructurales, que, empleando materiales asequibles a la población, presenten un mejor comportamiento, destacando el de muros portantes de mampostería confinada (Franco, et al., 2022).

México destaca entre los países con múltiples estudios acerca del comportamiento del muro y del pórtico de hormigón armado confinante ante cargas laterales cíclicas en estructuras de mampostería confinada, resultados que son incorporados a sus normativas, unido a las lecciones aprendidas de los terremotos que con frecuencia ocurren en el país y la región. Por esta causa Franco (2021) recomienda el uso de la “Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con comentarios, del Gobierno de la Ciudad de México” (NTCM, 2020), adaptándola a las características propias del archipiélago, conjuntamente con la Norma Cubana “Construcciones Sismorresistentes- Requisitos básicos para el diseño y construcción” (NC: 46: 2017) y la norma: “Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón” (NC: 207: 2019).

Ryan (2021), explica que el comportamiento adecuado de las viviendas con estructura de muros portantes de mampostería confinada, depende en gran medida de las propiedades de las unidades o piezas de mampostería. Castilla y Marinilli (2007), Genatios (2016), Rivas (2017), COSUDE (2017), han demostrado el buen comportamiento de los bloques de hormigón en este tipo de estructuras. Sin embargo, la norma cubana “Bloques huecos de hormigón- Especificaciones” (NC: 247: 2010), no tiene en cuenta los bloques de hormigón para uso estructural. Dicha norma establece una resistencia mínima a compresión entre 2,5 a 7,0 MPa;

lo cual no satisface los requerimientos de las piezas para mampostería confinada de 9,0 MPa para bloques huecos y de 15,0 MPa para los macizos, establecidos en la NTCM, 2020; la cual refiere a su vez, que las piezas macizas poseen un comportamiento más dúctil. En tal sentido, las incertidumbres en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los bloques macizos de hormigón, para su uso en sistemas estructurales de muros portantes de mampostería confinada, con el empleo de recursos locales en Santiago de Cuba motivaron la investigación que tiene como objetivo: Diseñar y caracterizar bloques de hormigón, con recursos locales, que cumplan con los requisitos de resistencia para la mampostería confinada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Las propiedades físicas o mecánicas de los bloques de hormigón, tienen una influencia significativa en el comportamiento de las edificaciones con sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada. El cumplimiento de los requisitos plasmados en las normativas para el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería, en cuanto a las condiciones de cada región o país, resulta esencial. El dimensionamiento apropiado, la tipología del bloque, unido a una adecuada dosificación y requisitos mínimos de calidad de los materiales a utilizar, han de contribuir a garantizar la seguridad de las edificaciones que se construyan.

Con el objetivo de caracterizar las materias primas y la evaluación de las propiedades de los bloques se diseña un programa experimental (Figura 1) que se divide en dos etapas fundamentales, la etapa I: Selección y caracterización de la materia prima y la etapa II: Diseño y caracterización de las mezclas y bloques de hormigón.

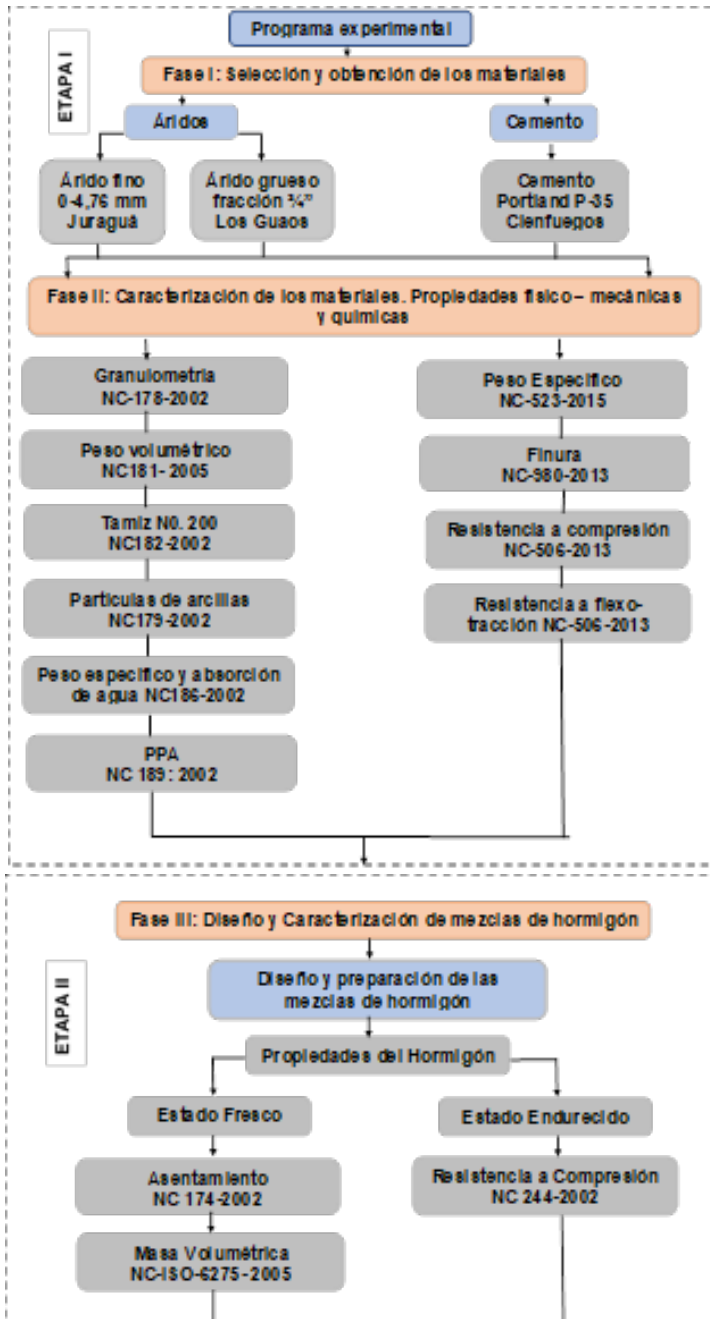


Figura 1. Programa experimental para la caracterización de las materias primas y los bloques de hormigón.

Caracterización de los áridos naturales y el cemento a partir de ensayos físicos, químicos y mecánicos

Las materias primas utilizadas en los áridos son: la arena lavada de la cantera

“Juraguá” con fracción 0,00 - 4,76 mm, como árido fino y la grava fracción granulométrica $\frac{3}{4}$ ” procedente de la cantera “Los Guaos”. Como aglomerante se utiliza cemento Portland P-35, procedente de la planta Siboney en Cienfuegos.

Entre las técnicas experimentales que permiten caracterizar los áridos se encuentran: la granulometría; peso volumétrico (suelto y compactado); peso específico y absorción de agua; tamiz No. 200; partículas de arcilla; partículas planas y alargadas e índice de triturabilidad. Las propiedades del cemento se evalúan de acuerdo a las especificaciones de la norma “Cemento - Especificaciones” (NC 1340: 2021). Las propiedades mecánicas del cemento Portland P-35 analizadas son: resistencia a compresión y resistencia a flexo tracción, ambas a las edades de 3, 7 y 28 días. Además, se determina el peso específico real del cemento, de acuerdo al método de ensayo de la norma “Cemento Hidráulico -Método de Ensayo- Determinación de la Densidad” (NC 523: 2015); así como la finura de molido en correspondencia con la norma “Cemento Hidráulico -Método de Ensayo- Determinación de la finura y la superficie específica” (NC 980: 2013).

Diseño y caracterización de mezclas de hormigón para su uso en bloques para estructuras de mampostería confinada

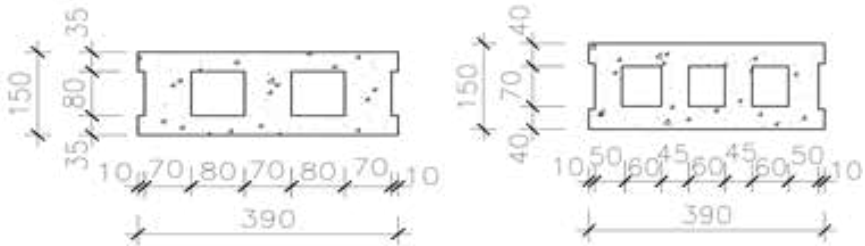
A partir de conocer las propiedades de las materias primas (árido grueso; fino y cemento) obtenidas de la caracterización, se realiza el diseño de las mezclas mediante el método de O’Reilly. Se fija un valor de asentamiento según el cono de Abrams entre 7 cm que garantiza un hormigón seco. Se elaboran seis probetas cilíndricas de 15 x 30 cm de sección transversal. Se emplea el método de diseño de mezclas de O’Reilly; para ello, se determina la relación óptima de la mezcla de áridos gruesos y finos; el peso unitario compactado de los áridos (PUCm); el peso específico corriente de la combinación de áridos (PEC); el porcentaje óptimo de vacío de las mezclas de áridos; la determinación de la cantidad de agua; la característica “A” de los áridos; el contenido de cemento; para finalmente obtener el cálculo de los áridos (por volúmenes absolutos).

Posteriormente, a partir de la dosificación obtenida se elabora una nueva mezcla de hormigón y se comprueba el asentamiento. Finalmente se ajusta la cantidad final de agua para el asentamiento fijado (7 cm). El ajuste realizado permite determinar la relación agua/cemento efectivo, la cual es de 0,68. Se preparan una amasada de hormigón para la elaboración de seis probetas, las cuales serán ensayadas a los 7 y 28 días.

Diseño y caracterización de los bloques de hormigón para uso estructural en mampostería confinada

Se realiza un diseño físico de dos bloques que cumplen con los requisitos establecidos para su uso en mampostería estructural según la norma mexicana: “Mampostería- bloques, tabiques o ladrillos y tabiques para uso estructural. Especificaciones y métodos de ensayo” (NMX-C-404-ONNCCE-2012). Poseen

una longitud de 390 mm, ancho de 150 mm y altura de 190 mm. Uno posee dos huecos con un 75,4 % de área neta respecto al área bruta y el segundo posee tres huecos con un 76,1 % de área neta respecto al área bruta, por lo que ambos se consideran como macizos (Fig. 2).



Bloque de dos huecos. Tipo I

Bloque de tres huecos. Tipo II.

Fig. 2 Dimensiones del bloque de hormigón para su uso en mampostería confinada.

Para la fabricación del molde se emplea una pletina metálica con un espesor de 5 mm para el borde exterior, para mayor resistencia y una chapa de 2 mm para el dimensionamiento de los huecos. Se realiza un cordón de soldadura de 4 mm. La producción de los bloques se realiza mediante maquinaria manual que compacta la mezcla hasta formar el bloque con los estándares establecidos, por medio de un sistema de vibración y compresión. La maquinaria es accionada por medio de un motor eléctrico, además posee la capacidad de producir varios tipos de bloques, con el cambio del molde (Figura 3).



Molde para bloque de dos huecos

Maquinaria manual

Molde para bloque de tres huecos

Fig. 3 Diseño del molde para la producción de bloques para mampostería confinada.

Para la caracterización de los bloques primeramente se chequean las dimensiones y forma, de acuerdo a las especificaciones de la norma mexicana “Mampostería- Determinación de las dimensiones de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques. Método de ensayo” (NMX-C-038-ONNCCE-2013). Esta norma establece el método de ensayo para la determinación de las dimensiones de los bloques, ladrillos y tabicones para la construcción. Además, se determina la absorción del agua según establece la norma NMX-C-037-ONNCCE-2013. El ensayo de absorción de agua consiste en sumergir los bloques en agua por 24 horas, registrar el peso y después introducirlos en la estufa por 24 horas a una temperatura de 110 ° C, se vuelve a registrar el peso y se aplica la fórmula correspondiente para determinar el porcentaje de absorción de agua (Ecuación 1).

Absorción total en 24 horas

$$A=(M_{sss}-M_s)/(M_{sss}-M_a)*100 \quad (1)$$

Donde:

A: es el volumen de agua absorbida referido al volumen aparente del bloque en dm^3/m^3 .

M_s : es la masa seca del bloque en g.

M_{sss} : es la masa saturada y superficie seca en g.

M_a : es la masa de bloque sumergido en agua en g.

1000: es la masa específica del agua (g/l) que se usa como factor para presentar el resultado de absorción en términos de dm^3/m^3 que equivale a litros por m^3 .

Posteriormente se realiza el ensayo de resistencia a compresión a los bloques, siguiendo el protocolo establecido en la norma “Mampostería- Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques y adoquines. Método de ensayo” (NMX-C-036-ONNCCE-2013). Las muestras deben ser almacenadas en el laboratorio por 48 h, sin apilarse y separadas a una distancia no menor de 13 mm en aire, temperatura ambiente de $24 \text{ }^\circ\text{C} \pm 8 \text{ }^\circ\text{C}$ y una humedad relativa menor que un 80 %. Deben ensayarse piezas completas, sin fallas ni fisuras y con sus caras razonablemente paralelas, luego se coloca el bloque en la prensa hidráulica y se les aplica una carga axial de compresión hasta la rotura.

Se determina la retracción por secado siguiendo las especificaciones de la norma “Mampostería- Determinación de la contracción por secado de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques. Método de ensayo” (NMX-C-024-ONNCCE-2012). La contracción por secado es el cambio de longitud del espécimen de ensayo debido al secado, partiendo de un punto de saturación a un estado de equilibrio de peso y dimensión, bajo condiciones de secado aceleradas especificadas en la norma citada.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Fig. 4 y la Tabla 1 muestran los resultados de los ensayos realizados al árido grueso, fracción granulométrica $\frac{3}{4}$ ” de origen natural proveniente de la cantera “Los Guaos”.

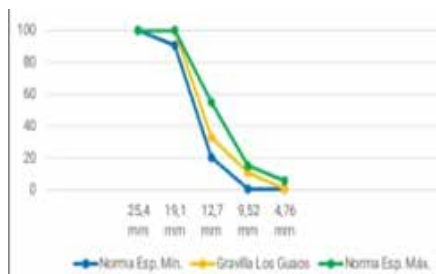


Fig. 4 Curva granulométrica del árido grueso, fracción $\frac{3}{4}$ ” procedente de Los Guaos.

Tabla 1. Ensayos físicos-mecánicos del árido grueso, fracción ¾” procedente de Los Guaos.

Ensayos físicos	UM	Resultado	Según NC 251: 2019
Material más fino que el tamiz No. 200	%	1	≤ 1
Peso específico corriente	g/cm ³	2,53	≥ 2,5
Peso específico saturado	g/cm ³	2,59	-
Peso específico aparente	g/cm ³	2,69	-
Absorción del agua	%	2,82	≤ 3
Masa volumétrica suelta	kg/m ³	1357,35	-
Masa volumétrica compacta	kg/m ³	1494,80	-
Partículas planas y alargadas (PPA)	%	2,70	≤ 20
Índice de triturabilidad	%	6,56	-
Tamaño máximo del árido	mm	19,1	-

El árido grueso fracción ¾” de la cantera “Los Guaos”, cumple con todos los criterios de conformidad exigidos por la norma de especificaciones de áridos NC 251:2019. Posee granulometría continua, el peso específico corriente es de 2,53 g/cm³ mayor que 2,5 g/cm³, valor mínimo que establece la norma para hormigones de densidad normal. La absorción de agua es de 2,82 %, menor al 3 % especificado y el material más fino que el tamiz No. 200 es de 1 %, igual al límite máximo establecido por la referida norma. Presenta un 2,70 % de PPA, muy inferior al 20 %, máximo valor establecido para áridos provenientes de rocas ígneas. A partir de este análisis se valora que el árido grueso posee propiedades adecuadas para la elaboración de hormigón.

La Figura 5 y la Tabla 2 muestran los resultados de los ensayos realizados al árido fino, proveniente de la cantera “Juraguá”.

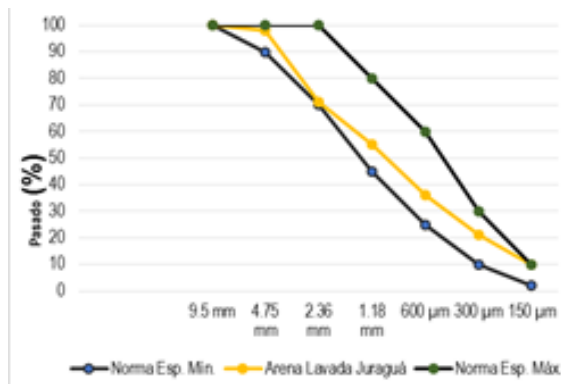


Figura 5. Curva granulométrica de la arena lavada de Juraguá.

Tabla 2. Ensayos físicos- mecánicos de la arena lavada de Juraguá.

Ensayos físicos	UM	Resultado	Según NC 251: 2019
Material más fino que el tamiz No. 200	%	4,09	≤ 5

Peso específico corriente	g/cm ³	2,51	≥ 2,5
Peso específico saturado	g/cm ³	2,56	-
Peso específico aparente	g/cm ³	2,63	-
Absorción del agua	%	1,89	≤ 3
Masa volumétrica suelta	kg/m ³	1513,45	-
Masa volumétrica compacta	kg/m ³	1658,75	-
Módulo de finura	%	3,09	2,20 ≤ MF ≤ 3,50
Tamaño máximo del árido	mm	4,75	-

El árido fino cumple las especificaciones de la NC 251: 2019. Posee granulometría continua, el peso específico corriente es de 2,51 g/cm³, mayor que el valor mínimo establecido para áridos de densidad normal (2,5 g/cm³). El material más fino que el tamiz No. 200 es de 4,09 %, inferior al 5 % máximo requerido, el módulo de finura de 3,09 %, se encuentra en el intervalo de 2,20 % a 3,50 % establecido. La absorción de agua es de 1,89 %, inferior al 3 %, valor máximo especificado. El aglomerante empleado es el cemento Portland P-35, proveniente de la provincia Cienfuegos. La Tabla 3 muestra los resultados de los ensayos realizados al cemento.

Tabla 3. Ensayos físicos- mecánicos del cemento Portland P-35, Cienfuegos.

Ensayos físicos	Condiciones ambientales		Resultados	Según NC: 1340: 2021
	Temperatura (° C)	Humedad (%)		
Densidad	22,5	69,8	3,13	≤ 5
Porcentaje de residuo	23,5	70,1	6,10	≤ 5
Consistencia normal	26,1	50	26	-
Resistencia a la compresión	23,4	68,3	34,9	Mín.35±0,61
Resistencia a la flexión	23,4	68,3	8,40	-

La finura del cemento es de un 6.1 %, mayor que el 5 %, máximo fijado por la NC 1340: 2021. La resistencia a compresión es de 34,9 MPa, ligeramente inferior al mínimo establecido por la propia norma, aunque cumple con la tolerancia en su límite inferior.

Las Tablas 4 y 5 muestran los resultados del diseño de las mezclas mediante el método de O'Reilly.

Tabla 4. Determinación del porcentaje de vacío de las combinaciones de los áridos.

Mezcla (%)	Arena (g)	Grava ¾" (g)	PUC	PEC	Relación de vacío
35/65	10 500	19 500	1 788,15	2 542,5	29,67
40/60	12 000	18 000	1 799,66	2 540,0	29,15
45/65	13 500	16 500	1 815,48	2 537,5	28,45
50/50	15 000	15 000	1 837,76	2 535,0	27,50
55/45	16 500	13 500	1 786,00	2 532,5	29,48

La combinación óptima de áridos es 50 % de árido fino y 50 % de árido grueso, es decir (50/50), dado que posee menor relación de vacío y mayor peso unitario compactado.

Tabla 5. Cantidad de materiales para 1 m3 de hormigón por el Método de O'Reilly, para 15,00 MPa.

Materiales	Cantidad (kg)
Arena	739,48
Grava ¾"	739,48
Cemento P-35	379,48
Agua	243,00
Total	2 101,65

Los resultados de ensayos de la resistencia a compresión del hormigón se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de los ensayos a compresión del hormigón.

Días	Muestra	f`ci (MPa)	X (MPa)	S	CV (%)
7 días	1	10,75	10,07	0,68	6,75
	2	10,07			
	3	9,39			
28 días	1	16,86	17,57	0,64	3,65
	2	17,76			
		18,10			

Donde:

f`ci: es la resistencia a compresión individual de la probeta.

S: es la desviación estándar.

X: es la media aritmética de la resistencia a compresión de las muestras (resistencia promedio, en MPa).

CV: coeficiente de variación de los ensayos (%).

Este resultado permite concluir que el diseño de mezclas realizado es adecuado para una resistencia a compresión de diseño de 15,00 MPa y una consistencia seca con las materias primas utilizadas (cemento Portland de Cienfuegos, arena lavada de Juraguá y árido grueso ¾" procedente de Los Guaos).

Los ensayos de caracterización de los bloques incluyeron la determinación de las dimensiones, la resistencia a compresión y la capacidad de absorción de agua. En la Tabla 7, se presentan los resultados del chequeo de las dimensiones y forma y la resistencia a compresión a los siete y 28 días.

Tabla 7. Resultados de la caracterización de los bloques.

Edad del bloque	Muestra	Longitud promedio (mm)	Ancho promedio (mm)	Altura promedio (mm)	Área (mm ²)	Carga de lectura (kN)	f' c (MPa)
7 días tipo I (dos huecos)	1	392	150	193	58 800	18 000	30,61
	2	392	149	192	58 408	17 500	29,96
	3	393	150	189	58 950	17 800	30,19
28 días tipo I (dos huecos)	1	392	150	191	58 800	29 800	50,68
	2	392	149	193	58 408	29 700	50,85
	3	391	150	192	58 650	29 900	50,98
7 días tipo II (tres huecos)	1	391	150	190	58 650	14 300	24,38
	2	391	150	190	58 650	14 400	24,55
	3	392	150	189	58 800	15 000	25,51
28 días tipo II (tres huecos)	1	391	149	189	58 259	20 000	34,32
	2	392	149	190	58 408	20 600	35,27
		392	150	190	58 800	19 800	33,67

La norma NMX-C-404-ONNCCE- 2012 plantea que las dimensiones reales de los bloques para mampostería estructural no deben diferir en más de ± 3 mm en la altura y ± 2 mm en el largo y en el ancho con respecto a las de fabricación. Los bloques estudiados en la longitud y ancho promedio difieren en -2 mm, cumpliendo con la tolerancia mínima permitida; al igual que en la altura cumplen con las tolerancias permitidas de ± 3 mm, para estos elementos. Asimismo, se realiza el análisis estadístico de los resultados experimentales de resistencia a compresión de los bloques, los cuales se exponen en la Tabla 8. Se determina la media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación.

Tabla 8. Análisis estadístico de la resistencia a compresión de los bloques.

Edad del bloque	Muestra	f' ci (MPa)	X (MPa)	S	CV (%)
7 días tipo I (dos huecos)	1	30,61	30,25	0,32	1,05
	2	29,96			
	3	30,19			
28 días tipo I (dos huecos)	1	50,68	50,85	0,15	2,95
	2	50,85			
	3	50,98			
7 días tipo II (tres huecos)	1	24,38	24,81	0,61	2,46
	2	24,55			
	3	25,51			
28 días tipo II (tres huecos)	1	34,32	34,42	0,80	2,32
	2	35,27			
		33,67			

Donde:

f' ci: es la resistencia a compresión individual del bloque.

S: es la desviación estándar.

X: es la media aritmética de la resistencia a compresión de las muestras (resistencia promedio, en MPa).

CV: coeficiente de variación de los ensayos (%).

Se alcanzó un valor resistencia a compresión media de los bloques, a los 28 días de 50,85 MPa en el bloque tipo I (dos huecos), muy superior a los 34,42 MPa alcanzados para el bloque tipo II (tres huecos), lo cual indica que un mayor número de huecos de los bloques, que implica un menor espesor de las paredes interiores incide en la resistencia de forma significativa, por lo que se recomienda trabajar con los bloques tipo I, de dos huecos. Aunque ambas piezas cumplen con las especificaciones fijadas en la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE- 2012, que establece que para bloques macizos de hormigón, la resistencia media debe ser superior a 15 MPa a los 28 días, se deberá reajustar el diseño, reduciendo el contenido de cemento de la mezcla, que condicione las resistencias a compresión de los bloques a los 28 días cercanas al valor establecido por la referida norma (15 MPa).

La Tabla 9 muestra los resultados del ensayo de absorción de agua de los bloques.

Tabla 9. Análisis estadísticos de la absorción del agua de los bloques.

Edad del bloque	Muestra	Absorción del agua (%)	X (%)	S	CV (%)
7 días tipo I (dos huecos)	1	0,41	0,42	0,01	2,38
	2	0,42			
	3	0,43			
28 días tipo I (dos huecos)	1	0,58	0,60	0,02	3,33
	2	0,60			
	3	0,62			
7 días tipo II (tres huecos)	1	0,35	0,36	0,01	2,78
	2	0,37			
	3	0,36			
28 días tipo II (tres huecos)	1	0,47	0,487	0,015	3,08
	2	0,50			
		0,49			

La norma NMX-C-404-ONNCCE- 2012, establece que la absorción máxima para los bloques estructurales es de 12 %, por lo que los bloques evaluados cumplen con los requerimientos de absorción de agua establecidos para su uso en la mampostería confinada.

CONCLUSIONES

El programa experimental permite caracterizar las materias primas, la mezcla y los bloques de hormigón para su uso en estructuras de mampostería confinada, a partir de ensayos físicos, químicos y mecánicos, así como las normas de ensayo

y para la evaluación de las propiedades.

La arena lavada de Juraguá, la grava $\frac{3}{4}$ " de Los Guaos, así como el cemento P-35 de Cienfuegos, cumplen con los parámetros establecidos en las normas para el uso en hormigones y la mezcla diseñada mediante el método de O'Reilly garantiza la resistencia a la compresión mínima de 15 MPa a los 28 días.

Los bloques macizos de hormigón estudiados cumplen con las especificaciones de la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE- 2012, respecto a las tolerancias máximas permitidas en sus dimensiones y con la absorción de agua. Asimismo en ambos casos superan la resistencia a compresión mínima (15 MPa) por lo cual se deberá ajustar la dosificación para garantizar un diseño óptimo de la mezcla, con la consiguiente disminución del consumo de cemento, lo que demuestra que con los recursos locales es posible obtener bloques para uso estructural.

La resistencia media a la compresión del bloque tipo I, de dos huecos (50,85 MPa), es mayor que la del bloque tipo II de tres huecos (34,42 MPa), lo que evidencia la incidencia del espesor de las paredes exteriores transversales del bloque (70 mm y 50 mm, respectivamente) en este parámetro.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación es un resultado del proyecto “Desarrollo de nuevos materiales y tecnologías sismorresistentes para la construcción de viviendas y otras obras, con recursos locales” con el código PN211LH012-022, asociado al Programa Nacional “Desarrollo Local en Cuba” y fue financiado con fondos tramitados por la Oficina de Gestión de Fondos y Proyectos Internacionales OGFPI.

REFERENCIAS

Castilla y Marinilli (2007). “Evaluación sismorresistente de muros de mampostería confinada con dos o más mechones. Julio, 2007.

CENAI. (2022). “Últimos sismos perceptibles en Santiago de Cuba”. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, 2022.

Comité Estatal de Normalización. (2010). NC: 247: 2010. “Bloques huecos de hormigón-Especificaciones”.

Comité Estatal de Normalización. (2013). NC: 980:2013. “Cemento Hidráulico –Método de Ensayo- Determinación de la finura y la superficie específica”.

Comité Estatal de Normalización. (2015). NC 523: 2015 “Cemento Hidráulico –Método de Ensayo- Determinación de la Densidad”.

Comité Estatal de Normalización. (2017). NC- 46:2017. “Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción”. La Habana. Cuba.

Comité Estatal de Normalización. (2019). NC- 207:2019. “Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de Hormigón”. La Habana. Cuba.

Comité Estatal de Normalización. (2019.) NC 251: 2019. “Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos”.

Comité Estatal de Normalización. (2021). NC: 1340: 2021. “Cemento - Especificaciones”.

COSUDE. (2017). “Guía para la construcción de viviendas sismorresistentes en mampostería confinada”. Agencia Suiza para el desarrollo y cooperación. Versión revisada y adaptada, Ecuador, febrero, 2017. Hábitat.org. (2022). “Día mundial del Hábitat 2022”. Hábitat para la Humanidad 2022. <https://www.habitat.org/lac-es/newsroom/2022/dia-mundial-del-habitat-2022>

DMV. (2022). Informe de la vivienda. Dirección Municipal de la Vivienda. Santiago de Cuba.

Franco, Y. (2021). “Estudio técnico- económico comparativo entre viviendas sismorresistentes de pórticos de hormigón armado y mampostería confinada”. Tesis de maestría. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba. 2021.

Franco, Y., González, L., Milanés, C., Félix, N. y Calderín, F. (2022). Mampostería confinada vs pórticos de hormigón: Selección de alternativas para viviendas por esfuerzos propios en Cuba. MODULO ARQUITECTURA CUC, 29, 223–250. <http://doi.org/10.17981/mod.arq.cuc.29.1.2022.09>.

Genatios, C. (2016). “Vivienda de interés social en América Latina. Una guía para sistemas constructivos sismorresistentes”. Banco Interamericano de Desarrollo. Serie Geopolis. Ingeniería Sísmica. ISBN: 978-980422-057-9.

NMX-C-024-ONNCCE-2012. “Mampostería- Determinación de la contracción por secado de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques. Método de ensayo”.

NMX-C-036-ONNCCE-2013. “Mampostería- Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques y adoquines. Método de ensayo”.

NMX-C-037-ONNCCE-2013. “Determinación de la absorción total y la absorción inicial de agua en bloques, tabiques o ladrillos y tabiques. Método de ensayo.

NMX-C-038-ONNCCE-2013. “Mampostería- Determinación de las dimensiones de bloques, tabiques o ladrillos y tabiques. Método de ensayo”.

NMX-C-404-ONNCCE-2012. “Mampostería- bloques, tabiques o ladrillos y tabiques para uso estructural. Especificaciones y métodos de ensayo”.

NTCM (2020). “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería con comentarios, del Gobierno de la Ciudad de México”. México, 2020.

Rivas (2017). “Análisis experimental y analítico de las propiedades estructurales ante cargas laterales de una mampostería confinada y una mampostería reforzada”.

Ryan, E. (2021). “Recomendaciones para el diseño y caracterización de bloques de hormigón para uso en viviendas de mampostería confinada”. 2021.

POTENCIALIDADES DE LA PRODUCCIÓN DE LADRILLOS DE BARRO COCIDO EN SANTIAGO DE CUBA PARA VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Potential of the production of fired clay bricks in Santiago de Cuba for confined masonry houses

Liliana González Díaz¹, Yadila Franco Rojas², Taimí Castaño Cardoza³,
Jannier Jesús Valdés Pardo⁴, Luis Alfredo Silva González⁵

¹ Universidad de Oriente, Cuba, liliana@uo.edu.cu. 0000-0002-5606-982X

² Empresa Servicios Técnicos Arquitecto de la Comunidad, Cuba, yadila.franco@nauta.cu, 0000-0002-5546-6911

³ Universidad de Oriente, Cuba, taimi@uo.edu.cu. 0000-0003-3765-7279

⁴ Universidad de Oriente, Cuba, jannier9902@gmail.com. 0000-0001-5539-8317

⁵ Universidad de Oriente, Cuba, luisalfredosilvagonzalez1@gmail.com. 0000-0001-5497-583X

Resumen

El grave problema habitacional que experimenta la provincia Santiago de Cuba, promueve la generación de soluciones de viviendas sismorresistentes y que contribuyan a disminuir el consumo de cemento y acero, materiales muy escasos en la actualidad. La Empresa de Servicios técnicos Arquitecto de la Comunidad, junto a la Universidad de Oriente, proponen introducir el sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada con ladrillos de barro cocido. Sin embargo, existen incertidumbres respecto a la idoneidad de los ladrillos producidos en el territorio para este fin. Evaluar las potencialidades de los ladrillos producidos en Santiago de Cuba, para uso estructural es el objetivo de la investigación. Para ello se valora la composición química, la granulometría, índice de plasticidad, contracción, absorción de las arcillas disponibles en los depósitos Vega Honda, Maceira Vaquería y El Sitio, concesionados en el territorio y su incidencia en la calidad de los ladrillos. También se analiza la calidad de las producciones de los principales tejares del territorio y su capacidad tecnológica. Se llegan a conclusiones que evidencian que los ladrillos que se producen no satisfacen los requerimientos que establecen las normativas para uso estructural y que los problemas de calidad se relacionan tanto con las propiedades de la arcilla, como con el proceso productivo, aunque estas dificultades pueden solucionarse.

Palabras clave: fired clay bricks, confined masonry, structural use, properties.

INTRODUCCIÓN

En el mundo actual la insuficiencia de viviendas adecuadas y la vulnerabilidad del hábitat, son reflejo de la difícil situación económica y social que vive la población. Según ONU (2018) cerca de 200 millones de personas carecen de vivienda y 1.500 millones residen en casas inhabitables que no cumplen con los requerimientos normativos, ni constructivos. En América Latina y el Caribe, ocurre algo similar, alrededor de 120 millones (23 %) viven en asentamientos informales. En Cuba,

al finalizar 2020 el fondo habitacional era de 3.946.747 viviendas, con un 37 % en estado técnico regular o malo y un déficit de 863.000 inmuebles (IPSC, 2022). La mayor incidencia se manifiesta en La Habana, Holguín y Santiago de Cuba, que son las provincias de mayor densidad poblacional (DMV, 2022).

El fondo habitacional de la provincia Santiago de Cuba con un déficit de 159.872, se ha visto afectado por la falta de mantenimiento, uso inadecuado, además del limitado proceso inversionista en materia de vivienda. En el municipio Santiago de Cuba, el déficit asciende a 30.014 viviendas y se planifican construir 13.395 hasta el año 2032. Por otra parte, debido a la escasez de cemento y acero que existe en el país, las autoridades demandan de soluciones que optimicen el uso de estos materiales (DMV, 2022). En respuesta al Programa de vivienda, la Oficina del Arquitecto de la Comunidad, la Universidad de Oriente y otras entidades de la construcción, estudian alternativas de sistemas estructurales, que garanticen su sostenibilidad. Entre ellos se encuentra el sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada.

La mampostería confinada es una tipología de construcción en la cual las unidades de mampostería (bloques, ladrillos) soportan cargas horizontales y verticales, trabajando como muros portantes. Los muros se enmarcan con una celosía de vigas y pilares conectados, más esbeltos que una estructura de hormigón armado. Todos los elementos aportan un comportamiento monolítico al conjunto estructural en caso de recibir tracción por un sismo, el viento, u otras causas (Panelesach, 2021). Las unidades de mampostería pueden ser, sillería, adobe, bloques de hormigón o ladrillos de arcilla; pueden ser macizas o huecas, fabricadas industrialmente o artesanales. En este trabajo se profundiza en el uso de los ladrillos de arcilla, por ser un material asequible a la población y más económico que otros como el bloque.

Sin embargo, la introducción de la mampostería confinada de ladrillos de arcilla en Santiago de Cuba, atraviesa por una serie de obstáculos que evidencian la problemática de la investigación, entre los que se encuentran la baja disponibilidad de ladrillos (Ej.: en el Tejar San Juan, el mayor del territorio, solo se producen 20.000 mensuales). También existe gran variabilidad en la calidad de los ladrillos (dimensiones inadecuadas, desconchados, falta de paralelismo entre aristas, aristas mal definidas, elevada rugosidad, bajas resistencias a la compresión) (ENIA, 2022). Las arcillas con las que se fabrican los ladrillos presentan elementos contaminantes y elevada plasticidad, lo que afecta la calidad de los ladrillos. Las incertidumbres en las potencialidades de la producción de ladrillos de barro cocido, en Santiago de Cuba, para uso en sistemas estructurales de muros portantes de mampostería confinada motivaron esta investigación, que tiene como objetivo general: Evaluar las potencialidades de los ladrillos de barro cocido producidos en Santiago de Cuba, para uso en estructuras de muros portantes de mampostería confinada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se diseña un programa experimental (Figura 1), con el objetivo de caracterizar la arcilla y evaluar las propiedades de los ladrillos de barro cocido para su utilización en sistemas estructurales de muros portantes de mampostería confinada. El programa experimental se divide en dos etapas fundamentales, la etapa I: Caracterización de la materia prima y la etapa II: Caracterización de los ladrillos de barro cocido.

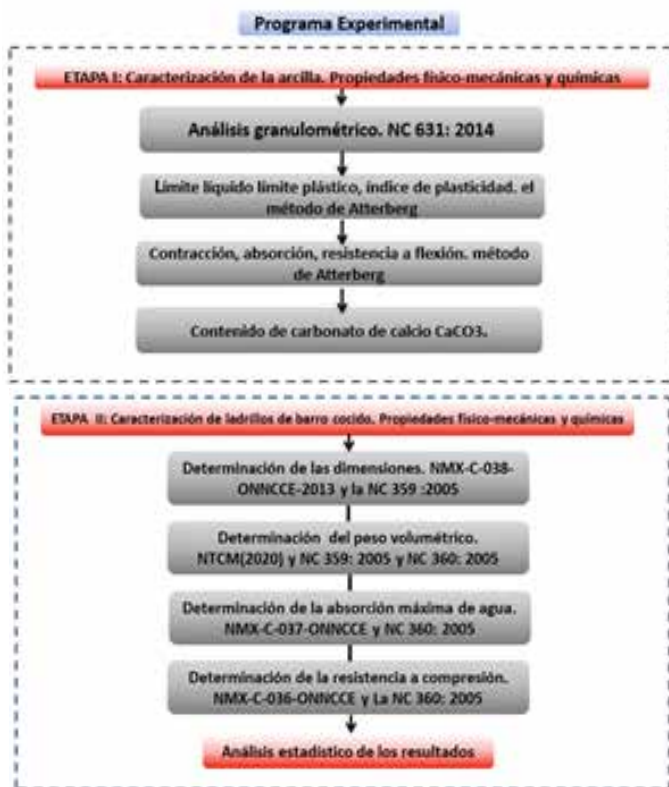


Figura 1. Programa experimental para la caracterización de la arcilla y los ladrillos de barro cocido. Fuente: Elaboración propia.

Caracterización de la arcilla a partir de ensayos físicos, químicos y mecánicos

Es importante destacar que la investigación se sustenta en ensayos realizados por la Geominera Oriente a algunos depósitos de arcilla en el territorio santiaguero, con el objetivo de valorar los resultados. Según Nuñez, et al. (2020), en la provincia Santiago de Cuba existen 190 depósitos minerales no metálicos, relacionados con materiales de construcción. 68 son de arcilla apropiada para uso en elementos de cerámica roja, clasificados según el grado de estudio en: 13 yacimientos, 9 depósitos para estudios geológicos, 21 manifestaciones y 25 puntos minerales. De los 68 depósitos de arcilla, sólo nueve están concesionados, siete por la Empresa de Materiales de la Construcción (II Frente, Municipio II

Frente; Maceira Vaquería, Municipio Songo-La Maya; Piñalito Los Guaos I y El Sitio, Municipio Santiago de Cuba) y dos por la Empresa de Materiales de la Construcción del Poder Popular (Nima – Nima y El Papayo, Municipio Guamá).

La tabla 1, muestra la composición química de las muestras de arcilla tomadas en tres depósitos: El Sitio perteneciente al municipio Santiago de Cuba, Maceira Vaquería al municipio Songo-La Maya y Vega Honda al Municipio Palma Soriano.

Tabla 1 Composición química de muestras de arcilla.

Depósitos	Al ₂ O ₃	SiO ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	PPI
	%								
El Sitio	12.44	37.40	1.75	6.28	0.58	18.01	5.80	0.41	21.06
Maceira Vaquería	16.59	51.92	3.18	9.14	0.88	2.71	2.29	0.79	11.55
Vega Honda	15.12	60.78	2.73	8.13	0.82	1.74	2.34	0.38	6.90

Fuente: Núñez et al. (2020).

La plasticidad es otro parámetro importante de un suelo que depende únicamente de los elementos finos. La tabla 2 muestra los resultados del análisis granulométrico y de los factores determinados por el método de Atterberg: límite líquido; el límite plástico e índice de plasticidad, contracción, absorción, resistencia a flexión y el contenido de carbonato de calcio CaCO₃, de 4 depósitos de arcilla.

Tabla 2. Análisis granulométrico, límites de Atterberg de las arcillas.

Depósitos	Tamiz						LL	LP	IP	AP
	5.00	2.00	1.00	0.50	0.063	<0.063				
	%									
El Sitio	0.05	0.20	0.47	0.83	11.33	87.12	42.90	23.70	19.20	42.70
Maceira Vaquería	0.56	1.99	3.17	3.44	15.35	75.49	41.60	24.64	17.00	36.50
Vega Honda	0.00	0.00	0.00	0.30	11.40	88.20	37.50	20.72	16.80	41.60
Nima-Nima	2.60	2.10	6.60	26.90	18.60	43.20	22.01	8.28	13.70	22.10

Fuente: Núñez et al. (2020).

Tabla 2a. Contracción, resistencia, absorción y porcentaje de impurezas de las arcillas.

Depósitos	Cont. Seco	Cont. Horneado	Cont. Total	Rest. Seca	Abs. horneado	Rest. Flexión	CaCO ₃
	%					kN/cm ²	%
	El Sitio	10.00	19.05	16.00	594.30	12.00	0.05
Maceira Vaquería	19.64	27.27	21.40	291.70	16.60	0.61	2.91
Vega Honda	15.89	20.17	16.80	Roto	18.90	0.28	1.57
Nima-Nima	18.75	23.08	18.80	386.90	15.30	0.24	1.22

Fuente: Núñez et al. (2020).

Se evaluaron ladrillos producidos por entidades estatales y por productores particulares. Los ladrillos extraídos del horno fueron sometidos a ensayos de calidad: Determinación de las dimensiones (ancho, largo y espesor), determinación del peso volumétrico, determinación de la absorción máxima

de agua y determinación de la resistencia a compresión. Estos ensayos fueron realizados por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas ENIA de Santiago de Cuba. A continuación, se describen los ensayos.

Determinación de las dimensiones (ancho, largo y espesor)

Para la determinación de las dimensiones se siguieron los pasos que establecen la NMX-C-038-ONNCCE-2013 y la NC 359: 2005, se midieron las dimensiones geométricas de cada pieza con ayuda de un Vernier. Estos datos se procesaron estadísticamente para obtener el largo, ancho y espesor promedio. La dimensión de cada pieza se obtuvo midiendo la longitud de las líneas centrales de cada una de las caras de los ladrillos. Esto se hizo así debido a que el proceso artesanal de fabricación origina cierta irregularidad en la geometría de la pieza. Por esta razón se adoptó el criterio de tomar como longitud representativa a la longitud medida a lo largo de las líneas centrales de cada una de las caras de los ladrillos. (Figura 2a).

Determinación del peso volumétrico

Para obtener el peso volumétrico de cada pieza fue necesario previamente caracterizar la geometría de cada una de ellas como establece la NTC (2020) para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, así como la NC 359: 2005 y NC 360: 2005. A continuación las piezas se pesaron en una balanza para obtener el peso de cada ladrillo y a partir de este dato se calculó el peso volumétrico en estado seco de cada pieza. Cabe mencionar que estos ladrillos son de fabricación artesanal, sin ningún control de calidad en su proceso de fabricación.

Determinación de la absorción máxima de agua

Esta prueba se realizó para determinar la porosidad de las piezas de acuerdo con el método de prueba establecido en las normas NMX-C-037-ONNCCE y la NC 360: 2005. La norma mexicana establece que el valor medio de absorción deberá estar entre 8 % y 18 %. En general, el ensayo consistió en colocar los ladrillos en un horno a una temperatura entre 100 y 110 °C durante 24 horas para eliminar la humedad de las piezas. Al término de este tiempo se extrajeron los ladrillos y se obtuvo el peso seco para cada pieza.

Hecho lo anterior se colocaron las piezas secas dentro de un depósito con agua a temperatura ambiente donde permanecieron durante 24 horas. Al cabo de este tiempo se retiraron los ladrillos, se les quitó el exceso de agua superficial con una franela semi húmeda y se pesaron nuevamente para obtener el peso húmedo de cada uno de ellos (Figura 2b).

Determinación de la resistencia a compresión

Esta prueba se realizó para determinar la resistencia a compresión de acuerdo con el método de prueba establecido en la NMX-C-036-ONNCCE y la NC 360: 2005 que establece que el valor característico no será inferior a 10,0 MPa para

los ladrillos macizos y perforados, ni a 5,0 MPa para los ladrillos huecos que se utilicen en muros de cargas. Se registró la cantidad de carga que soporta cada pieza en el momento de la aparición de la primera grieta. Una vez que ocurrió la fisuración se continuó con la aplicación de la carga hasta su fractura total. En ambos casos (aparición de la primera grieta y ruptura total) se calculó la resistencia a compresión referida al área bruta (Figura 2c).



a) Determinación de las dimensiones b) Absorción de agua de ladrillos c) Determinación de la resistencia a compresión

Figura 2. Ensayos para caracterización de los ladrillos de barro cocido.

La tabla 3 muestra los resultados de ensayos realizados por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) de la provincia de Santiago de Cuba a ladrillos producidos por entidades estatales y por productores particulares.

Tabla 3. Resultados de ensayos a ladrillos producidos en Santiago de Cuba. ENIA, 2022

Tipos de ladrillos	Absorción (%)	Dimensiones (mm)	Resistencia a compresión (MPa)	Fecha de ensayo
Tejar San Juan				
Estándar	18,0 Conforme	239x123x57 No conforme	13,3 Conforme	28/06/2021
Estándar	19,1 No conforme	247x125x56 No conforme	9,5 No conforme	19/10/2021
Estándar	14,5 Conforme	237x120x55 No conforme	8,2 No conforme	20/11/2021
Estándar	14,4 Conforme	231x118x57 No conforme	9,2 No conforme	15/12/2021
Estándar	17 Conforme	235x124x54 No conforme	16,3 Conforme	18/02/2022
Estándar	15,4 Conforme	246x123x61 Conforme	11,0 Conforme	04/05/2022
Estándar	12,2 Conforme	241x121x61 No conforme	14,6 Conforme	19/05/2022
Macizo	15,0 Conforme	263x123x62 No conforme	11,9 Conforme	18/6/2022
Tejar La Caridad				
Estándar	18,8 No conforme	244x124x58 No conforme	13,5 Conforme	29/06/2021
Tejar La Joya				
Estándar	17,5 Conforme	245x125x54 No conforme	9,9 No conforme	19/10/2021
Estándar	17,7 Conforme	245x125x 55 No conforme	14,8 Conforme	18/02/2022
Estándar	17,5 Conforme	245x 125x 54 No conforme	9,9 No conforme	04/05/2022
Estándar	17,1 Conforme	248x 123x 64 Conforme	10,3 Conforme	04/05/2022
Tejar Framboyán				
Estándar	17,5 Conforme	237x133x57 No conforme	13,4 Conforme	28/06/2021
Estándar	15,5 Conforme	242x123x57 No conforme	11,2 Conforme	28/06/2021

Tejar II Frente				
Estándar	15,6 Conforme	228x 105x 67 No conforme	17,0 Conforme	21/06/2021
Estándar	14,0 Conforme	242x 105x 65 No conforme	7,0 No conforme	17/10/2021
Tejar Songo-La Maya				
Estándar	16,0 Conforme	226x 93x 57 No conforme	29,7 Conforme	03/02/2022
Tejar Vega Honda				
Estándar	16,57 Conforme	243x126x 61 No conforme	14,02 Conforme	18/07/2022

Otro de los aspectos fundamentales a valorar es la disponibilidad tecnológica de la producción de ladrillos. Según informe de EPROMAC, existen más de 11 establecimientos registrados, sin embargo presentan dificultades tecnológicas y de calidad de las producciones.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Es preciso señalar primeramente que no todos los depósitos de arcilla clasificados por Nuñez, et al. (2020), poseen las propiedades necesarias para lograr la calidad de los ladrillos de barro cocido para uso estructural. Según Afanador, Ibarra y López (2013), la composición química y mineralógica de las arcillas es una de las características principales para definir las mezclas para la fabricación de piezas de mampostería pues influye directamente en las propiedades mecánicas y físicas de los productos cerámicos.

La cantidad de alúmina es la fase cristalina que le confiere resistencia mecánica y durabilidad a las piezas (Flórez (2016), Barranzuela (2014) y Villaquirán, et al., (2021), advierten que en porcentajes mayores a cinco, proporciona el aumento de la refractariedad del material. Sin embargo, ninguno de los tres yacimientos cumplen con los porcentajes de Al₂O₃ (Óxido de Aluminio), que se requieren para los ladrillos, que se encuentran entre un 20 - 30% (Parra, 2001).

Por su parte, la sílice (SiO₃), junto a la cal y el feldespato proporcionan compacidad a las unidades, cuando se presentan en exceso se pierde cohesión y homogeneidad en el material (Pajuelo, 2020) (Acuña, 2014) (Huachaca, 2020). También actúa reduciendo la contracción de la pieza durante el secado y la cocción (Parra, 2001). Un bajo contenido de sílice, representa un alto porcentaje de contracción en los ladrillos elaborados con esta arcilla debido a su alta plasticidad (Afanador, Ibarra y López, 2013). Los yacimientos Vega Honda y Maceira Vaquería están en el rango apropiado (50 y 60 %), no así el yacimiento El Sitio por lo que se presentan dificultades en la calidad de sus piezas como grietas, deformidades, alabeos, lo que se corresponde con lo planteado por Palacios (2019).

La presencia de óxido de magnesio, por su parte, también puede afectar la resistencia a compresión de los ladrillos. En todos los yacimientos este contenido supera al 1%, lo que debe producir deterioro por expansión de la superficie del ladrillo (Barranzuela, 2014) (Soto, 2017).

El hierro (FeO_3) es el responsable del proceso de hinchamiento, además de proporcionar colores rojos muy característicos durante la cocción e intensificar la generación de fase vítrea (Parra, 2001). Todos los yacimientos sobrepasan el contenido idóneo de un 5% (Mamani, 2015). El Sitio es el que posee un contenido cercano al apropiado. Aunque Pajuelo (2019), asevera que un contenido hasta el 7% de óxido de hierro proporciona una coloración rojiza, lo que se corresponde con lo apreciado en el laboratorio.

El dióxido de titanio (TiO_2), se presenta en pequeñas proporciones en las tres arcillas estudiadas. Este tiene un efecto beneficioso debido a que al estar en contacto con el aire y bajo la acción de la luz solar, puede transformar gases de la familia NO_x , a la que pertenecen el óxido nítrico (NO) y el dióxido de Nitrógeno (NO_2); que son altamente contaminantes; Dióxido de Azufre (SO_2) y algunos compuestos orgánicos volátiles, también nocivos para los seres vivos y el medio ambiente, en sustancias inofensivas (Abella, 2015) (Prieto, 2015). Asimismo Rozo, et al. (2017) demostraron que la presencia de TiO_2 permite incrementar la resistencia mecánica de las piezas cerámicas.

Por su parte, los óxidos alcalinos (K_2O y Na_2O) y los alcalinotérreos (CaO y MgO) actúan como fundentes, dando el Na_2O más fluidez a la fase vítrea, pero aumentando la deformación de las piezas cerámicas (Parra 2001). La contracción de la pasta; también se ve afectada por la magnitud y la forma de las partículas. Por ello, la distribución granulométrica resulta un parámetro esencial, encaminado también a controlar propiedades como: la porosidad, permeabilidad y resistencia mecánica del producto.

De la distribución granulométrica, depende la superficie específica del ladrillo, cuanto mayor sea el empaquetamiento de las partículas, es menor la sección de poros y aumenta el contacto entre las partículas de arcilla y tendrá mejores propiedades físico-mecánicas (resistencias a flexión y compresión, absorción de agua, tasa inicial de absorción, porosidad) (Afanador, Ibarra y López, 2013). La NC 631: 2014. Minerales. Análisis Granulométrico Por Tamizado. Requisitos Generales. Define que la arena se encuentra en las fracciones de 0,075 mm a 4,75 mm y menores que 0,075 son arcillas y limos. La norma americana ASTM establece que de 0,002 a 0,005 se considera arcilla, de 0,005 a 0,05 se está en presencia de limo, de 0,05 a 0,25 arena fina y de 0,25 a 2 arena gruesa.

Las fracciones granulométricas para los ladrillos de barro cocido macizos, según Pracidelli y Fabio (1997), están comprendidas entre los rangos: Menor a dos micrómetros ($<2 \mu\text{m}$) (15 – 20 %), entre dos y veinte micrómetros ($2 \mu\text{m}$ – $20 \mu\text{m}$) (20-55%) y mayor a veinte micrómetros ($>20 \mu\text{m}$) (25 - 55%).

En general, las mejores arcillas para fabricar ladrillo son las impuras con alrededor de 33% de arena y limo, pues estos reducen las contracciones y agrietamiento en el momento del secado y la quema (Palacios, 2019). En el caso de los depósitos de Maceira Vaquería, Vega Honda y El Sitio tienen entre un 75 y 80 % de granos finos, entre limos y arcilla y alrededor de un 20 % de arena. En

el caso de la manifestación Nima-Nima, es el que posee menor cantidad de finos, menos del 50 %, no obstante, tiene más de 35 % que es el mínimo que refieren Pracidelli y Fabio (1997), para usar en ladrillos de barro cocido.

El índice plasticidad es el rango del porcentaje de humedad en el cual el suelo presenta comportamiento plástico, a mayor índice de plasticidad es más arcilloso el suelo. Atterberg definió la plasticidad como la capacidad de un suelo de ser deformado, y observó que los suelos arcillosos en condiciones húmedas son plásticos y se vuelven muy duros en condiciones secas, que los limos no son necesariamente plásticos y se vuelven menos duros con el secado, y que las arenas son friables en condiciones sueltas y secas. También observó que existían arcillas altamente plásticas y otras de baja plasticidad.

La plasticidad en los suelos involucra las etapas de formar una masa de material y moldearla hasta adquirir la forma que se desee, manteniéndola después que la fuerza deformante ha cesado, e incluso cuando el agua ha sido removida. Esta característica varía con la naturaleza mineralógica de la arcilla, el tamaño, la forma y orientación de las partículas del suelo, ya que es un fenómeno relacionado con las películas de agua alrededor de éstas. Atterberg definió que los suelos con un IP entre 7 y 15 son medianamente plásticos y cuando el IP supera el 15 % son suelos altamente plásticos (Bowles, 1985). Los depósitos Maceira Vaquería, El Sitio y Vega Honda son suelos altamente plásticos, no así Nima - Nima que clasifica como medianamente plástico. Cuando el suelo es menos arcilloso es más susceptible a cambios de consistencia al variar la humedad.

Materiales con índice de plasticidad mayor que ocho como los depósitos de Maceira Vaquería, El Sitio, Vega Honda y Nima - Nima, requieren ser mezclados con materiales desengrasantes; pues al tener un mayor índice de absorción de agua, disminuye gradualmente la porosidad, genera mayor contracción lineal y eleva la temperatura de cocción. Todos los depósitos pueden ser clasificados como arcillas inorgánicas de baja compresibilidad (CL), que se corresponde con suelos finos con $LL < 50\%$ e $IP > 7\%$.

Barranzuela (2014) define la contracción como la propiedad de las arcillas que produce una disminución en las dimensiones de lo que se esté moldeando al perder humedad. En este caso El Sitio, Vega Honda y Nima-Nima, presentan una contracción total menor del 20 % (E-070), sin embargo Maceira Vaquería sobrepasa este valor. Según Schneider y Dickey (1993) la contracción, si es excesiva, puede causar grietas y deformaciones en la unidad de albañilería. Bocanegra (2021), añade que la presión de extrusión, también incide en la contracción por secado, asimismo que las diferencias de contracción son las que dan lugar a la rotura de la pieza. En una misma arcilla, la contracción aumenta con un aumento del porcentaje de la humedad de moldeo, así como se incrementa también mientras menor sea el tamaño de las partículas.

El depósito El Sitio, presenta una absorción de 12 %; Maceira Vaquería de un 16,6 %, Vega Honda de un 18,9 % y Nima-Nima de 15,3 %. En este caso el

depósito de Vega Honda excede los porcentajes de absorción limitados por la norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE (2013).

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad). Una elevada absorción es muestra de una elevada porosidad del ladrillo, mientras más fino es el grano de arcilla, menos poroso será también el ladrillo, según afirman Useche, Hernández y Mariño (2021). Esto se evidencia en la baja absorción del depósito El Sitio, con respecto a los demás, siendo el que tiene un mayor porcentaje de finos en su composición. Aunque en este factor también incide la forma de moldeo si la pieza es extruida o moldeada a mano.

Respecto a la cal, se encuentra especialmente en estado de carbonato, presente a veces en trozos compactos y más a menudo, íntimamente mezclado a la arcilla, lo que solo es apreciable mediante un ensayo químico. Una gran cantidad de carbonato cálcico es perjudicial en la arcilla, hace que el producto se agriete y pierda cohesión, además influye en el alabeo. Una cantidad mayor a 10 %, produciría deformaciones de las unidades (Mamani, 2015) (Pajuelo, 2020). El carbonato de calcio, se presenta generalmente en un orden del 20 % a 25 %, y la arcilla aún puede ser utilizada para la fabricación de ladrillos siempre que estén íntimamente mezclados (Palacios, 2019). Sin embargo, el depósito El Sitio, presenta un 32,17 %, lo que hace que los ladrillos se agrieten y se alabeen. No ocurre lo mismo en los otros depósitos donde los contenidos de carbonato de calcio son bajos.

En cuanto a los ensayos para valorar la calidad de los ladrillos, según se observa en la tabla 3, existe una gran dispersión en los resultados. Aunque en la mayoría de los casos la resistencia cumple con los requerimientos de calidad, esto es producto de una alteración de las dimensiones de los ladrillos que en su mayoría resultan no conformes, lo que influye directamente en los resultados del ensayo de la resistencia a la compresión de las piezas (NC 359: 2005).

La norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE (2013) , clasifica los ladrillos macizos para uso estructural en A, B y C, según las tensiones elevadas o moderadas, el clima severo o moderado y requerimientos funcionales como uso interior o exterior con una o dos caras aparentes. Para estos tipos, la absorción máxima es de 12 %, 16 % y 18 % en ese orden. En el caso de la NC 359: 2005 establece que para ladrillos macizos, debe estar entre 8 y 18%. En el caso de los ladrillos ensayados, la mayoría, excepto dos pruebas, cumplen con los requisitos de absorción, aunque se corresponden con los tipos B y C, que son para esfuerzos moderados, ninguno cumple con la absorción del ladrillo tipo A para esfuerzos elevados. De igual manera es evidente la gran dispersión de los resultados de un mismo depósito, lo que da muestras de problemas de calidad, relacionados fundamentalmente con el proceso de moldeo. En cuanto a las dimensiones, prácticamente todos exceden las tolerancias establecidas por las normas cubana NC 359: 2005 y mexicana NMX-C-036-ONNCCE (2013), que las establece para ladrillos A, B, C, en ± 2 , ± 3 y ± 4 , respectivamente.

En cuanto a la resistencia a la compresión mínima la norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE (2013), establece que para tipo A, B y C, este parámetro se encuentra en 20 MPa, 12 MPa y 8,0 MPa, respectivamente. Ninguno de los ladrillos cumple con la resistencia especificada para tipo A, y en el caso de los que cumplen con la resistencia para tipo B y C, esto ocurre a costa de una disminución de las dimensiones de los ladrillos, por lo que tampoco son conformes.

Respecto a la disponibilidad tecnológica de los tejares, se analizaron los de mayor capacidad en Santiago de Cuba se encuentran San Juan (EMPROMAC) y Mar Verde (Particular).

CONCLUSIONES

Los depósitos Vega Honda, Maceira Vaquería y El Sitio, no cumplen con los porcentajes de Al_2O_3 que se requieren para los ladrillos (20 - 30%). Los depósitos Vega Honda y Maceira Vaquería poseen un contenido de sílice (SiO_3) apropiado (50 - 60%), no así El Sitio por lo que presenta dificultades en la calidad de sus piezas como grietas, deformidades, alabeos, entre otras.

Todos los yacimientos sobrepasan el contenido idóneo de FeO_3 (5%), siendo El Sitio el que posee un contenido cercano al apropiado, por lo que el proceso de hinchamiento se exagera y se intensifica la generación de la fase vítrea. Los depósitos Maceira Vaquería, Vega Honda y El Sitio poseen gran contenido de finos, siendo mayor en este último, lo que se corrobora con los deficientes resultados de contracción y absorción. Nima-Nima, posee mejor granulometría y en consecuencia los ladrillos tendrán mejores propiedades físico-mecánicas.

Los depósitos Maceira Vaquería y El sitio, con índice de plasticidad mayor que ocho requieren ser mezclados con arenas; pues al tener un mayor índice de absorción de agua, disminuye gradualmente la porosidad, genera mayor contracción lineal y eleva la temperatura de cocción. Existe una gran dispersión en las propiedades de los ladrillos, aunque en la mayoría de los casos la resistencia cumple con los requerimientos de calidad, pero es producto de una alteración de las dimensiones de los ladrillos que en la mayoría de los casos resultan no conformes. Los tejares no poseen las condiciones tecnológicas idóneas, lo que incide en la calidad de los ladrillos.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación es un resultado del proyecto “Desarrollo de nuevos materiales y tecnologías sismorresistentes para la construcción de viviendas y otras obras, con recursos locales” con el código PN211LH012-022, asociado al Programa Nacional “Desarrollo Local en Cuba” y fue financiado con fondos tramitados por la Oficina de Gestión de Fondos y Proyectos Internacionales OGFPI.

REFERENCIAS

Abella, G. (2015) Mejora de las propiedades de materiales a base de cemento que contienen TiO₂: propiedades autolimpiantes. Univ. Politécnica Madrid 1–79

Acuña, R. (2014). Características técnicas del ladrillo artesanal del caserío El Frutillo-Bambamarca-Cajamarca. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cajamarca. Perú. <https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14074/613/T%20666.737%20A189%202014.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Afanador, N.; Guerrero, G. y Monroy, R. (2012). Propiedades físicas y mecánicas de ladrillos macizos cerámicos para mampostería. <https://revistas.unimilitar.edu.co/index.php/rcin/article/view/248/1886>

Afanador García, N.; Ibarra Jaime, A. C. y López Durán, C. A. (2013). Caracterización de arcillas empleadas en pasta cerámica para la elaboración de ladrillos en la zona de Ocaña, Norte de Santander. *Épsilon* (20), 101-119. <https://oaji.net/articles/2015/2065-1432479456.pdf>

Barranzuela, J. (2014). Proceso productivo de los ladrillos de arcilla producidos en la región Piura Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Tecnología. Universidad de Piura. Perú. <https://docplayer.es/24944092-Proceso-productivo-de-los-ladrillos-de-arcilla-producidos-en-la-region-piura.html>

Bocanegra, M.H. (2021). La contracción de secado de los productos cerámicos de construcción base arcilla. *CICDCECH*. Año 29, No.178./mayo-junio,2021. https://issuu.com/creativosrood/docs/cicdech_178_mayo_18/s/12352053

Bowles E, Joseph Manual de Laboratorio de Suelos e Ingeniería Civil México. Editorial Mc Graw-Hill ,1985

DMV (2022). Programa Municipal para la implementación y cumplimiento de la Política de la Vivienda. Municipio Santiago de Cuba. 2021. Fondos de la Dirección Municipal de la Vivienda en Santiago de Cuba.

E-070 (2019). Reglamento de Edificaciones. Norma técnica E-070. Albañilería. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Perú.

ENIA (2022). Informes técnicos de evaluación de ladrillos producidos en los años 2021 y 2022 por empresas estatales y productores particulares en Santiago de Cuba. Fondos de la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas Santiago de Cuba, Cuba.

Florez, A. (2016). Caracterización de arcillas y preparación de pastas cerámicas para la fabricación de ladrillos en la ladrillera Mariscal Robledo S.A. Facultad de Tecnologías: Química industrial, Universidad tecnológica de Pereira, Colombia. <https://core.ac.uk/download/pdf/71399397.pdf>

Huachaca, Y. L. (2020). Determinación de la conductividad térmica de ladrillos utilizando vidrio reciclado para zonas alto andinas. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Universidad Peruana Unión. Juliaca. Perú. https://repositorio.upeu.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12840/4411/Yenifer_Tesis_Licenciatura_2020.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Inter Press Service (2022). Vivienda, un problema social aun en busca de solución. Redacción IPS Cuba. <https://www.ipscuba.net/espacios/vivienda/>

Mamani, R. C. (2015). Estudio y evaluación de formulación de mezclas para la obtención de ladrillos de arcilla en la ciudad de Cusco”. Tesis en opción al título de Ingeniero en Materiales. Universidad Nacional de San Agustín. Facultad de Ingeniería de Procesos. Escuela Profesional de Ingeniería de Materiales. Arequipa – Perú.

NC 359:2005. Ladrillos y bloques cerámicos de arcilla cocida. Métodos de ensayos. Oficina Nacional de Normalización. La Habana. Cuba.

NC 631: 2014. Minerales. Análisis Granulométrico por Tamizado. Requisitos Generales. Oficina Nacional de Normalización. La Habana. Cuba.

NMX-C-036-ONNCE (2013). Industria de la Construcción. Mampostería-Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines-Método de ensayo. México.

Núñez, A.; Rondón, C.; Rodríguez, J. y Rodríguez, Y. (2020). Diagnóstico y evaluación de minerales para la producción local de materiales de construcción en la provincia de Santiago de Cuba. Ministerio de Energía y Minas. Empresa Geominera Oriente. UEB Servicios Geológicos. Santiago de Cuba, Cuba.

ONU (2018). Objetivos de desarrollo sostenible. Noticias ONU. <https://news.un.org/es/story/2018/07/1437721>

Pajuelo, (2019). Propiedades físicas y mecánicas de un ladrillo con sustitución del 1% con filtro de cigarrillo – Caraz. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad San Pedro. Chimbote, Perú. https://repositorio.usanpedro.edu.pe/bitstream/handle/USANPEDRO/14274/Tesis_64639.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Palacios, F. A. (2019). Estudio comparativo de las propiedades físico –mecánicas del ladrillo artesanal de las ciudades de Sullana – Paita – Piura – Morropón. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Piura. Perú. Panelesach, 2021. Edificación antisísmica con Mampostería Confinada. <https://panelesach.com/latam/pe/blog/construccion-mamposteria-confinada/>

Parras, J. (2001). Alteración de pizarras: mineralogía, propiedades y aplicaciones en la industria cerámica, Ciudad Real, España: Universidad de Castilla-La Mancha. p 4.

Pracidelli, S.; Fabio G, M. (1997). Importância de composição granulométrica de massa para a cerâmica vermelha, Universidade Federal de Sao Carlos, Departamento de Engenharia de Materiais. Brasil.

Prieto, F. B. (2015) Efecto del dióxido de titanio (TiO₂) en la resistencia a la compresión del concreto autolimpiante en Colombia. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de Lasalle, Bogotá, Colombia. https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1090&context=ing_civil

Rozo, S.; Helvez, J.; Sánchez, J.; Bautista, J. (2017). Caracterización de cerámicos inmersos en soluciones del sistema $SiO_2 - TiO_2 - ZrO_2$ sintetizadas por el método sol-gel. Revista UIS Ingenierías, vol. 16, núm. 2, pp. 51-59, 2017.

Schneider, Robert R Dickey, Walter L. (1993). Reinforced Masonry Design. Edición Destacada. ISBN 10: 0130117277 ISBN 13: 9780130117274 Editorial: Financial Times Prentice Hall, 1993.

Soto, G.S. y Sánchez, L.P. (2017). Estudio comparativo de la resistencia a la compresión, absorción y dimensionamiento del ladrillo rafón producido en Quimistán, Chamelecón y Florida, Honduras. G. Soto & L. Sánchez / Innovare 6 (1) 97 – 116. Universidad Tecnológica Centroamericana (UNITEC). Honduras. <https://unitec.edu/innovare/published/volume-6/number-1/616-estudio-comparativo-de-la-resistencia-a-la-compresion-absorcion-y-dimensionamiento-del-ladrillo-rafon-producido-en-quimistan-chamelecon-y-florida-honduras.pdf>

Useche, V.; Hernández, R.V. y Mariño, L.F. (2021). Incidencia de la porosidad en las propiedades térmicas de una muestra tamizada y compactada a presión constante. Revista Boletín REDIPE 10 (10): 22 - 3, 2021. <https://OK.+BOLETIN+10-10+OCTUBRE-416-427.pdf>.

Villaquirán, M.A.; Hernández, E.; Agudelo, K.; Arias, J.; Viera, M.C.; Carvajal, D. (2021). Evaluación del desempeño térmico de ladrillos ecoamigables con incorporación de residuos de mullita. Ingeniería y Desarrollo, vol. 39, núm. 1, pp. 25-43, 2021. <https://www.redalyc.org/journal/852/85269429002/html/>

EJERCICIOS DE SIMULACRO DE EVACUACIÓN POR SISMOS EN CÍRCULOS INFANTILES DE SANTIAGO DE CUBA

Simulation exercises for evacuation due to earthquakes in nursery schools in Santiago de Cuba

Ingrid Noelia Vidaud Quintana¹, Irina Pérez Prada², Susana Emily Carrazana
Rodríguez³, Marianela Selin Pérez⁴, Andrés Roldós Puebla⁵

¹ Universidad de Oriente, Cuba, ingrid@uo.edu.cu, Orcid 0000-0001-8067-1899

² Universidad de Oriente, Cuba, irinapp@uo.edu.cu, Orcid 0000-0003-2885-5054

³ Universidad de Oriente, Cuba, susicr11@naura.cu

⁴ Universidad de Oriente, Cuba, selin.perez@nauta.cu

⁵ Universidad de Oriente, Cuba

Resumen

Los niños en la primera infancia son altamente vulnerables a los efectos de los desastres, dado su alto grado de dependencia de sus cuidadores. A pesar de ello son resilientes y capaces de participar de forma activa en la reducción de los riesgos, mediante una adecuada orientación por parte de sus familiares y educadores. A partir de determinadas limitaciones en la respuesta ante los sismos en Círculos Infantiles de Santiago de Cuba, dada la insuficiente preparación del personal docente y la latente amenaza de origen geológico a la que está expuesta la región oriental del país, se realizó esta investigación con el objetivo de elaborar una propuesta de ejercicio de simulacro de evacuación por sismos en estas instituciones educativas de la primera infancia. Con un sustento importante en métodos de investigación de orden teórico y empíricos se realiza la propuesta que comprende: los Organigramas de la Comisión de Gestión de Riesgos de Desastres de las instituciones, las Fichas Técnicas a partir del levantamiento de lesiones identificadas en los inmuebles, los Planos de zonas vulnerables y seguras de las edificaciones, la Ruta de evacuación para los ejercicios de simulacros por sismos, y materiales didácticos para el trabajo en las instituciones frente a la gestión del riesgo de desastre de origen sísmico.

Palabras clave: simulacros, simulacros de evacuación, sismos, primera infancia, evacuación por sismos.

INTRODUCCIÓN

Los desastres naturales hoy afectan a gran parte del planeta. En América Latina y el Caribe, estos se presentan con cierta regularidad, entre los que pueden citarse: sismos, inundaciones, tormentas tropicales, huracanes, incendios forestales y sequía. Se estima que aproximadamente tres cuartas partes de la población vive hoy en áreas con riesgo de desastres; en los últimos diez años más de 800 desastres azotaron la región afectando alrededor de 64 millones de personas (UNFPA, s. f.). Los sismos son fenómenos geológicos de carácter repentino producto a la liberación súbita de la energía acumulada en una zona en el interior de la Tierra (Chuy, 2013). Son amenazas que cada año impactan de forma negativa a la humanidad, la economía y el medio ambiente.

Cuba, debido a su ubicación geográfica, está expuesta a diversas amenazas que ponen en peligro su desarrollo. A lo largo de los años se han identificado los principales peligros que azotan a la isla; entre los que se destacan los sismos o terremotos, caracterizados como peligros de origen geológico. Específicamente la ciudad de Santiago de Cuba se caracteriza como la de mayor actividad sísmica del país, dado que esta se ubica muy cercana a la principal zona sismogeneradora de la región (Chuy, 2007), que es el contacto entre la placa tectónica de Norte América y del Caribe. En esta zona pueden generarse sismos de magnitud 8 en la escala de Richter, y con intensidades mayores de VIII de la escala MSK.

Se caracteriza esta provincia por una la alta frecuencia de ocurrencia de sismos y por los elevados valores de magnitud e intensidad alcanzados históricamente; lo que hace que el territorio sea considerado el de mayor peligrosidad sísmica del país. En la Figura 1 se establecen zonas de riesgo desde muy bajo hasta muy alta; reflejándose así las aceleraciones en cada zona, parámetro muy importante para uso ingenieril.

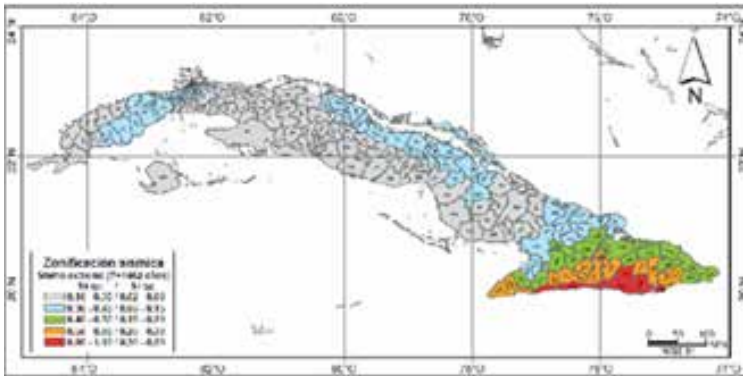


Figura 1. Zonificación sísmica con fines de ingeniería en la República de Cuba. Fuente: NC 46-2017.

En Cuba al igual que en la mayoría de los países, por la reducción de desastres responden los Gobiernos. El órgano rector del Gobierno del país para la reducción de desastres es el Estado Mayor Nacional de la Defensa Civil. Las acciones de la Defensa Civil están dirigidas a educar, preparar y capacitar a la población y a los organismos del Estado para el enfrentamiento y reducción de riesgos.

Es significativa entonces la atención que adquieren las instituciones educacionales, especialmente las de la primera infancia, porque son el sector más vulnerable frente a diversas situaciones de riesgo, siendo una de las más alarmantes: los sismos. Como parte de un proyecto de investigación del Programa Nacional DISA (Desarrollo de Investigaciones Sismológicas Aplicadas) de la República de Cuba, se contacta con la Dirección Municipal de Educación en Santiago de Cuba; momento en que se evidencia la necesidad de trabajar directamente con algunos Círculos Infantiles del reparto Vista Alegre en esta ciudad.

A través de una encuesta realizada a trabajadores y familiares de los niños pertenecientes a los Círculos Infantiles: Sonrisas al Mundo, Alborada de Libertad

y Pétalos de Rosa, se ponen en evidencia determinadas insatisfacciones. Al respecto pueden citarse:

- Desorientación y alarma exagerada entre los adultos; ante movimientos sísmicos perceptibles.
- Tendencia a la protección de forma caótica, arbitraria y casi siempre en sitios o zonas inseguras.
- Ausencia de percepción de prioridades durante la evacuación.
- Desconocimiento de las características del inmueble en que puedan identificarse zonas seguras y vulnerables en su estructura.
- Limitados los medios para la comunicación efectiva de los riesgos y la respuesta: antes, durante y después del evento.

Con estos elementos se plantea entonces como problema de la investigación: la desacertada respuesta de estos círculos infantiles, como instituciones educativas de la primera infancia ante la ocurrencia de sismos en Santiago de Cuba, que pone en riesgo la seguridad de los infantes y los trabajadores.

Si se toma en cuenta que todo aquello que los infantes experimentan establece una base trascendental para toda la vida, y que el entorno inicial de los niños causa un impacto sobre el modo en que su cerebro se desarrolla (OMS, 2007), se hace necesario que todos en la institución educativa estén preparados para la gestión y reducción de riesgos de desastres (UNICEF, 2013). De este modo se estaría ofreciendo cumplimiento de forma absoluta y consciente al objetivo con el que fueron creados los Círculos Infantiles en Cuba: desarrollar al máximo las potencialidades de los niños de edad preescolar y a la vez, brindar protección y cuidado a hijas e hijos de las madres que se incorporan al trabajo (Franco, 2007).

En ese sentido, la Educación en Gestión del Riesgo de Desastres es una de las herramientas más importantes para generar capacidades en la reducción de la vulnerabilidad que enfrentan los niños y docentes, teniendo en cuenta los peligros del territorio lo que implica un proceso o conjunto de acciones orientadas a desarrollar una cultura de prevención para reducir los riesgos existentes y responder a los desastres (Hernández, 2015); siendo la planificación de simulacros una de las principales acciones para garantizarlo.

El simulacro se entiende como una práctica de manejo de acciones operativas que se realiza mediante la escenificación de daños y lesiones en una situación hipotética de emergencia (como pueden ser los sismos); y en la que los participantes ejercitan sus habilidades y técnicas con las que atenderían casos reales; implica la movilización y operación real de personal y recursos materiales (OPS/OMS, 2010). De esta forma se ubica el objeto de la investigación en el planeamiento de ejercicios de simulacros por sismos.

Los simulacros en instituciones educativas se plantean en la literatura especializada como “acciones o ejercicios que han sido previamente planificados

y que permiten poner en práctica técnicas y protocolos que pueden utilizarse en situaciones reales de desastre” (MINEDU–ODENAGED, 2009). Constituyen un magnífico instrumento para identificar errores y aciertos, así como para implementar, las acciones correctivas que sean necesarias. Esto permite mejorar el sistema y ofrecer mayor confianza y efectividad en momentos reales de emergencia; como las que se derivan de los sismos en la región. Los especialistas coinciden en que: “un simulacro tiene la intención de un aprendizaje, la calidad de éste dependerá de la calidad de su preparación. Ni el sentido común, ni la buena voluntad son suficientes para realizar un buen simulacro” (UNICEF-TACRO, 2009). Son ensayos de las acciones que se han planificado realizar en caso de que una emergencia afecte a la comunidad escolar.

En Cuba, la Educación Preescolar comprende hasta los 5 años de edad, y se plantea como objetivo lograr el máximo desarrollo integral y armónico del niño (MINED, 1980). No puede desconocerse que en estas edades y en los círculos infantiles se desarrolla un proceso, mediante el cual un ser totalmente indefenso y necesitado de protección, afecto y estimulación, deviene en personalidad y se convierte en un ser capaz de regular de forma consciente y estable su comportamiento, transformar el mundo que lo rodea y transformarse a sí mismo. Se establece entonces como objetivo general de la investigación: Diseñar el ejercicio de simulacro de evacuación por sismos para los círculos infantiles Sonrisas al Mundo, Alborada de Libertad y Pétalos de Rosa del Reparto Vista Alegre en Santiago de Cuba. Con estos elementos se dirige el campo de acción de la investigación al planeamiento de ejercicios de simulacros de evacuación por sismos en estos tres círculos infantiles de Santiago de Cuba.

A partir de reconocer el accionar en gestión de riesgos de desastres en la institución educativa, es importante, para actuar en la respuesta, aspectos como: estado técnico del inmueble, zonas vulnerables y seguras, posibles rutas de evacuación, acciones que pueden introducir vulnerabilidades, características del entorno inmediato, amenazas probables, entre otros elementos. Los simulacros entonces han de comprenderse en dos dimensiones que implican: la dimensión instrumental, y la dimensión pedagógica, aspectos que conducen al planteamiento de la hipótesis de la investigación: Si se diseñan los ejercicios de simulacro de evacuación por sismos para los círculos infantiles Sonrisas al Mundo, Alborada de Libertad y Pétalos de Rosa del Reparto Vista Alegre en Santiago de Cuba; tomando en cuenta las dimensiones instrumental y pedagógica, se pueden eliminar los desaciertos en la respuesta de estas instituciones s de la primera infancia ante la ocurrencia de sismos perceptibles.

El aporte de esta investigación es de orden práctico y se ubica en: la propuesta de ejercicios de simulacros de evacuación por sismos para estas instituciones educativas de Santiago de Cuba, incluyendo: (i) Fichas Técnicas a partir del levantamiento de lesiones identificadas en los inmuebles, (ii) Plano de zonas vulnerables y seguras de las edificaciones, (iii) Ruta de evacuación para el ejercicio de simulacro por sismos, y (iv) Tríptico para orientar el desarrollo del Ejercicio de Simulacro de evacuación por sismos. La actualidad de la

investigación radica en que se inserta en el proyecto de investigación: Estrategia de capacitación profesional para la formación integral de especialistas en investigaciones sismológicas aplicadas en el territorio cubano, bajo el amparo del Programa Nacional Desarrollo de Investigaciones Sismológicas Aplicadas en la República de Cuba (DISA).

MATERIALES Y MÉTODOS

Para el desarrollo de la investigación se siguió una metodología que transita por dos etapas. En la primera etapa se caracteriza la actividad sísmica en Santiago de Cuba, así como la fundamentación teórica de la gestión de riesgo y la planeación de ejercicios de simulacros de evacuación ante eventos sísmicos. También en esta etapa se caracteriza, desde el punto de vista metodológico, la planeación de ejercicios de simulacros de evacuación ante eventos sísmicos en instituciones educativas, y específicamente en aquellas de la primera infancia. Asimismo, se realiza una valoración crítica del contexto normativo que rige a la reducción de riesgos de Desastres en Cuba. Por último, se revelan las evidencias de la respuesta de estos círculos infantiles ante la ocurrencia de sismos perceptibles en Santiago de Cuba.

Como parte de la segunda etapa de la investigación, se caracteriza primeramente el trabajo frente a la gestión del riesgo del desastre sísmico en las tres instituciones; para posteriormente elaborar las Fichas Técnicas a partir del levantamiento de lesiones identificadas. A partir de este análisis se identifican las zonas vulnerables y seguras en caso de evacuación por sismos, y se propone la Ruta de evacuación ante la ocurrencia de sismos. Por último, se diseñan el Organigrama de la comisión de Gestión del Riesgo de Desastres para cada círculo infantil, y se proponen las actividades en cada etapa por las que transcurre el ejercicio de simulacro de evacuación por sismos

Para el desarrollo de la investigación se siguieron métodos de investigación del orden teórico y empírico. Entre estos pueden citarse: Análisis y síntesis, Histórico-lógico, Hipotético-deductivo, Inducción-deducción, Métodos estadísticos para el procesamiento de encuestas a trabajadores y padres de las instituciones, y la Observación científica para realizar el levantamiento de lesiones en cada inmueble.

Además de los métodos; igualmente resultan muy útiles las técnicas para el procesamiento de la información; entre las que destacan la Revisión bibliográfica con el estudio de disímiles artículos, textos, reportes de investigaciones, entre otros materiales. También el Análisis documental facilitó la consulta a normativas internacionales, informes, y regulaciones necesarias. Como parte de las técnicas para la recogida de información se utilizó la Encuesta a trabajadores, y padres o familiares de los niños de los tres círculos infantiles estudiados.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Análisis conceptual de la gestión de riesgos de desastres.

Para abordar la planeación de ejercicios de simulacros de evacuación ante sismos debe referirse a conceptos asociados a la gestión de riesgo de desastre. Se entiende la Educación en Gestión del Riesgo de Desastres como una de las herramientas más importantes para generar capacidades en la reducción de la vulnerabilidades que enfrentan las personas, teniendo en cuenta los peligros del territorio; lo que implica un proceso o conjunto de acciones orientadas a desarrollar una cultura de prevención para reducir los riesgos existentes y responder a los desastres siendo precisamente la planificación de simulacros una de las principales acciones para garantizarlo. En este sentido, el riesgo se entiende como el conjunto de daños y/o pérdidas sociales, económicas y ambientales que pueden llegar a presentarse en un espacio geográfico y periodo de tiempo determinado (MINEDU–ODENAGED, 2009).

Para entender el riesgo se necesita entonces indagar sobre sus causas y significados, qué o quiénes lo generan y cuáles pueden ser las consecuencias de acuerdo con las condiciones sociales, culturales, económicas y ecológicas presentes en el territorio. Existen factores de riesgo externos e internos que definen las características y el nivel de los daños y/o las pérdidas que pueden presentarse; estos factores son: la amenaza y la vulnerabilidad. Puede afirmarse que, para que exista una condición de riesgo se requiere que haya bienes expuestos y vulnerables con relación a un o unos fenómenos amenazantes (Coca, 2010). Gestionar el riesgo implica entonces comprender y actuar sobre las causas a partir del análisis de los fenómenos amenazantes y de los elementos con predisposición a ser dañados.

La amenaza está representada por la probabilidad de que un fenómeno se presente con una cierta magnitud, en un sitio específico y dentro de un período de tiempo definido (MINEDU, 2010). Si bien normalmente se asumen los fenómenos amenazantes como un factor de riesgo físico externo a los bienes o las personas propensos a ser dañados, éstos fenómenos tienen una estrecha relación con las dinámicas sociales, económicas y ecológicas que los convierten en amenazas. Entonces, conocer y comprender los fenómenos amenazantes es una de las bases para definir las condiciones de riesgo y la probabilidad de que se materialice en daños y pérdidas reales.

Por otra parte, la vulnerabilidad constituye uno de los componentes claves de los riesgos de desastre; es el grado de exposición de las personas, familias, comunidades, sociedades o de sus recursos frente a las amenazas o peligros del medio' (MINEDU, 2010), y es consecuencia de procesos dinámicos como las migraciones y el desarrollo urbano, las inadecuadas políticas públicas, la pobreza, la exclusión económica, social y cultural y las condiciones físicas de los niños, minusválidos y adultos mayores, que muchas veces son causa de la insuficiente resiliencia frente a los desastres.

En este orden, se entiende que las Capacidades son entonces los medios que la sociedad puede poner en juego para reducir los riesgos y construir un hábitat

seguro (Roca, 2009). Las capacidades pueden ser materiales (infraestructura, tecnologías y financiamiento), institucionales u organizativas. Las capacidades pueden desarrollarse mediante: procesos de aprendizaje e incidencia individual y colectiva (redes) (MINEDU–ODENAGED, 2009); de ahí la importancia de una adecuada capacitación, fundamentalmente en los sectores más vulnerables de las poblaciones expuestas a amenazas.

La Gestión del Riesgo de Desastres es definida entonces como la capacidad de las sociedades y de sus actores sociales para transformar sus condiciones de riesgo, actuando sobre las causas que lo producen. Incluye medidas y formas de intervención que tienden a reducir, mitigar, prevenir y responder a los desastres. Es un proceso social cuyo fin último es la prevención, la reducción y el control permanente de los factores de riesgo en la sociedad, así como la adecuada preparación y respuesta ante situaciones de desastre.

Mientras, el Desastre es un peligro latente representado por la posible ocurrencia de un fenómeno peligroso, de origen natural o provocado por el hombre; capaz de producir efectos adversos en las personas, los bienes, los servicios públicos y el ambiente. Son situaciones o contextos de pérdidas y daños de diversos tipos. Comprende además una situación de emergencia no controlada y que excede las posibilidades reales de atención al momento de manifestarse la amenaza. Un desastre ocurre cuando la amenaza, debido a su magnitud, afecta y destruye las bases de vida de una unidad social (familia, comunidad, institución, grupo de trabajo, etc.), la estructura física o actividad económica que la sustentan y supera sus posibilidades reales para recuperarse de las pérdidas y los daños sufridos a corto o mediano plazo (Alpizar, 2009).

La Reducción de desastres comprende entonces el desarrollo de una serie ilimitada de acciones que permiten de una manera sustentable mantener un equilibrio entre el ritmo de desarrollo adecuado a las necesidades de las poblaciones, sin que esto comprometa la posibilidad de satisfacer las necesidades de futuras generaciones, o sea realizar una gestión prospectiva del riesgo, evitando la generación de nuevas vulnerabilidades; y correctiva cuando las vulnerabilidades ya existan. Por ello la reducción de desastres se entiende como el cúmulo de las políticas, estrategias, y acciones concretas que una sociedad puede adoptar para protegerse de los efectos adversos de las amenazas (UNIDRD, 2009). Requiere una amplia gama de actividades relacionadas entre sí en el plano local, nacional, regional y mundial.

Plan de contingencia y ejercicios de Simulacros de evacuación por sismos en instituciones educativas de la primera infancia

Una de las herramientas de gestión de riesgo y un elemento del proceso global de planificación de las respuestas a desastres es el Plan de contingencia, entendido como un instrumento de planificación para la preparación la respuesta y la rehabilitación en función de un peligro que podría causar daños a la infraestructura, al ambiente, a la producción, a las organizaciones y a la vida de las personas (Zegarra, 2015). Es un documento (normativo) que describe en forma clara y concisa medidas de

preparación y su estrategia de implementación (responsabilidades, etc.) para casos de eventos adversos inminentes. Su objetivo principal es mejorar la capacidad de respuesta frente a probables efectos de los eventos adversos. El Plan de contingencia propone acciones simultáneas que definen las características de la gestión del riesgo. Entre las características de un Plan de contingencia pueden citarse: tiene carácter participativo, es interinstitucional e interdisciplinario, se complementa con un plan de capacitación y un presupuesto, es articulador, y considera medidas de preparación para emergencias; dentro de los que aparecen los Simulacros como una de las más importantes.

El Simulacro se define en la literatura como “una actividad de ejecución de un plan de respuesta o contingencia, en el cual se han estipulado disposiciones y acciones como respuestas concretas a posibles situaciones que se presentan durante una emergencia o desastre (CREPD, 2009). Se orienta a ser la estrategia educativa y funciona bajo el principio de aprender haciendo. En otras palabras, pone a prueba la eficacia del Plan de contingencia de determinado peligro, para validarlo o replantear medidas correctivas, permite ensayar el cómo enfrentar estos peligros que pudieran acontecer en el futuro y permite practicar la evacuación para salvaguardar las vidas, y restituir el servicio lo más pronto posible.

Los simulacros para efectos prácticos y didácticos se clasifican en algunas bibliografías de acuerdo a sus características específicas: según su alcance, en parciales y totales o generales; según las personas informadas, en anunciado y sorpresivo; y según el grado de complejidad, en simples, complejos y de múltiples hipótesis (Hernández, 2015). La ejecución de simulacros debe partir de lo simple, parcial y anunciado, para llegar, después de prácticas reiteradas, a los simulacros más complejos, totales y sorpresivos. Con los ejercicios de simulacros se puede comprobar el grado de capacitación y formación conseguido en las personas, la eficacia de los medios técnicos y recursos disponibles, así como verificar el tiempo de respuesta y la coordinación de los equipos internos.

Los Simulacros y las Instituciones Educativas de Primera Infancia en Cuba y en la Provincia Santiago de Cuba

Las Instituciones Educativas de Primera Infancia en Cuba (Círculos Infantiles) son una Obra de la Revolución. El propósito principal de estos, desde su creación es la atención a los niños y niñas más pequeños de la sociedad, con función educativa y un objetivo bien definido: desarrollar al máximo las potencialidades de los niños de edad preescolar (de cero a 6 años) y a la vez, brindar protección y cuidado a hijas e hijos de las madres que en aquellos momentos se incorporaban al trabajo.

En Santiago de Cuba existen 55 Círculos infantiles que hasta la fecha están prestando servicios a los niños de las madres trabajadoras. Muchos de estos centros educativos se encuentran en edificaciones que originalmente fueron concebidas para uso residencial y que, al triunfo de la Revolución se adaptaron a esta nueva función. Una adecuada gestión para la reducción de riesgos de

desastres en estas requiere entonces de estas valoraciones que tomen en cuenta el estado de deterioro, el cambio de uso, y el tiempo de vida útil.

Los simulacros en instituciones educativas de la primera infancia tienen características singulares soportadas en una dimensión instrumental y pedagógica, y se realizan en el marco de las actividades de preparación, previstas en su Plan de contingencia. Se evidencian en la literatura varias recomendaciones para el planeamiento de ejercicios de simulacros de evacuación por sismos círculos infantiles (Cobas, 2021): realizar ejercicios individuales por niveles, zonas o bloques (si la institución es muy grande), estudiar al detalle los aspectos que dificulten el desplazamiento (escaleras, desniveles, u otros), proponer siempre un simulacro general avisando fecha y hora exactas (una vez al año), prever además un simulacro general avisando la fecha, pero no la hora para evaluar capacidad de respuesta, advertir siempre que en adelante la señal de alarma será por una situación real, designar un coordinador por áreas para ordenar la evacuación; fundamentalmente de los niños y por edades (comenzando por los más pequeños), preverse siempre que la salida sea rápida y ordenada, exponerse el plano con la ruta de evacuación en lugar visible de la institución (comedor, salón de reuniones), comunicar la señal de retorno (previamente establecida y conocida por todos) como autorización para que los participantes (trabajadores y niños) puedan regresar a las áreas de la institución, realizar el pase de lista por el coordinador de cada área, después de la evacuación.

El Sistema de medidas de la Defensa Civil en Cuba y la reducción de riesgos de Desastres

En Cuba, al igual que en la mayoría de los países, por la reducción de desastres responden los Gobiernos, mediante los Sistema de Defensa o Protección Civil. El órgano rector del gobierno para la reducción de desastres en Cuba, es el Estado Mayor Nacional de la Defensa Civil (EMNDC), teniendo entre sus misiones principales: la protección de la población.

La Defensa Civil de Cuba se crea en el año 1962, y en julio de 1966 se proclamó la Ley No. 1194, creándose el Sistema de Defensa Civil del país (Bello et al., 2004). Durante la respuesta a las situaciones de desastres que pueda ocasionar un sismo, se establecen las fases Informativa, Alerta y Alarma (EMNDC, 2010), con el objetivo de ejecutar las medidas de protección de la población y la economía de forma gradual y oportuna, la cual esta legislada por el Decreto de Ley N°170/1997: “Del Sistema de Medidas de Defensa Civil”, y lo ha fortalecido la emisión de la Directiva No 1 /2010 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional CDN para la reducción de desastres. Todo lo anterior conforma el aparato normativo para estas situaciones excepcionales; sin dejar de lado que cada una de ellas debe ser atendida desde la particularidad de cada institución.

Diagnóstico de la respuesta de los círculos infantiles ante la ocurrencia de sismos

Mediante la encuesta realizada se pudo evidenciar que la mayoría de los

encuestados (trabajadores y padres o tutores) no conocen cómo actuar en caso de sismo. Este hecho demuestra que se trata de un tema en general poco conocido. De los trabajadores que mostraron conocimiento al respecto, las respuestas expuestas en caso de la ocurrencia de un sismo fueron: mantener la calma, alejarse de las paredes, objetos y muebles que puedan caer, salir al patio, esperar a que pase y entonces salir. Asimismo, los trabajadores encuestados refirieron no conocer las zonas seguras de la estructura para protegerse en caso de sismo; y confirmaron el haber sentido al menos un movimiento sísmico en la institución. En general no manifiestan conocimientos mínimos de cuáles pueden ser estos daños en la estructura del edificio central y otros aledaños y afirman que después de pasado el movimiento vuelven a las tareas diarias.

En los padres o tutores encuestados se manifiesta desconocimiento de la existencia de daños estructurales por sismo en las instituciones; tanto en el edificio central como en los anexos. Esta idea demanda el desarrollo del levantamiento de lesiones. Se evidencia desconocimiento del proceder en caso de movimiento sísmico. Las tres instituciones tienen planificadas determinadas acciones ante la ocurrencia de un sismo, como parte de sus Planes de contingencia; aunque no tienen identificado lugar seguro según la estructura de los inmuebles. Las instituciones adolecen de la sistematicidad necesaria en este trabajo (planificación de simulacros) y la identificación de zonas vulnerables y seguras para la evacuación por sismos.

En una primera visita realizada a las instituciones se pudieron evidenciar también algunas lesiones en las estructuras; así como otros aspectos que podrían constituir vulnerabilidades frente a la actuación del personal en caso de la ocurrencia de un sismo. Entre estas se consideran: escaleras de acceso deterioradas, árboles frondosos en patios, muebles esbeltos sin sujeción a la pared, adornos colgantes, y cristales en carpintería. Estos aspectos corroboran la necesidad de trabajar en la gestión de riesgos frente a potenciales sismos en la región, para lo que se impone el perfeccionamiento del Plan de contingencias y el planeamiento de ejercicios de simulacros de evacuación por sismos.

Levantamiento de lesiones, identificación de zonas vulnerables y seguras, precisión de la Ruta de evacuación, y planeación del ejercicio de Simulacro en cada círculo infantil

Se realizó la búsqueda de información en el Archivo Histórico de Santiago de Cuba, lográndose encontrar como único material de apoyo, las Fichas de Amillaramiento que permitieron conocer un aproximado del tiempo de explotación de las edificaciones que oscila entre los 50 y 70 años. Las tres edificaciones fueron concebidas para uso residencial, y hoy se encuentran prestando servicio de círculos infantiles (CI).

Los círculos infantiles Alborada de Libertad y Sonrisas al Mundo son representativos del movimiento moderno en la ciudad, construidos con tipología de pórticos y losa de hormigón armado (en ambos casos se cuenta con planta baja y un segundo nivel).

El círculo infantil Pétalos de Rosa se compone de dos viviendas individuales con cubierta ligera de tejas planas de barro y muros de cierre de mampostería simple. Dada la inexistencia de planos originales de los inmuebles, se realizaron los croquis, identificándose los locales y la ubicación de las lesiones levantadas en cada uno.

Las lesiones levantadas en el CI Sonrisas al Mundo se corresponden con: grietas a 45° en muros, grietas horizontales en muros exteriores e interiores a nivel del entrespiso o de la viga de cerramiento, grieta inclinada y escalonada en muro interior siguiendo el trazado de las juntas de mortero entre los ladrillos o bloques, así como desprendimientos y abofamientos del hormigón de recubrimiento de las vigas. En el CI Alborada de Libertad se evidencian manchas de humedad en los muros, grieta vertical en la unión de muro transversal y longitudinal, grieta inclinada a 45° en muro interior. Debe señalarse que este inmueble fue intervenido en el año 2021 y por esta razón se verifica un estado técnico buen a la inspección visual. Por último, la institución con mayor deterioro es el CI Pétalos de Rosa, que en sus dos casas evidencia: grietas en la escalera de acceso principal, manchas de humedad, pudrición y pérdida de secciones del falso techo de cartón y/o yeso en varias áreas de ambas casas, grieta escalonada en muro interior siguiendo el trazado de las juntas de mortero, grieta vertical en la unión muro columnata, grieta horizontal en muro exterior a nivel de la cubierta, grieta longitudinal en viga cerramiento exterior, y grieta vertical en columna de hormigón armado en la fachada.

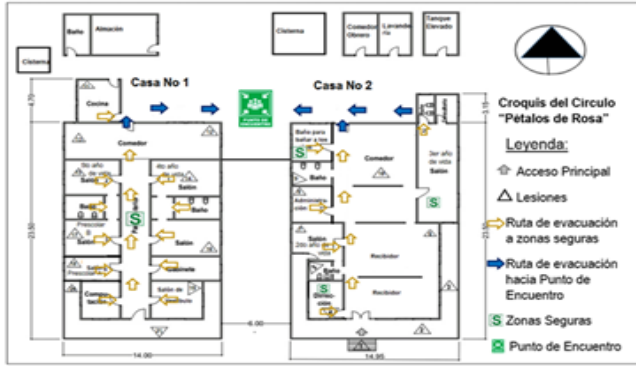
Una vez identificadas las lesiones y caracterizadas las zonas vulnerables y seguras se dispone de la información para trazar la Ruta de evacuación (Figura 2).



a) Círculo Infantil Sonrisas al Mundo



b) Círculo Infantil Alborada de Libertad

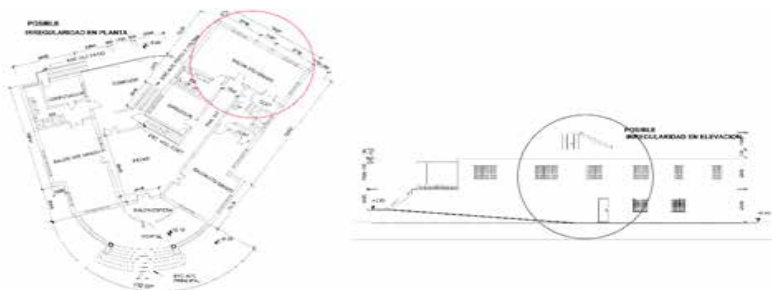


c) Círculo Infantil Pétalos de Rosa

Figura 2. Rutas de evacuación de los Círculos Infantiles. Fuente: Autores, 2022.

En un primer momento, una vez disparada la alarma, todos los niños y trabajadores se dirigen hacia las zonas seguras dentro de la instalación siguiendo la ruta de evacuación hacia estas zonas (que fueron identificadas en el croquis con color verde). La salida se realiza en orden, sin correr, ni empujarse, y siempre primero los niños más pequeños y luego los mayores. En un segundo momento (pasado el sismo) previendo que se produzcan réplicas mayores se inicia con el proceso de evacuación hacia el Punto de encuentro siguiendo la Ruta de evacuación (identificado en el plano con las flechas de color azul).

Investigaciones precedentes sugieren que por el emplazamiento de todas las instituciones pueden presentarse importantes asentamientos y daños en elementos estructurales y no estructurales por el tipo de suelo (S3), con presencia de manto freático prácticamente superficial (aproximadamente 50 cm de profundidad). Además, del análisis de los croquis puede verificarse que los CI Sonrisas al Mundo y Pétalos de Rosa responden a estructuras regulares; mientras que el CI Alborada de Libertad sugiere una estructura irregular, con irregularidades en planta y elevación. Este análisis se verifica en la Figura 3.



a) Irregularidad en planta b) Irregularidad en elevación

A: La planta no tiene aberturas; pero sí se verifica un saliente en su parte posterior.

Es una planta con una representación irregular, en que se dificulta la precisión de la relación largo (L) / ancho (b). B: La propia irregularidad en planta limita la precisión del ancho de la edificación para precisar la relación altura (H) / ancho (B). Se evidencia discontinuidad en los elementos verticales (zona de relleno). Fig. 3 Irregularidades en planta y elevación en el círculo infantil Alborada de Libertad.

El simulacro en cada círculo infantil estudiado se diseña entonces considerando tres (3) etapas y actividades en cada una. La primera etapa se corresponde con la Etapa de Planeación y organización, la segunda con la Etapa de Ejecución, y por último la Etapa de Evaluación (Figura 4).



Fig. 4 Etapas y actividades del ejercicio de simulacro de evacuación por sismo en el círculo infantil.

CONCLUSIONES

La investigación se soporta en un diagnóstico que evidencia determinadas limitaciones en la respuesta de los círculos infantiles: Sonrisas al Mundo, Pétalos de Rosa y Alborada de Libertad ante la ocurrencia de sismos; cuyo propósito fundamental está orientado al perfeccionamiento del Plan de contingencia de cada círculo, como herramienta que orienta la gestión de los riesgos de desastre de origen sísmico en estas instituciones educativas de la primera infancia en Santiago de Cuba.

Los ejercicios de simulacro de evacuación por sismos concebidos en esta investigación se fundamentan en el principio pedagógico de APRENDER HACIENDO, por lo que tienen un marcado carácter práctico y didáctico; en que debe evolucionar de lo simple a lo complejo, con alcance parcial y/o total, y que debe transitar desde ser un ejercicio planificado y esperado a un ejercicio totalmente sorpresivo. La precisión de la Ruta de evacuación como parte de este ejercicio de simulacro de evacuación por sismos se fundamenta en el levantamiento de lesiones realizado en los inmuebles, y en los estudios de vulnerabilidad de investigaciones precedentes referidos a viviendas del Movimiento Moderno en el Reparto Vista Alegre; en que se precisaron las vulnerabilidades inherentes al sistema estructural y otras propias del emplazamiento, como es el caso de las características del suelo del tipo S3 y la presencia del manto freático.

REFERENCIAS

- Alpizar, M., María Lorena. (2009). Educación y reducción de riesgos y desastres en Centroamérica: Gestión del riesgo (Vol. 50).
- Bello, G., Bruno, Cruz, Á., Nélide María, & Álvarez, S., Marta y otros. (2004). Capítulo 1: Los Desastres y Fundamentos de la protección contra los sismos. Medicina de Desastres, Vol. XIII, pp. 206.
- Cobas, P. J. A. (2021). Recomendaciones para el planeamiento de ejercicios de simulacros de evacuación por sismos en círculos infantiles de Santiago de Cuba. Universidad de Oriente.
- Coca, G., Claudia Patricia. (2010). Guía Plan Escolar para la Gestión del Riesgo.
- CREPD. (2009). Guía práctica para la realización de Ejercicios de Simulacros. Centro Regional de Referencia en Preparación para desastres (CREPD).
- Chuy, R., Tomás Jacinto. (2007). Terremotos. Conceptos Básicos. Aplicación a la Región del Archipiélago Cubano.
- Chuy, R., Tomás Jacinto. (2013). Sismos. Ciencia y Comunidad en la gestión de los Riesgos Naturales, una responsabilidad compartida.
- EMNDC. (2010). Estado Mayor Nacional de la Defensa Civil. Directiva No 1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional. In. GCO, La Habana, Cuba.
- Franco, G., Olga. (2007). Los círculos infantiles en Cuba una obra de la Revolución. Revista Sorocaba. Centro de Referencia Latinoamericano de la Educación Preescolar, La Habana, Cuba.
- Hernández, L., Delfino (2015). Guía práctica de Simulacros de Evacuación CENAPRED. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.
- MINED. (1980). Resolución Ministerial 577/1980. Reglamento para el funcionamiento del círculo infantil. In. GOC. La Habana, Cuba.
- MINEDU–ODENAGED. (2009). Gestión de Riesgo en Instituciones Educativas. In. Oficina de Defensa Nacional y de Gestión del Riesgo de Desastres. Perú.
- MINEDU. (2010). Guía para la organización de simulacros escolares In. Oficina de Defensa Nacional y de Gestión del Riesgo de Desastres ODENAGED. Ministerio de Educación. Perú.
- OMS. (2007). Desarrollo de la Primera Infancia: Un Potente Ecuilibrador Informe Final para la Comisión sobre los Determinantes Sociales de la Salud de la Organización Mundial de la Salud.
- OPS/OMS. (2010). Guía para el desarrollo de simulaciones y simulacros de emergencias y desastres
- Roca, B., David y otros. (2009). Gestión del Riesgo en instituciones educativas: Guía para docentes de educación básica regular. Perú.
- UNFPA. (s. f.). Violencia de Género y los Desastres Naturales en América Latina y el Caribe. <http://lac.unfpa.org/public>
- UNICEF-TACRO. (2009). Simulacros escolares. Una guía para su preparación.
- UNICEF. (2013). Plan Internacional Oficina Regional para las Américas. Construyendo bases fuertes. Guía programática para la articulación del Desarrollo de Primera Infancia y la Reducción del Riesgo de Desastres.
- UNIDRD. (2009). Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres: Terminología sobre Reducción del Riesgo de Desastres. 30.
- Zegarra, H., Aurora Rubí. (2015). GUÍA para la Organización de Simulacros Escolares: (Programa Presupuestal 0068 Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres (PREVAED), Issue.

Teoretical methodological aspects about earthquakes prediction

Liber Galbán Rodríguez ¹

¹ Universidad de Oriente, Cuba, liberg@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0002-2377-9008>

Abstract

Earthquakes are the geological events that have generated the most transformations in the history of our planet. Although to date scientists have not been able to predict or forecast an earthquake, the detailed knowledge of its genesis, the constant and combined application of the different theories and methods that have been designed for these tasks; as well as, the application of a set of regional studies and governmental and local organizational and executive measures could reduce the high risk situations that exist today in several countries. On this occasion, a tour of the main edges of these issues is made, starting from its conceptual framework, some of the main earthquake prediction theories invented by man to date are reviewed, so that scientists and decision-makers at the international level They can apply the methodological precepts exposed to their daily work.

Keywords: prediction, earthquake, methodology, forecast, seism.

INTRODUCCIÓN

Los sismos o terremotos, por sus características, constituyen sin lugar a dudas uno de los fenómenos naturales más importantes debido a la rapidez de su aparición, sin que nada prácticamente indique su presencia y los efectos secundarios que producen en los suelos y edificaciones, impactando negativamente en la vida del hombre y sus bienes. La ocurrencia cada vez más frecuente de desastres ocasionados por los sismos, está poniendo en cuestionamiento la sostenibilidad de las ciudades y poblados, al generar destrucción masiva de estructuras físicas, pérdidas de vidas humanas, materiales y económicas incalculables, interrupción de actividades en distintos sectores y, en algunos casos, crisis sucesivas en el estado de salud de las personas sobrevivientes; además de la pérdida de capacidad de los gobiernos para recuperarse del impacto en un tiempo relativamente corto, Lo cierto es que su número cada año se dispara (Tabla 1).

Tabla 1. Números de terremotos mundialmente entre 2007–2018 (11 años).

Rango de magnitud	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
8,0–9,9	1	1	1	2	2	2	1	1	1	1	1
7,0–7,9	14	12	17	21	19	15	36	11	19	16	10
6,0–6,9	178	168	144	151	204	129	123	143	127	130	84
5,0–5,9	2074	1768	1896	1963	2271	1412	1402	1577	1413	1550	904
4,0–4,9	12080	12292	6805	10164	13303	10990	9795	14941	13239	13701	8769
Total	14350	14240	8862	12300	15798	12548	11341	16674	14797	15397	9785

Hasta la actualidad la ciencia no ha encontrado fórmulas o maneras idóneas para predecir los terremotos con exactitud, lo único que saben los científicos hasta la fecha es cuáles son las zonas de conflicto y la frecuencia aproximada de los terremotos más intensos. Independientemente a estas consideraciones, lo cierto es que sólo una vez en la historia reciente los sismólogos lograron anticipar con éxito un gran terremoto y establecer comunicación y medidas gubernamentales para evacuar a la población.

La predicción ocurrió días antes del 4 de febrero de 1975, cuando un destructivo terremoto de 7,3 Richter azotó a la localidad de Haicheng, en el noreste de China, dañando casi la totalidad de las estructuras de la urbe. Distintos fenómenos inusuales fueron algunas de las señales de alerta. Unas horas antes se había emitido una inédita alerta por especialistas del servicio geológico chino ubicado en la localidad de Yingkou advirtiendo de la catástrofe, por lo que la población fue evacuada y la mayoría de los habitantes logró sobrevivir.

La predicción ocurrió días antes del 4 de febrero de 1975, cuando un destructivo terremoto de 7,3 Richter azotó a la localidad de Haicheng, en el noreste de China, dañando casi la totalidad de las estructuras de la urbe. Distintos fenómenos inusuales fueron algunas de las señales de alerta. Unas horas antes se había emitido una inédita alerta por especialistas del servicio geológico chino ubicado en la localidad de Yingkou advirtiendo de la catástrofe, por lo que la población fue evacuada y la mayoría de los habitantes logró sobrevivir.

A principios de los años 70 del siglo xx estaba en boga la “teoría de la dilatación”, que indica que cuando se comprime una roca (tal y como ocurre en los límites de fallas, principalmente las que forman los sistemas de fallas de los límites de las placas), ésta cambia sus propiedades físicas, originando una serie de señales que son consideradas precursoras de los terremotos. Estos indicios se pudieron observar en Haicheng antes del sismo gracias al monitoreo que realizaron expertos liderados por Cao Xianqing, jefe de la Oficina Sismológica de Yingkou. Entre los fenómenos que se detectaron en los días previos, se cuentan cambios en la conductividad eléctrica de la tierra y en la velocidad de propagación de las ondas P y S (primarias o compresionales, y secundarias o transversales), así como alteraciones en el nivel de gas radón [2]. También se observó un aumento en el nivel del agua de los pozos, “porque cuando se comprime una roca, el agua que está contenida al interior de la roca, que actúa como una esponja, aflora”. Otras situaciones que llamaron la atención de los científicos, fueron cambios en el comportamiento de los animales. Era febrero en el hemisferio norte, hacía mucho frío, y algunos animales que hibernan, como cierto tipo de culebras, salieron a la superficie y murieron congeladas [2].

Lo determinante para decretar la evacuación de la población fue la ocurrencia de una serie de “foreshocks” o temblores pequeños, considerados “precursores” de terremotos. Durante la madrugada del 4 de febrero de 1975 se registran varios de estos sismos, incluyendo uno que alcanzó una magnitud 5,1 Richter a las 7:51

AM. Poco después, a las 8:15 AM, se realizó una reunión de emergencia en la que el científico Cao Xianqing advirtió a las autoridades que un gran terremoto podía ocurrir ese mismo día, por lo que se debían adoptar medidas. Tras la cita, el gobierno local dispuso un amplio operativo para evacuar a la población, incluyendo las zonas urbanas y rurales, y al mediodía ésta ya se había concretado. A esa misma hora, Cao notó que había disminuido la actividad telúrica, lo que para él significaba que se comenzaba a acumular la energía final antes del gran terremoto que finalmente ocurrió a las 7:36 PM y fue de magnitud 7,3 Richter [2].

De acuerdo a los reportes de la época, unas 2 mil personas murieron a causa del terremoto en Haicheng, pero de no haberse decretado la evacuación de la población, se estima que la cifra habría superado las 100 mil víctimas. Éste es el único caso de predicción de un terremoto que ha sido reconocido por el mundo científico como verdaderamente certero. Haicheng fue el emblema de que la predicción de terremotos era posible y, que era cuestión de observar ciertos fenómenos para tener la respuesta. En ese momento todos creían que el problema de la predicción estaba resuelto, pero este entusiasmo duró muy poco tiempo (Fig. 1).



Figura 1. Mapa de localización de la localidad de Haicheng, en China, e Imágenes de los daños causados por el impacto en 1975 a la localidad de Haicheng, en China, del único terremoto que la ciencia ha podido predecir.

Al año siguiente, el 28 de julio de 1976, en Tangshan, a sólo 400 kilómetros de Haicheng, se produjo otro terremoto de 7,5 Richter que causó la pérdida más grande de vidas humanas que se conoce tras un terremoto: 250 mil personas fallecieron según fuentes chinas, y 800 mil, de acuerdo a estimaciones occidentales. Este terremoto no se pudo anticipar, pese a que fue parecido al de Haicheng y a que se estaba realizando el mismo tipo de monitoreo. La diferencia es que esta vez no se presentó ninguno de los fenómenos precursoros que estuvieron en el primer caso [2]. Con este episodio quedó demostrado que estos fenómenos llamados precursoros, no siempre se presentan antes de un temblor.

Tras el fracaso de esta teoría, la comunidad científica se desmotivó. De lo que se creía era un logro, que ya estaba prácticamente el problema resuelto, se pasó a una situación en la que nuevamente hay muchas incertidumbres. Pese a ello, en algunas zonas altamente sísmicas del planeta aún se realizan experimentos asociados a esta hipótesis de la dilatación de las rocas.

Se han producido muchas teorías y predicciones pseudocientíficas. La

aleatoriedad natural de los terremotos y la actividad sísmica frecuente en ciertas áreas, pueden ser utilizadas para hacer “predicciones” que generen credibilidad injustificada. Generalmente, tales predicciones dejan ciertos detalles sin especificar, lo que incrementa la probabilidad de que los vagos criterios de predicción se reúnan y se ignoren los terremotos que no fueron previstos. A continuación se refieren algunos de los preceptos teórico-metodológicos empleados hoy día para la predicción de terremotos.

GENERALIDADES DE LA PREDICCIÓN DE TERREMOTOS

La predicción del terremoto tiene sus raíces en la antigüedad. Estas predicciones se han basado en una variedad de fenómenos sísmicos y no sísmicos. Varias culturas antiguas consideraban que los terremotos y otros fenómenos naturales peligrosos (erupción volcánica, tormentas e inundaciones fundamentalmente) se producían por la ira de los dioses “cuando los humanos no cumplían con sus designios”. En la mitología griega, Poseidón, el dios del mar, también el dios de los terremotos (en la mitología romana es conocido como Neptuno), se creía que cuando estaba de mal humor, golpeaba el suelo con un tridente, causando terremotos y otras calamidades. Esto significaba que cuando el mar estaba revuelto, se veía venir grandes tormentas (por el estado de las nubes y los truenos) o sentían intensas jornadas de calor, se creía que el dios Poseidón traería un terremoto, en aquella época conocido como gran temblor de tierra.

Por otro lado, los filósofos griegos de la antigüedad clásica desarrollaron ideas para explicar a su pueblo el origen de los sismos. García (2001) menciona las ideas de Aristóteles que lograron llegar hasta nuestros días. Esta hipótesis aristotélica refiere que en el centro de la tierra existe un fuego permanente que genera gases o exhalaciones que al desplazarse en el interior de la tierra provocan los temblores. En función de esto, también se creía que cuando se sentían intensas jornadas calurosas es porque iba a temblar [3].

Estas creencias ataban a las tribus y comunidades antiguas a seguir determinados patrones culturales, de disciplina, de comportamiento para evitar la furia de estos dioses; aun así, de vez en cuando la naturaleza seguía su curso, y la culpa de estos fenómenos seguía teniendo la misma explicación. Se sucedieron muchos esfuerzos de distintos filósofos y científicos desde esta época antigua hasta que a mediados del siglo XIX de nuestra era, aparecieran las publicaciones de los trabajos científicos de Jhon Mitchel, Robert Malet, Charles Darwin, Alejandro de Humboldt, entre otros que dieron un giro a la sismología, a las creencias y las maneras de intentar predecir o pronosticar los terremotos.

Lo cierto es que la predicción de terremotos ha sido hasta la actualidad un desafío para la ciencia a nivel internacional. Varios investigadores, principalmente de naciones desarrolladas, han intentado elaborar teorías y metodologías para descifrar el momento en que va a suceder un terremoto de gran magnitud. En este intento han existido algunos aciertos, como la predicción realizada del terremoto

de Haicheng en el noreste de China días antes su impacto el 4 de febrero de 1975; sin embargo, todavía existe una gran incertidumbre en el tema, debido a que la mayoría de estos estudios no se aproximan a la realidad, solo existen escasas coincidencias.

El autor de este trabajo define a la predicción de terremotos como el esfuerzo por pronosticar la ocurrencia de un terremoto en una región o localidad del planeta con una magnitud determinada en un momento dado; o sea, es la posibilidad de predecir la ocurrencia de un movimiento sísmico fuerte en un lapso de tiempo determinado en una localidad específica. En otras palabras, se trata de pronosticar la ocurrencia de terremotos en función de su localización geográfica, del tiempo y de su magnitud.

Actualmente existen científicos que prefieren denominar como pronóstico a los esfuerzos por descifrar cuándo va a ocurrir un terremoto de gran magnitud; en ambos casos se refiere al proceso de estimación en situaciones de incertidumbre. Según Kanamori (2003) toda predicción sísmica debe incluir [4]:

- Intervalo de tiempo definido.
- Lugar definido.
- Magnitud del evento.
- Nivel de confianza del pronóstico.
- Estimación del grado de incertidumbre del pronóstico.
- Propuesta de las indicaciones en caso de ocurrir el sismo.

La predicción sísmica es importante porque:

- Permite preparar los servicios de emergencia.
- El gobierno puede emitir alertas a la población
- Los habitantes pueden buscar un lugar seguro
- Se cerrarían tuberías de gas o combustible y de esta forma se evitarían incendios.

Hasta la fecha, y a pesar de considerables esfuerzos de investigación por parte de los geólogos y sismólogos principalmente, no se han podido hacer predicciones científicamente reproducibles para un día o mes específico. No obstante, en el caso de los mapas de evaluación del peligro sísmico de fallas estudiadas, es posible estimar que la probabilidad de un terremoto de un tamaño dado afectará un lugar determinado durante un cierto número de años, teniendo en cuenta el patrón de velocidad de corrimiento y las evidencias de movimientos sísmicos anteriores [5], tal y como ocurre con la Falla San Andrés ubicada en Norteamérica. La capacidad general para predecir terremotos con un porcentaje de exactitud relativamente elevado, ya sea en forma individual o en una base estadística, sigue siendo remota.

En el esfuerzo por predecir o pronosticar terremotos, se ha tratado de asociar un terremoto inminente con fenómenos tan variados como los patrones de sismicidad, campos electromagnéticos, movimientos del suelo, condiciones meteorológicas y nubes inusuales, contenido de gas radón o hidrógeno del suelo o agua subterránea, comportamiento animal y las fases de la luna, determinaciones probabilísticas con el empleo de métodos matemáticos, equipamiento que analiza las ondas precedentes y emite alertas, entre otros.

CRITERIOS PARA LA PREDICCIÓN DE TERREMOTOS

Atendiendo a diversos criterios la predicción de terremotos se puede clasificar según el tiempo o intervalo tiempo de aparición, según el área geográfica y según las técnicas aplicadas. Según sea el intervalo de tiempo, se pueden presentar los siguientes plazos [6]:

- Inmediato: 0 a 20 segundos.
- Corto: Horas a semanas.
- Intermedio: 10 a 30 años.
- Largo: Más de 30 años.

La predicción inmediata ocurre cuando se emplean sensores remotos para la alerta temprana, permitiendo a las poblaciones más alejadas del epicentro tomar medidas urgentes para resguardarse del impacto del sismo; o sea, ubicarse en las más zonas seguras según el lugar donde se encuentren, de manera que el colapso de las estructuras impactadas por el sismo no los afecten o los afecten lo menos posible.

La predicción a corto plazo, debe brindar el lugar, la fecha y la magnitud del evento. Este tipo de predicción es el más difícil porque generalmente está asociada a un grado alto de incertidumbre. Existen múltiples factores que se han tratado de relacionar con la ocurrencia de un terremoto para tratar de encontrar una clave en la predicción. Dentro de los más populares están los cambios de potencial eléctrico, variación química del agua subterránea, cambios en la profundidad de los pozos de agua, niveles de gas radón liberado a la atmósfera cerca de una falla e incluso comportamiento animal extraño [6].

La predicción a corto plazo más espectacular tuvo lugar en 1975 en ciudad de Haicheng en China. El 1 de febrero de 1975 comenzó a detectarse una oleada de sismos que continuó dos días más al tiempo que se observaron cambios en diversos parámetros físicos como el nivel de agua de los pozos. Como la actividad se incrementaba, se tomó la decisión de evacuar a las personas de la ciudad y el 4 de febrero ocurrió un fuerte terremoto de magnitud 7.3. La predicción a largo plazo es una de las más usadas. Se basa en la teoría del rebote elástico que supone que durante largos intervalos de tiempo, el esfuerzo a ambos lados de una falla va incrementándose hasta que esta se rompe y se genera un terremoto. El esfuerzo entonces se libera y se empieza nuevamente a acumular, de manera que en el futuro se vuelve generar un nuevo sismo en el mismo lugar [6].

Existen tres métodos para la predicción de terremotos a largo plazo:

- Método de la brecha sísmica.
- Método de la transferencia de esfuerzos.
- Método de cambios en los patrones de sismicidad.

Método de la brecha sísmica: Este método supone que, a lo largo de las zonas de contacto entre las placas tectónicas donde no han ocurrido sismos fuertes durante mucho tiempo y el nivel de sismicidad de eventos pequeños es bajo, es un sitio donde la energía se está acumulando y que podría liberarse en forma de un terremoto. (Figura 2).

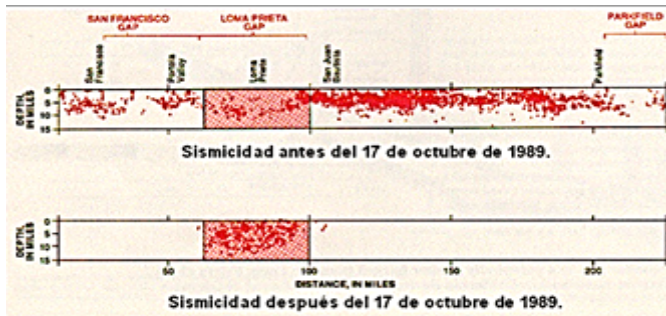


Fig. 2 Proyección de eventos sísmicos sobre la falla de San Andrés. En la parte de arriba se muestran los “gaps” o brechas de San Francisco, Loma Prieta y Parkfield.

La parte de abajo muestra la sismicidad luego de ocurrido el sismo de Loma Prieta en 1989. El mismo sucede en una zona donde la sismicidad era baja (había un “gap” o brecha) comparada con las zonas vecinas. El ejemplo más famoso es el de Parkfield, en California, Estados Unidos. Ahí se había notado que los sismos parecían sucederse con un intervalo de unos 22 años aproximadamente. Un sismo de magnitud de aproximadamente 6.0 ocurría en los años 1857, 1881, 1901, 1922, 1934 y 1966. Se esperaba que el próximo ocurriera a más tardar en 1993. De hecho, los científicos habían calculado que existía una probabilidad de 90 a 95% de que un sismo similar ocurriera entre 1985 y 1993. Sin embargo, el terremoto no ocurrió sino hasta el año 2004 [6] (Fig. 3).

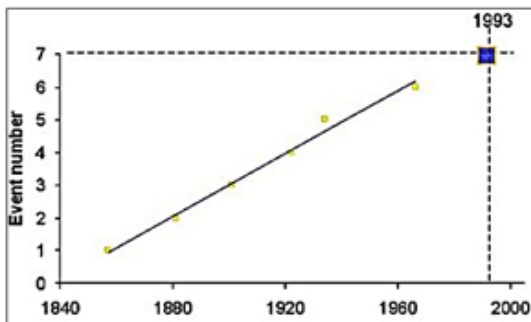


Fig. 3 Proyección del año en que debía ocurrir el sismo de Parkfield.

Se esperaba que a más tardar el sismo ocurriera en 1993 porque otros eventos similares sucedían en forma muy regular en la misma zona durante muchos años.

Método de la transferencia de esfuerzos: Cuando ocurre un terremoto grande, los esfuerzos de la falla que lo origina se liberan pero tienden a concentrarse en las zonas cercanas que, si existen fallas activas, pueden generar a su vez otro sismo en cuestión de décadas.

El ejemplo más notorio es el de un terremoto en 1992 de magnitud 7.3 que ocurrió en Landers, California. Horas después, un sismo de magnitud 6.3 (Big Bear) sucedió en un sistema de fallas cercanas a ese sismo. El evento de 6.3 fue producido por el cambio en los esfuerzos que se generaron cuando rompió la falla del evento mayor. (Figura 4).

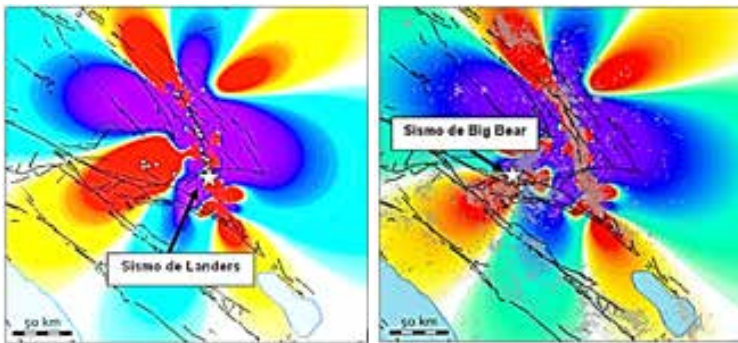


Figura 4. Distribución de esfuerzos luego del sismo de Landers (Izquierda). Distribución de esfuerzos luego de ocurrido el sismo de Big Bear (Derecha). Las partes rojas son las zonas donde se acumuló la energía sísmica.

Método de cambios en los patrones de sismicidad: Estos consisten en observar cambios anómalos en la sismicidad normal de un área. Por ejemplo, puede suceder que no se registren sismos durante muchísimo tiempo y que esto sea indicativo de que un terremoto está a punto de ocurrir. Por otro lado, también se ha observado que algunas veces más bien empiezan a ocurrir muchos sismos donde no eran frecuentes, hasta que se produce un sismo grande.

La predicción de terremotos según el área que se evalúa puede ser:

- Local.
- Regional.
- Global.

Tanto la predicción local como regional tienen su fundamento en la medición de parámetros locales de los sismos donde se conoce que en el pasado han ocurrido estos fenómenos geológicos por la ruptura abrupta o corrimiento abrupto de fallas tectónicas, ubicadas generalmente en las inmediaciones de los límites tectónicos de las placas. Hoy existen varios investigadores a nivel internacional que trabajan esta línea, con algunos resultados aislados, los más destacados son los obtenidos del estudio del movimiento que experimenta la Falla San Andrés

en Estados Unidos.

Se ha logrado algún progreso en la predicción regional a largo plazo y en los pronósticos. Se han identificado “brechas sísmicas” en las zonas de contacto de las principales placas: las áreas con historia de grandes terremotos en el pasado (mayores de Ms7 -Escala Richter) y de muy grandes terremotos ($Ms > 7,75$), que no han sufrido un evento de esas magnitudes en los últimos 30 años. Los recientes estudios muestran que los principales terremotos no vuelven a ocurrir en el mismo lugar a lo largo de las fallas, hasta que no haya pasado suficiente tiempo para que se acumulen las tensiones, generalmente después de varias décadas.

En las principales regiones sísmicas, estas zonas “en silencio” presentan el mayor peligro de futuros terremotos. Confirmando la teoría de la brecha sísmica, varias “brechas” identificadas cerca de las costas de Alaska, México y América del Sur han experimentado grandes terremotos durante la última década. Aún más, el comportamiento de algunas fallas parece ser sorprendentemente constante: hay áreas donde los terremotos ocurren en el mismo lugar, pero décadas aparte, y tienen prácticamente idénticas características. El monitoreo de estas brechas sísmicas, por lo tanto, es un componente importante respecto a los terremotos, su predicción, y los preparativos para futuros eventos.

En base a la teoría de la brecha sísmica, el U.S. Geological Survey ha preparado mapas de las costas de América Latina, sobre el Océano Pacífico adaptados de estudios de Stuart Nishenko. Estos mapas dan estimados de probabilidades y clasifican el peligro sísmico para un período de tiempo de 1986 a 2006, sin embargo, los pronósticos de este tipo sólo demarcan áreas relativamente grandes donde un terremoto podría potencialmente ocurrir en un período de tiempo de definición muy general. Ha habido pocas predicciones sísmicas exitosas, y son la excepción no la regla. La predicción de un terremoto involucra el monitoreo de muchos aspectos de la tierra, incluyendo pequeños desplazamientos del terreno, cambios en los niveles del agua, emisiones de gas de la tierra, entre otros. Es aún una ciencia muy joven.

La predicción local o regional se aplica también en ausencia de redes de medición, a las estimaciones probabilísticas de ocurrencia de sismos, teniendo en cuenta la cantidad de veces que ocurren los terremotos y su promedio probabilístico; lo que significa que se establecen “tiempos de recurrencia” a partir de estimaciones probabilísticas. Una técnica de predicción muy antigua aunque totalmente inexacta hasta la fecha.

En cambio la predicción global involucra a varias redes de medición en distintas regiones. Estas redes, por ejemplo, combinan sus resultados para establecer patrones de comportamiento y son usadas para los distintos países en particular o conjunto de países. Hoy estas asociaciones para el uso compartido de datos de redes sismológicas son muy común internacionalmente. Un ejemplo fehaciente lo constituye el empleo de datos generados por todos los servicios sismológicos de los distintos países del área del Caribe, para intentar predecir

y registrar todos los eventos que ocurren en esta área geográfica. Este tipo de colaboración es muy efectiva, pues permite observar colectivamente la evolución detallada de los movimientos neotectónicos de una región implicada en una placa tectónica específica, y con ello predecir elementos como los posibles movimientos vectoriales futuros, su fuerza (magnitud), estimación de las posibles localidades de colapso, entre otros parámetros importantes.

Particularmente, los movimientos vectoriales de las placas tectónicas con los que se puede modelar el comportamiento sísmico de una región, es realizado a través del empleo de Sistemas de Posicionamiento Global (GPS), una eficiente herramienta de uso actual en las geociencias (Figura 5).

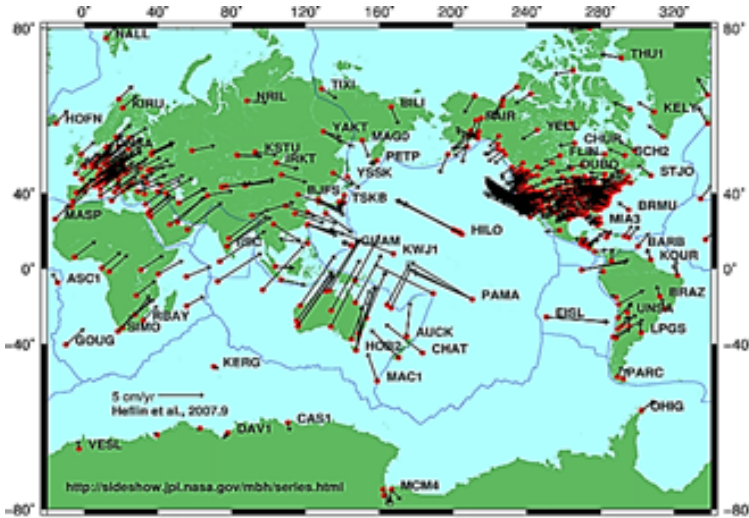


Fig. 5 Vectores de velocidad de las placas tectónicas obtenidos mediante posicionamiento preciso GPS. Fuente: <http://sideshow.jpl.nasa.gov/mbh/all/images/global.jpg>

La predicción de terremotos de forma global comprende la integración de registros sísmicos del globo terráqueo. Actualmente el Servicio Geológico de los Estados Unidos de América (USGS por sus siglas en inglés) promueve efectivamente la realización de estas predicciones; para ello emplea los datos obtenidos por una densa red de sismógrafos colocados en su país y otros obtenidos a través de la colaboración internacional con distintos países. Esta institución registra los terremotos ocurridos en el planeta prácticamente de forma instantánea y procesa sus datos en tiempo real, realizando sucesivamente algunas predicciones de otros eventos aun inexactas.

Además existen otras instituciones dedicadas a la llamada predicción o pronóstico de terremotos, como es el caso del Servicio de pronóstico de terremotos (EFS), también conocido como World Earthquakes TM, un servicio ofrecido online en internet que se dedica a al pronóstico de terremotos basado en series de datos de terremotos pasados y presentes. Según la política de privacidad establecida por este servicio, los datos de EFS son solo para uso personal y pueden contener errores y no está permitido redistribuir ninguno de los datos

de previsión de terremotos que estén disponibles en esta página web, a ninguna otra fuente (TV, Medios, Internet). La intención de EFS es reducir el daño y las víctimas causadas por los terremotos sin crear falsas expectativas. Sus algoritmos matemáticos – según declaran- no pueden predecir la hora exacta, la ubicación o la magnitud de un terremoto, se asume que no hay conocimiento para hacer eso (world-earthquakes.com).

Los datos de EFS se basan en estadísticas de terremotos presentes y pasados que no pueden proporcionar un pronóstico preciso; son solo una estimación estadística usando series de datos de terremotos pasados y presentes. Consideran solo series de datos de terremotos de Mw 6.5+. Las listas se pueden actualizar automáticamente debido a la actividad sísmica global. Las probabilidades se calculan con métodos matemáticos complejos y utilizan series de datos EMSC y USGS de terremotos pasados y presentes con algoritmos que son únicos en el mundo. (world-earthquakes.com).

Según las técnicas aplicadas, la predicción de terremotos puede ser:

- Teórica.
- Instrumental.
- Combinada.

La predicción teórica de terremotos se basa fundamentalmente en dos manifestaciones:

- La concepción de eventos premonitores.
- La aplicación de métodos matemáticos y estadísticos para predecir eventos futuros conociendo la ocurrencia de eventos sísmicos en el pasado, u otros indicadores o variables que se evalúen en el proceso.

La predicción instrumental de terremotos igualmente tiene dos vertientes:

- A través del registro de los movimientos de las placas empleando sistemas de posicionamiento global (GPS) y su correspondiente interpretación.
- A través del registro de los movimientos sísmicos por los sismógrafos y acelerómetros, u otros medios y su correspondiente interpretación.

La predicción combinada de terremotos emplea tanto la predicción instrumental como la teórica, encerrando estos estudios en la concepción de complejos modelos matemáticos, estadísticos y geofísicos, que finalmente también emplean otras maneras de interpretar las informaciones, entre estas:

- Brain storming (tormenta cerebral), realizada con el auxilio de consejos de expertos.
- Las redes neuronales artificiales.
- Lógica Fuzzy.

- La minería de datos.
- El modelo LGR múltiple (Ponderación de resultados de distintos métodos de predicción de terremotos).

Se han producido muchas teorías y predicciones pseudocientíficas. La aleatoriedad natural de los terremotos y la actividad sísmica frecuente en ciertas áreas, pueden ser utilizadas para hacer “predicciones” que generen credibilidad injustificada. Generalmente, tales predicciones dejan ciertos detalles sin especificar, lo que incrementa la probabilidad de que los vagos criterios de predicción se reúnan y se ignoren los terremotos que no fueron previstos.

Viendo la complejidad de los sismos y comprendiendo que hasta los países más desarrollados tecnológicamente no han podido predecirlos, es importante que nosotros tomemos conciencia que estamos expuestos a un fenómeno muy importante y que este puede suceder en cualquier lugar y en cualquier momento.

Podríamos citar el caso del terremoto de Japón del 11 de marzo del 2011. El sismo de 9.0 tomó por sorpresa a los japoneses que más bien esperaban que ocurriera un sismo de aproximadamente magnitud 8.0 en la zona sur del país, conocida como Nankai. La zona norte, aunque presentaba sismicidad “normal”, se pensaba que podría algún día romper con un sismo de quizás 8.0, pero no este año, sino en el futuro. Tampoco se pensaba que la magnitud del evento pudiera ser de 9.0 que es 30 veces más grande que uno de 8.0 desde el punto de vista de la liberación de la energía. Todo esto sustentado por años de estudio e investigaciones realizadas por los más prestigiosos sismólogos japoneses. (Figura 6)

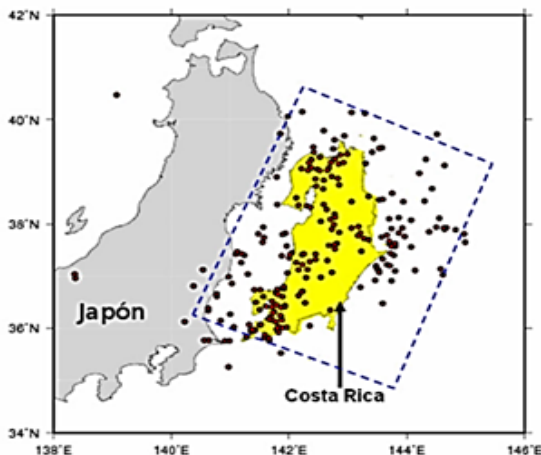


Figura 6. Réplicas del sismo del 11 de marzo del 2011 ocurrido en Japón. Cada punto rojo representa una réplica. La zona en azul, una aproximación del área de ruptura que produjo ese sismo.

El adecuado manejo de la información ante un eventual terremoto, no puede ser tomado a la ligera, mucho menos con la gran cantidad de información (acertada o errónea) que circula en la actualidad. Existen muchos métodos de predicción, algunos tienen más aciertos que otros, sin embargo, todos poseen sus grados de

incertidumbre y ninguno de ellos es infalible ni podrá ser 100% seguro. Un aviso de terremoto que circule por la red, debe ser manejado siempre por los encargados de la seguridad ciudadana y cada método aplicado en su predicción debe ser sometido a una serie de cuestionamientos antes de su aprobación definitiva:

- ¿El método ha sido sometido a la comunidad científica? ¿Se ha presentado en conferencias y simposios?
- ¿Existen publicaciones científicas que demuestren la veracidad del método?
- ¿Se han hecho análisis de incertidumbre de la información?
- ¿Las predicciones cumplen con informar del lugar, tiempo y magnitud del evento?
- ¿Cuál es la calidad de los datos que se usan?
- ¿Qué instrumentación se ha utilizado?
- ¿Existe información técnica que sustente las predicciones?
- ¿Quiénes son los autores?
- ¿Cuál es la trayectoria de investigación de los desarrolladores, su especialidad?
- ¿Están los autores respaldados por una universidad o instituto de investigación?
- ¿Qué contactos tienen los desarrolladores con la comunidad sismológica?

Es importantísimo tener claro el origen de la información y más aún que esta haya sido evaluada por la comunidad científica a todo nivel, porque se está tratando un tema muy delicado, que puede traer serias consecuencias a la sociedad civil. Todo método o procedimiento que intente predecir algún fenómeno natural, debe estar debidamente sustentado, hecho por personal académicamente preparado en el campo respectivo y debe ser transparente desde todo punto de vista. El solo hecho de que se pronostique un terremoto sin que se demuestre el procedimiento seguido, pierde toda validez desde el punto de vista científico y más bien se convierte en algo semejante a la clarividencia [6]. Por estas razones se sugiere siempre aplicar los métodos existentes de forma combinada, de manera que cada vez sean más certeros los pronósticos o predicciones realizadas.

CONCLUSIONES

Los sismos o terremotos, por sus características, constituyen uno de los fenómenos naturales más importantes debido a la rapidez de su aparición, sin que nada prácticamente indique su presencia y los efectos secundarios que producen en los suelos y edificaciones, impactando negativamente en la vida del hombre y sus

bienes. Se destaca la existencia de varios métodos o metodologías publicadas por científicos y comunidad en general para predecir terremotos, los cuales hasta la fecha son inexactos. Su aplicación combinada podría reducir las incertidumbres existentes hoy día sobre el tema.

AGRADECIMIENTO

El autor desea expresar que los preceptos expuestos en este trabajo forman parte de las investigaciones realizadas en el marco del Proyecto No. 9646-Fortalecimiento de la formación profesional en ingeniería hidráulica para la región oriental de Cuba. (2021 - 2024), del Programa Sectorial de Educación Superior y Desarrollo Sostenible, convocado por el Ministerio de Educación Superior (MES) de la República de Cuba.

REFERENCIAS

- [1] USGS, (2019). “Recent earthquakes”. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/recenteqsww/Quakes/usc0001xgp.php>
- [2] Ramírez, Natacha. (2012). “La historia del único terremoto que la ciencia ha podido predecir”. 19 de Mayo de 2012 | 12:26 | www.Emol.com
- [3] García, V., (2001). “El pensamiento científico sobre el origen de los sismos”. En: Los sismos en la historia de México, Fondo de cultura económica, II: 71-110
- [4] Kanamori H, Hanks TC. (1979). “A moment magnitude scale”. *Journal of Geophysical Research* 84 (B5): 2348-50.
- [5] P. Varotsos and K. Alexopoulos (1987). “Physical properties of the variations in the electric field of the earth preceding earthquakes, III”. *Tectonophysics* (136): 335-339
- [6] Colectivo de autores. (2015). “Predicción de Terremotos”. Laboratorio de Ingeniería Sísmica INII-UCR. <http://www.lis.ucr.ac.cr/pdf/prediccion/predicir.html>

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 3 PISOS CONSTRUIDO CON MAMPOSTERÍA REFORZADA EN SANTIAGO DE CUBA

Performance evaluation of a 3-stories housing building, built with reinforced masonry in Santiago de Cuba

Fidel Alejandro Lora Alonso ¹, Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu ²

¹ Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, Cuba, fidel.lora@cenais.cu, <https://orcid.org/0000-0003-3288-7833>

² Universidad de Oriente, Cuba, ealvarez@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0003-1819-263X>

Resumen

Cuba está inmersa en un programa de construcción que exige un mejor uso de las técnicas constructivas que influyan favorablemente en el medio ambiente y aumenten la seguridad de las estructuras. Para esto se evalúa el desempeño de un edificio de viviendas de 3 niveles de mampostería reforzada interiormente construido sobre suelo rígido, en la zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba. Se resuelve el paso 6 de la metodología ERAD que consiste en la evaluación de la seguridad sísmica. Las solicitaciones de cálculo se obtienen de modelos avanzados en elementos finitos bidimensionales multicapa (shell), con el software profesional SAP2000 versión 20, y los requerimientos de la norma mexicana del 2017 y el ACI-318:2014. Se evalúa el desempeño estructural aplicando FEMA-440 y ATC-40, y haciendo uso del análisis estático no lineal Pushover, para los muros de mampostería y los elementos de hormigón armado, considerando distintos niveles de demanda sísmica.

Palabras clave: Performance evaluation, pushover, seismic design, reinforced masonry, housing building.

INTRODUCCIÓN

Las disposiciones actuales de diseño sísmico de estructuras basadas en desempeño, demandan conocer con detalle su comportamiento no lineal desde el comienzo de éste, hasta niveles altos de deformación lateral. Los métodos existentes de análisis elástico lineales, en general, no proporcionan la información necesaria para el diseño, por lo que deben ser complementados por técnicas y programas de análisis no lineal. Sin embargo, los ingenieros de proyecto requieren de modelos no lineales que sean suficientemente simples, para uso constante, y que al mismo tiempo se aproximen a su real comportamiento.

El comportamiento de estructuras de pórticos ha sido más estudiado que el de otros tipos de estructuras, ya que la mecánica de materiales ha proporcionado, en los elementos barra, una herramienta suficientemente precisa para su análisis tanto para comportamiento lineal como no lineal. El problema se complica, cuando se incluyen muros dentro de los pórticos, debido a que no existe un modelo simple, como en el caso de las barras, que represente el comportamiento de estos elementos

y su relación con los que lo confinan. Esta situación se torna aún más compleja cuando el muro es de mampostería reforzada, ya que el comportamiento de este material es mucho menos conocido que el del acero o el del concreto.

La mampostería es uno de los materiales constructivos más antiguos, con más de diez mil años de historia, y a pesar de que hace más de 40 años se han intensificado las investigaciones acerca de su comportamiento aún no son suficientes, sobre todo en relación a su comportamiento sismorresistente. Su comportamiento mecánico es complejo debido al gran número de variables que intervienen en su estudio; y que algunas de ellas, como las propiedades de los materiales, la calidad de la mano de obra, las condiciones de contacto entre el muro y el marco o la adherencia entre mortero y piezas, son muy difíciles de controlar y/o cuantificar.

El desarrollo acelerado de la computación en las últimas décadas ha permitido crear modelos matemáticos complejos basados en el Método de los Elementos Finitos (MEF), lo cual constituye actualmente una de las alternativas para el estudio del comportamiento de elementos y estructuras de mampostería reforzada interiormente. Principalmente en el ámbito de la investigación, ya que la gran cantidad de recursos informáticos y de tiempo que requiere un análisis no lineal con MEF, hace que su uso sea inadecuado para la práctica común de la ingeniería. El análisis estático no lineal de estructuras en concreto reforzado permite modelar aproximadamente el comportamiento real de una estructura ante algún evento sísmico, pero requiere de mucho más tiempo y ocupa muchos más recursos, tanto ingenieriles como computacionales, por lo que, en la práctica, en la mayoría de los casos no se usa en el diseño estructural.

Actualmente, aunque Cuba está inmersa en un programa de construcción de viviendas, las técnicas constructivas empleadas son las convencionales y otras con alto consumo energético y con un impacto medioambiental negativo. Sin importar el tipo de tecnología, es posible un mejor uso de las mismas técnicas y mejorar el sistema constructivo, aumentando la seguridad y sostenibilidad de las estructuras expuestas a diversos desastres naturales. Particularmente las edificaciones en la ciudad de Santiago de Cuba están propensas a movimientos sísmicos recurrentes, por lo que es importante conocer la capacidad de las estructuras para soportarlos, su funcionalidad en el momento de que estos acontecen y su estado de servicio luego del fenómeno. La necesidad de representar explícitamente condiciones de fluencia en vigas, columnas y uniones viga-columna y mampostería de una estructura, hace que se requiera de modelos más detallados para el estudio de su desempeño ante un sismo. Es por esto que resulta necesario aplicar métodos de análisis para simular el comportamiento de la estructura bajo los diferentes estados de carga, que permiten evaluar las edificaciones de tal forma que sean capaces de soportar sismos de diferentes magnitudes sin presentar daños estructurales y evitando el colapso.

En el presente trabajo se evalúa el desempeño de una solución estructural de edificio de mampostería reforzada interiormente ubicada en la ciudad de Santiago

de Cuba, la zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba, con distintas demandas sísmicas para este sitio. Para ello se aplica el análisis estático no lineal “Pushover” a un modelo de edificio de viviendas de mampostería reforzada interiormente que se ajusta a la sismicidad del municipio de Santiago de Cuba. Se hace uso del software SAP2000 v20, con la característica de que coinciden las dimensiones de la discretización de los elementos finitos con las unidades de mampostería. Los resultados se comparan con los requerimientos mínimos de diseño y calidad, establecidos por el ACI 318:2014 [1], el ATC-40 [2], FEMA-356 [3], y la NTCM [4]. Este trabajo se sustenta en investigaciones precedentes basadas en el diseño, racionalización y determinación de la variante óptima para su construcción en zonas sísmicas. Es por ello que a partir de ahora solo se menciona la variante de 3 niveles, a la cual se le determina su punto de desempeño ante diferentes niveles de demandas sísmicas según la norma sísmica cubana vigente NC46:2017 [5].

MATERIALES Y MÉTODOS

Creación del modelo y diseño estructural

La tabla 1 resume los datos de proyecto para la elaboración del modelo de edificio propuesto. Una vez obtenido los resultados del análisis del modelo, se diseña a través de los requerimientos de la norma mexicana para esta tipología constructiva [4], considerando los criterios de la NSR:2017 [6] y el ACI 318:2014 [1]. Al racionalizar la variante se sintetiza el modelo permitiendo ubicar concretamente la disposición del refuerzo calculado en muros, columnas y vigas, ver figura 1, para la realización del posterior análisis no lineal Pushover [2][7][8][9]. El modelo resultante, basado en elementos finitos tipo (Shell multicapas), cuenta con una densidad de malla de 0.25m por 0.25m, haciendo coincidir cada hueco del bloque con cada celda definida. Esto nos permitió ubicar en el modelo las barras de acero dentro de cada uno de estos elementos (shell). Además, condicionó la discretización de los demás elementos estructurales a ese tamaño de celda y rigurosamente se tuvo en cuenta que no aparecieran elementos triangulares ni trapezoidales. En la figura 1 se muestra los detalles constructivos racionalizados según un diseño posterior.

Resumen de los datos de proyecto

A – Datos Relativos a la Geometría de las Variantes de Edificios

- | | | |
|---|----------------------|---------------|
| 1 | Número de Pisos | 3 |
| 2 | Modulación en Planta | 3.30 x 3.90 m |
| 3 | Crecimiento Vertical | 2.70 m |

B- Caracterización de los Materiales de Construcción

- | | | | |
|---|------------|---------------------|-----------------|
| 1 | Acero G-40 | Todos Rak = 300 MPa | Ea = 210000 MPa |
|---|------------|---------------------|-----------------|

- | | | | | |
|---|-----------------------|---------|-----------------------------|---------------------------|
| 2 | Hormigón | Losa | $R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ | $E_b = 33466 \text{ MPa}$ |
| | Viga Cerramiento | | $R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ | $E_b = 33466 \text{ MPa}$ |
| | Columna | | $R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ | $E_b = 33466 \text{ MPa}$ |
| | Muro de Escalera | | $R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ | $E_b = 33466 \text{ MPa}$ |
| 3 | Mampostería Reforzada | Paredes | $R'_{bk} = 5.0 \text{ MPa}$ | $E_m = 256 \text{ MPa}$ |

C – Cargas Permanentes Peso Propio

- | | | | | |
|---|-------------------------|-------------------------------|----------------|----------------------|
| 1 | Elementos Estructurales | Losa | Espesor: 12 cm | 24 kN/m ³ |
| | Viga cerramiento | Sección Transversal: 20x50 cm | | 24 kN/m ³ |
| | Columna | Sección Transversal: 20x20 cm | | 24 kN/m ³ |
| | Muro Escalera | Espesor: 15 cm | | 24 kN/m ³ |
| | Losa Escalera | Espesor: 12 cm | | 24 kN/m ³ |
| | Paredes | Espesor: 20 cm | | 21 kN/m ³ |

Revestimientos de Pisos e Impermeabilización

- | | | | |
|---|------------|--|------------------------|
| 1 | Entrepisos | Pesada Mosaico (2.5cm), Mortero (2.5cm), Atesado (5cm) | 1.71 kN/m ² |
| 2 | Cubierta | Pesado Rasilla (1 cm), Mortero (2 cm), Atesado (7 cm) | 1.86 kN/m ² |

D - Cargas Temporales

- | | | | | |
|---|------------|----------------|--------------------------------|-----------------------|
| 1 | Entrepisos | Carga Temporal | Vivienda | 1.5 kN/m ² |
| 2 | Cubierta | Corta Duración | Acceso solo para Mantenimiento | 0.8 kN/m ² |

(*) No se combina con las cargas sísmicas, solo con las restantes cargas gravitatorias.

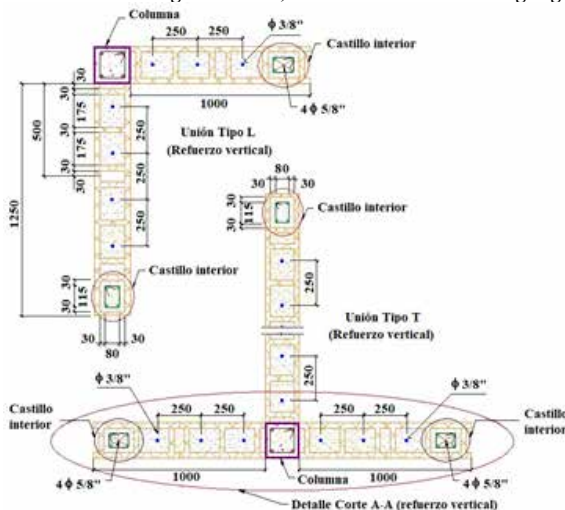


Figura 1. Detalles constructivos

2. Modelos de comportamiento de los materiales para el análisis no lineal.

Se utiliza el modelo de Mander [10] para hormigón confinado para las columnas, castillos y las vigas, y el no confinado para los muros de mampostería y de hormigón armado donde se usó un modelo simple. En el modelo se utiliza el acero G-40 de producción nacional, caracterizado en [11], siendo sus principales parámetros mecánicos los siguientes:

- o Tensión de fluencia (f_y): 365.8MPa
- o Tensión última (f_u): 431.84MPa
- o Tensión máxima registrada ($f_{m\acute{a}x}$): 543MPa
- o Deformación en el inicio de la fluencia (ϵ_y): 0.0018
- o Deformación bajo la tensión última (ϵ_u): 0.2482
- o Deformación en la tensión máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$): 0.1736
- o Deformación en el inicio del endurecimiento (ϵ_{end}): 0.039
- o Elongación permanente porcentual (δ): 22.14%

3. Análisis no lineal

El análisis no lineal considera factores asociados a la fatiga progresiva de los materiales, como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y, por ende, el colapso progresivo. Esto ha condicionado que en los últimos años hayan adquirido una amplia popularidad los métodos que involucran de alguna manera la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga [7].

Método de análisis estático no lineal (Pushover).

Actualmente el método Pushover. posee una gran aplicación en la evaluación de estructuras, pues es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad de una edificación, analizando los parámetros resistencia-deformación para conducir a una respuesta sísmica esperada; además, es posible identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y momento en el que fallan cada uno de los elementos que componen la estructura, ya que verifica el comportamiento de la estructura en el rango inelástico [9]. El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineales simplificados, requieren de la determinación de tres conceptos primordiales: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. La demanda sísmica, a diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico y que depende de

un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, haciendo referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda sísmica, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación. Una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La verificación del desempeño comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo [8].

Método del Espectro de Capacidad (CSM)

Este método convierte la curva de capacidad, expresada como un diagrama Fuerza-Desplazamiento, en un diagrama de coordenadas espectrales para que pueda ser comparado con los espectros de respuesta de demandas sísmicas; esta conversión se lleva a cabo haciendo uso de las características dinámicas del primer modo de oscilación. La curva de demanda sísmica sobre la estructura se determina a partir del espectro de pseudo-aceleración del movimiento sísmico, escalado de acuerdo al amortiguamiento efectivo del sistema. El espectro de respuesta elástico y lineal, asumido para un factor de amortiguamiento de 0.05 es modificado para representar los efectos de la respuesta inelástica, a través de la sustitución de la respuesta con amortiguamientos superiores para considerar la respuesta histerética no lineal de la estructura. Los espectros se transforman de diagramas de S_a y S_d vs. T a un sistema S_a vs. S_d con formato ADRS (espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento por sus siglas en inglés). El período queda representado por líneas radiales desde el origen de este sistema. A partir del ploteo de los espectros de capacidad y demanda sísmica en un mismo gráfico puede definirse el Método del Espectro de Capacidad como sigue: si el espectro de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva del espectro de demanda, el edificio sobrevive al sismo. La intersección de la curva de capacidad y la curva de demanda con el amortiguamiento apropiado representa la respuesta inelástica de la estructura (punto de desempeño).

El ATC-40 presenta tres diferentes métodos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de la intercepción de los espectros de demanda y de capacidad, pero se diferencian en su implementación [9]. Estos métodos estandarizan y simplifican el proceso iterativo que ha de seguirse para determinar el punto de desempeño. En este procedimiento se asume que la estructura se desplace, según una deformada conforme al primer modo de oscilación, hasta alcanzar una curva de demanda elástica con un amortiguamiento que se corresponda al valor de desplazamiento estimado.

El código FEMA 307:1998 [12] plantea que este método puede ser implementado a través de la iteración sucesiva de valores de desplazamientos de respuesta. El desplazamiento inicial es estimado utilizando la rigidez inicial de la estructura y asumiendo una respuesta elástica para amortiguamiento igual

al 5% del amortiguamiento crítico. La intersección del desplazamiento estimado con la curva idealizada fuerza/desplazamiento determina un estimado corregido de la rigidez secante. El amortiguamiento viscoso efectivo es modificado en base al desplazamiento estimado, lo que representa el incremento del amortiguamiento efectivo con la degradación histerética incremental. Las iteraciones continúan hasta que se obtiene una convergencia satisfactoria. El Método del Espectro de Capacidad (CSM) puede ser ajustado bajo la consideración de los modos superiores [13]. En este trabajo se definieron tres casos de cargas estáticas no lineales:

- o Cargas gravitatorias sobre la estructura (Gravity)
- o Carga horizontal en la dirección del eje X (PushoverX)
- o Carga horizontal en la dirección del eje Y (PushoverY)

Siendo X e Y las direcciones principales del edificio. La opción definida por el usuario para el análisis Pushover de establecer un desplazamiento total límite en el último piso ΔR , para una distribución vertical de las cargas horizontales, definidas por el Método Estático Equivalente, está en correspondencia con el procedimiento estandarizado en el código sísmico cubano NC46-2017.

4. Datos para ejecutar el Pushover

Para ejecutar el Pushover el programa parte de un punto de monitoreo en el centro de la cubierta y de un análisis no lineal previo ante cargas gravitatorias (Gravity). Para el PushoverX y el PushoverY se consideró una magnitud de desplazamiento máximo de 12cm. El programa salvará únicamente los incrementos positivos. Se considera parámetro de no linealidad geométrica. Para la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (CSM), método Pushover según el ATC-40, se usan los espectros de respuesta para distintos sismos (ordinario, severo y extremo) que pueden ocurrir en la ciudad de Santiago de Cuba, en suelos tipo D, según la NC46-2017, ver figura 2.

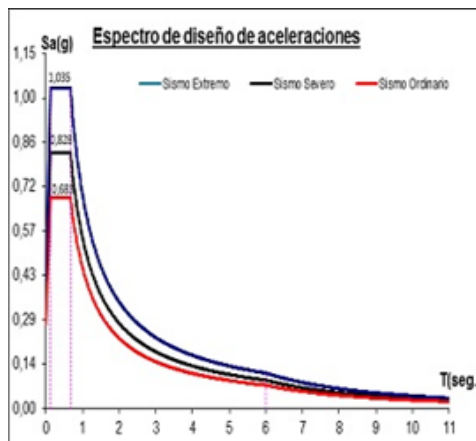


Figura 2. Espectros de demandas sísmicas seleccionados para el análisis

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una vez determinado el punto de desempeño para una demanda sísmica prefijada, se verifica si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura, comprobándose si se han alcanzado los objetivos del diseño estructural. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante sismos. Así se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Así es preciso definir intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño deseados. Se representa en cada una de ellas el punto de desempeño para la edificación objeto de estudio. Para la confección de estas curvas de capacidad el programa no emplea ninguno de los niveles de demandas sísmicas ya que se basa solamente en la revisión de la estructura que anteriormente ha sido diseñada. En la figura 3 aparecen las curvas de capacidad para el PushoverX y el PushoverY usando la metodología CSM. Los resultados demuestran que, al variar los niveles de demanda sísmica, o sea, los espectros de diseño para diferentes sismos de diseño, la respuesta varía gradualmente alcanzándose el fallo estructural a cortante de uno de los muros críticos, para el sismo extremo. Puede apreciarse como las curvas de capacidad obtenidas presentan diferentes tramos que caracterizan el comportamiento de los materiales componentes en la estructura y el nivel de daños provocados por los incrementos de desplazamientos. Se muestra en la figura 3, que para las demandas sísmicas analizadas el desempeño se corresponde siempre con una respuesta elástica-lineal de la edificación.

Se realizó un análisis para los muros F-1 y G-1, localizados en la figura 4, considerado por la investigación de [14] los más críticos por mostrarse excedido en su capacidad resistente para algunos de los estados límites chequeados para la variante generada. Para este análisis se realizaron “Section Cuts”, en todos los muros del primer nivel. Para el análisis comparativo se consideran solo las solicitaciones del muro F-1, obtenidas del PushoverY, considerando que el muro G-1 es homólogo a este. El análisis ofrece que la demanda máxima de cortante para el muro F-1 alcanza el valor de 735.848kN y un cortante para el punto de desempeño de 161.987kN para una demanda sísmica según el espectro de respuesta del suelo tipo D obtenido para un sismo ordinario y 196.29kN y 233.109kN, para el caso de los sismos de diseño severo y extremo respectivamente. Estos valores representan que existe una reserva de cortante del 26%, para el caso del sismo ordinario, un 10% para el caso del sismo severo y para el extremo la capacidad se ve excedida en 6% frente al cortante resistente de 219.4kN, constante para todos los casos. Es válido aclarar que este cortante resistente se obtiene según [14], por la NTCM del 2017, para el axial de compresión aproximado de 19.951kN (sismo ordinario), 79.86 kN (sismo severo) y 118.989 kN (sismo extremo), obtenidos para el punto de desempeño. En el caso que el axial del muro alcance valores

de tracción la resistencia a cortante del mismo se reduciría aproximadamente a 144kN, ya que solo se consideraría la contribución del acero dispuesto por cortante. Esto supone que la curva de capacidad de la edificación se verá limitada por la resistencia a cortante del muro F-1.

Es necesario aclarar que se evalúan los resultados con diferentes niveles de demandas sísmicas partiendo del criterio de que es necesario identificar el punto en que fallan los algunos de los elementos críticos identificados en investigaciones anteriores. Para ello, se utilizan distintos tipos de demandas, no porque sea necesario el empleo de distintos espectros de diseño, ya que esta obra no clasifica como obras de esencial importancia, y por lo tanto no es necesario el empleo de estos espectros, sino para definir el fallo y poder compararlos entre sí y tener idea de la reserva de resistencia a cortante que presenta la edificación ante la ocurrencia de un sismo que supere las demandas para las que ha sido diseñada. A partir de los gráficos brindados por el programa de la curva de capacidad con respecto a los ejes globales, se pueden definir los niveles de daños que están presentes. Se observan los cambios de pendiente de esta y así los fallos paulatinos de los elementos estructurales. Esto sucede una vez que se incrementan los desplazamientos en el punto de monitoreo situado en la cubierta, ver figura 6. El daño leve es definido antes de alcanzar el punto de desplazamiento de cedencia. El daño moderado se define justo en el desplazamiento de cadencia. El daño severo es definido después del punto de cedencia, pero no más allá de éste un 25% más de la diferencia entre la última y la de fluencia. Finalmente, el daño completo es definido en el punto de la capacidad última.

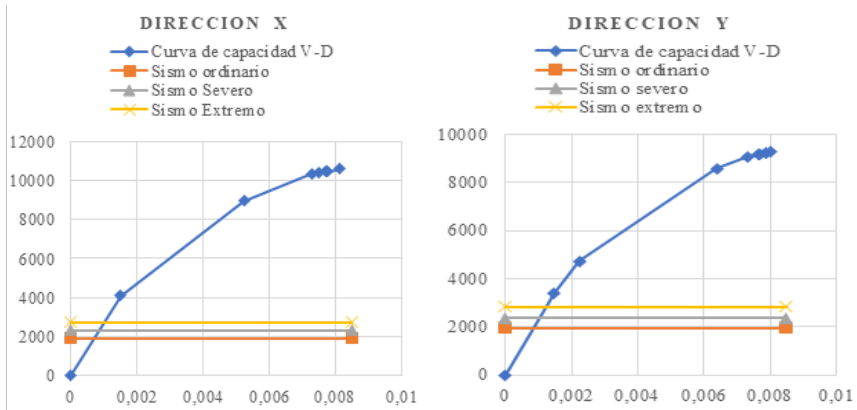


Figura 3. Curvas de capacidad según Pushover.

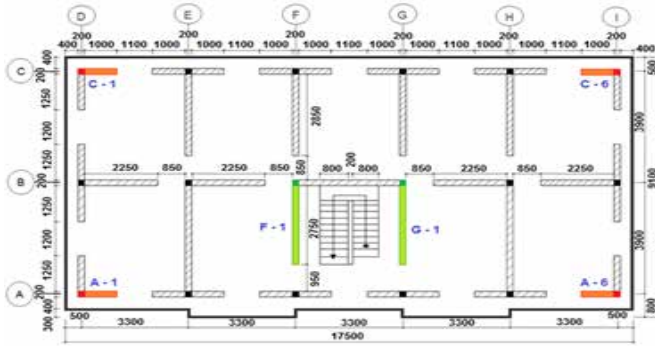


Figura 4. Planta arquitectónica y ubicación de los muros críticos

Cortantes de diseño vs. Demanda según PushoverY
Muro F1

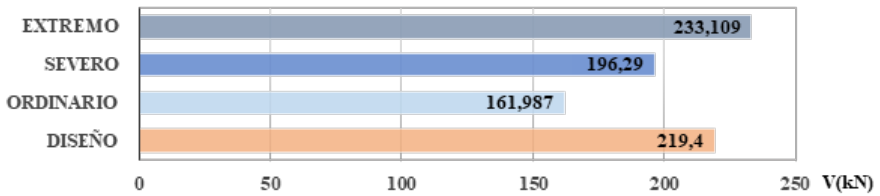


Figura 5. Comparación del cortante de diseño y la demanda presente en el Pushover en el muro F1

La curva de capacidad para el PushoverX y el PushoverY también demuestran que a medida que se aumentan los esfuerzos la respuesta de los desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional, esto se puede apreciar en la Tabla 2 evidenciando el comportamiento no lineal de la estructura y la sobrerresistencia de los materiales, en especial del acero de refuerzo dispuesto.



Figura 6. Representación de los niveles de daño en la curva de capacidad con respecto al eje Y

Leyenda:

Tramo 0-A Daños leves.
 Tramo A-B Daños moderados.
 Tramo B-D Daños severo.
 Tramo D- Daños severos.

Tabla 2. Resumen del análisis del desempeño para ambos ejes

PushoverX						
Sismo	V (kN)	D(m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff
Ordinario	1888.744	0.000690	0.48	0.000535	0.067	0.05
Severo	2290.758	0.000838	0.582	0.000649	0.067	0.05
Extremo	2702.414	0.000989	0.686	0.000765	0.067	0.05
PushoverY						
Sismo	V (kN)	D(m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff
Ordinario	1957.485	0.000848	0.498	0.000654	0.073	0.05
Severo	2374.388	0.001032	0.603	0.000794	0.073	0.05
Extremo	2819.768	0.001229	0.717	0.000942	0.073	0.05

Leyenda:

Performance Point (V, D): Punto de desempeño en términos de reacción en la base en kN (V) y desplazamiento máximo en la cubierta en m (D).

Performance Point (Sa, Sd): Punto de desempeño en términos de aceleración espectral en g (Sa) y del desplazamiento espectral (Sd).

Performance Point (Teff, βeff): Punto de desempeño en términos de período efectivo en segundos (Teff) y el amortiguamiento efectivo adimensional (βeff).

En la sección 11.3.3, del capítulo 11 Respuestas Límites del ATC-40, se hace referencia a los límites de deformaciones laterales empleados como criterio de aceptación para asignar a la estructura un nivel de desempeño [2], a través de la Tabla 3 de los límites de deformación. Las derivas para los casos PushoverX y PushoverY se obtienen de la diferencia entre el desplazamiento del nudo monitoreado, en este caso el 17840, y el desplazamiento del nudo en el nivel inferior que posee iguales coordenadas x e y. El desplazamiento relativo es la diferencia entre el desplazamiento de un nivel dado y el inferior inmediato, conocido como deriva de piso. Las relaciones de deriva (RD) se determinan como el cociente entre las derivas y la altura del último nivel. En la Tabla 4 se resumen los valores de desplazamientos monitoreados para definir el nivel de ocupación de la edificación y las derivas resultantes y en la Tabla 5 se muestra la selección de estos niveles y la comparación de las derivas con las admisibles según la NC46-2017.

Límites de Deformación

Nivel de Desempeño

Límite de deriva	Ocupación Inmediata	Control de Daños		
Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural			
Deriva total máxima	0.01	0.01 – 0.02	0.02	0.33Vi/Pi
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005 – 0.015	Sin Límite	Sin Límite

Tabla 4. Valores para definir las derivas

Desplazamiento en el punto de desempeño para el sismo ordinario(m)					
Niveles	Punto de monitoreo	PushoverX	PushoverY	ΔX	ΔY
2do	11427	0.00055025	0.00069466	0.00014155	0.00015404
3ro	17840	0.00069180	0.00084870		

La Deriva ultima máxima tolerada correspondiente a nuestra edificación es de 0,0154 para un $h_p=2,2m$

Tabla 5. Selección del nivel de ocupación

Relación de Deriva RD_x	Nivel de ocupación PushoverX	Relación de Deriva RD_y	Nivel de ocupación PushoverY
0.00006<0.01<0.0154	Ocupación inmediata	0.00007<0.01<0.0154	Ocupación inmediata

El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata según [2], está caracterizado por pequeñas fisuras por cortante dentro del plano de los muros, fisuración mínima o nula en los extremos de las paredes, deformaciones horizontales temporales y capacidad soportante conservada ante cargas gravitatorias, en resumen, se manifiesta, de forma global, un nivel bajo de daño estructural. Se reitera que estos resultados obtenidos del cálculo de las derivas entre los últimos pisos, solo se obtienen para la demanda exigida por un sismo ordinario o básico. La razón por la cual no se determinan estos valores para las demandas restantes es porque estas demandan solo se utilizan para la evaluación de obras de esencial importancia. Estas obras están definidas, como las que por su colapso ocasionarían cuantiosas pérdidas, más que las que provocaría la ocurrencia de un sismo fuerte entre las que se encuentran fábricas donde se utilicen productos inflamables o tóxicos, centrales termonucleares, etc. En la dirección del PushoverX, dirección de mayor rigidez de la estructura se observa una capacidad portante mayor con respecto a la dirección del PushoverY, por lo que el desempeño lo rige la dirección Y de la edificación.

CONCLUSIONES

El valor del cortante basal ofrecido por el programa para el punto de desempeño obtenido del análisis para el PushoverX (dirección X), para las diferentes demandas sísmicas ordinario, severo y extremo, por este orden son; 1888.744kN, 2290.758kN y 2702.414kN y para el PushoverY (dirección Y) con las mismas demandas son 1957.485kN, 2374.388kN y 2819.768kN. Estos cortantes basales resultan superiores a los valores de diseño adoptados donde se asume una ductilidad natural de 1.6, obtenida del método del Estático Equivalente; 1510.39kN en la dirección X y 1550.53kN en la dirección Y de la aplicación del código sísmico cubano, que representan una diferencia mayor del 21%.

De la interpretación de la curva de capacidad para el PushoverX y el PushoverY y la ubicación del punto de desempeño se puede observar que existe una considerable

reserva de capacidad de la estructura con un comportamiento elástico para sismo ordinario, en función de que no se produzca fallos frágiles en los muros y vigas cortas corroborando el comportamiento cuasi-elástico de la edificación. Para las restantes demandas no sucede lo mismo, comprobándose que la capacidad mostrada para un sismo severo es ligeramente mayor la cual no satisface por los criterios de seguridad. Ante la demanda del sismo extremo la capacidad resistente se ve superada. Respecto a la comparación de los “drift” de los entrepisos obtenidos para los puntos de desempeño evaluados versus los “drift” de los entrepisos del análisis sísmico convencional se concluye que los primeros nunca superan el límite operacional (0.5%).

REFERENCIAS

- 1) ACI 318:2014 (2014). Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios. American Concrete Institute (ACI).
- 2) ATC (1996). ATC 40 Report. The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council (ATC). <https://www.atccouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- 3) FEMA 356:2000 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE). Federal Emergency Management Agency (FEMA). /
- 4) NTCM (2017). Norma mexicana. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería. Comité de Normas del Distrito Federal (NTCM).
- 5) Norma Cubana (NC). NC46:2017 (2017). Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y la construcción. Comité Estatal de Normalización (CONCE). <https://es.scribd.com/document/373479452/118-NC-46-Construcciones-Sismorresistentes>.
- 6) NSR (2017). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. NSR-10. Título D-Mampostería Estructural. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Instituto Colombiano de Ingeniería Sísmica.
- 7) ATC (2005): Improvement of nonlinear static analysis procedures. FEMA – 440. Applied Technology Council (ATC).
- 8) Ayala, A.G. (1998). Apuntes del curso Teoría General de las Estructuras. DEPEFI. UNAM.
- 9) Bach, R. & Purca, J. (2015): RESUMEN: ATC-40 CAP. 8 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40.
- 10) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering ASCE, 114(8), 1804-1826.
- 11) Frómata, Z. (2009): Caracterización y evaluación de los aceros de refuerzo producidos por ACINOX Las Tunas para su empleo en zona sísmica (Tesis Doctoral). Universidad de Oriente.
- 12) FEMA 307:1998 (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Technical Resources. Applied Technology Council (ATC). Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- 13) Chopra A. & Goel R. (2001): A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. University of California. Berkeley.
- 14) Lora, F. (2018). Evaluación del desempeño de un edificio de viviendas de tres niveles construido con mampostería reforzada en Santiago de Cuba. (Tesis de maestría). Universidad de Oriente.

CAPACITACIÓN PROFESIONAL PARA LA GESTIÓN INTEGRADA DE DESASTRES EN LA EDUCACIÓN TÉCNICA Y PROFESIONAL ETP

Professional training for integrated disaster management in technical and professional education ETP

MSc. Irina Pérez Prada ^I, MSc Tania Veranes Fernández ^{II},
MSc. Esther Hechavarría Castellanos ^{III}, Lic. Juan Alexis de la Cruz Ortiz ^{IV},
Dr. C. Ingrid Videaud Quintana ^V

^I Universidad de Oriente, Cuba, irinapp@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0003-2885-5054>

^{II} Universidad de Oriente, Cuba, tania.veranes@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0003-3335-3577>

^{III} Universidad de Oriente, Cuba, esther.hechavrraia@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0001-8494-4823>

^{IV} Universidad de Oriente, Cuba, alexir@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0002-9493-5696>

^V Universidad de Oriente, Cuba, ingrid@uo.edu.cu

Resumen

La comprensión de la complejidad de los problemas ambientales y por tanto, los procesos de cambio de mentalidad, respecto a ellos requiere de enfoques metodológicos de capacitación válidos para promover la gestión integrada de desastres desde los procesos educativos institucionalizados; su abordaje transdisciplinar, el enfoque participativo y la comprensión resulta de gran importancia, pues está en juego la supervivencia propia de la especie humana. Diferentes estudios realizados en otros países y en Cuba evidencian la necesidad de propiciar esta labor en la escuela politécnica, como parte de la Educación ambiental para el desarrollo sostenible, en particular, la educación para la percepción de riesgos de desastres desde la asignatura Preparación Ciudadana para la defensa. El objetivo del presente trabajo es analizar las potencialidades del Proceso Docente Educativo en la Enseñanza Técnica y Profesional ETP para incorporar la capacitación profesional para la gestión integrada de desastres desde la percepción de riesgos en los procesos de educación de los adolescentes, teniendo en cuenta las orientaciones metodológicas y las directrices de esta enseñanza.

Palabras clave: Gestión, desastre, riesgo, capacitación profesional, proceso pedagógico.

INTRODUCCIÓN

El conocimiento de la educación ambiental y la prevención ante desastres naturales por eventos sísmicos de los futuros técnicos que se forman en la Educación Técnica y Profesional ETP debe contribuir a que los estudiantes se preparen para aprender a obtener, producir y combinar los conocimientos sismológicos con un enfoque interdisciplinario y finalmente, aplicarlos en su práctica profesional con la correspondiente transformación en la calidad de su desempeño la preparación para la defensa ante riesgos de desastres.

La Gestión Integral del Riesgo de Desastres debe ser la política marco dirigida a la reducción del riesgo de desastres a través de un manejo holístico del mismo.

La Gestión del Riesgo de Desastre (GRD), se define como un proceso social, cuyo fin principal es la previsión, la reducción y el control permanente de los factores de riesgo de desastre en la sociedad, en concordancia, e integrada al logro de modelos de desarrollo humano, económico, ambiental y territorial, sostenibles, así como la preparación y respuesta ante situaciones de desastre, para proteger la vida de la población y el patrimonio de las personas y del Estado.

Los diferentes diccionarios de las principales academias de la lengua, le atribuyen al término “riesgo”, el significado de “probabilidad de que ocurra un posible daño” .Por su parte El término de desastre, proviene del provenzal desastre, que en su momento histórico de aparición, designaba un cataclismo estelar (observación en el cielo de la disgregación de una estrella en mil direcciones) y desde esta significación, se aplica este concepto a los eventos catastróficos experimentados por la humanidad a través de la historia.

Inicialmente resulta valioso reconocer la evolución a través del tiempo que ha tenido el reconocimiento del desastre, su enfoque desde lo social y la forma como se ha abordado e intervenido; esto ha sido un proceso largo, que ha trascendido desde lo meramente especulativo, ideológico —con cierto tinte fatídico—, hasta los enfoques actuales mucho más integrales y complejos sobre el desastre y el riesgo.

La gestión del riesgo debe verse como un contenido fundamental y permanente porque su razón de ser y su propósito son, precisamente, la preservación de la vida. De ahí que sea necesario reconocer, por una parte, que cuando se trata de crear una nueva cultura sobre el riesgo no es un asunto que se debe atender ligeramente, no es un tema que se trata en forma circunstancial por medio de campañas aisladas, capacitaciones circunstanciales o el diseño de documentos de limitado e impreciso contenido.

La preparación de los ciudadanos para la defensa se realiza de forma sistemática y diferenciada, los esfuerzos se concentran en desarrollar el pensamiento creador y las habilidades para el manejo de desastres naturales, sin afectar la calidad de la instrucción de los estudiantes de la ETP y los docentes. El análisis metodológico del programa de asignatura Preparación Ciudadana para la Defensa de la ETP, se apreció pobre contenido relacionado con el tratamiento a la gestión integrada de desastre, el tratamiento a los impactos negativos que los desastres han generado en la economía, así como las grandes pérdidas sociales sufridas a nivel mundial, que permitió una valoración.

De esta forma la capacitación profesional de los docentes en temas sobre gestión de riesgo de desastre en las especialidades técnicas en la ETP no está concebido como un proceso dirigido a la autoformación y la autotransformación de los docente y requiere de la participación activa y consciente del mismo, de manera que éste sea consciente de sus potencialidades y limitaciones para alcanzar el objetivo propuesto, lo que le permite ir controlando su desarrollo y resultado y realizar las correcciones pertinentes; así como también va utilizando los referentes cognitivos que posee para enfrentarlo.

Sin embargo, la necesidad de respuestas objetivas y contundentes ante las experiencias vividas en la parte sur oriental del país en cuanto a la ocurrencia de eventos sísmicos sistemáticos y las experiencias vividas condujo a la búsqueda de mecanismos que permitieran una comprensión del desastre ajustada a la realidad, por lo cual la ciencia y la investigación constituyeron los elementos esenciales para este propósito por lo que se propone como objetivo motivados por los estudios realizados: Diseñar un programa de capacitación profesional para la gestión integrada de desastres en la Educación Técnica y Profesional ETP, para los profesores de la especialidad de Construcción Civil del territorio Santiago de Cuba, que permita promover la educación sísmica desde la clase y que constituya un punto de referencia para su empleo en otras enseñanzas.

MATERIALES Y MÉTODOS

El trabajo es parte de una investigación cualitativa en curso, vinculada al proyecto de investigación: Estrategia de capacitación profesional para la formación integral de especialistas en investigaciones sismológicas aplicadas en el territorio cubano y su dinámica, en la Universidad de Oriente. Para su realización se utilizaron además de la revisión de documentos procedimientos como el analítico-sintético e inducción-deducción, para el estudio y valoración de los aspectos que se fundamentan en la literatura científica especializada en relación al objeto de estudio para revelar su esencia y características.

En la revisión de los fundamentos teóricos de la investigación, a través del análisis y síntesis se realizó un estudio sobre la gestión de desastre y se hace énfasis en la educación hacia una cultura sismológica y su integración con la dimensión ambiental en el ámbito escolar para ofrecer tratamiento a la gestión integrada de desastre a partir de su definición.

Conceptualmente, el estudio de la gestión integral de desastre parte de la necesidad del reconocimiento holístico la gestión del riesgo de desastres (GRD) como proceso social de prevención, reducción y control de los factores de riesgo de desastres en la sociedad, para su preparación y respuesta ante situaciones de desastre, para proteger la vida de la población y el patrimonio de las personas y del Estado.

Con el decursar del tiempo el hombre ha comprendido que si bien los fenómenos naturales no pueden ser previstos en la mayoría de los casos, si puede poner todo su empeño para mitigar los efectos que estos provocan en las construcciones civiles, evitando pérdidas de vidas humanas, daños económicos de los países donde ocurren.

Este panorama, tiene su génesis en la forma de pensar y actuar del ser humano, unido a la negativa interacción del hombre con la naturaleza, lo que ha provocado cambios significativos en la magnitud, frecuencia e intensidad de fenómenos naturales que se originan en las diversas regiones del planeta, haciendo énfasis en la región oriental la continua actividad sísmica.

Por ello, la Estrategia Nacional de Educación Ambiental de Cuba establece como una de las prioridades de la Educación Ambiental para todos los niveles, sectores y públicos la preparación de la sociedad cubana en relación con los peligros, vulnerabilidades y riesgos de desastres de mayor relevancia en el país. En este sentido la ETP en Cuba tiene la misión de educar a las nuevas generaciones para percibir los riesgos asociados a la gestión de riesgo de desastre.

Hoy resultan limitados los conocimientos acerca de la gestión del riesgo sísmico y las normas de construcción sismorresistente por parte de los futuros técnicos medios en Construcción Civil que se forman en la ETP. En otro orden puede afirmarse que aún no es suficiente el acceso de los docentes a las herramientas de gestión del riesgo sísmico disponibles en Cuba y la región Caribe.

Esta afirmación parte el análisis metodológico del programa de asignatura Preparación ciudadana para la defensa que se imparte en la ETP para valorar los contenidos a desarrollar en el tema No III .sobre Preparación de Defensa Civil, en la cual se expone como contenidos relacionados con el tema investigar: proceso de reducción de desastres, identificar los diferentes tipos de peligros de desastres, etapas del ciclo de reducción de desastres.

Del estudio valoramos las limitaciones que en el orden de capacitación profesional se desarrolla para el enfrentamiento a situaciones complejas en los escenarios reales de riesgos de desastres y el conocimiento insuficiente sobre el problema del riesgo y las posibilidades de modificar sus condiciones constituye también uno de los elementos determinantes que inciden en la magnitud de los daños ocasionados por los desastres. La práctica demuestra que la falta de conocimientos constituye una de las principales deficiencias que afecta el desempeño integral del profesor en su preparación para concebir una correcta contextualización del riesgo como situación potencial del desastre.

El programa objeto de estudio ofrece entre sus orientaciones metodológicas coordinar con el Órgano de la Defensa Civil, el MININT , la Cruz Roja y comisiones multidisciplinarias que realizan los estudios de peligro, vulnerabilidades y riesgos y los Centros de Gestión de Riesgos, para el asesoramiento en cuanto a la preparación metodológica de los profesores para impartir los contenidos; la base material de estudio de Defensa Civil, con énfasis en los peligros apreciados de cada territorio, las medidas para la preservación de los bienes creados por la sociedad, así como de la vida de los educandos y trabajadores. Las instituciones educativas estudiarán los riesgos de desastres y las acciones que deben realizar los educandos.

Como se aprecia, el hecho de que el riesgo visualice la situación catastrófica que puede ocurrir, deja en manos del hombre el evitar la materialización del desastre, y he ahí la importancia de su conocimiento y la necesidad de la capacitación profesional de los docentes para ofrecer tratamiento a la gestión integrada del riesgo desastre desde los contenidos de la asignatura Preparación ciudadana para la defensa.

La inclusión de la capacitación profesional ante riesgos de desastres en las actividades propias de cada asignatura, la formación de su personal y la transmisión de valores, visiones y actitudes preventivas en la población en general, debe ser un eje prioritario en la política de preparación previa, de manera que pasen de ser sujetos impactados por el problema a ser actores fundamentales para su solución.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La capacitación es una categoría que se ha trabajado mucho en los últimos tiempos y que experimenta variaciones en su contenido, pues se utiliza en diferentes contextos de formación que son especializados en cada una de sus áreas de aplicación. Miranda y González (2014), Peralta, (2005) señalan que la capacitación es toda acción organizada y evaluable que se desarrolla para modificar, mejorar y ampliar los conocimientos, habilidades y actitudes del personal en conductas produciendo un cambio positivo en el desempeño de sus tareas, por medio del cual el personal obtiene conocimientos y aptitudes técnicas para un propósito particular.

Por tanto, el concepto de capacitación que se adoptó, es el siguiente: es un proceso educativo a corto, mediano y largo plazo, que utiliza un procedimiento sistemático, organizado, concreto, basado en necesidades reales para perfeccionar los modos de actuación, aprender determinada actividad, modificar conductas, actitudes, entre otras; en aras de un desempeño cualitativamente superior en un contexto determinado por la gestión integral de riesgo de desastres (GIRDD). (Marinero & García, 2020).

En esta dirección valoramos que la capacitación del docente es un proceso planificado y sistemático que tiene como propósito la satisfacción de las necesidades actuales y perspectivas de los docentes, tanto en lo cognitivo como en lo afectivo, con el fin de elevar la eficiencia y eficacia de su desempeño profesional.

En el proceso pedagógico de la ETP se le otorga un valor relevante al trabajo de la escuela con la familia y la comunidad, lo cual incide de forma significativa en la labor de educación para la percepción de riesgos de desastres en los estudiantes, al integrar armónicamente las influencias educativas que favorecen dicho proceso.

En la literatura consultada, autores como Tserej & Febles (2015); y Pentón (2018), destacan el papel del profesor para facilitar una adecuada percepción de riesgos de desastres en los estudiantes y señalan además la importancia de una correcta preparación del colectivo pedagógico para integrar los factores que intervienen en esta.

Las reflexiones expuestas corroboran el carácter complejo y multifactorial de la educación para la percepción de riesgos de desastres, por lo que en el contexto de la ETP es preciso tener en cuenta la preparación del colectivo pedagógico para asumirlas; así como las particularidades psicopedagógicas de los adolescentes.

Constituye una necesidad para los profesores de la ETP contar no solo con un nivel de conocimiento teórico sobre las cuestiones ambientales y en particular de temas relacionados con la sismología, sino además contar con los procedimientos metodológicos que posibiliten el desarrollo de una clase donde los futuros técnicos se apropien, reflexionen y se motiven hacia el estudio, aplicación e investigación de los impactos de los fenómenos naturales en el medio ambiente y de sus acciones técnicas para disminuir, significativamente, los daños y pérdidas resultantes en las edificaciones y lograr un enfoque integrado del diseño sostenible en las construcciones.

La capacitación docente de los profesores de la especialidad de Construcción Civil en la ETP para promover la educación sísmica desde la clase. El modelo de capacitación profesional centrada en el aula adquiere en las condiciones vigentes de la escuela cubana notable importancia, dadas las necesidades de preparación de los docentes desde el puesto de trabajo y los requerimientos de elaboración teórica de los resultados de las transformaciones educacionales desde la práctica escolar.

Lo esencial en la capacitación profesional es garantizar el aseguramiento de las condiciones necesarias para que el sujeto logre solucionar problemas profesionales de forma independiente, por lo que esta intencionalidad debe quedar expresada desde su lógica interna en la dirección del aprendizaje de forma que se facilite configurar, una interpretación con carácter holístico, de todo el sistema para un contexto educativo particular.

El trabajo científico metodológico es una importante forma de capacitación profesional de los docentes es el sistema de actividades que de forma permanente se ejecuta con y por los docentes en los diferentes niveles de educación para garantizar las transformaciones dirigidas a la ejecución eficiente del proceso docente educativo.

En este sentido el Proceso Pedagógico Profesional en la formación del Técnico de nivel medio de la especialidad de Construcción civil debe constituir también un proceso desarrollador en el que se debe potenciar la preparación para riesgos y fenómenos atmosféricos, y analizar el ciclo de vida y la resiliencia en la sostenibilidad de las estructuras sometidas a peligro sísmico, lo que requiere poseer los correspondientes conocimientos técnicos actualizados sobre los impactos ambientales que producen los sismos a las construcciones, creando una conciencia ambiental en estudiantes, profesores y técnicos de las empresas, de manera que les permita mitigar estos efectos con un carácter interdisciplinario.

La Educación sísmica en el contexto de las transformaciones de la educación y el diseño curricular, se orienta como contenido de los objetivos formativos generales, de conjunto con otros contenidos de elevado interés social, ofrecer el máximo de vivencias posibles, para que los escolares puedan comprender, desde una visión científica y apegada a la realidad, las amenazas a las que se están expuestos y el grado de vulnerabilidad en que se encuentra con respecto al contexto físico, social y ambiental, de forma tal que puedan enfrentar con éxito cualquier contingencia, promoviendo en la sociedad la prevención de riesgos y desastres.

Desde esta perspectiva, surge la necesidad de plantear nuevos enfoques que integren la educación como eje de transformación en niveles locales hacia el fortalecimiento y sostenibilidad de las capacidades de actores comunitarios en la temática de prevención y mitigación de riesgos a desastres. Este diseño surge a partir del análisis realizado al programa de asignatura Preparación Ciudadana para la defensa, donde se identifica como una de las principales causas de la débil capacidad de gestión del riesgo a desastre, la carencia y debilidades de procesos sostenibles en educación y capacitados en prevención y mitigación a la población estudiantil y docente.

Programa de capacitación para la gestión integrada de desastre para los profesores de la especialidad de Construcción Civil de la ETP del territorio Santiago de Cuba.

Fundamentación del programa de capacitación

En el plano teórico se propone para la fundamentación de esta propuesta, partir de las necesidades planteadas de una educación sísmica y como desde la escuela, como institución social responde por la formación de las nuevas generaciones desarrollando un sistema de influencias sociales que implica también a la familia y a la comunidad, a jugar un papel importante en la preparación para una gestión integrada de desastres en la Educación Técnica y Profesional ETP, así como de conocimientos y actitudes asociadas a las acciones a desarrollar antes, durante y después de un sismo.

La capacitación tendrá dos líneas fundamentales de trabajo:

1. La Capacitación como elemento básico y rector.
2. La investigación como vía para lograr el desarrollo de nuevas ideas y para el perfeccionamiento de la propia capacitación.

Capacitación

Otro aspecto de interés en la capacitación es la necesidad de ubicar información especializada en las diferentes redes de informática de la ETP sobre la gestión integrada de desastres, lo cual permitirá el acceso directo a documentos y artículos que ampliarían las posibilidades para la preparación de las actividades docentes destinadas a abordar el tema.

Con el objetivo de garantizar una capacitación que se ajuste a las necesidades actuales de los docentes, es de inestimable valor realizar el diagnóstico del problema y desarrollar la preparación de los docentes encargados de la capacitación. Al mismo tiempo, se debe tener en consideración la necesidad de preparar la base material de estudio requerida para llevar a cabo la capacitación de los recursos humanos de acuerdo con el programa elaborado al efecto.

Se sugiere que el programa de capacitación contemple los siguientes temas:

1. Problemas globales medioambientales que afectan al mundo en la época actual. Su manifestación en Cuba. Fundamentos de sismología, términos y definiciones fundamentales utilizados para su tratamiento en las asignaturas de la especialidad de Construcción civil. Sostenibilidad en los proyectos de construcción. El impacto económico y social de los fenómenos sísmicos, su escala y las técnicas de evaluación de dicho impacto desde diversas perspectivas.
2. Política del Gobierno y la Defensa Civil para enfrentar los desastres naturales provocados por sismos. Gestión integral del riesgo. Ciclo de la gestión de riesgos, a saber: Análisis de riesgos, Reducción de riesgos, Manejo de eventos adversos y recuperación. Seguimiento y control del riesgo. Niveles de vulnerabilidad, riesgos y peligros a que están expuestos como individuos, grupos o comunidad.
3. Cultura de prevención. Fortalecimiento y medidas para preparación y el enfrentamiento a los desastres provocados por sismos. Acciones encaminadas a reducir el impacto adverso del desastre. Preparación en desastres para una efectiva respuesta, así como “reconstruir mejor” en términos de recuperación, rehabilitación y reconstrucción. Participación ciudadana. Resiliencia.

El programa de superación que se propone tiene en cuenta las características de los contenidos de las asignaturas de la especialidad de Construcción Civil del nivel para la que está concebida la ETP y relacionarlos con los temas del programa de asignatura de Preparación ciudadana para la defensa. La misma está dirigida a la capacitación teórico metodológica y práctica de los docentes la especialidad de Construcción Civil y los docentes de la asignatura Preparación ciudadana para la defensa de la ETP del territorio Santiago de Cuba, que permita promover la gestión integrada de desastre desde la clase como contenido de los objetivos formativos e instructivos generales. Los docentes involucrados en el plan de capacitación deben aplicar los contenidos de su preparación en la práctica pedagógica y contribuir al logro de los objetivos generales propuestos para el nivel contribuyendo a un mejor desempeño profesional de los docentes en correspondencia con las exigencias del desarrollo sostenible.

Se destaca que esta capacitación en temas relacionados con la gestión integrada de desastre desde la ETP, no se ha desarrollado en algún momento, no existiendo verdaderamente una formación en el tema por parte de los docentes.

La utilización de medios de enseñanza para su desarrollo debe permitir una mayor vinculación de la teoría con la práctica y una forma más rápida de actualización de la bibliografía de la asignatura Preparación Ciudadana para la Defensa; constituyendo una vía imprescindible para desarrollar los conocimientos, habilidades y valores en la formación integral de los técnicos medios en la preparación para la defensa ante riesgos sísmicos con un carácter integral.

Indicaciones metodológicas

El programa tiene gran vinculación con la práctica y se deberá desarrollar el programa partiendo de diferentes situaciones problémicas que permitan desarrollar el pensamiento lógico e investigativo de los participantes para darle solución a los problemas ambientales presentados en las obras y el desarrollo de la gestión integrada de desastres. Se recomienda que especialistas en la materia contribuyan a impartir conferencias y actividades de conjunto con el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas CENAIIS.

Se proponen actividades prácticas para la determinación de zonas vulnerables en la construcción, determinación de deterioros producido por los sismos en una edificación y puesta en marcha de acciones y normas de conducta a seguir ante, durante y después de un sismo para disminuir los daños y pérdidas resultantes en las edificaciones y en la vida de las personas.

Sistema de evaluación

Se realizarán evaluaciones sistemáticas, considerando la participación activa de los asistentes en 3 talleres debates, uno en cada semana presencial. La evaluación final será a través de una evaluación integradora final, consistente en la solución de un problema real del entorno de los participantes donde se demuestre la preparación de los mismos en relación a la sostenibilidad en los proyectos y la resiliencia en las edificaciones ante los desastres naturales causados por un sismo de gran intensidad, proponiendo acciones de prevención.

Bibliografía a utilizar para el desarrollo del Programa de capacitación:

- Consejo de Defensa Nacional. República de Cuba. Directiva No. 1 para la planificación, organización y preparación del país para las situaciones de desastres. La Habana: CDN; 2005
- Consejo de Defensa Nacional. Directiva No. 1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional para la Reducción del Riesgo de Desastres. La Habana. (Proyecto versión final, preparada en el 2018, pendiente de aprobación).
- Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastre (UNISDR). Marco de Sendai para la Reducción del Riesgo de Desastres 2015-2030 [Internet]. 2015 [consultado 10 junio de 2020]. Disponible en: <https://www.unisdr.org>

CONCLUSIONES

La preparación ante riesgo sísmico por su carácter holístico permite integrar el trabajo con estos contenidos, lo que fue validado en investigaciones previas, por lo que se requiere de la capacitación profesional para preparar a los docentes para integrar los contenidos de los objetivos generales y técnicos relacionados

con la gestión integrada de desastre y que resulta novedoso su desarrollo en la preparación de los docentes de la ETP en la carrera de Construcción Civil .Las reflexiones presentadas evidencian que la educación para la gestión integrada de desastres es un proceso complejo y multifactorial, constituye un tema priorizado de la Educación Ambiental para el Desarrollo Sostenible en Cuba en todos los subniveles educativos y en particular en el proceso pedagógico en la ETP como una vía efectiva para propiciar modos de actuación conducentes a minimizar posibles daños, teniendo en cuenta las potencialidades del proceso pedagógico en el mencionado nivel educativo y las particularidades del desarrollo del estudiante.

REFERENCIAS

CITMA. (2005). Estrategia Ambiental Nacional 2005/2010. Versión 14 de marzo de 2005, 68 p, en formato digital.

Marinero, E. A. & García, M. (2020). Estrategia didáctica para la gestión integral de riesgo de desastre en zonas vulnerables. Ponencia presentada en Congreso Internacional Universidad 2020.

Miranda, M. & González, A. (2014). Hacia un enfoque de la capacitación permanente de los directivos, Retos de la Dirección, 8(2), 41-50.

Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastre (UNISDR). (2015). Marco de Sendai para la Reducción del Riesgo de Desastres 2015-2030. <https://www.unisdr.org>.

Tserej, O. N., & Febles, M. (2015). La escuela cubana como contexto para el correcto desarrollo de la percepción ambiental. Revista Complutense de Educación, 26(1), 26-40.

EVALUACIÓN DEL ESTADO DEL PAVIMENTO POR PCI, APOYADO EN QGIS EN LA CARRETERA GRANMA: CALETÓN-BOCA DE DOS RÍOS

Evaluation of the state of the pavement for PCI, supported in QGIS in the highway Granma: Caletón-Mouth of Two Ríos

Rita Delia Safonts González¹, Mayelin González Trujillo²,
Y. Riquelme Cordoba³, Alvaro Castro Zúñiga⁴

¹ Universidad de Oriente, Cuba, ritadelia@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0001-9394-9319>

² Universidad de Oriente, Cuba, mtrujillo@uo.edu.cu, <https://orcid.org/0000-0001-9394-9319>

³ GEOCUBA, Oriente Sur, yidier@stgo.geocuba.cu.

⁴ Universidad de Oriente, Cuba, ciberx461@gmail.com

Resumen

El empleo de tecnologías no destructivas contribuye con técnicas sostenibles, para diagnosticar el estado de los pavimentos flexibles. Uno de los métodos más usados, para evaluar el estado del pavimento es el “Procedimiento estándar “Metodología del PCI” (Pavement Condition Index), para determinar el índice de condición del pavimento en carreteras”. La aplicación de la aerocartografía a partir de imágenes satelitales obtenidas de vuelos de drones o Vuelos No Tripulados (VANT), en la investigación favorece la medición a través de ortofotos en gabinete de los daños que afectan el estado del pavimento flexible, apoyados en la herramienta informática QGIS, seleccionada al ser un software libre como parte de un sistema de información procesando imágenes Shape. El levantamiento de daños se procesa en gabinete con el objetivo ubicar las fallas a lo largo del tramo, donde desde el laboratorio se puede clasificar el deterioro según su tipo, severidad y cantidad, para obtener el total de las fallas presentes en cada unidad de muestra, empleando para el diagnóstico de deterioros la Norma (ASTM) D6433-99. Luego de medir áreas y longitudes de deterioros se realiza un PCI obteniendo la condición del pavimento flexible evaluando el tramo Caletón - Boca de Dos Ríos de la carretera Granma en Santiago de Cuba. Este trabajo garantiza la revisión y monitoreo del tramo de carretera, como parte de la mejora continua, además de mitigar los efectos negativos en los hombres que realizan el diagnóstico físico para la eficiente planificación de acciones de conservación de los pavimentos.

Palabras clave: PCI, drones, pavimentos, QGIS, sostenible, conservación.

INTRODUCCIÓN

Los pavimentos son estructuras fundamentales en el tráfico confortable y seguro de una vía, ya que la estructura del pavimento se apoya en la subrasante y recibe los esfuerzos que transmiten las cargas del tránsito hacia todas las capas. La estructura del pavimento se comporta, en función de los materiales y las dimensiones con los que son diseñados y construídos, recibiendo diversas denominaciones, entre las que se encuentran los flexibles, rígidos y semirrígidos, según (Montejo, 2012).

Las condiciones necesarias para garantizar el adecuado funcionamiento de un pavimento son el ancho de la vía; el trazado horizontal y vertical definido por el diseño geométrico; y la adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento, aún en condiciones húmedas. Según expresa el Manual de Carreteras de Perú (2013, p. 23) “el pavimento es una estructura de varias capas construida sobre la subrasante del camino para resistir y distribuir esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito”.

Para la definición de acciones de conservación de carreteras se debe realizar el diagnóstico del estado del pavimento a pesar de que puede realizarse por medición o toma de deflexiones otros métodos no destructivos permiten realizar una evaluación de la condición del pavimento. (Herley, 2014).

Benites (2022) plantea que la primera tarea sería un levantamiento de daños, pudiéndose emplear el método visual. Según Tacza y Rodríguez (2018) y Baqué, (2020) el empleo de tecnologías no destructivas permite realizar diagnósticos al estado del pavimento, de manera viable, siendo reconocidas en la actualidad las relacionadas con Aerocartografía para distintos fines, como los levantamientos topográficos en grandes áreas, usando sensores móviles.

Ponce *et al* (2020) realiza propuestas de sistemas para recomendaciones del mantenimiento vial a partir de condiciones del pavimento, mostrando varias tecnologías afines.

En Cuba ha trabajado un grupo de expertos en la detección de grietas usando herramientas automatizadas para procesamiento de imágenes y una cámara Nikon D-300 en el levantamiento. El resultado no evalúa condición de km de vía lo cual consideramos es importante para el manejo y planificación de la conservación del pavimento en la red de carreteras (Sánchez *et al*, 2019). La investigación trabaja con imágenes resultado de vuelos de drones debido a la agilidad en el tiempo y la cantidad de imágenes que garantizan más km de vía para procesar de manera eficiente. Cuando se trabaja con imágenes el levantamiento se logra desde el laboratorio, es decir, de forma automatizada aplicando los criterios de severidad por tipos de deterioros, área, y longitud que fueron capturados en el momento del vuelo o la foto aérea.

Las vías pavimentadas garantizan al encontrarse en buen estado minimizar los costos de viaje, mejorar accesibilidad y seguridad elevando la calidad de vida de los usuarios, lo que se evidencia en autopistas y carreteras. Lograr que las vías se encuentren en buen estado se alcanza a través de acciones de conservación coherente y sostenible.

MATERIALES Y MÉTODOS

El levantamiento de daños en el tramo de estudio, se realiza empleando las imágenes obtenidas de un vuelo realizado por vehículo aéreo no tripulado o dron,

a lo que se le conoce como tecnología VANT. El procesamiento de imágenes georreferenciadas obtenidas de los vuelos, se realiza en gabinete apoyado en la herramienta QGIS. Se identifican los deterioros o daños, así como la severidad y densidad dañada.

Las mediciones en las imágenes permiten realizar la evaluación del estado o condición del pavimento a través del método del (PCI) o (Pavement Condition Index), que es el de mayor aceptación a nivel internacional, y fue desarrollado entre los años 1974 a 1976 por encargo del Centro de Ingeniería de la Fuerza Aérea de los EEUU (Fiestas y Merino, 2020).

El método PCI se caracteriza por evaluar el estado del pavimento en función de rangos de valores que se muestran en la tabla 1, los valores calculados responden a expresiones que se explican en lo adelante.

Tabla 1. Rangos para la calificación PCI.

Clasificación	Rango
Excelente	100-85
Muy bueno	85-70
Bueno	70-55
Regular	55-40
Malo	40-25
Muy malo	25-10
Fallado	10-0

Fuente: Adaptado de ASTM 6433-99, (2003).

Para evaluar por PCI se cumplen los pasos siguientes:

1º Paso: Definición de la dimensión de la unidad de muestreo; el área de la unidad de muestreo debe estar en el intervalo de $230,0 \pm 93,0 \text{ m}^2$

2º Paso: Cálculo del número mínimo de unidades de muestreo, donde:

n: Número mínimo de unidades de muestreo a evaluar.

N: Número total de unidades de muestreo en la sección del pavimento.

e: Error admisible en la estimación del PCI de la sección ($e = 5\%$).

σ : Desviación estándar del PCI entre las unidades.

El método indica que cuando el número mínimo de unidades a evaluar es menor que 5, todas las unidades deben ser inspeccionadas.

3º paso: Selección de las unidades de muestreo a considerar en la inspección visual.

$$n = \frac{(N \cdot \sigma^2) / (e^2 / 4) + (N - 1) + \sigma^2}{1} \quad (1)$$

4º Paso: Selección de las unidades de muestreo adicionales.

5º Paso: Evaluación de la condición del pavimento por inspección visual.

6° Paso: Cálculo del PCI de las unidades de muestreo.

El cálculo del PCI se basa en “Valores Deducidos” en función de las áreas y longitudes y severidades identificadas, siempre que en la unidad de muestreo no existe ningún valor deducido mayor que 2.

$$\text{PCI}=100\text{-VDT} \quad (2)$$

7° Paso. Cuando el valor deducido es mayor que 2, el número máximo de valores deducidos se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$\text{PCI}=100\text{-VDCmáx} \quad (3)$$

El PCI, permite cuantificar los deterioros del pavimento, no así la capacidad estructural, ni la resistencia a la fricción o rugosidad evalúa condición lo que evidencia el comportamiento del pavimento para justificar la programación de la conservación.

Etapas para levantamiento de daños en pavimentos flexibles con VANT

Teniendo en cuenta la investigación de Toribio (2018); el proceso para el levantamiento de daños apoyados en la tecnología VANT se divide en dos etapas, una etapa en campo y otra en gabinete.

- Etapa en campo: Se realiza un vuelo del drone a una altura predeterminada, específicamente menor de 40m de altura para tomar fotografías e identificar el estado del pavimento. Los operadores dirigen el drone a través de una aplicación en su móvil y supervisan el vuelo tomando medidas de seguridad, entre ellas la altura de vuelo, ya que pueden ser afectados por arbolado o cables de tensión eléctrica.
- Etapa gabinete: Se realiza el análisis y procesamiento de imágenes que fueron tomadas con el drone para obtener las ortofotos apoyados en modelos digitales en 3D, en el caso de estudio este aspecto lo desarrolla la Empresa GEOCUBA, que son la base de la inspección, en esta investigación se realiza la medición apoyados en el programa o herramienta QGIS, logrando medir los deterioros presentes en el pavimento.

Las etapas para realizar el trabajo de procesamiento de imágenes, tienen en cuenta, el número de unidad de muestra, coordenadas, longitud y áreas de los deterioros y su severidad inspeccionados en el tramo por cada unidad de muestra en cada carril. Hay que destacar que los deterioros ondulaciones, fisuras, grietas parcheo entre otros fueron evaluados en función de la severidad según la profundidad exigida en, basado en el catálogo de deterioros (Herrera *et al*, 2018).

DESARROLLO

La investigación se realiza en la carretera Granma que cuenta con 147.0Km de longitud, vial que bordea la costa Sur, desde Santiago de Cuba hasta Marea del

Portillo, ubicada en una zona costera y de alto riesgo sísmico. El tramo Caletón – Boca de Dos Ríos acceso a varios poblados. La vía presenta un control del patronato vial de 118.0 km de vía en estado bueno, 7.0 km regular y 6.0 km en estado malo, de un total de 131.0 km y 115.0km pavimentados. El vial pertenece a la provincia Santiago y se ubica en zona sísmica que bordea la costa sur oriental de Cuba, cuenta con 147 km de vías de interés nacional y 131km pertenecen a vías de montaña, en el (ver figura 1).



Figura 1. Ubicación geográfica del tramo Caletón- Boca de Dos Ríos.

Fuente: Google Earth, 2022.

El tramo fue objeto de la rehabilitación en el año 2013-2014, reconstruyéndose un pavimento flexible compuesto por una subrasante de 0.30m, una subbase de base de 15cm de espesor y una capa de rodadura de 5-7cm de profundidad.

El estado actual de la vía por el comportamiento de sus pavimentos es de 79% en estado bueno, 9% en estado regular y 12% en estado malo, con respecto a las vías de interés nacional al cierre del 2021 con informe del Patronato Vial del Centro Nacional de Vialidad, de marzo 2022. Los graves problemas de deterioro que presentan las carreteras, inciden en un insuficiente nivel de servicio a los usuarios de la red vial, siendo el administrador responsable del control y planificación de acciones.

La vía presenta un control del patronato vial de 118km de vía en estado bueno, 7.0km regular y 6.0km en estado malo, de un total de 131.0km y 115.0km pavimentados en el año 2022. El tramo Caletón – Boca de Dos Ríos da acceso a varios poblados y fue objeto de la rehabilitación obteniendo la construcción de un pavimento flexible compuesto por una subrasante de 0.30m, una subbase de base de 15cm de espesor y una capa de rodadura de 5-7cm de profundidad.

El procesamiento de imágenes se realiza en gabinete y los datos espaciales en 3D, obteniendo orto-mosaicos a medir en AUTOCAD, el área m² de las fallas con una PC de 3.84GB y sistema operativo Window 10. Se realiza una evaluación por método visual en ortofotos obtenidas del vuelo VANT en gabinete para el diagnóstico del pavimento, herramienta informática QGIS considerado por ser un software libre, ver figura 2.

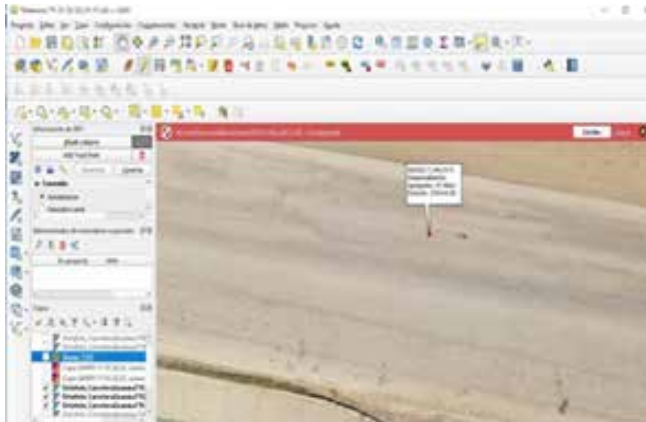


Figura 2. Ortofotos obtenidas de vuelo VANT en gabinete, trabajadas en sistema QGIS. Fuente: GEOCUBA, 2021.

La figura 2, muestra cómo se pueden identificar los deterioros en gabinete y el ambiente QGIS destaca las diferentes capas que permite obtener la clasificación de mapas donde aparecen como sistema de información geográfica los datos de áreas y longitud de los daños, aparecen las capas identificadas.

Las capas de medición son shape, o vectorial, mientras que el resto son capas geopackage están georreferenciadas. Para la medición de las muestras se realizó una capa y otra para los deterioros del tramo que serán medidos solo los que caen en el área de la muestra. En la selección de la unidad de muestra, se obtuvieron 14 muestras de 231.0m², separadas a 198.0m de distancia y con una longitud por muestra de 33.0m de largo y 3,50m de ancho que corresponden al ancho de carril en cada muestra. En la selección de la muestra se obtienen 80 muestras de las cuales 14 fueron las que se inspeccionan en los 3.0km del tramo, en función de la norma ASTM, la que propone 19 daños. En base a los daños planteados se obtiene como resultado la representatividad de muestras en color rojo y los daños en amarillo, el ejemplo de la muestra 1 (Ver figura 3).

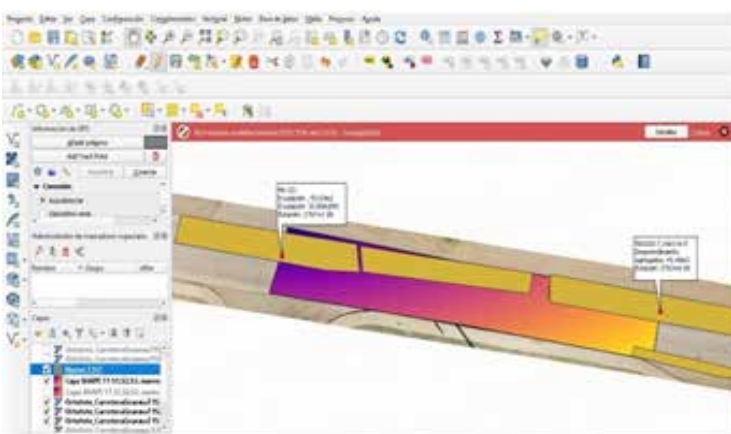
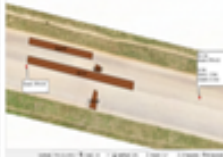


Figura 3. Resultado medición de deterioros con QGIS. Fuente: Safonts y Castro, 2022.

En la figura 3, como resultado del trabajo de campo se identificaron las fallas teniendo en cuenta: el tipo, severidad y medida; la información se evidencia en las hojas de registro para este fin, y se muestran en la tabla a continuación. La franja roja representa el área de muestra y las amarillas las áreas de los desperfectos o daños detectados. Se ubican los datos georreferenciados de las coordenadas y estacionado, que luego permiten llenar el modelo de levantamiento que aparece en la tabla 2. Luego se calcula el PCI se basa en “Valores Deducidos” en función de las áreas y longitudes y severidades identificadas.

Tabla 2. Índice de condición del pavimento por PCI con tecnología VANT.

INDICE DE CONDICION DEL PAVIMENTO			
CARRETERAS CON SUPERFICIE ASFALTICA			
EXPLORACION DE LA CONDICION POR UNIDAD DE MUESTREO			Esquema
ZONA	ABSCISA INICIAL	UNIDAD DE MUESTREO	
	2763+8.00	2	
CODIGO	ABSCISA FINAL	AREA DE MUESTREO (m²)	
	2767+1.00	231	
INSPECCIONADA POR: <u>Diplomante Alvaro</u> Castro Zuñiga			
FECHA: 12/01/2021			
N°	Daño	N°	Daño
1	Piel de cocodrilo (m²)	11	Parcheo (m²)
2	Exudación (m²)	12	Pulimento de agregados (m²)

Fuente: Adaptado de ASTM 6433, 2003, por Safonts y Castro, 2022.

En la inspección en gabinete se obtuvo la representatividad de 4 daños ubicados en la norma, 19 (desprendimiento de agregados (m²), 5 (corrugación, m²) y 6 (depresión, m²), como el ejemplo de la muestra 1.

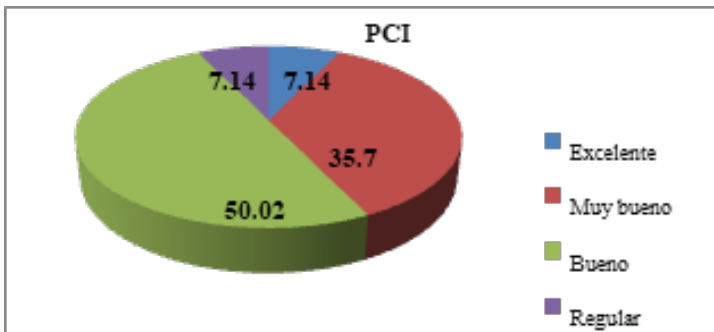


Fig. 4 Resultado del porcentaje de PCI por deterioros.

La figura 4, muestra del cálculo del PCI como se obtiene la sumatoria de las muestras por valor de 998 y el promedio de 71.29, para la calificación de un tramo bueno debido a que la severidad encontrada es baja. el 7.14% obtuvo una calificación de regular, el 35.7 % de muy bueno, excelente 7.14% de excelente, de bueno un 50.02.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una vez realizada la inspección visual, a través del vuelo VANT, se obtienen imágenes que permitieron la obtención de ortofotos que luego en formato vectorial garantizan medir los niveles de deterioro que aparecen en el tramo de vía, mostrando el nivel de vulnerabilidad que presenta el pavimento.

Para evaluar el estado del pavimento se aplicó el método PCI apoyado en la norma (ASTM D6433), considerando este procedimiento como una tecnología con tecnología de evaluación de cada una de las unidades de muestreo y donde se identificaron las fallas existentes en la vía, las que por lo general son: exudación, grietas longitudinales y transversales, desprendimientos de agregados, corrugación, grietas parabólicas, piel de cocodrilo, huecos, parcheo.

Se obtuvo que la corrugación y piel de cocodrilo sean las fallas que más daño ocasionan al pavimento y se observa que la severidad otorgada es baja al revisar el tramo por imágenes georreferenciadas. Se obtuvo como resultado que la unidad de muestreo 8 está en el rango de 85-100 resultando ser excelente. Las unidades de muestreo 2, 14, 26, 38, 62 en el rango de 70-85 se encuentran en estado muy bueno. Las unidades de muestreo 20, 32, 44, 56, 68, 74, 80 se ubican en el rango de 55-70 por lo que se corresponde con un estado bueno, la unidad de muestreo 50 está en el rango de 40-55 y es regular.

En general el tramo clasifica en estado bueno, mostrando que ya va demandando acciones de conservación planificada.

CONCLUSIONES

Se revisaron los deterioros o fallas que evidencian la condición del pavimento en base a la (Norma ASTM D6433), empleada para diagnóstico por el método del PCI). La Norma define 19 deterioros a identificar en el levantamiento de daños, de ellos los que más se reflejan en la investigación son: Piel de cocodrilo, parcheo, pérdida de agregados y exudación.

En el trabajo se evaluó el estado del pavimento del tramo de estudio empleando la herramienta QGIS, lo para medir en imágenes georreferenciadas e identificar los daños y la ubicación geográfica. El estado de los pavimentos en el tramo Caletón –Boca de Dos Ríos en la carretera Granma es calificado por CPV de Muy Bueno para la circulación del tránsito, a pesar de que ya cuenta con 9 años de rehabilitado. Con la investigación se determinó en la evaluación que califica por el método del PCI de bueno y necesita acciones de conservación en el pavimento acompañadas de soluciones de drenaje.

En el trabajo se evaluó el estado del pavimento empleando imágenes georreferenciadas producto de un vuelo no tripulado VANT, apoyado en herramientas SIG para la medición.

Se logra medir en gabinete los daños de la carretera esto hace el proceso menos engorroso para las personas que hacen el levantamiento de daños en la carretera, considerándose una propuesta sostenible y es una tecnología que puede aplicarse en el monitoreo de toda la vía.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Empresa GEOCUBA y Centro Provincial de Vialidad (CPV) y al Centro de Estudios de Manejo Integrado d Zonas Costeras (CENZOC), por la cooperación y resultado del diagnóstico en el tramo de estudio, apoyados en herramientas para el trabajo con imágenes georreferenciadas.

Los resultados de este trabajo están apoyados por el proyecto “Desarrollo de tecnologías para estudio de estructuras de pavimentos flexibles de carreteras en zonas sísmicas” 2023 -2024, adjunto al Programa nacional de Investigaciones sismológicas de Cuba – DISA.

REFERENCIAS

- Baque-Solis, B. S. (2020). Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método del PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta. Provincia de Manabí. *Domino de las Ciencias*, 6(2), 203-228
- Bohórquez Godoy, H., Leal Hernández, Í. P., & Torres Bobadilla, S. A. (2014). Instructivo técnico para la operación, evaluación, diagnóstico y diseño de rehabilitación de pavimentos flexibles a través del análisis de medidas de deflexión con dispositivo de carga estática no continua viga benkelman.
- Chow, J. Y. (2016). Dynamic UAV-based traffic monitoring under uncertainty as a stochastic arc-inventory routing policy. *International Journal of transportation science and technology*, 5(3), 167-185.
- Cruz, Toribio, J, O; Gutiérrez, L, J, W. (2019). Evaluación superficial de vías urbanas empleando vehículo aéreo no tripulado (VANT) *Revista Métodos y Materiales por Lanamme UCR: Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial Sin Derivar 4.0 Internacional*. ISSN electrónico: 2215-4558 Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Herrero Ribó, M. (2019). Análisis de ciclo de vida de carreteras: una visión crítica (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).
- Olaya Álvarez, F. N., & Ramos Aguirre, R. A. (2021). Evaluación superficial del pavimento flexible del Paseo Turicarami, Sullana-Piura utilizando tecnología VANT.
- Peraza García, A. (2016). Evaluación de un tramo de la carretera rural Santa Clara entronque Vuelta aplicando el método Pavement Condition Index y los métodos cubanos (Doctoral dissertation, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil).
- Ponce, L. A. M., García, E. E. D., Navarrete, J. A. P., & Ponce, L. A. M. (2020). Sistema para la recomendación del mantenimiento vial a partir de las condiciones del pavimento. *Serie Científica de la Universidad de las Ciencias Informáticas*, 13(11), 205-216.

Quispe Enríquez, O. C. (2021). Evaluación de confiabilidad del Drone Phantom 4 Pro V2. 0 para calcular el índice de condición del pavimento flexible en Av. Miraflores del distrito de Comas, Lima-2020.

Quispe, Enríquez, O, C; Vega Rivera G; 2020. "Evaluación de confiabilidad del dron phantom 4 pro v2.0 para calcular el índice de condición del pavimento flexible en av. miraflores del distrito de comas, Lima - 2020". Tesis para optar el título profesional de: Ingeniero Civil. Lima – Perú.

Sánchez, M, M, C; Lanz A, D, R; lanza; Martínez, R, T, E; (2019). Detección de deterioros en pavimentos flexibles a partir del procesamiento de imágenes y modelos de su superficie. Detection of deterioration in flexible pavements from the processing of images and models of its surface. Universidad Tecnológica de la Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE)., Cuba. Revista de Arquitectura e Ingeniería, 13(1), <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193958877006>.

Tacza Herrera, E. B., & Rodríguez Páez, B. O. (2018). Evaluación de fallas mediante el método PCI y planteamiento de alternativas de intervención para mejorar la condición operacional del pavimento flexible en el carril segregado del corredor Javier Prado.

Toribio, J. O. C., & Lazares, M. S. J. W. G. (2018). Evaluación superficial de vías urbanas empleando vehículo aéreo no tripulado (VANT) Pavement surface evaluation of urban roads using an unmanned aerial vehicle (uav).

ANÁLISIS SÍSMICO DE TANQUES CILÍNDRICOS VERTICALES DE ACERO, BASADO EN DIFERENTES CÓDIGOS DE DISEÑO

Seismic analysis of vertical cylindrical steel tanks, based on different design code

N. Saint-Felix López ¹, E.R. Álvarez Deulofeu ², D. Candebat Sánchez ³

¹ Universidad de Oriente, Cuba, nelsonsaint@uo.edu.cu, 0000-0002-9857-4533

² Universidad de Oriente, Cuba, ealvarez@uo.edu.cu, 0000-0003-1819-263X

³ Centro Nacional de Investigaciones sismológicas, CENAIIS, Cuba, dario@cenais.cu, 0000-0002-0066-4937

Resumen

Los tanques cilíndricos verticales de acero, suelen ser estructuras susceptibles ante las acciones sísmicas, debido a la ocurrencia del fenómeno conocido como interacción fluido-estructura; el cual se manifiesta cuando el fluido almacenado es excitado por alguna fuerza externa, como lo es el sismo, produciéndose así una interacción entre este y las paredes que lo contiene. A partir de la ocurrencia de este fenómeno, se modifican los parámetros esenciales de respuesta de la estructura del tanque, ocasionando un determinado número de fallas, asociadas al fenómeno en sí. A pesar de que existen diversos métodos de análisis para evaluar el comportamiento de los tanques, ante las acciones sísmicas, los métodos simplificados, basados en modelos mecánicos equivalentes, continúan siendo los más utilizados por su simplicidad y eficacia, apareciendo reflejados en los diferentes códigos de diseño. A nivel internacional existen tres códigos de diseño o normativas, que son tomados como referencias para el análisis sísmico de tanques cilíndricos de acero (API 650, NZSEE y Eurocódigo); aunque los resultados, difieren tras la aplicación de uno u otro código, los mismos son considerados como aceptables. En este sentido, en el presente reporte de investigación, se muestran las principales diferencias entre los códigos anteriormente referidos, con el objetivo de ilustrar su aplicación y alcance.

Palabras clave: Convectiva, impulsiva, parámetros, período, interacción.

INTRODUCCIÓN

Los tanques de acero, constituyen estructuras especiales, diseñadas y construidas con el objetivo de almacenar algún material o sustancia fluida, tales como, agua, combustibles, productos químicos, entre otros. Las mismas son ampliamente utilizadas en las industrias de gases, petroquímicas y energéticas, siendo su uso más notable en las refinerías de petróleo. El comportamiento de este tipo de estructuras, suele ser crítico ante la ocurrencia de terremotos de gran intensidad, ya que el fallo de las mismas puede provocar pérdidas de sustancias peligrosas, impactando de manera negativa en el medio ambiente.

De acuerdo a los daños sísmicos observados en tanques de acero, tras la ocurrencia de sismos recientes como los acontecidos en Haití y Chile (2010), se evidenciaron daños, tales como, abolladuras en la parte superior de la pared del tanque, ruptura en la unión entre las paredes y el techo, rupturas en las conexiones

entre el tanque y las tuberías, ruptura de la unión soldada entre las paredes y el fondo, fallas de las columnas soportantes del techo, pandeo en la parte baja de las paredes del tanque, entre otras. Entre las causas que originan estos daños, se pueden enumerar las siguientes: (1) grandes tensiones circunferenciales en la pared, resultantes de la combinación de la presión hidrostática e hidrodinámica, (2) elevados esfuerzos verticales en la pared que ocasionan el pandeo de la misma (falla tipo “pata de elefante”), debido principalmente al momento de vuelco producido en la base, ocasionado por el efecto de la carga líquida impulsiva y convectiva, (3) deslizamientos en su superficie de apoyo en tanques sin fijación cuando se supera la resistencia de fricción tanque – apoyo, (4) influencia de las aceleraciones verticales que generan fuerzas verticales hacia arriba, superiores al peso estático y (5) oleaje (sloshing) del fluido almacenado.

El análisis sísmico de tanques de almacenamiento de líquidos, requiere consideraciones específicas, debido a las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el fluido sobre la pared del tanque, ya que se ha demostrado que la respuesta sísmica de los mismos se ve afectada significativamente por la interacción entre el líquido y la estructura (Livaoglu y Dogangun, 2006); por lo que, dicha interacción debe ser considerada durante el proceso de diseño; empleándose para ello, modelos mecánicos simplificados capaces de predecir la respuesta de este tipo de estructuras ante las acciones sísmicas, los cuales se encuentran implícitos en los códigos de diseño. Es por ello que, en el presente reporte de investigación, se brinda una panorámica general, desde la perspectiva de los códigos de diseño mayormente utilizados; de aquellos aspectos considerados como relevantes, relacionados con el análisis sísmico de tanques cilíndricos verticales de acero.

MATERIALES Y MÉTODOS

Los códigos de diseño utilizados para el análisis hidrodinámico de tanques, se basan en procedimientos simplificados, sustentados en modelos mecánicos equivalentes, los cuales se utilizan para limitar la posibilidad de daños durante la ocurrencia de terremotos. En los mismos existe una amplia variedad de pautas para el diseño sismorresistente de dichas estructuras, en los cuales se especifican principios y reglas de aplicación general. En la práctica actual, estándares tales como, API 650 (2020), NZSEE (2009) y Eurocode 8 (versión: UNE-EN 1998-4, 2021) constituyen los mayormente referidos entre los códigos de diseño de tanques, por lo tanto, en la presente investigación todas las referencias serán realizadas en base a estos tres códigos.

El documento API 650 publicado por el American Petroleum Institute, constituye uno de los primeros códigos en desarrollar un enfoque sistemático para el tratamiento del diseño sísmico de tanques de almacenamiento de fluidos. Las disposiciones dadas en este código se basan en el método desarrollado por Housner (1954), con modificaciones de Wozniak y Mitchell (1978), para estimar

las cargas inducidas en los tanques durante los terremotos. El método de análisis que utiliza este código, es el de las tensiones admisibles, el cual utiliza una fuerza lateral estática equivalente aplicada a un modelo matemático lineal del tanque con paredes rígidas apoyado en una cimentación fija. En este código los procedimientos de diseño pseudo – dinámicos contenidos en el anexo E, “Diseño sísmico de tanques de almacenamiento”, están basados en métodos de análisis del espectro de respuesta y consideran dos modos de respuesta del tanque y su contenido (impulsivo y convectivo). Este código combina los efectos convectivos e impulsivos, mediante la fórmula de superposición modal SRSS.

Las pautas más completas disponibles para el diseño sísmico de los tanques de almacenamiento son suministradas por el documento NZSEE, desarrollado originalmente por Priestley y sus colaboradores. Dicho código permite realizar el análisis sísmico mediante dos conceptualizaciones simplificadas: tanques rígidos y tanques de pared flexible. La base de diseño utilizada en este documento asume que no se permite el fallo o daño de los tanques bajo la carga sísmica de diseño, y por lo tanto conduce a resultados conservadores en el diseño de grandes tanques de almacenamiento de acero. Este código, combina los efectos convectivos e impulsivos, mediante la fórmula de superposición modal, SRSS, y considera como método de diseño, el enfoque del método de estado límite último.

Otro documento de relevancia, es el anexo A de la norma europea, Eurocode 8, el cual aborda específicamente la respuesta sísmica de tanques y recipientes a presión, así como, proporciona una visión general de los diversos procedimientos simplificados utilizados para cuantificar la respuesta para tanques de diversas configuraciones.

La característica común de todos estos códigos es que las fuerzas hidrodinámicas en el sistema tanque – fluido, ejercidas por cargas sísmicas, se convierten en un sistema equivalente de masa – resorte, que desarrolla las mismas fuerzas y momentos que en el tanque real, cuando se somete al mismo movimiento de suelo. En este sistema simplificado la componente de masa rígida representa las presiones hidrodinámicas generadas por la parte líquida que se mueve al unísono con la pared del tanque, denominada componente impulsiva y el movimiento del líquido cerca de la superficie libre se denomina componente convectiva.

Las recomendaciones presentadas en los códigos actuales de diseño sísmico para tanques, se basan en métodos simplificados como ya se ha explicado con anterioridad, ya que son más fáciles y sencillos de aplicar, sin embargo, el comportamiento sísmico real de los tanques de almacenamiento incluye demasiadas no linealidades causadas por fluencia del material, oleaje de gran amplitud en la superficie libre, interacción no lineal fluido – estructura, importantes deformaciones de la pared y base del tanque, distorsiones de la pared del tanque, interacción suelo – estructura, contacto y separación sucesiva entre la base del tanque y la cimentación, así como rotaciones plásticas de la placa

de base del tanque. Estos mecanismos de comportamiento no lineal conducen a diferentes modos de falla, tales como, pandeo de la pared del tanque (tipo pata de elefante o forma de diamante), separación de la unión entre la placa base y la pared del tanque, asentamientos diferenciales en la base del tanque y rotura de los anclajes, entre otros.

A juicio del autor de este trabajo, es importante significar que, las metodologías o procedimientos descritos en los códigos, API 650, NZSEE y Eurocode 8, muestran diferencias en los parámetros de respuesta sísmica de los tanques, debido en lo fundamental, a la utilización de diferentes coeficientes de aceleración para los modos de vibración principales, amortiguamiento respecto al crítico de los modos, diferentes modelos mecánicos equivalentes, forma de combinar los efectos convectivos e impulsivos entre otros. Así, por ejemplo, API 650 se basa en el método de diseño de esfuerzo permisible (ASD), mientras que NZSEE y Eurocode 8, especifican fuerzas sísmicas de diseño en el nivel de diseño por resistencia. Esto conlleva a ciertas incertidumbres, a la hora de adecuar algunos de estos procedimientos a determinados países.

Sismos de diseño

Los sismos de diseño, se definen en función de la aceleración máxima de la componente horizontal, obtenida para roca, a partir de los estimados de peligrosidad sísmica definidos para cada país o región; evidentemente existen diferencias en cuanto a los sismos de diseño definidos por cada código, en términos de probabilidad de excedencia en un determinado período de tiempo, así como de retorno del evento. Al analizar los distintos códigos utilizados como referencia, se observa que para el diseño de los tanques se establece como mínimo, sismos de diseño con probabilidad del 10 % de no ser excedidos en 50 años con un período de retorno que oscila entre 475 y 500 años. Estableciéndose en algunos casos, probabilidades de excedencia en 50 años de vida útil, del 2 o 3 % para períodos de retorno de 2500 años (tablas 1.2-1.4).

Factor de importancia

Para contemplar la importancia, debido a su mayor utilidad o consecuencias de daños, los códigos de diseño, especifican un factor de importancia para los tanques de almacenamiento, el cual incrementa las fuerzas de diseño sísmico. Este factor de importancia varía de un código a otro. Para el caso de los tanques, básicamente el factor de Importancia (I) depende del tipo de material almacenado, así como, del riesgo que representa para la seguridad. Así, en el código de diseño API 650, este coeficiente se define a partir del grupo sísmico en el cual se ubica el tanque, (SUG, Seismic Use Group); estos grupos se dividen en tres y se definen según el tipo de material almacenado y el riesgo a la seguridad que representan. Los factores de importancia en este código, varían entre 1.0 y 1.5. Sin embargo, para el código NZSEE, el coeficiente varía entre 1.0 y 4.0 y el mismo está en función de la consecuencia del fallo (insignificante, leve, moderado, serio y extremo) y los

mismos se asocian con la probabilidad anual de excedencia del sismo de diseño y el período de retorno; estos factores son dictados de conformidad con AS/NZS 1170. Por otro lado, en el Eurocode 8, el factor de Importancia depende del uso de la estructura o instalación y de la clase de fiabilidad, la cual se asocia a diferentes situaciones de riesgo (alto, medio o bajo); estos factores varían entre 0.8 y 1.6.

Como bien puede observarse, no existe un patrón común, entre los códigos analizados, para definir el coeficiente de importancia, ya que estos dependen de diversos factores, tales como, características del material almacenado, riesgo, consecuencia del fallo, probabilidad anual de excedencia del sismo de diseño y período de retorno, uso de la estructura, fiabilidad, entre otros. En este sentido, el coeficiente de importancia se presenta como un coeficiente adaptable en función de diversos parámetros, acorde con los requerimientos del código de diseño sismorresistente utilizado por determinado país.

Factor de modificación de respuesta

El factor de modificación de respuesta, se utiliza para estimar las fuerzas sísmicas de diseño; en este sentido el código API 650 propone factores modificadores de respuesta diferenciados, tanto para el modo impulsivo, como convectivo; en función de las condiciones de sustentación del tanque; dichos valores varían entre 3.0 y 4.0 para el modo impulsivo, mientras que para el modo convectivo siempre toman un valor igual a 2.0, sin importar las condiciones de sustentación del tanque. Por su parte, la normativa NZSEE, utiliza un factor de corrección para introducir los efectos de ductilidad y amortiguamiento, para valores de ductilidad de 1.0, 1.25 y 2.0, mientras que el Eurocode 8, plantea que los depósitos son estructuras que no deben disipar cantidades apreciables de energía debido a su comportamiento inelástico; de ahí que el factor de comportamiento (q) debe tomarse en general igual a 1.0 y solo se permite el uso de factores superiores a 1.0 si las fuentes de disipación de energía se identifican y cuantifican explícitamente así como, se demuestra la capacidad de la estructura para utilizarlas eficientemente a través de un diseño adecuado.

Teniendo en cuenta que los tanques no son estructuras capaces de disipar grandes cantidades de energía; utilizar factores de modificación de respuesta pequeños, trae como resultado un incremento en las fuerzas de diseño. No obstante, es preciso diferenciar el factor de comportamiento utilizado para el fluido, debido a que el amortiguamiento es distinto; en este sentido los códigos de diseño coinciden que un amortiguamiento del 2% es adecuado.

Parámetros de demanda sísmica de tanques

Los parámetros de demanda sísmica de los tanques, incluyen, tanto los períodos del modo impulsivo y convectivo como, las fuerzas sísmicas desarrolladas en la base del tanque (fuerzas de, cortante y momento de vuelco), en las cuales se utiliza, para su determinación; el coeficiente de cortante, que normalmente se especifica

en términos de espectro de aceleración de diseño, factor de zona sísmica, factor de suelo, factor de importancia, factor de modificación de respuesta y factor de amortiguamiento.

Período del modo impulsivo

El modo impulsivo se refiere al modo lateral del sistema tanque – fluido y las fuerzas sísmicas laterales ejercidas sobre un tanque, las cuales dependen del período de este modo. La práctica de diseño actual, calcula el período de modo impulsivo dependiendo del valor de la masa impulsiva y de la rigidez de la pared del tanque, no incluyendo la densidad de masa de la pared del tanque en ninguna de las expresiones de los períodos impulsivos dadas en los códigos; en su lugar, se usa la densidad de masa del fluido ya que, la masa de la pared suele ser bastante pequeña en comparación con la masa de fluido para tanques de acero. En términos generales el período del primer modo impulsivo de un tanque flexible anclado, oscila aproximadamente en 0.5 segundos (Ozdemir Z, 2010). En el caso de los tanques anclados, se puede hacer una estimación razonable de la rigidez efectiva de la pared del tanque y, por lo tanto, del período impulsivo de vibración. Para los tanques sin anclaje, el mecanismo de elevación no lineal hace que la rigidez varíe significativamente con la amplitud del movimiento de entrada y no hay un verdadero período impulsivo de vibración, sin embargo, está claro que cualquier período aparente de vibración será más largo que el período del tanque anclado. Aunque el período impulsivo de los tanques anclados y no anclados puede ser diferente, los códigos de diseño no brindan ninguna expresión para los tanques sin anclaje.

Para tanques circulares de base fija, las directrices NZSEE han adoptado la fórmula de Haroun y Housner (1981) para la evaluación del período de modo impulsivo, en tanto, el Eurocode 8 ha seguido la expresión dada por Scharf (1990). La expresión sugerida por Malhotra et al. (2000) también figura en el documento Eurocode 8. La API 650 proporciona una expresión para el cálculo del período impulsivo de un tanque flexible, tomado de Malhotra et al.,2000.

Los períodos del modo impulsivo se ven afectados por el comportamiento del suelo debajo del tanque, es por ello que, para tener en cuenta, los efectos del suelo en el período impulsivo del tanque, NZSEE y Eurocode 8 definen coeficientes para modificar el período impulsivo del tanque flexible que descansa sobre cimientos rígidos. Estos coeficientes incluyen la rigidez horizontal y de balanceo de la base, respectivamente, la rigidez efectiva del sistema tanque – fluido y los factores para convertir los valores de rigidez estática en valores dinámicos.

Periodo de vibración vertical

La expresión para el período de vibración vertical de un tanque circular flexible, es abordada con frecuencia en la literatura especializada, sin embargo, teniendo en cuenta ciertas aproximaciones, tales como, que la masa de la pared del tanque

es bastante pequeña en comparación con la masa del fluido, Veletsos (1984) y Haroun y Tayel (1985), brindan algunas expresiones aproximadas para el cálculo de dicho período, las cuales son utilizadas por códigos, tales como, el NZSEE y Eurocode 8. Estos códigos requieren que se considere que el modo vertical de vibración actuando de forma simultánea con el modo horizontal, de manera que, el Eurocode 8 utiliza las expresiones de Haroun y Tayel (1985), mientras que las pautas de NZSEE brindan la fórmula derivada por Veletsos (1984). A diferencia de estos dos códigos, el código API 650 no especifica formulaciones para la evaluación del período vertical. Teniendo en cuenta que los modos de vibración están influenciados por las condiciones del suelo debajo del tanque, NZSEE y Eurocode 8 proporcionan expresiones para la evaluación de los períodos de estos modos, no solo para tanques flexibles, sino, también para tanques rígidos que incluyen los valores del coeficiente, expresados de forma gráfica.

Período de modo convectivo

El período de modo convectivo se encuentra asociado al movimiento del fluido y el mismo depende principalmente del diámetro del tanque y, en menor medida, de la profundidad del fluido. Estos períodos suelen ser muy largos (entre 6 y 10 segundos, para tanques grandes) y están más influenciados por el nivel de desplazamientos sísmicos del terreno que por las aceleraciones del suelo (Ozdemir Z, 2010). Todos los códigos de diseño expresan el período de modo convectivo solo para el tanque rígido, debido a que la respuesta del modo convectivo se encuentra desacoplada del modo impulsivo. En este sentido el código API 650 recomienda la expresión derivada por Housner (1954) y se define solo la primera frecuencia de chapoteo del líquido, mientras que NZSEE y Eurocode 8 han adoptado la fórmula de Veletsos y Yang (1977) permitiendo el cálculo del período para el primer y segundo modo de vibración.

Cortante en la base y momento de vuelco

La excitación sísmica en un tanque cilíndrico, produce presión hidrodinámica en la interfaz del sistema pared-fluido y la base del tanque y esta presión impone a su vez, una fuerza de cortante resultante y un momento de vuelco en la estructura. Los factores más importantes para el diseño sísmico de los tanques, son estas dos magnitudes, ya que se utilizan para evaluar la seguridad de los tanques ante el pandeo y el levantamiento de la base. Para un tanque anclado, la fuerza de cortante que se produce en su base, debe ser resistida, principalmente por la fricción entre la placa base del tanque y el material de cimentación, despreciando la resistencia de los pernos, mientras que, el momento de vuelco se resiste principalmente por la compresión en la pared del tanque y la tensión en los pernos de anclaje. Un tanque sin anclaje soporta el momento de vuelco por el peso de la pared y por el peso de una porción de su contenido. En los códigos de diseño de tanques, la fuerza de cortante en la base y el momento de vuelco se obtienen utilizando las propiedades mecánicas equivalentes de los mismos.

Es evidente que existen diferencias en las metodologías de obtención del cortante basal y el momento de vuelco; la naturaleza de estas diferencias radica en los métodos de combinación de las componentes hidrodinámicas utilizadas por las normas, el procedimiento simplificado, y los modelos de cálculo utilizados. En este sentido los códigos API 650 y las recomendaciones de NZSEE utilizan el método de combinación SRSS, en tanto, el procedimiento descrito en el Eurocódigo, se muestra más conservador al utilizar la suma absoluta de los valores de las respuestas modales, asumiendo erróneamente y de forma implícita que el modo impulsivo y convectivo ocurren al mismo tiempo.

Distribución de presión hidrodinámica

Teniendo en cuenta que, las tensiones que se desarrollan en la pared del tanque dependen de la distribución de la presión hidrodinámica a lo largo de la altura de la pared; Housner (1954) derivó las expresiones para la distribución de la presión hidrodinámica en la pared de un tanque de base rígida, debido a la excitación horizontal de la base, considerando las componentes impulsivas y convectivas de la presión hidrodinámica. Posteriormente Veletsos (1984) separó la presión hidrodinámica ejercida sobre el tanque flexible debido a las fuerzas sísmicas laterales en tres componentes diferentes; la primera componente tiene en cuenta el movimiento del fluido suponiendo que la pared del tanque es rígida (impulsiva – rígida), la segunda toma en cuenta la presión generada por el movimiento del fluido debido a la flexibilidad del tanque (impulsivo – flexible) y la tercera es la presión convectiva la cual toma en cuenta el movimiento del fluido debido al chapoteo de la superficie libre.

Todos los códigos de diseño recomiendan la inclusión de la presión hidrodinámica que actúa sobre la base del tanque y las paredes, en el análisis del sistema de soporte del mismo y su base. En ese sentido, tanto el código NZSEE, como el Eurocode 8, ofrecen expresiones de cálculo, utilizando el enfoque de Veletsos (1984) para obtener la distribución de presión hidrodinámica en tanques circulares rígidos y flexibles, a diferencia del código API 650 que independientemente que utiliza el método Housner, no ofrece las expresiones de cálculo para determinar la presión hidrodinámica.

En las directrices de NZSEE, las expresiones de distribución de presión en la pared y la base del tanque no se dan explícitamente, sin embargo, se muestra gráficamente la distribución de las mismas. Por su parte, el Eurocode 8 si proporciona las expresiones de cálculo para obtener la distribución de presiones hidrodinámicas impulsivas y convectivas, tanto para tanques flexibles como para tanques rígidos, desarrolladas por Veletsos (1984).

Es importante reconocer, como ya se ha explicado anteriormente, que las tensiones que se desarrollan en la pared del tanque dependen de la distribución de la presión hidrodinámica a lo largo de la altura del tanque, por lo que, independientemente del enfoque utilizado para tal propósito, es preciso mostrar cómo se desarrollan las

mismas. Por otra parte, la suposición de que las presiones hidrodinámicas actúan sobre un tanque rígido puede considerablemente subestimar la magnitud resultante de estas presiones. Por esta razón, algunas modificaciones se adecuan a los modelos mecánicos simplificados para contemplar los efectos de la flexibilidad de las paredes del tanque y amortiguamientos diferenciados de los modos de vibración.

Presión axisimétrica

Bajo la influencia de la excitación vertical, el fluido ejerce una presión hidrodinámica axisimétrica en la pared del tanque. La evaluación de la presión generada por la componente vertical del movimiento sísmico, es esencial para evaluar adecuadamente la seguridad y la resistencia de la pared del tanque contra el pandeo. Las disposiciones sobre la inclusión del efecto de la excitación vertical se encuentran incluidas en todos los códigos. En este sentido el código API 650, no proporciona ninguna expresión para la distribución de presión hidrodinámica debido al movimiento vertical del suelo, pero si recomienda un coeficiente de cortante en la base para la aceleración vertical, el cual es un 14 % del valor de la aceleración lateral, sin embargo, los efectos de aceleración vertical no necesitan combinarse simultáneamente para determinar las cargas, fuerzas y resistencia al vuelco en la pared del tanque. Este código recomienda, considerar los efectos sísmicos verticales en el cálculo de las tensiones de tracción de la pared, la compresión de la membrana de la pared, el diseño de anclaje, diseño de los componentes de techo fijo, deslizamiento y diseño de cimentación.

Para los tanques con pared rígida, NZSEE y Eurocode 8 definen la presión hidrodinámica distribuida linealmente como la presión hidrostática que actúa perpendicularmente a la pared del tanque en dirección hacia afuera.

Parámetros de respuesta de tanques

Los parámetros de respuesta más importantes de los tanques, ante cargas dinámicas, incluyen la altura máxima libre de las olas en la superficie, el desplazamiento de levantamiento de la base del tanque y las tensiones de la pared (normales y tangenciales).

Altura de la ola

Las directrices API 650, NZSEE y Eurocode 8 brindan expresiones explícitas para evaluar la altura máxima de ola, que se deriva con la suposición de un movimiento de onda de pequeña amplitud. Todas las directrices de los códigos utilizados como referencia, definen la altura máxima de oleaje en función del diámetro del tanque y el coeficiente de cortante en la base en el modo convectivo, que incluye los efectos del período de chapoteo, clasificación del suelo y aceleración máxima del terreno. A diferencia de los otros códigos, NZSEE recomienda que la contribución de los primeros dos modos de chapoteo, sea considerado en la evaluación de la altura de las olas y se combinen a través de la fórmula de superposición modal

SRSS. Por otra parte, los códigos API 650, NZSEE y Eurocode 8 no consideran la presencia de dos componentes sísmicas horizontales que pueden conducir a alturas de ola más altas. Es importante señalar que todos estos códigos asumen la condición, que la flexibilidad del suelo no afecta la altura máxima de la onda de chapoteo, sin embargo, la altura máxima de las olas obtenidas a través de los códigos, puede dar lugar a resultados no conservadores para los tanques sin anclaje que descansan sobre cimientos rígidos y flexibles (Hamdan, 2000).

Levantamiento de la base y rotación plástica de la placa base

Respecto al levantamiento de la base del tanque, el Eurocode 8 presenta gráficos para el ancho de elevación y la altura de elevación como funciones del momento de vuelco normalizado y la relación H/R, sin embargo, en algunos casos, los rangos de estos gráficos no cubren los rangos de momento de vuelco relevantes; estas cifras se basan en análisis de elementos finitos puramente estáticos de Scharf (1990). Por su parte, el NZSEE emplea una fórmula específica para calcular el desplazamiento ascendente de la base del tanque sin anclaje dependiendo del momento de vuelco ejercido por efectos hidrodinámicos, fuerzas radiales de la membrana en la placa base del tanque, ancho de levantamiento, límite de elasticidad del material de la placa base del tanque, rigidez de cimentación y presión hidrodinámica que actúa sobre la placa base del tanque. Esta ecuación es obtenida, modificando la ecuación derivada de Cambra (1982) suponiendo que el material de la placa de base cede. La API 650 presenta un desplazamiento de levantamiento en función de una relación de anclaje mínima, que a su vez tiene en cuenta, el momento resistente al vuelco, el peso del tanque, la fuerza resistente al vuelco y la fuerza de levantamiento que se genera debido a la presión interior del tanque. Por otra parte, tanto NZSEE como Eurocode 8 recomiendan el cálculo de la rotación plástica de la placa base en función del desplazamiento de elevación y el ancho de la placa base utilizando ambos códigos, la misma formulación.

Tensiones en la pared del tanque

Aunque los daños sísmicos en los tanques se deben a muchas causas, la principal consideración de diseño, establecidas en los códigos de diseño sísmico, es el pandeo de la pared del tanque, debido a la compresión axial y las tensiones circunferenciales. Las presiones hidrodinámicas máximas evaluadas a partir de la suposición de un sistema equivalente masa – resorte, se utilizan para calcular el momento máximo de vuelco sísmico en la base del tanque. Para fines de diseño, las tensiones axiales y circunferenciales en la pared, requeridos para resistir este momento, se pueden evaluar a partir de un procedimiento de análisis estático, considerando la pared del tanque como una viga en flexión.

Respecto a las tensiones axiales que se originan en las paredes de los tanques, el NZSEE emplea la teoría de considerar que las paredes del tanque se comportan como una viga en flexión, para especificar las tensiones máximas de compresión axial en la pared del mismo; en tanto el procedimiento de diseño del API 650

ofrece una forma concisa de determinar las tensiones axiales máximas aplicadas, para tanques anclados y no anclados dependiendo de la relación de anclaje mínima. Por su parte, el Eurocode 8 no presenta ningún procedimiento para el cálculo de las tensiones de la pared del tanque.

Tanto el código API 650 como, las recomendaciones de NZSEE reconocen el hecho de limitar los esfuerzos de compresión. En este sentido el código norteamericano utiliza expresiones empíricas, las cuales toman en cuenta el efecto de la presión interna para calcular el esfuerzo sísmico permisible, mientras que, la norma neozelandesa ofrece un completo estudio y metodología, para obtener esfuerzos límites asociados a dos modos de fallo: pandeo de la membrana a compresión y colapso elasto – plástico. En la norma neozelandesa se reconoce que el modo de fallo elasto – plástico se convierte en el fallo dominante cuando el esfuerzo tangencial sobrepasa los 100 MPa (Whittaker y Saunders, 2008). Este efecto se justifica dado que, conforme se acerca al fondo del tanque, el acero se somete a un estado biaxial de carga representado por el esfuerzo tangencial, y en el peor de los casos el esfuerzo de compresión axial.

Los códigos analizados, emplean diferentes procedimientos para determinar las tensiones de compresión axiales del tanque sin anclaje, así el Eurocode 8 presenta un gráfico para calcular la tensión de compresión axial en la pared del tanque sin anclaje, como funciones de momento de vuelco en función de la relación, pero, en todos los casos, el rango del gráfico no es suficiente para cubrir grandes valores de momentos de vuelco. Por su parte el procedimiento de diseño de la API 650 determina las tensiones axiales máximas para los tanques sin anclaje, dependiendo de la relación de anclaje mínima, considerando una parte del contenido del tanque para resistir el momento de vuelco. En NZSEE, se asume que una porción de la pared del tanque que permanece en contacto con el suelo, toma la fuerza producida por el peso del líquido por encima de la parte levantada del tanque, luego la tensión en dicha pared se calcula utilizando esta fuerza resistente.

Por el momento no existen pautas de diseño con respecto al efecto de la elevación sobre la distribución de la tensión, ya que se considera que este esfuerzo no se altera por el mecanismo de elevación del tanque. En este sentido, tanto el NZSEE como API 650 aconsejan tener en cuenta los efectos de inercia del tanque para el cálculo de las tensiones máximas de la pared del tanque; por su parte el Eurocode 8 recomienda que, para los tanques de acero, las fuerzas de inercia que actúan sobre la pared, debido a su propia masa, son pequeñas en comparación con las fuerzas hidrodinámicas, y normalmente pueden despreciarse.

En relación con las tensiones tangenciales, NZSEE emplea gráficos para determinar las fuerzas tangenciales (circunferenciales) y distribuciones de momento de flexión a lo largo de la altura del tanque, debido a componentes de presión hidrostática, impulso – rígida y convectiva en función de la relación y por su parte el API 650 proporciona la distribución de tensiones circunferenciales a lo largo de la pared del tanque, de forma proporcional a la distribución de la presión a lo largo de su altura, la cual se

obtiene mediante el método de Housner. De acuerdo con el procedimiento de diseño de NZSEE, la tensión de los esfuerzos combinados tiene que ser menor que el límite elástico del material del tanque. API 650 especifica 0.9 veces la tensión de fluencia del material del tanque para limitar las tensiones circunferenciales.

Es evidente que, independientemente del procedimiento utilizado para determinar las tensiones que se producen en los tanques, en el caso de las tensiones axiales, es necesario, tener en cuenta una relación de anclaje mínima, además de considerar no solo el peso del tanque, sino también, una parte del contenido del tanque para resistir el momento de vuelco, por otra parte, respecto a las tensiones tangenciales es necesario considerar el valor máximo de fuerza impulsiva circunferencial en las paredes del tanque, así como, la fuerza hidrostática.

Propiedades de diseño de los tanques

Los códigos de diseño sísmico de tanques, especifican el nivel de amortiguamiento para los tanques, método de combinación de las acciones, no solo para los efectos impulsivos y convectivos, sino también, para la acumulación de respuestas sísmicas debido a los componentes del movimiento del suelo horizontal y vertical. Los procedimientos para los efectos de interacción suelo – estructura y los efectos de inercia del tanque también son necesarios para calcular la respuesta del tanque con precisión.

Amortiguamiento

Si bien existe consenso entre los códigos API 650, NZSEE y Eurocode 8 respecto al nivel de amortiguamiento del modo convectivo, el cual se recomienda como 0.5 %, generalmente se ha asumido que el amortiguamiento de modo impulsivo es del orden de 2 – 5 %. La API 650 recomienda un factor de amortiguamiento del 5 %, mientras que el Eurocode 8 supone un amortiguamiento del 2 % para los tanques anclados y sin anclaje que descansan sobre cimientos rígidos. Por su parte el NZSEE define distintos niveles de amortiguamiento dependiendo del tipo de suelo y la condición del soporte del tanque para las condiciones de carga horizontal y vertical. Tanto el código NZSEE como el Eurocode 8 tienen en cuenta el efecto de no solo del amortiguamiento del material, tanto del tanque como de la base del suelo, sino también el amortiguamiento de la radiación, es decir, la pérdida de energía en la base, por lo que, una diferenciación como la mostrada en la tabla 1.5, sugiere ser más adecuada, para el análisis de tanques rígidos y flexibles sustentados en diferentes tipos de suelos.

Interacción suelo – estructura

La interacción suelo – estructura no influye solamente en el modo de respuesta horizontal, sino también en la del movimiento vertical. La flexibilidad del suelo mejora el período impulsivo de sus componentes rígidos y flexibles y el amortiguamiento total de la estructura aumenta por el efecto del amortiguamiento

de la radiación del suelo. En los códigos de diseño sísmico, el efecto de la flexibilidad del suelo sobre el comportamiento del tanque se toma en cuenta modificando los períodos del modo impulsivo para los movimientos laterales y verticales y los valores de amortiguamiento de los tanques.

A diferencia del código API 650, las directrices NZSEE y Eurocode 8 proporcionan expresiones para el período de modo lateral y vertical del tanque, incluyendo los efectos de interacción suelo – estructura, junto con expresiones para el amortiguamiento equivalente del tanque incluyendo el amortiguamiento radial del suelo derivado por Veletsos (1984). Luego, teniendo en cuenta que los efectos de interacción suelo estructura, pueden variar de forma significativa la respuesta del tanque ante las acciones sísmicas, es adecuado suponer la necesidad de introducir en las expresiones de cálculo del período de la estructura, términos relacionados con los efectos de interacción suelo – estructura.

Métodos de combinación

Un punto importante al utilizar un modelo mecánico equivalente, se refiere al método de combinación utilizado para sumar las fuerzas impulsivas, convectivas y verticales. Excepto Eurocode 8, todos los códigos sugieren el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) para combinar las fuerzas impulsivas horizontales impulsivas, convectivas y verticales. El Eurocode 8 recomienda utilizar una superposición directa de los efectos impulsivos y convectivos, aunque sugiere utilizar el método SRSS para combinar componentes rígidos y flexibles de las presiones hidrodinámicas generadas en el movimiento vertical del suelo. En tanto, el código NZSEE recomienda la suma directa de los componentes impulsivos rígidos e impulsivos flexibles, a la vez que obtiene la máxima respuesta impulsiva, sin embargo, debido a la baja probabilidad de coincidencia de la respuesta de las acciones máximas impulsivas, convectivas y verticales, se sugiere que el método SRSS, sea utilizado para combinar estas cantidades de respuesta; por otro lado el API 650 sugiere utilizar la fórmula de superposición modal SRSS, para obtener el efecto combinado de los componentes impulsiva y convectiva. Esta formulación también se aplica para la suma de las presiones hidrodinámicas.

A juicio del autor de este trabajo, independientemente del método utilizado, por los distintos códigos, para combinar las acciones impulsivas y convectivas; el método SRSS se presenta como más apropiado, ya que los valores modales máximos se encuentran lo suficientemente alejados (periodo convectivo varias veces más grande que el impulsivo) para ser considerados estadísticamente independientes.

Componentes de movimiento sísmico

API 650, NZSEE y Eurocode 8 no tienen en cuenta la presencia simultánea de las dos componentes horizontales del sismo, sin embargo, consideran el efecto simultáneo de la acción sísmica horizontal y vertical; esto se debe a que los movimientos verticales del terreno durante la ocurrencia de un terremoto se

pueden traducir en pulsaciones radiales del sistema fluido – pared y dar lugar al desarrollo de tensiones adicionales en la pared del tanque en dirección circunferencial (Marchaj 1979). No obstante, a juicio del autor de este trabajo, con el objetivo de tener en cuenta la dirección incierta del sismo y la ocurrencia simultánea de la fuerza sísmica en dos direcciones perpendiculares, pudiera resultar conveniente considerar la combinación de dichas fuerzas ortogonales.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los procedimientos para el análisis hidrodinámico de tanques cilíndricos de acero, descritos en los diferentes códigos de diseño utilizados de referencia, se basan en modelos simplificados que aproximan con bastante exactitud la respuesta de este tipo de estructuras ante las acciones sísmicas. No obstante, es lógico encontrar diferencias en los parámetros de respuesta, tras la aplicación de uno u otro código de diseño. Esto se debe en lo fundamental a los siguientes aspectos: (1) utilización de diferentes modelos mecánicos equivalentes, (2) influencia de la flexibilidad de las paredes del tanque en el modo impulsivo, (3) método utilizado para combinar los efectos convectivos e impulsivos, (4) utilización de diferentes coeficientes de aceleración para los modos de vibración principales, (5) diferentes valores de amortiguamiento respecto al crítico de los modos, (6) métodos de diseño implícitos, (7) efectos de los modos superiores del sistema tanque-fluido, entre otros.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos, se precisa que: (1) la interacción que se produce entre el fluido almacenado y el recipiente que lo contiene, debe ser considerada durante el proceso de diseño, a través de la utilización de modelos, que consideren la flexibilidad de las paredes del tanque y valores de amortiguamiento diferenciados, tanto para el fluido, como para las paredes del tanque que lo contiene, (2) el análisis realizado a los códigos de diseño, tomados como referencia, arroja que, la densidad de la masa de la pared del depósito no se incluye en ninguna de las expresiones del periodo impulsivo, con lo cual se ignora la influencia de las oscilaciones del fluido y, (3) con el objetivo de lograr un análisis más integral de la respuesta dinámica de tanques verticales cilíndricos de acero es preciso, desarrollar procedimientos, que consideren aspectos tales como, la no linealidad geométrica, no linealidad del material y la no linealidad del fluido.

REFERENCIAS

API Standard 650 (2020). “Welded Steel Tanks for Oil Storage”, American Petroleum Institute, 1220 L Street, Washington D.C., USA.

- Cambra, F. J., (1982), Earthquake Response Considerations of Broad Liquid Storage Tanks, Earthquake Engineering Research Center Report, UCB/EERC 82-25, November.
- Eurocode-8, UNE-EN 1998-4, (2021). Design of structures for earthquake resistance, Part 4: Silos, tanks, and pipelines. Final PT Draft. European Committee for Standardization.
- Haroun, Medhat A. y Housner, George W. (1981). Seismic Design of Liquid Storage Tanks. TC1, Portland: ASCE, Vol. 107. ISSN 0148-9909.
- Haroun, M. A. and M. A. Tayel, (1985), "Axisymmetrical Vibrations of Tanks-Numerical", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 329-345, March.
- Hamdan, F. H., (2000), "Seismic Behavior of Cylindrical Steel Liquid Storage Tanks", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 53.
- Housner, G. W., (1954). Earthquake Pressures on Fluid Containers. Eighth Technical Report under Office of Naval Research, Project designation NR-081-095.
- Livaoglu, R. Dogangun, A, (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. Journal of Fluids and Structures.
- Malhotra, P.K., (2000). Practical Nonlinear Seismic Analysis of Tanks, Earthquake Spectra.
- Marchaj, T. J., (1979), "Importance of Vertical Acceleration in the Design of Liquid Containing Tanks", Proceedings of the Second U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, California, August.
- NZSEE, (2009). New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Recommendations for Seismic Design of Storage Tanks.
- Ozdemir, Z., (2010). Interacción fluido estructura y análisis sísmico para la deformación no lineal de reservorios. Tesis en opción al grado de Doctor en Ciencias. Universidad de Ciencias y Tecnología de Lille. Laboratorio de Mecánica de Lille (UMRCNRS 8107). Turquía.
- Scharf, K., (1990). Beitrage zur Erfassung des Verhaltens von erdbebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4. Bauingenieurwesen, Nr. 97, VDI Verlag, Dusseldorf.
- Veletsos, A.S., (1984). Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks, Proceedings of Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, ASCE, New York, 255-370 and 443-461.
- Veletsos, A. and Yang, J. (1977). Earthquake response of liquid storage tanks. Proceedings of Advances in Civil Engineering Through Engineering Mechanics, ASCE, New York, 1-24, May 23-25.
- Whittaker, D., & Saunders, D. (2008). Revised NZSEE Recommendations for seismic design of storage tanks. In NZSEE Conference, Paper (No. 04, p. 13).
- Wozniak, R.S., and Mitchell, (1978). Basis of Seismic Design Provision for Welded Steel Oil Storage Tanks. Proceedings – Refining Department, Vol. 57, API, Washington, D.C.

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE DE COLUMNAS DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

Study of the shear behavior of high strength concrete columns

Zenaida Paulette Frómeta Salas¹, Yelennys Lahera García², Jorge Douglas Bonilla Rocha³

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Oriente, Cuba, paulette@uo.edu.cu, Orcid 0000-0003-2021-8042

² IPROYAZ Granma, Cuba, yelennys.lahera@iprofazgr.azcuba.cu, Orcid 0000-0003-2885-5054

³ Universidad de Ciego de Avila, UNICA, Cuba, jorgedbr@unica.cu;

Resumen

El uso de columnas de hormigón de alta resistencia en las plantas bajas de los edificios altos tiene gran aceptación en las últimas décadas por las ventajas del nuevo material, sin embargo, ante la ocurrencia de sismos fuertes estas tienden a fallar por cortante, evidenciando que aún no existe un completo entendimiento de su comportamiento en zonas sísmicas debido a la falta de información experimental. En esta investigación se analiza a partir del Método de los Elementos Finitos el estudio del comportamiento de columnas de hormigón de alta resistencia bajo cargas verticales y horizontales con predominio del cortante. Se evalúa la influencia del aumento de resistencia a la compresión y del confinamiento de las secciones transversales de las columnas en la ductilidad, sirviendo de base para elegir el tipo de confinamiento a emplear en la probeta usada para el ensayo virtual. Se plantean, las bases metodológicas para la simulación del ensayo de columnas de hormigón de alta resistencia, pudiéndose ejemplificar: la modelación de la geometría, las condiciones de apoyo, condiciones de borde o frontera, así como la calibración matemática y validación de los modelos numéricos. Finalmente se obtiene el estado tenso-deformacional de las columnas de hormigón de alta resistencia y su comportamiento ante esfuerzos cortantes a un costo mínimo.

Palabras clave: high-strength concrete, columns, shear, confinement, numerical model.

INTRODUCCIÓN

El hormigón es uno de los materiales de construcción que más se usa en el mundo. El desarrollo y crecimiento de las ciudades ha creado la necesidad de diseñar edificios de mayor altura para optimizar el espacio disponible, estructuras que no serían posibles sin el empleo de los hormigones de alta resistencia, preferentemente para la construcción de las columnas de las plantas bajas. Sin embargo, su comportamiento en zonas sísmicas es cuestionado por la comunidad científica pues es considerado un material frágil, debido a que el aumento de resistencia a la compresión disminuye la deformación última y la resistencia a cortante, y conseguir un aumento en la ductilidad es complejo. El estudio del comportamiento de columnas construidas con hormigón de alta resistencia frente a la acción sísmica, representa un objetivo de la ingeniería sísmica en Cuba y

el mundo, pues a lo largo de la historia, ante la ocurrencia de sismos fuertes los daños más comunes que se evidencian en las estructuras están dados por el fallo a cortante (ver figura 1)



Figura 1. Fallo a cortante en columnas de hormigón de alta resistencia durante el sismo de Chile 2010. Fuente: (Hayes & McCabe, 2014)

El aumento de resistencia a la compresión del hormigón provoca una disminución de la resistencia al cortante pues la superficie de falla que se obtiene es lisa y casi plana, y las grietas se propagan atravesando los áridos, siendo menor la superficie de contacto entre sus caras (Cladera, 2002); lo que preocupa a los investigadores pues la falla por cortante es frágil y se presenta de manera súbita, sin aviso alguno de peligro en estructuras sobrecargadas que no presentan un diseño adecuado del refuerzo a cortante.

La baja resistencia al cortante de los elementos construidos con HAR ha impulsado el desarrollo de investigaciones donde el objetivo principal es el estudio del cortante en vigas de HAR, prueba de ello son los estudios experimentales realizados por: De La Cruz, Turmo, Gettu, Barragán, and Ramos (2009), Aguirre (2010), Soto (2012), Eswaramoorthi (2017), con los que se evidenció la baja resistencia al cortante y se demostró que agregar fibras en el hormigón permite aumentar su capacidad resistente a cortante.

Sin embargo, el estudio del cortante en columnas construidas con HAR no ha tenido el mismo auge, se registran los trabajos de Bairrão, Kačianauskas y Kliukas (2012), González, Guerrero, Gómez y Flores (2007), Álvarez y Caballero (2013), Zabadani (2016) y Picazo, Alberti, Enfedaque y Gálvez (2018), coinciden con la necesidad de establecer requisitos especiales para el refuerzo transversal por cortante que garanticen un mayor confinamiento, pero aún quedan lagunas en el conocimiento del comportamiento a cortante que impiden comprender dicho fenómeno.

En Cuba, al igual que en el mundo se ha implementado el uso de HAR para la construcción de vigas y columnas, pero se desconoce cómo se comportan los elementos ante los esfuerzos cortantes, fundamentalmente en zonas sísmicas. En el contexto cubano están registradas las siguientes investigaciones: Gayoso, Álvarez, Téllez, y Gónzález (2003) sobre la construcción de la ménsula del Edificio Atlantic donde se alcanzó una resistencia a la compresión de 70MPa, Dopico (2008) sobre la dosificación de los HAR en Cuba, Negret (2013) sobre las propiedades mecánicas de los HAR, Lahera (2014) donde analiza el diseño a flexión y propone un nuevo diagrama de dominios para los HAR, Nebarra

(2017) sobre el comportamiento mecánico de HAR con fibras en zonas de alta sismicidad y la investigación realizada por Morgado (2018) sobre la evaluación del comportamiento dúctil en columnas de HAR. En estos últimos trabajos se resalta la necesidad de estudiar el comportamiento de vigas y columnas construidas con hormigón de alta resistencia ante los esfuerzos cortantes, para poder establecer nuevas prescripciones de diseño que permitan un mejor desempeño de los elementos.

La disponibilidad de resultados experimentales sobre el comportamiento de columnas construidas con HAR es imprescindible para avanzar en el conocimiento de la respuesta de este tipo de elemento frente a los esfuerzos cortantes. El inconveniente de realizar ensayos experimentales es que son muy costosos; por lo tanto, frecuentemente no se realizan los suficientes ensayos que son necesarios para poder predecir el comportamiento de las estructuras. Ante esta situación, la simulación numérica se ha convertido en una alternativa, que no solo es económica por la posibilidad de describir el comportamiento de una estructura a un costo mínimo de recursos, sino también porque presenta la ventaja de poder apreciar fenómenos tan complejos como la concentración y propagación de tensiones en la estructura, así como evaluar el daño estructural.

En la última década, existe una creciente tendencia de estudiar las estructuras de hormigón armado mediante simulación numérica, donde se resalta la eficacia de utilizar esta técnica como complemento adecuado a los costosos estudios experimentales, por ejemplo los trabajos de: (J. D. Bonilla, Larrúa, Mirambell, & Recarey, 2007), (J. Bonilla, 2008), (J. Bonilla, Bezerra, Larrúa, Mirambell, & Recarey, 2015) para el estudio de estructuras compuesta de hormigón y acero, Gilberto Rodríguez (2010), Gilberto Rodríguez (2013), Gilberto Rodríguez (2018), Sánchez (2014) para el estudio del comportamiento de vigas de gran peralte con predominio de esfuerzos cortantes, Y. Martínez (2015) para el estudio del comportamiento de ménsulas de hormigón armado, donde se obtuvieron buenos resultados en correspondencia con los ensayos reales.

Los resultados de ensayos experimentales sobre el comportamiento de columnas construidas con HAR en zonas sísmicas es imprescindible para avanzar en el conocimiento de la respuesta de este tipo de elemento frente a los esfuerzos cortantes. El inconveniente está precisamente en que realizar estos estudios de alta complejidad genera un elevado costo de materiales y tecnología. Ante esta problemática, el acelerado desarrollo de la computación alcanzado garantiza la existencia de poderosas herramientas computacionales, basadas en el método de los elementos finitos (MEF), como por ejemplo ABAQUS, que permiten obtener el análisis tenso-deformacional de los sólidos, brindando la posibilidad de realizar la modelación numérica del ensayo de elementos de hormigón armado y de acero, siempre que se logre una adecuada correspondencia entre la simulación numérica y los resultados experimentales tomados como referencia para la calibración. Se establece entonces como Objetivo general evaluar el comportamiento a cortante de columnas de hormigón de alta resistencia mediante el Método de

los Elementos Finitos, para definir los requisitos necesarios para su adecuado desempeño en zonas sísmicas.

La novedad científica de la investigación está dada por la utilización de la modelación numérica en régimen lineal y no lineal, con modelos basados en la mecánica de daño para el estudio del comportamiento a cortante de columnas de hormigón de alta resistencia en zonas sísmicas. La investigación cuenta entre sus beneficios sociales y económicos con la posibilidad de obtener el comportamiento de columnas de HAR a un costo mínimo, lo que permitirá reducir los costos en construcciones de gran envergadura, pues se podrán proyectar y construir obras con la seguridad adecuada y con el mejor aprovechamiento de la capacidad de los materiales, que redundará en la mayor economía de las construcciones e impedirá pérdidas de vidas humanas y recursos materiales.

Los aportes de esta investigación son: La elaboración de modelos numéricos para la evaluación del comportamiento a cortante de columnas de HAR y la caracterización del comportamiento estructural a cortante de columnas de HAR a partir de estudios paramétricos y de la interpretación de los resultados obtenidos en la simulación numérica en correspondencia con los resultados experimentales existentes.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para el desarrollo de la investigación se utilizan la simulación numérica de columnas de hormigón de alta resistencia bajo esfuerzos cortantes. Se usan herramientas computacionales, basadas en el método de los elementos finitos (MEF), como por ejemplo ABAQUS, que permiten obtener el análisis tenso-deformacional de los sólidos, brindando la posibilidad de realizar la modelación numérica del ensayo de elementos de hormigón armado y de acero, siempre que se logre una adecuada correspondencia entre la simulación numérica y los resultados experimentales tomados como referencia para la calibración.

En una primera fase se evalúa la influencia del aumento de resistencia a la compresión y del confinamiento de las secciones transversales de columnas de hormigón de alta resistencia de pórticos especiales resistentes a momentos en la ductilidad a través del software XTRAC. Se tienen en cuenta las disposiciones especiales de confinamiento que establecen el reglamento ACI: 318: 2019 y la norma de NZS3101:06 en las regiones de formación de las articulaciones plásticas para que garanticen suficiente ductilidad en los hormigones de alta resistencia. Se estudian tres tipos de confinamientos en una misma sección transversal de una columna de hormigón, para determinar cual muestra un comportamiento más dúctil.

En la segunda fase se analiza el comportamiento tenso-deformacional de las columnas de HAR mediante la simulación numérica por el MEF, usando como herramienta el software ABAQUS. Se abordan los aspectos relacionados con la modelación de los materiales, donde se ha considerado la no linealidad del acero y el hormigón.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Evaluación de la influencia del aumento de resistencia a la compresión y del confinamiento de las secciones transversales de columnas de hormigón de alta resistencia

Influencia de la resistencia en la ductilidad de la sección

Evidentemente con el incremento del uso de los HAR resulta importante verificar el criterio que existe de resultados experimentales de que a medida que los hormigones alcanzan más resistencia a la compresión hay una tendencia a disminuir la ductilidad. Se quiere conocer si realmente si diferentes tipos de confinamiento (en este caso con estos tres escogidos según las especificaciones especiales de confinamiento que da la norma ACI 318:2019 y NZS 3101:2006) garantizan el nivel de ductilidad por curvatura deseado para garantizar una ductilidad mayor. Los datos fueron introducidos en un Excel para obtener mayor claridad en los resultados, en este caso se evaluaron dos normas ACI 318:2019 y NZS 3101:2006, diferentes resistencias y tres niveles de carga axial 0.15, 0.3 y 0.5 y se realizaron para el confinamiento alto pues si para este confinamiento que es el más exigente garantiza ductilidad para los demás también. En la figura 2.9 se muestran los resultados obtenidos a partir de las especificaciones establecidas por el código americano.

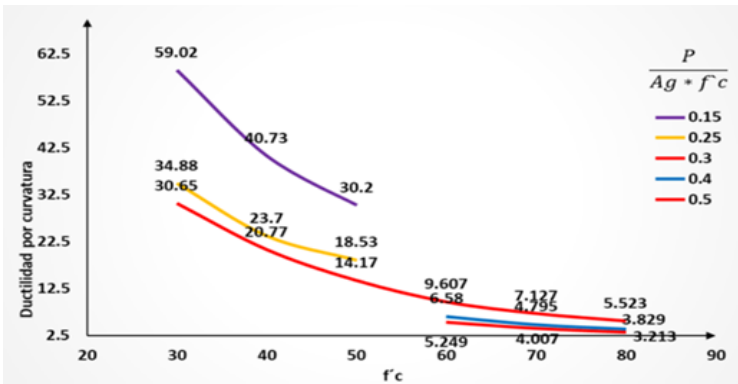


Fig. 1 Influencia del incremento de la resistencia en la ductilidad ACI 318:19.

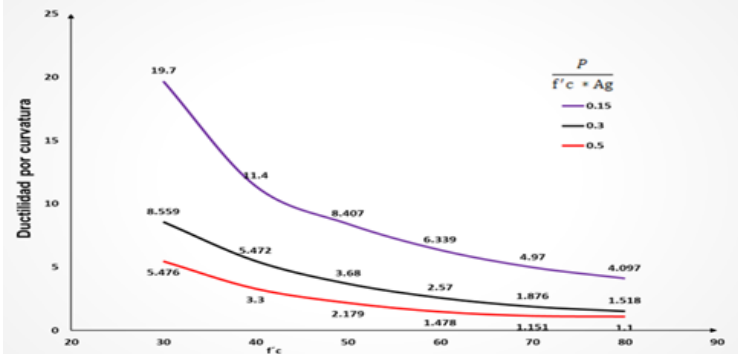


Fig. 2 Influencia del incremento de la resistencia en la ductilidad NZS 3101:2006

En los gráficos se puede apreciar como a medida que aumenta la resistencia va disminuyendo la ductilidad. La norma de NZS 3101:2006 asume que para estos niveles de carga axial los HC y los HAR poseen iguales recomendaciones, en cambio el ACI 318.2019 no lo contempla así, separa estas recomendaciones con las diferentes maneras de cálculo del espaciamiento que no son las mismas para HC que para HAR. Se nota también que las ductilidades son bajas, lo que se gana en resistencia para disminuir las secciones no garantiza una ductilidad adecuada, por tanto, se deben pensar en algunas recomendaciones como por ejemplo el uso de fibras. Para la misma condición de resistencia, confinamiento y nivel de carga axial se puede concluir que la norma de ACI 318: 2019 garantiza mayor ductilidad en columnas de hormigón armado. Esto muestra que las disposiciones de confinamiento del ACI son mucho mayor que las requeridas para los hormigones convencionales y simplemente suficientes para HAR para nivel de carga axial de 0.3.

Para la resistencia de 70 MPa, confinamiento alto y 0.3 de nivel de carga axial la ductilidad varía en un 17.76% garantizando mayor ductilidad la norma del ACI 318:2019 por lo que se recomienda cerrar más los recubrimientos.

Influencia del confinamiento en la ductilidad

El objetivo del confinamiento es incrementar la resistencia a la compresión y la deformación última del concreto. Se han desarrollado muchas relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado y la mayoría de ellas son aplicables a un rango restringido de condiciones, por ejemplo, para secciones circulares o rectangulares. El modelo de Mander se publicó en 1988 y es aplicable para todas las formas de secciones y todos los niveles de confinamiento. Al igual que en el epígrafe anterior los datos fueron introducidos en un Excel para obtener mayor claridad en los resultados, en este caso se evaluaron dos normas ACI 318:2019 y NZS 3101:2006, diferentes resistencias y los tres tipos de confinamiento para evaluar su influencia en la ductilidad.

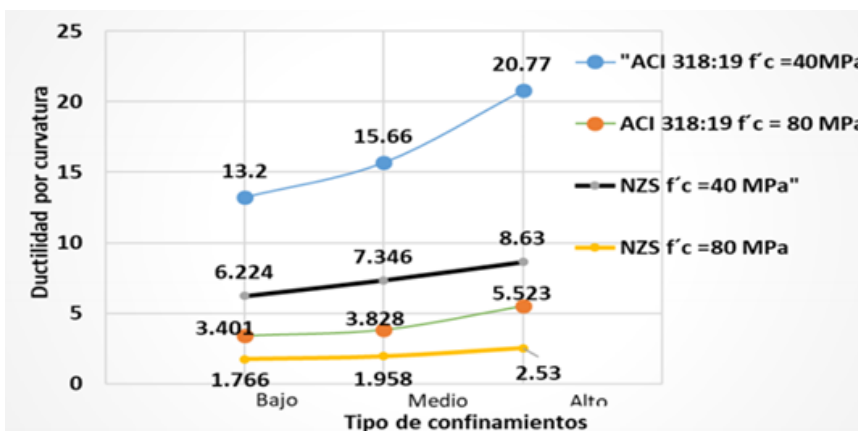


Fig. 3 Influencia del confinamiento en la ductilidad $P/(f'c \cdot Ag) = 0.3$.

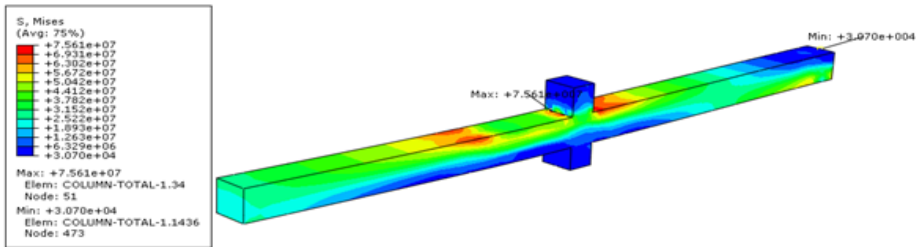
Las secciones de la columna con confinamientos laterales diseñados según el código de NZS3101:2006 produjeron menor ductilidad para el nivel de carga axial de 0.3 para todas las resistencias del hormigón. En este caso los factores de

ductilidad para sólo secciones de columnas de altas resistencias fueron mayores que el mínimo deseado. Esto Indica que las recomendaciones del NZS 3101:2006 proporcionan un acero de confinamiento ligeramente menor que el requerido para resistencias bajas, para bajos niveles de carga axiales con respecto al del ACI 318:2019.

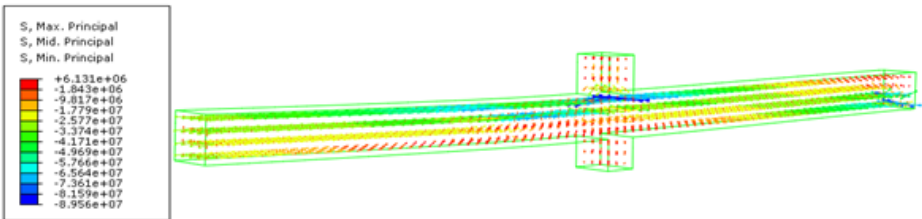
Las secciones analizadas mostraron que en la medida en que se fue incrementando el grado de confinamiento (desde bajo hasta alto) se logró un aumento de la ductilidad para las dos normas. Para una misma sección transversal de hormigón con el confinamiento alto se obtuvieron valores de ductilidad mayores.

Comportamiento tenso-deformacional de la probeta de hormigón de alta resistencia

El software ABAQUS muestra los resultados del análisis mediante una escala cromática, cuyos colores representan magnitudes de tensiones. En la figura se muestra la variación cromática de las tensiones y los campos de tensiones en el hormigón permitiendo visualizar gráficamente sus valores numéricos en (Pa).



a)



b)

Figura 4 Resultados de la modelación numérica: a) tensiones en el hormigón (Pa), b) distribución de los campos de tensiones en el hormigón

En la figura 3 se muestran las mínimas y máximas tensiones que se presentan en la probeta de estudio las cuales varían desde 0.004MPa hasta 75.61MPa. Los colores más próximos al rojo corresponden a los mayores valores de distribución de tensiones donde se forma la zona más crítica por cortante, siendo en este caso, tanto para el hormigón como para el acero, la región más próxima al nudo del medio, donde el acero fluye y por donde el hormigón se fractura. Coincidiendo con lo que explican algunos autores como Park (1978) y Nilson (1999) sobre la capacidad a cortante que plantean que a una distancia (l_0) aparece la sección crítica por cortante, siendo esta la conocida zona de formación de las articulaciones plásticas.

Para un 100% de la carga última se llega a un estado tenso-deformacional muy complejo y disperso, debido al incremento considerable de la disipación de tensiones (ver figura a) por lo que comienzan a aparecer las grietas provocadas por las tracciones transversales. Las zonas agrietadas son visibles por la presencia de zonas con menor concentración de tensiones rodeadas por concentraciones de tensiones de mayor magnitud. La mayor concentración de tensiones se encuentra en la zona próxima a las platinas de aplicación de las cargas. Por lo que se puede observar que la probeta ha llegado a la capacidad de carga última.

Abaqus permite además obtener los campos de tensiones en el hormigón. En la figura b se observa en la parte central donde se forma el nudo la mayor concentración de tensiones. Las tensiones presentan mayor magnitud en la zona de aplicación de la carga y en los apoyos donde la carga se transmite mediante un arco de tensiones formado. Las zonas rojas están asociadas a tracciones y las demás a compresiones por lo que son visibles campos de tracción dentro del elemento. Se observa además como los campos se redistribuyen en la zona central mostrando la región de compresión.

Influencia de la resistencia a compresión del hormigón en la capacidad resistente última a cortante

Existe una estrecha relación entre la resistencia a compresión del hormigón y la capacidad de carga última de las columnas de hormigón armado, para ello se modeló la probeta descrita anteriormente, con la misma geometría y cuantía, solo se varió el material, es decir la resistencia del hormigón, para hormigones de alta resistencia en este estudio se determinó el módulo de elasticidad mediante la ecuación obtenida del estudio realizado por Lahera (2014) y para hormigones convencionales la ecuación establecida por el código ACI318:2019.

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900\left(\frac{P}{2300}\right)^{1,5} \quad \text{Lahera (2014)}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{ACI 318:19}$$

De la modelación se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla

Tabla 1 Capacidad resistente última del hormigón para diferentes resistencias.

Resistencia del hormigón	Capacidad última de carga (KN)
25 MPa	14,28
30 MPa	29,39
35 MPa	34,82
40 MPa	43,63
60 MPa	69,00

Los resultados de la modelación evidencian que existe cierta proporcionalidad entre la resistencia del hormigón y la capacidad última de carga, pues en la medida

en que se fue incrementando la resistencia del hormigón a la compresión los valores de capacidad de carga última aumentaron (ver figura), lo que demuestra que un adecuado confinamiento mejora la capacidad resistente del elemento, pero sobre todo incrementa la ductilidad efecto muy beneficioso en zonas sísmicas.

CONCLUSIONES

La simulación numérica permite evaluar estados tenso-deformacionales, así como la evolución de la falla y otros fenómenos que no pueden ser cuantificados u observados con gran nivel de detalle en los estudios experimentales. Esto representa una gran ventaja porque ayuda a comprender mejor los fenómenos que ocurren en el elemento, lo que puede aportar significativamente al perfeccionamiento de los métodos para la estimación de la capacidad resistente última de las columnas de hormigón de alta resistencia.

Sobre el comportamiento de las columnas de hormigón de alta resistencia, del estado tenso-deformacional se concluye que en las zonas de formación de las articulaciones plásticas se produce la mayor concentración de tensiones siendo estas las regiones críticas por cortante, donde el acero fluye y por donde el hormigón se fractura, por lo que estas zonas deben ser detalladas cuidadosamente para evitar el fallo por cortante en columnas de hormigón de alta resistencia ante la ocurrencia de sismos fuertes

El aumento de resistencia a la compresión generó un incremento de la capacidad de carga última de las columnas de hormigón de alta resistencia lo que demuestra que un adecuado confinamiento mejora la capacidad resistente del elemento, pero sobre todo incrementa la ductilidad efecto muy beneficioso en zonas sísmicas.

REFERENCIAS

- ABACUS. (2014). User's Manual Version 6.14-5. Hibbitt, Karlson and Sorensen.
- ACI-318. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 -19) Versión en español y en unidades usuales en USA. Michigan, USA.: American Concrete Institute.
- Aguado, A., Oliveira, M., & Gettu, R. (1992). Bases de cálculo para el proyecto de estructuras de Hormigón de Alta Resistencia. *Cemento-Hormigón*, 709, 991-1000.
- Aguirre, F. (2010). Dimensionamiento integrado de secciones sujetas a momentos flectores y esfuerzos cortantes para concretos de alta resistencia. *Investigación y Desarrollo*, 1, 64-78.
- Ahmad, S. H., & Shah, S. P. (1985). Structural properties of high strength concrete and its implication for precast prestressed concrete. *PCI*, 30(6), 92-119.
- Álvarez, L., & Caballero, C. (2013). Resistencia al corte en columnas de sección circular hueca elaboradas con hormigón de ultra alta resistencia. *Mecánica Computacional*, 32, 3307-3322.
- Bairrão, R., Kačianauskas, R., & Kliukas, R. (2012). Damage of High- Strength reinforced concrete columns under horizontal an vertical loading. *Civil Engineering and Management*, 9(3), 163-171. doi:10.1080/13923730.2003.10531322

- Bendito, A., Romero, M. L., Bonet, J. L., Miguel, J. L., & Fernández, M. A. (2008). Análisis no lineal por elementos finitos de un elemento viga-columna de concreto armado. *Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 5, 44-64.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. (Tesis Doctoral), Universidad Politécnica de Cataluña.
- Bonilla, J. (2008). Estudio del comportamiento de conectores tipo perno en estructuras compuestas de hormigón y acero mediante modelación numérica. (Tesis de Doctorado), UCLV.
- Bonilla, J., Bezerra, L., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. A. (2015). Numerical modeling with experimental validation applied to the study of stud connectors behavior in concrete and steel composite structures.
- Bonilla, J. D., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. A. (2007). Simulación virtual del ensayo push out para conectadores tipo perno y con sección en U en estructuras mixtas hormigón-acero. *Ingeniería Civil* (148), 83-93.
- Castañeda, Á., & Míeles, Y. (2017). Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entrepisos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. *Revista Ingeniería de Construcción*, 32(3), 157-172.
- Cuenca, E. (2008). Análisis y Formulación de cálculo del cortante.
- De La Cruz, C., Turmo, J., Gettu, R., Barragán, B., & Ramos, G. (2009). Ensayos a cortante de vigas de hormigón estructural autocompactable. *DYNA*, 76, 35-41.
- Dopico, J. J. (2008). Desarrollo de hormigones con aglomerante cal-puzolana fina. *Revista Ingeniería de la Construcción*, 23(3).
- EHE-08. (2008). Instrucción de Hormigón Estructural Con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente del Hormigón. España.
- Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., & Telleen, K. (2009). Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code. *Concrete International*, 31(12), 41-48.
- Eswaramoorthi, P., & Suresh, M. (2017). Performance of High Strength Concrete Beam Under Flexure and Shear Failure *Civil Engineering*, 261-265.
- Gayoso, R., Álvarez, J., Téllez, E., & González, E. (2003). El Desafío de la Dosificación, construcción y Control de la Ménsula del Edificio Atlantic. Paper presented at the Ponencia XV Forum de Ciencia y Técnica.
- González, O. M., Guerrero, J., Gómez, B., & Flores, F. A. (2007). Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 77, 53-70.
- Haití. (2015). Cinco años no es suficiente. Retrieved from <http://blogs.elperiodico.com/haiti-terremoto/cinco-anos-no-es-suficiente/>
- Hayes, J., & McCabe, S. (2014). Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake. Retrieved from U.S Department of Commerce:
- Hernández, J. J. H., J.A. (2010). Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites.
- Jiménez, J. A., Justo, J. L., & Serrano, A. A. (1981). Mecánica del suelo y de las rocas. Editorial Rueda, 1188.
- Kaushik, S. K., Bhargava, P., & Sharma, U. (2004). Towards the design of ductile reinforced High Strength Concrete columns. Paper presented at the Our World in Concrete & Structures, Singapore.

Lahera, Y. (2014). Particularidades del cálculo estructural de los Hormigones de Alta Resistencia. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba.

Lee, J., & Fenves, G. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892-900. doi:10.1061/(ASCE)07339399(1998)124:8(892)

Lubluer, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), 299-326. doi:10.1016/00207683(89)90050-4

Luis, M. (2015). Estudio preliminar del comportamiento de vigas de hormigón armado con aberturas bajo cargas estáticas y con predominio de esfuerzos cortantes. (Trabajo de Diploma), Universidad de Ciego de Ávila "Máximo Gómez Báez".

LLopez, C. R. (2009). Análisis y diseño al corte. (Tesis de Maestría), Universidad Nacional de Cuyo, Argentina.

Morgado, A. (2018). Evaluación del comportamiento dúctil en columnas de Hormigón de Alta Resistencia. (Trabajo de Diploma), Universidad de oriente, Santiago de Cuba.

Rodríguez, G. (2018). Estudio del comportamiento de vigas de gran peralte de hormigón armado mediante modelación numérica. (Tesis de Doctorado), Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.

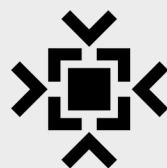
Saghair, H. M., Kaiser, F., Hassan, K., & Abdou, K. (2009). Experimental study on static shear behavior of high strength concrete beams as compared with normal strength concrete beams. *Journal of Engineering Sciences*, 37, 1369-1387.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1994). Lateral load behavior of reinforced concrete columns constructed using high strength materials. *ACI*, 91(5), 605-615.

Zabadani, N. (2016). Influencia del esfuerzo cortante en la ductilidad de columnas circulares de hormigón. (Máster), Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos., Barcelona.

En este libro aparecen ponencias presentadas en el Simposio 4 “PELIGROSIDAD, RIESGO GEOLÓGICO E INGENIERÍA SÍSMICA Y DE DESASTRES” que abordan importantes resultados de investigación y experiencias acumuladas de la labor científica de especialistas en temáticas afines a los desastres haciendo énfasis en los desastres sísmicos. Estas temáticas están referidas en general a la Peligrosidad de Desastres Naturales y Riesgos Geológicos, la Arquitectura e Ingeniería en Zonas de Desastres, las Innovaciones Tecnológicas y Construcción en Zonas de Desastres, así como la Capacitación Profesional para la Gestión Integrada de Desastres.

ISBN: 978-959-207-717-1



Ediciones UO