

ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN

Análisis no lineal de estructuras regulares de hormigón armado ante eventos tsunamigénicos en Tonsupa-Esmeraldas

Anthony A. Simbaña Vela ¹  Esthefania A. Zambrano Sandoval ¹  David P. Guerrero Cuasapaz ¹  

¹ Universidad Politécnica Salesiana, Departamento de Ingeniería Civil – Quito, Ecuador

 Correspondencia: dguerrero@ups.edu.ec  + 593 99 675 5273

DOI: <https://doi.org/10.53313/gwj42019>

Resumen: Para el estudio de los efectos de un evento tsunamigénico sobre edificaciones, se realizó el análisis de modelos estructurales en un software, donde se evaluó el desempeño estructural de la acción secuencial del terremoto y tsunami, considerando la degradación de la rigidez causada por el sismo, para asegurar que la capacidad estructural degradada sea suficiente para los efectos del tsunami. Para esto se realizó un análisis lineal y no lineal estático, tomando en consideración para el primer caso lo establecido en la norma NEC-SE-DS-2015 para efectos del sismo, así como el FEMA P646 y ASCE 7-16 para efectos del tsunami, para el segundo caso se tomó en cuenta el ASCE 41-17. Se pudo observar que las estructuras de menor número de pisos pueden seguir en operación ya que logran un nivel de resguardo de vida, mientras que las de mayor número de niveles sufrirían daños severos en elementos estructurales.

Palabras claves: Análisis no lineal; curva de capacidad; eventos tsunamigénicos; punto de desempeño

Nonlinear Analysis of Regular Reinforced Concrete Structures in the Event of Tsunamigenic Events in Tonsupa-Esmeraldas

Abstract: For the study of the effects of a tsunamigenic event on buildings, the analysis of structural models was performed in a software, where the structural performance of the sequential action of the earthquake and tsunami was evaluated, considering the degradation of the rigidity caused by the earthquake, to ensure that the degraded structural capacity is sufficient for the effects of the tsunami. For this, a linear and nonlinear static analysis was carried out, taking into consideration for the first case the provisions of the NEC-SE-DS-2015 standard for the effects of the earthquake, as well as the FEMA P646 and ASCE 7-16 for the effects of the tsunami, for the second case the ASCE 41-17 was taken into account. It was observed that the structures with fewer floors can continue in operation since they achieve a level of protection of life, while those with a higher number of levels would suffer severe damage to structural elements.

Keywords: Nonlinear analysis; capacity curve; tsunamigenic events; performance point



Cita: Simbaña Vela, A. A., Zambrano Sandoval, E. A., & Guerrero Cuasapaz, D. P. (2021). Análisis no Lineal de Estructuras Regulares de Hormigón Armado ante eventos Tsunamigénicos en Tonsupa-Esmeraldas. Green World Journal, 4(2), 19. <https://doi.org/10.53313/gwj42019>

Recibido: 28/Julio/2021
Aceptado: 29/Agosto/2021
Publicado: 31/Agosto/2021

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.
Editor en Jefe / CaMeRa Editorial
editor@greenworldjournal.com

Nota del editor: CaMeRa se mantiene neutral con respecto a las reclamaciones legales resultado del contenido publicado. La responsabilidad sobre la información publicada es íntegra de los autores.



© 2021 Licencia CaMeRa, Green World Journal. Este artículo es un documento de acceso abierto distribuido bajo los términos y condiciones de la licencia Creative Commons Attribution (CC BY).
<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>

1. Introducción

Desde los años 2000 ha ido tomando fuerza la construcción de edificios de evacuación vertical ante eventos tsunamigénicos. Los casos más recientes, desde el terremoto y tsunami de Indonesia en 2004, o el de Tohoku en Japón 2011, además de los más cercanos como Chile en 2010 y 2015 o el huracán Katrina en Nueva Orleans, con su secuela de pérdida de vidas humanas e importantes daños y costos materiales, han activado el estudio sobre el impacto del tsunami en todas las estructuras costeras [1].

En abril 2012, la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los EE. UU. de Norteamérica publicó la segunda edición revisada de la Guía de Recomendaciones para el diseño de Estructuras para la Evacuación Vertical (FEMA P646) que aborda en detalle, y con una mirada global, las consideraciones que se deben tener presentes al momento de diseñar un edificio que sirva a los propósitos de la evacuación ante la amenaza de tsunami, además de la revisión del impacto de escombros y actualización de aspectos propios del cálculo, a pesar de que está específicamente estudiado para el territorio de los Estados Unidos de Norteamérica, el FEMA P646 contempla una serie de consideraciones generales y específicas que son de interés y validez general [1]. Siendo las mismas, las siguientes.

Consideración de localidad, se debe conocer la magnitud del terremoto o evento generador de tsunami, la topografía, la configuración de la plataforma continental y la costa; Consideración de peligro, se debe tomar en cuenta los posibles peligros en la cercanía del lugar que podrían poner en riesgo la estructura y reducirían la seguridad de los ocupantes, siendo estas las fuentes de escombros de gran tamaño en el agua, y las fuentes de materiales peligrosos en el agua; Consideración de elevación, el área de refugio se localice sobre el nivel máximo de inundación del tsunami [2].

Consideraciones estructurales tales como:

- El diseño de los cimientos debe considerar los efectos locales de la socavación y licuefacción. El levantamiento potencial de la capacidad de flotación de toda la estructura necesita tomarse en consideración en el diseño de cimentación.
- El diseño de columnas individuales para cargas laterales de tsunami debe llevarse a cabo bajo asumiendo el grado de fijeza en la base de la columna y en cada nivel. La forma de la columna también es importante. Las columnas redondas resultarán en fuerzas de arrastre más bajas que las cuadradas o rectangulares, ya que será menos probable el impacto total de los escombros en el agua sobre columnas redondas.
- Se recomienda que los muros cortantes se orienten paralelos a la dirección anticipada del flujo de tsunami para reducir las fuerzas hidrodinámicas y el impacto de escombros asociados al flujo; además se debe considerar en el diseño de muros de concreto reforzado para fuerzas de tsunami debe considerar la carga completa sobre el muro, incluyendo las fuerzas hidrodinámicas y de impacto que trabajan entre los niveles.
- Las vigas de concreto reforzado vertidas integralmente con el piso serán apoyadas por la losa. El diseño de vigas para fuerzas horizontales de tsunami debe tomar en consideración

el apoyo lateral brindado por la losa del piso. Las vigas aisladas deben diseñarse para el corte y flexión horizontal causados por las cargas de tsunami.

- Los sistemas de piso deben diseñarse para los efectos de flotación y levantamiento hidrodinámico, los que causará efectos de corte y flexión opuestos a los de las cargas gravitacionales. Aunque los niveles bajos de una estructura de desalojo vertical no tengan el propósito de usarse durante un tsunami, su falla podría resultar en el daño o colapso de las columnas de apoyo de los niveles superiores, incluyendo el área de refugio [2].

Consideraciones de las Estructuras Resistentes a Tsunami: Los atributos estructurales que han demostrado un buen comportamiento en tsunamis previos incluyen: sistemas fuertes con reservas de capacidad para resistir fuerzas extremas, sistemas abiertos que permiten el flujo del agua con resistencia mínima, sistemas dúctiles que resisten fuerzas extremas sin fallar y sistemas redundantes que pueden experimentar fallas parciales sin colapso progresivo. Los sistemas que exhiben estos atributos incluyen sistemas de enmarcado de concreto reforzado y acero, y sistemas de muros cortantes de concreto reforzado [2].

Los eventos tsunamigénicos son provocados por los macro sismos cuyos epicentros estén muy cerca de la línea de costa o en el lecho marino próximo al continente, debido a que ocasionan movimientos anormales de grandes masas de agua que se perciben en el continente como olas gigantes que se abaten sobre las playas con suficiente energía para irrumpir cientos de metros tierra adentro. Concluyéndose así que los tsunamis son eventos raros originados por los sismos [3].

En 1906, la provincia de Esmeraldas fue golpeada por un terremoto de magnitud 8.8 según la escala de Richter, que originó un tsunami que causó que todas las viviendas asentadas cerca de la playa fueran destruidas, y de 1000 a 1500 personas murieran. En el Océano Pacífico ocurre casi la totalidad de los tsunamis que suceden en el mundo. Por ello, El Ecuador al estar ubicado en el "Cinturón de fuego del Pacífico", caracterizado por una gran actividad volcánica y sísmica, se considera que toda la línea costera ecuatoriana es una zona de riesgo ante eventos tsunamigénicos, razón por la cual el sitio de estudio del presente trabajo se consideró la parroquia de Tonsupa, cantón Atacames [4].

A pesar de que los tsunamis son eventos poco frecuentes, pero muy destructivos, la normativa vigente del Ecuador no considera el efecto de tsunamis en las estructuras, poniendo en riesgo a la población costera ante este desastre natural.

Las pautas de otros países como Japón, Estados Unidos y Chile, están orientadas a calcular las fuerzas del tsunami; sin embargo, estas directrices carecen de información sobre el comportamiento estructural de los edificios frente a escenarios de terremoto-tsunami [5].

Los estudios históricos del daño de tsunamis muestran que la capacidad de los edificios sobrevivir varía con el tipo de construcción y la altura del alcance del tsunami. El tsunami de Nicaragua de 1992 mostró ejemplos de variaciones en el funcionamiento de diversas estructuras. Muestra socavación severa y la destrucción total de una casa de almacén de madera y como sobrevivieron una casa de almacén de madera elevada y una estructura de albañilería rígida. Las tres casas estaban en la misma berma cerca una de otra, a menos de 200 metros de distancia [2].

Se han observado fallas de edificios causadas por el impacto de escombros viajando a velocidades significativas. Un ejemplo de la destrucción causada por escombros en el agua durante el tsunami de Okushiri de 1993. Los escombros, en este caso, incluyeron un bote pesquero que se zafó de sus amarras. Los escombros en el agua también se acumulan entre los soportes estructurales, creando una barrera que aumenta las fuerzas hidráulicas sobre el edificio. En contraste con las muchas fallas reportadas como resultado de pasados tsunamis, muchas estructuras han sobrevivido la inundación de éstos. Dos estructuras que sobrevivieron el tsunami de Okushiri de 1993. Ambas eran estructuras de concreto reforzado de dos pisos y fueron inundadas por, por lo menos 3 metros de agua [2].

El daño observado como resultado del tsunami del Océano Índico de 2004 confirmó observaciones de los datos históricos sobre los efectos de tsunami, y brindó nueva evidencia de los efectos observables donde se muestra una estructura de albañilería no reforzada en Devanaanpattinam, India. Los cimientos experimentaron socavación severa, y las paredes traseras fueron expulsadas hacia afuera por la presión hidráulica de la inundación dentro de la casa. Este daño es común en este tipo de estructura [2].

En base a la investigación, se evaluó el daño por un evento consecutivo sismo-tsunami con la finalidad de evaluar el comportamiento estructural de las edificaciones.

2. Materiales y métodos

Las edificaciones de hormigón armado analizadas varían entre 4 a 12 niveles son de geometría regular tanto en planta como en elevación. Sus dimensiones en planta son de 30,40 m en sentido "X" y 28,50 m en sentido "Y", con una altura de entrepiso de 3,50 m.

En la presente investigación el objetivo fundamental para evaluar el desempeño estructural de la acción secuencial del terremoto y tsunami, partió de un análisis lineal y no lineal para el evento sísmico tomando en consideración lo establecido en la norma NEC-SE-DS-2015. A continuación, se procedió con el análisis lineal y no lineal del tsunami teniendo en cuenta la degradación de la rigidez producida por el primer evento y las indicaciones del FEMA P646.

2.1 Normas de diseño

2.1.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción

Para efectos del sismo se considera el cumplimiento de los siguientes requisitos establecidos en la norma NEC-SE-DS,2015 [6].

- Cortante basal
El valor del cortante dinámico total en la base para estructuras regulares, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80 % del cortante basal V obtenido por el método estático, como lo detalla la NEC-SE-DS, 2015.
- Derivas de piso
La deriva máxima no debe excederse del 2 %.
- Periodos / Torsión
El primer y segundo modo de vibración deben ser traslacionales y el tercero torsional.
- Participación de masa

El porcentaje de participación de masa de la estructura debe ser mayor o igual al 90 % en los modos flexurales en sentido "X" y en sentido "Y" [6].

2.1.2 Normas Internacionales ante efectos del Tsunami

El documento Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis FEMA P646, provee una guía sobre cómo construir estructuras capaces de resistir las fuerzas extremas de un tsunami [2], para su cálculo se tuvo en cuenta el Mapa de Inundación para Tsunamis en la provincia de Esmeraldas, cantón Atacames, aquel que proporciona el valor de la cota o elevación del tsunami (R), siendo este valor 7 msnm, el cual debido a la variabilidad significativa en la altura del alcance del tsunami se toma como 1,3 veces el alcance máximo pronosticado [2].

La cota del terreno natural en donde está ubicada la edificación, z_w , es de 5 msnm, obteniendo una altura de inundación de 4,10 m.

Las fuerzas calculadas son las siguientes:

- Fuerzas hidrostáticas ocurren cuando el agua en reposo o en movimiento lento actúa sobre una estructura o componente estructural. Esta fuerza actúa siempre perpendicular a la superficie del componente de interés como se muestra en la Figura 1. Y puede calcularse utilizando la Ecuación 1 [2].

$$F_h = P_c \cdot A_w = \frac{1}{2} \cdot \rho_s \cdot g \cdot b \cdot h_{\max}^2 \quad (1)$$

Dónde:

F_h : fuerza hidrostática en una pared por unidad de ancho (N/m).

P_c : presión hidrostática (N).

A_w : área mojada de la pared (m^2).

b : ancho de la pared (m).

ρ_s : densidad del fluido incluyendo sedimentos (kg/m^3).

g : aceleración gravitacional (m/s^2).

$h_{\max}$: altura del agua por encima de la base de la pared en la estructura (m).

Si el muro con altura h_w está completamente sumergido, con la Ecuación 2 se determina la fuerza hidrostática horizontal [2].

$$F_h = P_c \cdot A_w = \rho_s \cdot g \left(h_{\max} - \frac{h_w}{2} \right) b \cdot h_w \quad (2)$$

Dónde:

h_w : altura de la pared (m).

$h_{\max} : R - z_w$

$R : 1.3 R^* \text{ (m)}$.

R^* : elevación máxima del alcance del tsunami (m).

z_w : cota medida desde el nivel medio del mar hasta el nivel del terreno natural donde está ubicada la edificación (m) [2].

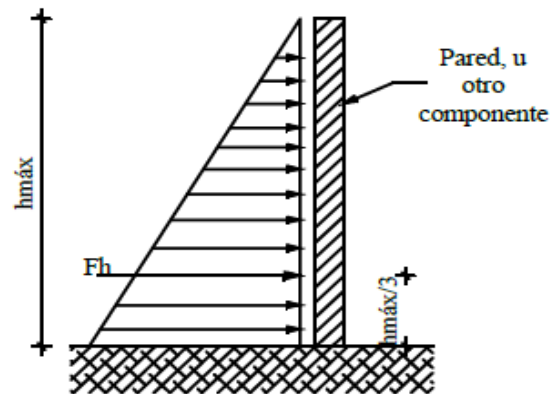


Figura 1. Distribución de la fuerza de hidrostática y ubicación de la resultante. [2]

- Fuerzas Boyantes o hidrostáticas verticales son iguales al peso del agua desplazada y actúan como se observa en la Figura 2, además deben ser resistidas por el peso del componente y cualquier fuerza opuesta que resista a la flotación [2].

Para una estructura a prueba de agua, la fuerza boyante total se determina mediante la Ecuación 3.

$$F_b = \rho_s \cdot g \cdot V \quad (3)$$

Dónde:

F_b : fuerza boyante o de levantamiento (N).

ρ_s : densidad del fluido (kg/m^3).

g : aceleración gravitacional (m/s^2).

V : volumen de agua desplazada (m) [5].

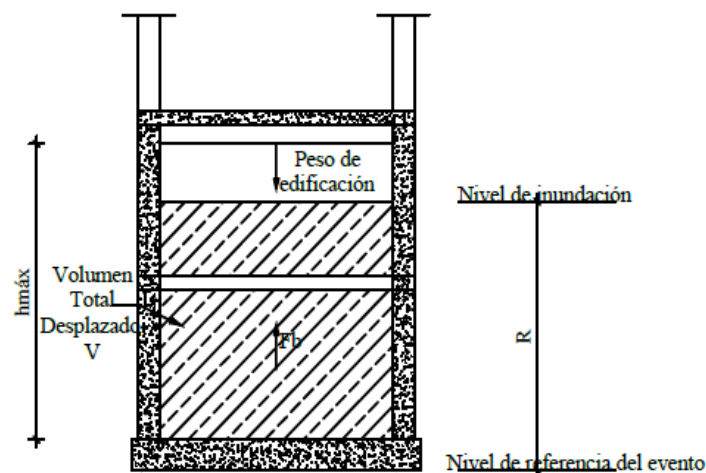


Figura 2. Fuerzas boyantes sobre edificios con niveles bajos a prueba de agua [2].

- Fuerzas Hidrodinámicas o de arrastre son una combinación de las fuerzas laterales causadas por las fuerzas de presión de la masa de agua en movimiento y las fuerzas de fricción generadas al fluir alrededor de la estructura o componente [2]. Se determinan mediante la Ecuación 4.

$$F_d = \frac{1}{2} \cdot \rho_s \cdot C_d \cdot B \cdot (hu^2)_{\max} \quad (4)$$

Dónde:

F_d : fuerzas hidrodinámicas (N).

C_d : coeficiente de arrastre para columnas y muros cortantes (valor recomendado : 2.0). [5]

B : ancho de la estructura en el plano normal a la dirección del flujo (m).

ρ_s : densidad del fluido incluyendo sedimentos (kg/m³).

u : velocidad normal del flujo en la estructura (m/s).

h : profundidad del flujo (m).

$(hu^2)_{\max}$: flujo de momento máximo por unidad de masa que ocurre en el lugar en cualquier momento durante el tsunami.

Se puede estimar usando la Ecuación 5 [2].

$$(hu^2)_{\max} = g \cdot R^2 \left(0,125 - 0,235 \frac{z}{R} + 0,11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right) \quad (5)$$

Dónde:

g : aceleración gravitacional (m/s²).

z : cota medida desde el nivel medio del mar hasta el nivel del terreno natural donde está ubicada la edificación (m).

R : 1,30 R^* (m).

R^* : elevación máxima del alcance del tsunami tomada como la elevación máxima de inundación [2].

- Fuerzas Impulsivas son causadas por el filo frontal de una marejada al impactar una estructura. Se obtienen a partir de la Ecuación 6 y actúan como se muestra en la Figura 3 [2].

$$F_s = 1,5F_d \quad (6)$$

Dónde:

F_s : Fuerza de impulso (N).

F_d : Fuerza hidrodinámica (N) [2].

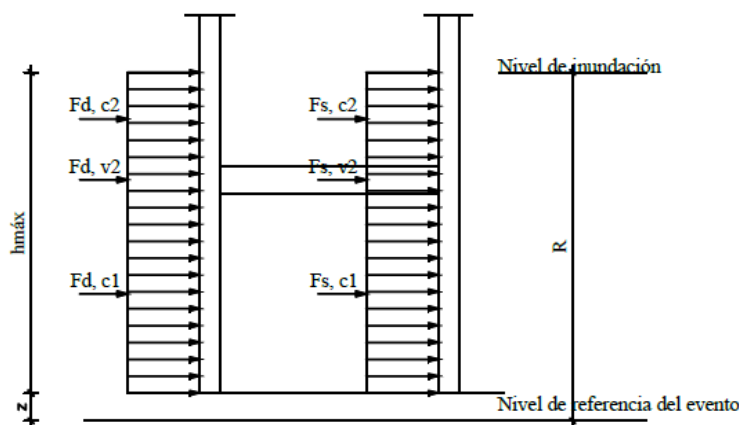


Figura 3. Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio [2].

- Fuerzas de Impacto por escombros pueden ser una causa dominante de daños a edificios, es difícil estimar estas fuerzas con exactitud y se lo puede obtener con la Ecuación 7 [2].

$$F_i = C_m \cdot u_{\max} \cdot \sqrt{k \cdot m} \quad (7)$$

Dónde:

F_i : fuerza de los impactos por escombros (m/s^2).

C_m : coeficiente de masa añadido, se recomienda por el valor de 2.

$U_{\max}$: velocidad máxima del flujo que lleva escombros (m/s^2).

m : masa de escombros (kg).

k : rigidez efectiva de escombros (N/m), que se muestra a continuación en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de masa y rigidez de escombros comunes en el agua [5].

Escombros	Masa (m) en kg	Rigidez efectiva (k) en (N/m)
Madera o troncos	450	2,4x106
Contenedor de carga estándar de 40 pies	3800 (vacío)	6,5x108
Contenedor de carga estándar de 20 pies	2200(vacío)	1,5x109
Contenedor de carga pesada de 40 pies	2400 (vacío)	1,7x109

- Formación de diques por la acumulación de escombros en el agua, se obtiene con la Ecuación 8 y puede ser tratada como una fuerza hidrodinámica aumentada por el ancho del dique contra el frente de la estructura [2].

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \cdot \rho_s \cdot C_d \cdot B_d \cdot (hu^2)_{\max} \quad (8)$$

Dónde:

F_{dm} : fuerza de la formación de diques por la acumulación de escombros en el agua (m/s^2)

ρ_s : densidad del fluido (kg/m^3)

C_d : coeficiente de arrastre, se recomienda por el valor de 2.

B_d : ancho del dique de escombros, se recomienda 12 m.

$(hu^2)_{max.}$: flujo de momento máximo por unidad de masa que ocurre en el lugar en cualquier momento durante el tsunami [2].

- Las fuerzas de levantamiento serán aplicadas a los pesos de un edificio que estén sumergidos por la inundación de tsunami y se determinan mediante la Ecuación 9 [2].

$$F_b = \rho_s \cdot g \cdot A_f \cdot h_b \quad (9)$$

Donde:

F_b : fuerza de levantamiento (m/s^2)

ρ_s : densidad del fluido (kg/m^3)

A_f : área del panel de piso (m^2)

h_b : altura del agua desplazada por el piso (m) [2].

2.1.3 Combinación de cargas del Tsunami

Las fuerzas de tsunami que actuarán sobre la estructura completa y sobre los componentes estructurales deben determinarse de acuerdo con las Combinaciones de Carga 1 y 2, calculadas mediante la Ecuación 10 y Ecuación 11 respectivamente [2].

Combinación de Carga 1:

$$1,2D + 1,0TS + 1,0LREF + 0,25L \quad (10)$$

Combinación de Carga 2:

$$0,9D + 1,0TS \quad (11)$$

Donde:

D : Efecto de Carga Muerte.

TS : Efecto de Carga de Tsunami.

$LREF$: Efecto de Carga Viva sobre el área de Refugio.

L : Efecto de Carga Viva fuera del Área de Refugio [2].

Se considera que el área de refugio de una estructura de desalojo vertical estará completamente cargada con una carga viva de agrupación 100 psf o 480 kg/cm^2 . Además, para que una estructura de desalojo vertical sea efectiva, es esencial que el área de refugio se localice sobre el nivel máximo de la inundación del tsunami anticipado, recomendándose un francobordo mínimo de 3 metros (o un piso de altura) para asegurar que el área de refugio no se inunde por el salpicar o la acción de las olas. [2]

En la Tabla 2 se muestra la determinación de la elevación del área de refugio.

Tabla 2. Consideración de elevación del área de refugio.

Profundidad de inundación pronosticada (d) + 30 %	Francobordo (3 metros)	Elevación mínima de diseño
4,10 m	3 m	7,10 m

En este caso se consideró que el área de refugio se ubicará en el tercer piso de todas las edificaciones analizadas, los cuales tienen una altura de 10,5 m.

2.2 Análisis estructural

2.2.1 Descripción de edificación

Los modelos analizados fueron 8 edificios de hormigón armado con pórticos resistentes a momentos, los cuales son un sistema estructural que resiste fuerzas sísmicas y es el más utilizado en la zona costera, de 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 pisos destinados al uso de hoteles ubicados en la parroquia de Tonsupa, cantón Atacames, provincia de Esmeraldas.

En las edificaciones que fueron analizadas en esta investigación se consideró las características de los materiales contemplados en la Tabla 3.

Tabla 3. Materiales edificaciones estudiadas

Material	Valor
f'_c	240 (kg/cm ²)
F_y	4200 (kg/cm ²)
γ_{horm}	2,4 (T/m ³)
E	$13500 \cdot \sqrt{f'_c}$ (kg/cm ²)

En la Figura 4, se presenta la planta de las estructuras analizadas, en las cuales se representan los elementos estructurales tales como columnas y vigas que conforman la estructura.

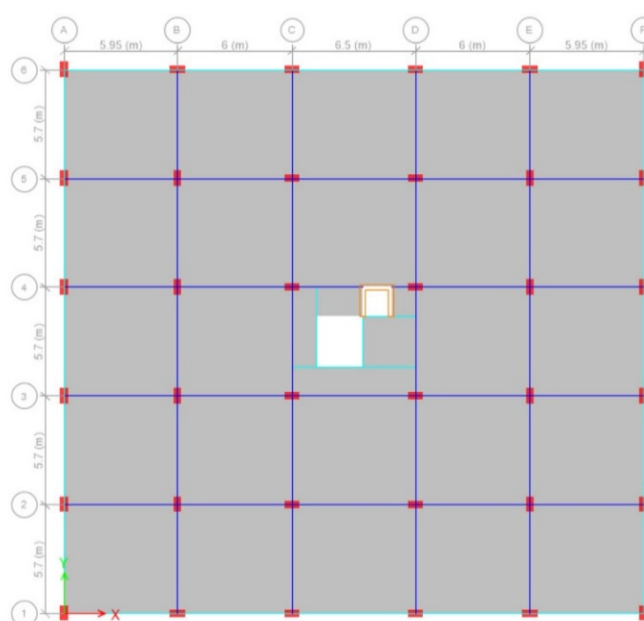


Figura 4. Planta de las edificaciones ETABS 2019 [14]

En la Figura 5, se presenta la elevación de las estructuras analizadas en donde se visualiza la configuración del pórtico

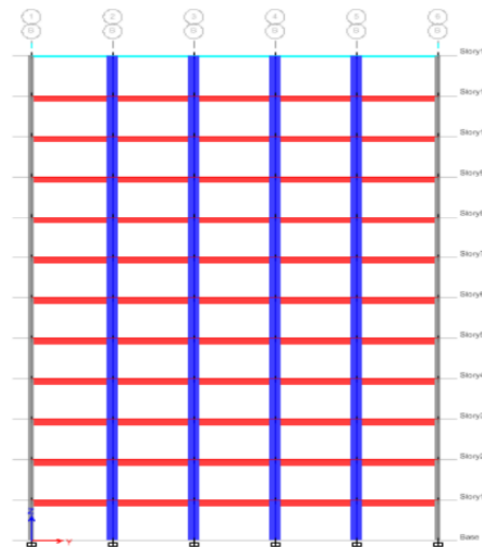


Figura 5. Elevación de las edificaciones ETABS 2019 [14]

En la Tabla 4 se muestran las secciones de los elementos estructurales correspondientes a cada edificio, los cuales están constituidos por columnas, vigas y losas aligeradas bidireccionales de 25 cm de espesor, adicional a esto, su modelación considera escalera y ducto de ascensor con diafragma.

Tabla 4. Secciones de los elementos estructurales.

Edificio	V. Borde (cm)	V. Cent (cm)	Columnas (cm)	Diafragma (cm); (m)
4P	25x65	35x55	40x70	25; 4,5
6P	25X65	35X55	40X75	25; 4,5
7P	25X65	35X55	40X75	25; 4,5
8P	25X65	35X55	40X80	25; 4,5
9P	25X65	35X55	40X80	25; 4,5
10P	25X65	35X55	40X80	25; 4,5
11P	25X65	35X60	40X80	25; 4,5
12P	25X65	35X60	40X80	25; 4,5

2.2.2 Análisis estático lineal

En este análisis se utilizó el software ETABS-2019 para realizar la modelación y análisis de las estructuras. Iniciando con el prediseño de cada uno de los elementos estructurales, seguido de la definición de materiales, casos y combinaciones de carga, etc., con la finalidad de verificar los requisitos de la normativa vigente, detallados en el punto 2.1.1. del presente documento.

2.2.3 Análisis estático no lineal

El Análisis Estático No Lineal o Pushover es una técnica eficiente para estudiar la capacidad, resistencia y deformación de una estructura. El análisis se realiza manteniendo las cargas gravitacionales constantes y aplicando a la estructura un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monotónica [7].

Para el análisis del terremoto (Caso PO –static nonlinear pushover) [8], al edificio se le asignará patrones de carga proporcionales a la masa. Este patrón se caracteriza por fuerzas que aumentan con la altura. Para el análisis de tsunamis, se asignarán patrones de carga que disminuyen en altura (Caso VHPO–The non-linear variable height pushover analysis) [8], a diferencia del patrón por carga sísmica. Los patrones de carga de tsunami disminuyen hasta la altura máxima de inundación como se muestra en la Figura 6., lo que induce una falla frágil en la estructura, posteriormente se obtendrá las curvas de capacidad de las estructuras.

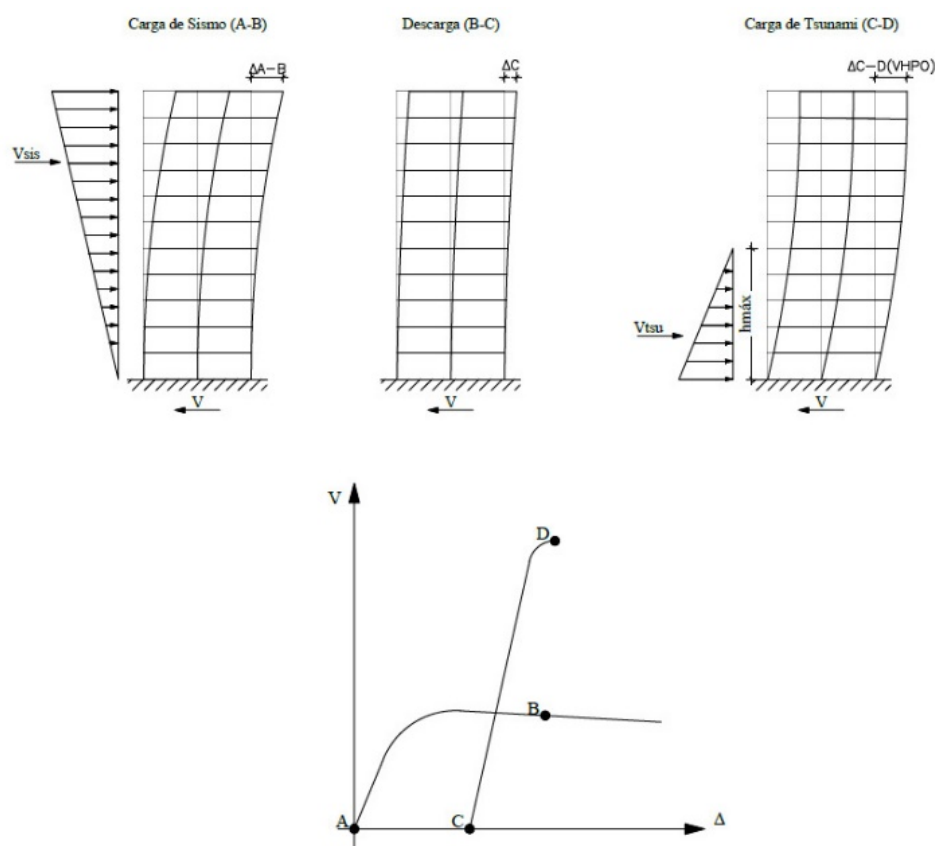


Figura 6. Representación esquemática de la metodología de doble empuje para el Caso PO-VHPO. [8]

2.2.4 Niveles de desempeño

Describen un estado límite de daño y representa una condición tolerable en función de los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, amenazas sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico [9].

La Propuesta VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño mostrados en la Tabla 5 [10].

Tabla 5. Niveles de desempeño [10].

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicios y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, e la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

2.2.5 Metodología Hazus MH

La metodología HAZUS MH, fue desarrollada por La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de Norteamérica. Esta herramienta metodológica surge como una necesidad por parte de los planificadores y especialistas en la atención de los efectos generados por los desastres naturales [11].

En HAZUS MH, se contemplan una serie de variables que se interrelacionan para obtener posibles daños materiales en infraestructura y sus efectos en la sociedad [12]. En este caso se utilizó la deriva máxima de piso como se observa en la Tabla 6.

Tabla 6. Daño Estructural por derivas de piso según el Hazus. [13]

Pisos	Daño estructural por derivas de piso				
	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo	Completo
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Pre-Colapso	Colapso
1-3		0,0050	0,0087	0,0233	
	< 0,005	0,0087	0,0233	0,0600	>0,06
4-7		0,0033	0,0058	0,0156	
	< 0,003	0,0058	0,0156	0,0400	>0,04
8+		0,0025	0,0043	0,0117	
	< 0,002	0,0043	0,0117	0,0300	>0,03

3. Resultados

3.1 Análisis estructural – sismo

El análisis sísmico se realizó en el programa ETABS, 2019 considerando la normativa NEC-SE-DS, 2015, la cual detalla los siguientes requisitos mínimos para el diseño sismorresistente.

En la Figura 7 se muestran los periodos de vibración de las estructuras obtenidos mediante el software ETABS, 2019 los cuales no superan el periodo límite que corresponde a un 30 % adicional del periodo calculado como lo estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sección 6.3.3. del Capítulo Peligro Sísmico.

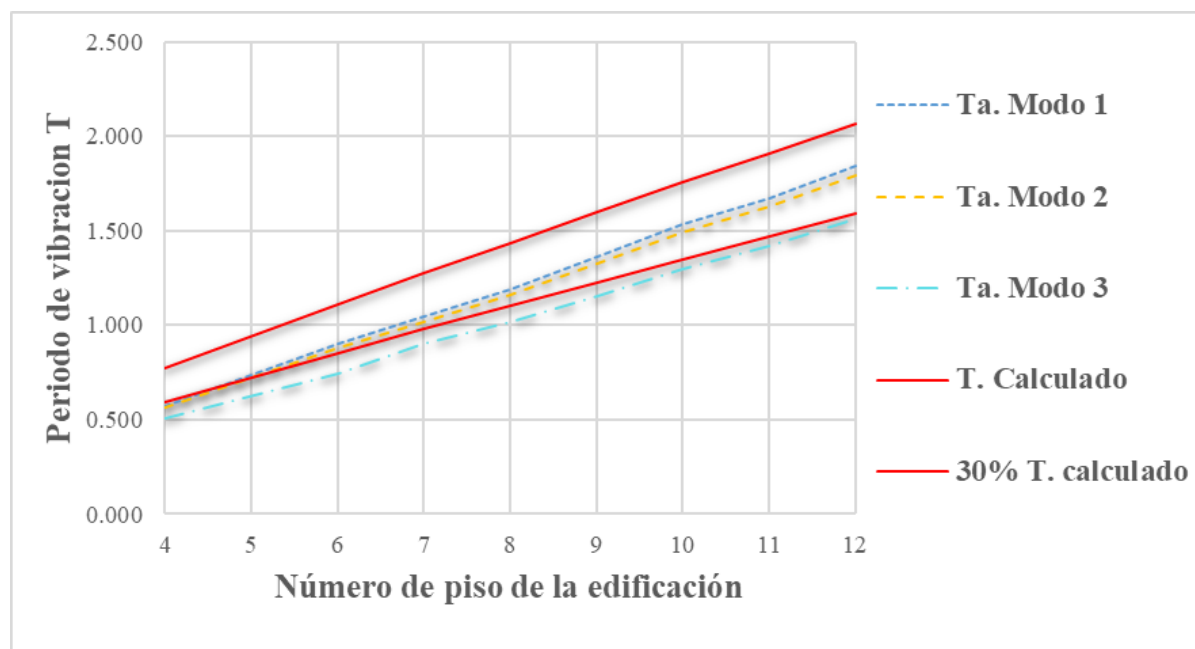


Figura 7. Periodo de Vibración vs Número de pisos.

En la Tabla 7 se visualiza la corrección necesaria para alcanzar el cortante mínimo dinámico total en la base, el cual no debe ser menor que el 80 % del cortante basal obtenido por el método estático según se especifica en la sección 6.2.2. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas de la NEC-SE-DS, 2015 para estructuras regulares. Los datos fueron obtenidos del software ETABS, 2019.

Tabla 7. Verificación del cortante basal estático y dinámico.

Edificio	Dirección	V. Dinámico (T)	V. Estático. (T)	0,8V. Estático (T)
4P	X	388,13	500,66	388,13
	Y	388,13	500,66	388,13

En la Figura 8, se presentan los cortantes de piso de cada estructura para un evento sísmico.

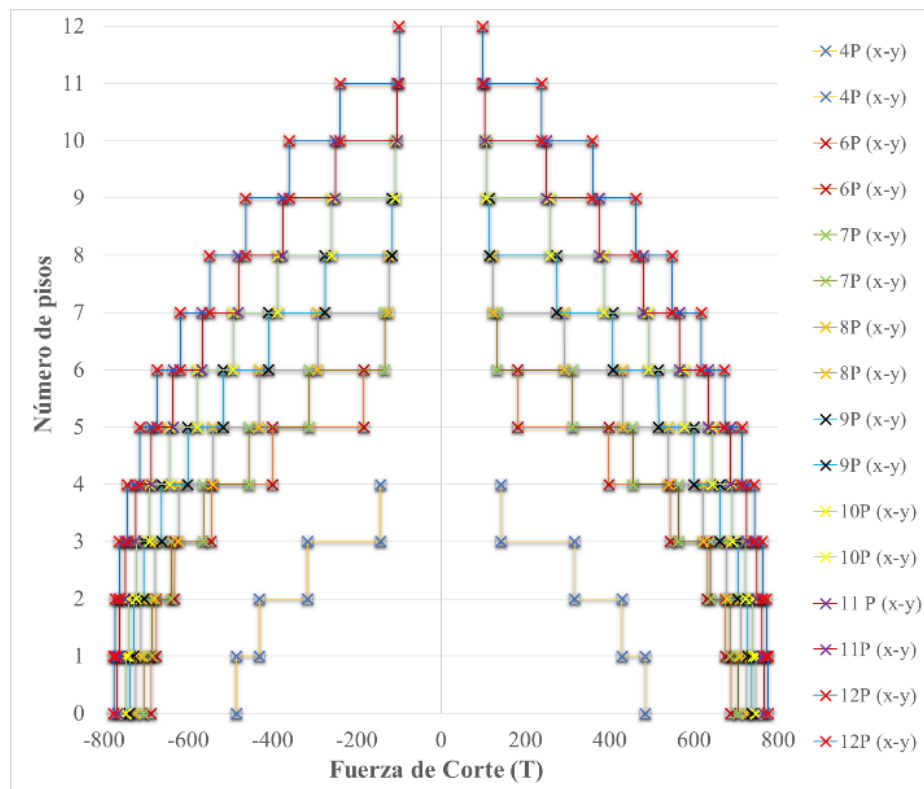


Figura 8. Número de pisos vs Fuerzas de Corte

En la Figura 9, se puede visualizar que las derivas cumplen respecto al límite descrito en la norma NEC-SE-DS. 2015 para estructuras de hormigón armado.

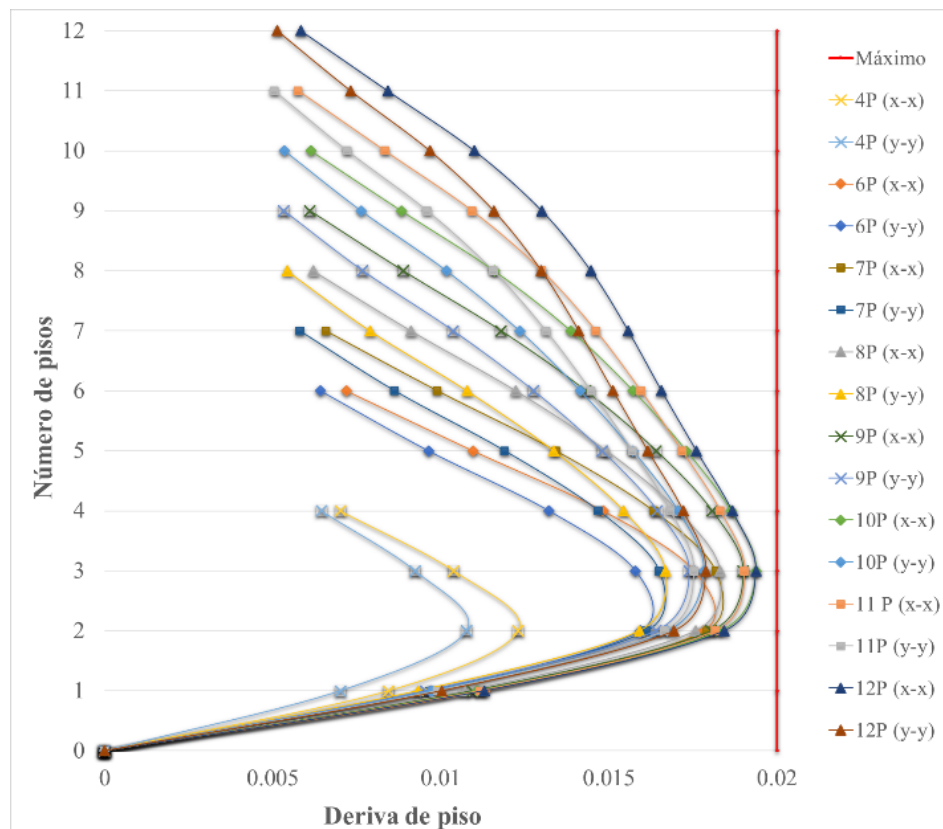


Figura 9. Número de pisos vs Derivas en pórticos.

3.1.1 Diseño de elementos estructurales

En la Tabla 8 se pueden visualizar las cuantías obtenidas tras el diseño de los elementos estructurales.

Tabla 8. Cuantía de acero de refuerzo.

Edificio	V. Borde	V. Central	Columnas
4P	0,42 %	0,47 %	1,09 %
6P	0,42 %	0,47 %	1,27 %
7P	0,42 %	0,47 %	1,27 %
8P	0,42 %	0,47 %	1,18 %
9P	0,42 %	0,47 %	1,18 %
10P	0,42 %	0,47 %	1,18 %
11P	0,42 %	0,43 %	1,18 %
12P	0,42 %	0,43 %	1,18 %

3.1.2 Análisis no lineal estático- sismo

Los resultados que se obtienen de un análisis no lineal o Pushover son de gran credibilidad, debido a que se indica un enfoque de diseño estructural en el que toma en consideración el cumplimiento de los objetivos de desempeño [15].

El análisis no lineal estático se realiza con la ayuda del software ETABS, 2019; donde se relaciona el cortante y el desplazamiento máximo lateral en el punto de control, el cual fue ubicado en el último piso de cada edificación cerca del centro de rigidez. En la Figura 10 visualizamos las diferentes curvas de capacidad para este evento.

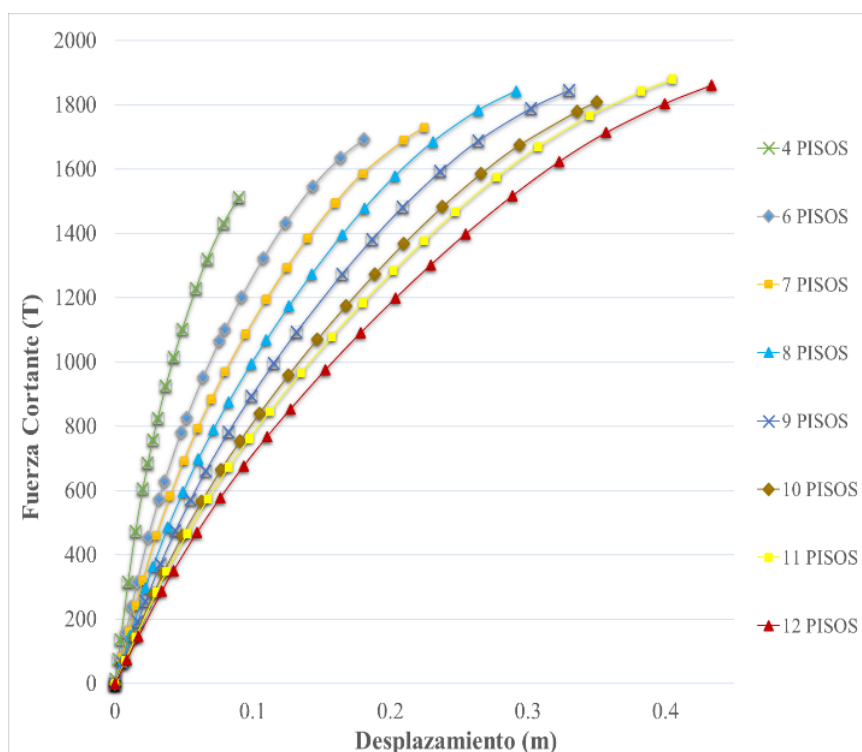


Figura 10. Curva de capacidad del sismo.

3.2 Análisis estructural – tsunami

Para este análisis se partió del cálculo de las fuerzas ejercidas por el tsunami, mostradas en la Tabla 9, las cuales van en dirección X.

Tabla 9. Fuerzas producidas por el Tsunami.

Fuerzas del Tsunami		
Vigas		
Fuerzas Boyantes	kg/m	T/m
Fb para vigas de 25x65 cm	1912,95	2,11
Fb para vigas de 35x50 cm	2060,10	2,27
Fb para vigas de 35x55 cm	2266,11	2,50
Columnas		
Fuerzas Boyantes	kg/m	T/m
Fb para columnas de 40x65 cm	3060,72	3,37
Fb para columnas de 40x70 cm	3296,16	3,63
Fb para columnas de 40x75 cm	3531,60	3,89
Fb para columnas de 40x80 cm	3767,04	4,15
Fuerzas hidrodinámicas	kg/m	T/m
Fd para columnas con ancho de 40 cm	2766,42	3,05
Fd para columnas con ancho de 65 cm	4495,43	4,96
Fd para columnas con ancho de 70 cm	4841,24	5,34
Fd para columnas con ancho de 75 cm	5187,04	5,72
Fd para columnas con ancho de 80 cm	5532,84	6,10
Fuerzas Impulsivas	kg/m	T/m
Fs para columnas con ancho de 40 cm	4149,63	4,57
Fs para columnas con ancho de 65 cm	6743,15	7,43
Fs para columnas con ancho de 70 cm	7261,85	8,00
Fs para columnas con ancho de 75 cm	7780,56	8,58
Fs para columnas con ancho de 80 cm	8299,26	9,15
Fuerzas de impacto por escombros	kg/m	T/m
Fi	7734,15	8,53
Fuerzas por apilamiento de escombros	kg/m	T/m
Fdm	82992,60	91,48
Muro Estructural		
Fuerzas Boyantes	kg/m	T/m
Fb	2943,00	3,24
Fuerzas Hidrodinámicas	kg/m	T/m

Fd	6916,05	7,62
Fuerzas Impulsivas	kg/m	T/m
Fs	10374,08	11,44
Fuerzas de impacto por escombros	kg/m	T/m
Fi	7734,15	2,08
Fuerzas por apilamiento de escombros	kg/m	T/m
Fdm	10374,08	11,44
Losas Aligeradas		
Fuerzas de levantamiento vertical	kg/m ²	T/m
a. Fuerza de levantamiento estático	2943,00	3,24

En la Figura 11, se puede visualizar que las derivas para efectos del tsunami son mayores al límite descrito en la norma NEC-SE-DS. 2015.

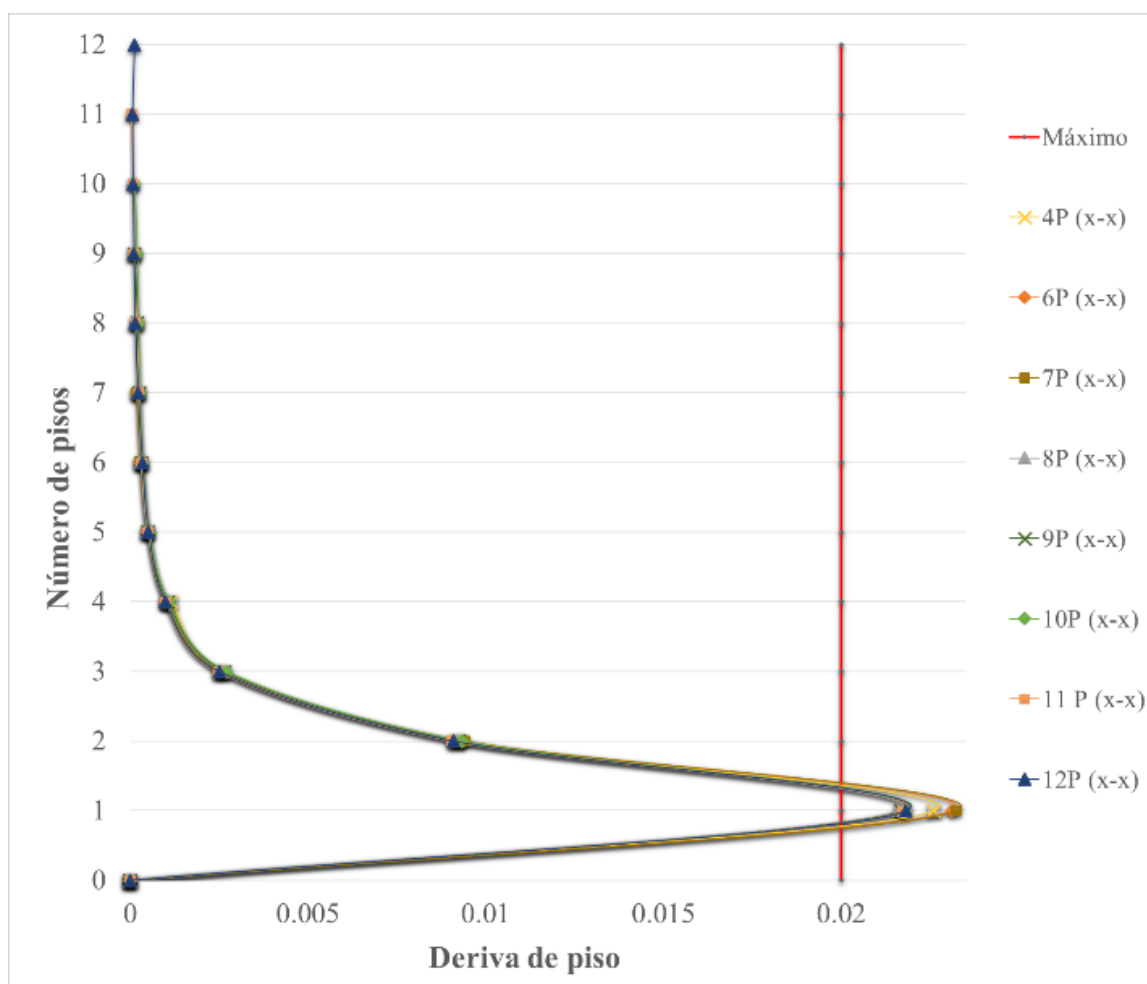


Figura 11. Número de pisos vs derivas en pórticos.

En la Figura 12, se presentan los cortantes de piso de cada estructura para efectos del tsunami.

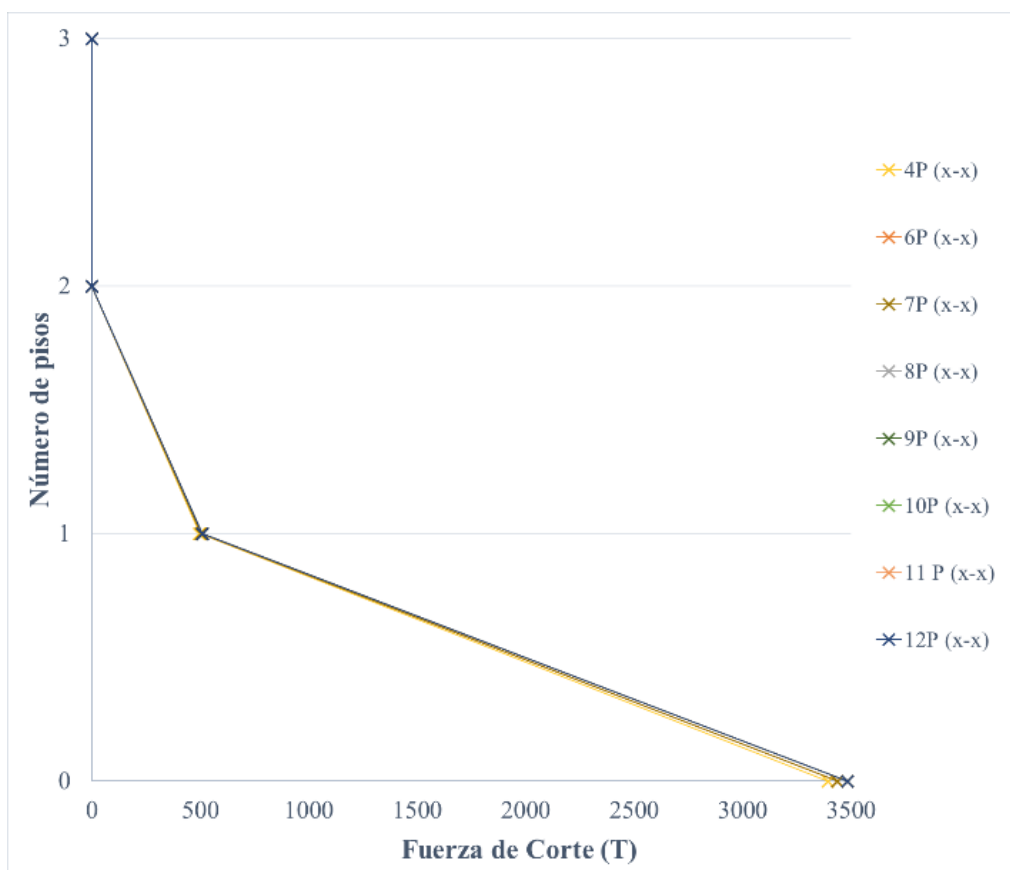


Figura 12. Número de pisos vs fuerzas de corte.

3.2.1 Análisis no lineal estático- tsunami

Una vez calculadas las fuerzas del tsunami se procedió a añadirlas en el software ETABS-2019 hasta una altura de inundación de 4,10 m, para obtener la curva de capacidad de este evento, en las cuales se consideró la respectiva degradación producida por el sismo.

La degradación producida por el sismo fue obtenida de la relación entre la rigidez final producida por el sismo, la misma que fue calculada a partir del punto de desempeño y la rigidez inicial [5], obteniendo los siguientes datos que se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10. Degradación producida por el sismo.

Pisos	Desplazamiento (m)	Fuerza (T)	Ki (T/m)	Degradación (T/m)
4	0,031	827,39	33852,89	0,39
6	0,060	911,41	19941,93	0,38
7	0,083	997,08	16256,79	0,37
8	0,144	1277,93	13639,91	0,33
9	0,137	1121,78	11686,82	0,35
10	0,152	1094,22	10144,03	0,36
11	0,132	951,37	9658,43	0,37
12	0,147	948,16	8638,10	0,37

Según la NTM 007 se debe considerar la degradación de rigidez en la estructura por el sismo tsunamigénico, justificada por el profesional especialista del diseño estructural, pero no menor a un 25 %, con lo especificado se puede apreciar que en este caso se obtuvo un porcentaje mayor al antes mencionado [16].

En la Figura 13 visualizamos las diferentes curvas de capacidad para este evento.

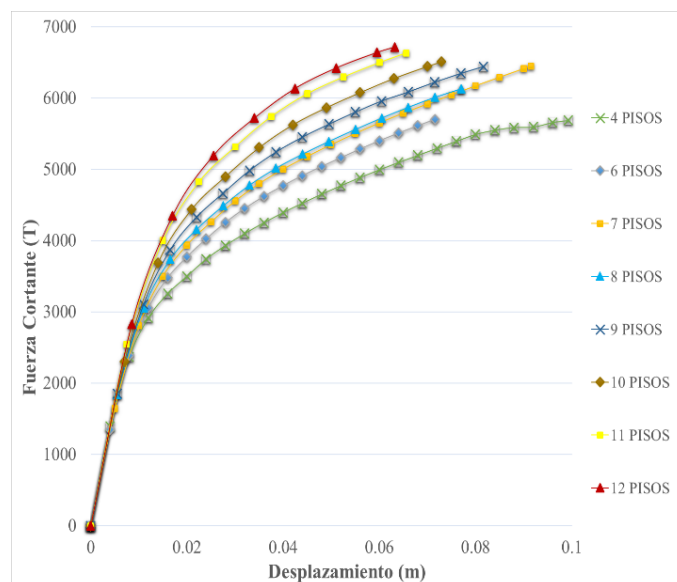


Figura 13. Curva de capacidad del Tsunami.

3.3 Comparación de eventos Sismo-Tsunami

Las curvas de capacidad de tsunami obtenidas tienen mayor resistencia por tal motivo presentan una pendiente leve, en cambio las curvas por efectos de sismo muestran mayor ductilidad y una pendiente más fuerte. En la Figura 14 se visualiza el análisis por doble empuje, en donde las líneas tenues con marcador de triángulo pertenecen al evento sísmico, y las líneas con tono más fuertes y marcador circular pertenecen al tsunami.

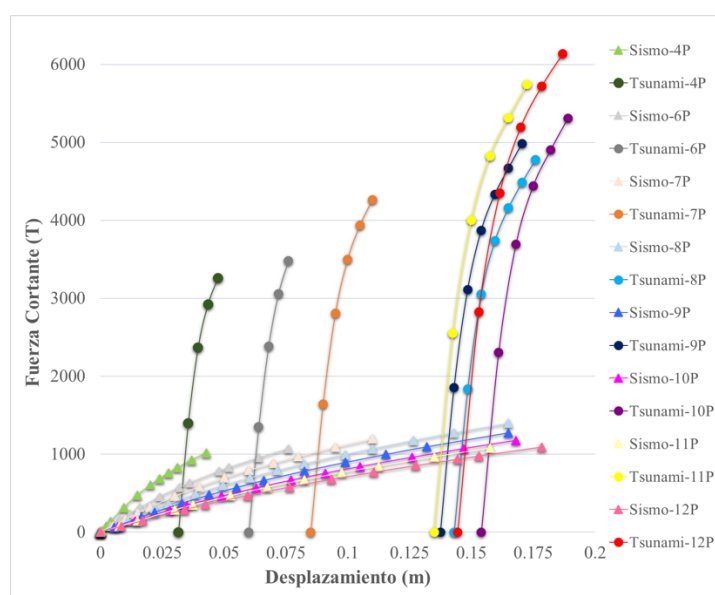


Figura 14. Curva de capacidad del Sismo y Tsunami (Doble empuje).

A partir del análisis no lineal se obtuvo el nivel de desempeño de cada estructura detallado en la Tabla 12 a partir de las derivas de piso como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 11. Derivas de piso para el evento tsunamigénico.

Pisos	Deriva sismo	Deriva tsunami	Deriva total sismo + tsunami
4	0,0030	0,0036	0,0066
6	0,0040	0,0044	0,0083
7	0,0049	0,0055	0,0105
8	0,0063	0,0057	0,0120
9	0,0067	0,0065	0,0132
10	0,0068	0,0074	0,0142
11	0,0053	0,0082	0,0135
12	0,0055	0,0095	0,0150

Tabla 12. Niveles de desempeño estimados por el evento tsunamigénico según la Propuesta VISION 2000.

Pisos	Nivel de desempeño sismo	Nivel de desempeño sismo+tsunami
4	Operacional	Seguridad
6	Operacional	Seguridad
7	Operacional	Seguridad
8	Seguridad	Pre - Colapso
9	Seguridad	Pre - Colapso
10	Seguridad	Pre - Colapso
11	Seguridad	Pre - Colapso
12	Seguridad	Pre - Colapso

4. Discusiones

Las derivas de piso máximas por efectos del tsunami como se puede visualizar en la Figura 11 sobrepasan el límite estipulado por la Normativa vigente, por otro lado, en la Figura 9 correspondiente al evento sísmico se puede evidenciar que no sobrepasan la deriva máxima del 2 % para este tipo de estructuras.

Para eventos sísmicos las fuerzas de corte están aplicadas a lo largo de la altura de la edificación en donde se evidenció que dichas fuerzas son claramente distintas teniendo como máximo una fuerza de corte 776,38 T mostrado en la figura 8 correspondiente al edificio de 12 niveles. Por otra parte, para efectos del tsunami las fuerzas están aplicadas a lo largo de la altura máxima de inundación, debido a esto la fuerza cortante será similar en todas las edificaciones teniendo un valor máximo de 3483,28 T que pertenece a la estructura de 12 pisos mostrados en la figura 12.

Según la evaluación que se realizó en las estructuras mediante la metodología HAZUS, la misma que sirve para determinar la vulnerabilidad sísmica global y riesgo de pérdida ante un evento natural catastrófico, a partir de las derivas se concluye mediante la Tabla 11 que las estructuras de 4, 6 y 7 pisos sufrieron mayor desplazamiento por tsunami debido a la reducción de la rigidez producida por el sismo, además las edificaciones se encuentran a uno y dos pisos respectivamente de altura con relación al nivel de inundación.

En las edificaciones de 8, 9 y 10 niveles se pueden observar que las derivas generadas por el tsunami son bajas a comparación de las derivas ocasionadas por el sismo, esto se debe a que el nivel de inundación está muy por debajo del último nivel de cada edificación. El peso en cada edificio es fundamental debido a que contrarresta las fuerzas flotantes o boyantes generadas por el tsunami. Sin embargo, en las estructuras de 11 y 12 pisos existe un desplome en el riesgo sísmico debido a que el punto de desempeño se encuentra en la zona de caída del espectro, teniendo en cuenta que a mayor periodo menor amplificación.

A partir de la Tabla 11 se determinó el nivel de desempeño de las edificaciones definidos en la Tabla 12 teniendo en cuenta los límites de derivas descritos en la Tabla 6, obteniendo que las estructuras de 4, 6 y 7 pisos pueden seguir en operación ya que una vez ocurrido el evento tsunamigénico, las estructuras logran un nivel de seguridad, en el cual se presentan daños moderados, pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales, aunque el edificio podría cerrar temporalmente, pudiendo estos necesitar reforzamientos para su óptimo funcionamiento. Por otra parte, los modelos de 8, 9, 10, 11 y 12 pisos no logran entrar a un nivel de seguridad ya que superan el límite máximo de deriva de 0,0117 estipulado en la Tabla 6, debido a esto son los que mayor daño sufrirían en el caso de producirse un evento consecutivo de sismo-tsunami, presentando daños severos en elementos estructurales, donde se podría considerar la demolición total ya que su costo de reparación sería bastante considerable.

5. Conclusiones

Al realizar un análisis estructural ante un evento tsunamigénico utilizando un paquete computacional, de varias edificaciones con distinta altura, se concluye que las estructuras de menor número de pisos pueden seguir en operación ya que logran un nivel de resguardo de vida, mientras que las de mayor número de niveles sufrirían daños severos en elementos estructurales. Sin embargo, la capacidad de supervivencia de una construcción varía con la zona de estudio, magnitud del terremoto, topografía, configuración de la plataforma continental y peligros en la cercanía del lugar.

Contribución de autores: Idea y conceptualización, A. S., E. Z. y P. G.; metodología, A. S. y E. Z.; software, A. S. y E. Z.; investigación, A. S. y E. Z.; redacción, A. S., E. Z. y P. G.; revisión, P. G.; supervisión, P. G.

Financiamiento: Los autores financiaron a integridad el estudio.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias

1. Pfenniger, F. (s.f.). Arquitectura mas acero. Obtenido de <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/edificios-de-evacuacion-vertical-ante-tsunamis>
2. FEMA P-646. (2012). Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis.
3. CRUZ, M. A., ACOSTA, M. C., & VÁSQUEZ, N. E. (s.f.). RIESGOS POR TSUNAMI EN LA COSTA ECUATORIANA. Obtenido de <http://www.ipgh.gob.ec/documentos/recursos/Riesgos%20Tsunami%20Costa%20ecuatoriana.pdf>
4. Instituto Geofísico – EPN. (30 de Enero de 2012). Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>
5. Palacios, J. (Julio de 2019). Análisis del desempeño estructural del edificio RC existente designado como refugio de evacuación de tsunami en caso de escenarios de terremoto-tsunami en la ciudad de Lima. Obtenido de http://www.scielo.org.pe/scielo.php?pid:S2309-04132019000200012&script=sci_arttext
6. NEC-SE-CG. (2015). Cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador. y NEC-SE-DS. (2015). Peligro sísmico diseño sismorresistente. Quito, Ecuador.
7. Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (Enero de 2006). EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERIAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO NO LINEAL. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522/1/Evaluaci%C3%B3n%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%20C%20utilizandoan%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%2028Pushover%29>.
8. Tiziana Rossetto, C. P. (s.f.). Advances in the Assessment of Buildings Subjected to Earthquakes and Tsunami. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/324741668_Advances_in_the_Assessment_of_Buildings_Subjected_to_Earthquakes_and_Tsunami
9. Guerrero, D. (2019). Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos. Gaceta Técnica, 20(1), 41-59. DOI: 10.13140/RG.2.2.20052.86409
10. SEAOC (1995). Vision 2000. A framework for performance-based engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, USA.
11. Ugel, R., & Herrera, R. (Diciembre de 2015). COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE TRES EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA PROYECTADOS SEGÚN LAS NORMAS VENEZOLANAS.
12. ORDÓÑEZ, I. B. (Mayo de 2016). EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE QUITO-ECUADOR Y RIESGO DE PERDIDA.
13. Manual técnico del modelo de terremoto de HAZUS-MH 2.1 2012, Comité de supervisión del desarrollo del modelo de terremoto, FEMA
14. ETABS Software especializado en elementos finitos. (2019). Obtenido de http://www.espana.com/?not_found:www.csi.espana.com
15. LASSO, L., & PILLAJO TELLO, L. (Enero de 2020). Repositorio Institucional de la Universidad Politécnica Salesiana. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/18219/1/UPS%20-%20ST004402.pdf>

16. Norma Técnica NTM 007. (05 de Diciembre de 2013). Diseño estructural para edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunamis o seiche.



Anthony Arturo Simbaña Vela. Ingeniero Civil graduado de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito-Ecuador. Su enfoque resalta en el ámbito de la construcción. Integrante del capítulo estudiantil EEERI-UPS



Esthefania Alexandra Zambrano Sandoval. Ingeniera Civil graduada de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito-Ecuador. Su interés personal se orienta a la investigación y desarrollo de la construcción.



David Patricio Guerrero Cuasapaz. Ingeniero Civil en 2008 en la Universidad Central del Ecuador, Magister en Estructuras en 2016 en la Escuela Politécnica Nacional, Miembro afiliado en American Society of Civil Engineers (ASCE), Métodos de Elementos Finitos en UTN FRBA (Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Buenos Aires), Constructor y Diseñador estructural para empresas privadas, Profesor en Universidad Politécnica Salesiana sede Quito, en el Departamento de Ingeniería Civil.