



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE
ESTRUCTURAS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO NORMATIVA
ECUATORIANA, COLOMBIANA, PERUANA Y CHILENA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniera e Ingeniero Civil

AUTORES: Margoth Elizabeth Chamaza Carrera

Emerson Libardo Córdoba Tepud

TUTOR: David Patricio Guerrero Cuasapaz

Quito - Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Margoth Elizabeth Chamaza Carrera con documento de identificación N° 1805205968 y Emerson Libardo Córdoba Tepud con pasaporte de identificación N° FB590584; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 15 de agosto del 2022

Atentamente,



Margoth Elizabeth Chamaza Carrera

1805205968



Emerson Libardo Córdoba Tepud

FB590584

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Margoth Elizabeth Chamaza Carrera con documento de identificación N° 1805205968 y Emerson Libardo Córdoba Tepud con pasaporte de identificación N° FB590584; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Estudio comparativo del Análisis Estático no lineal de Estructuras regulares de Hormigón Armado aplicando Normativa Ecuatoriana, Colombiana, Peruana y Chilena”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera e Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 15 de agosto del 2022

Atentamente,



Margoth Elizabeth Chamaza Carrera

1805205968



Emerson Libardo Córdoba Tepud

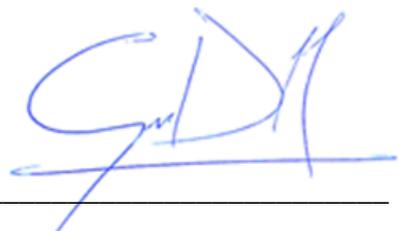
FB590584

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, David Patricio Guerrero Cuasapaz con documento de identificación N° 1715215974, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA, PERUANA Y CHILENA, realizado por Margoth Elizabeth Chamaza Carrera con documento de identificación N° 1805205968 y Emerson Libardo Córdoba Tepud con pasaporte de identificación N° FB590584, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 15 de agosto del 2022

Atentamente,



Ing. David Patricio Guerrero Cuasapaz MSc.

1715215974

ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA, PERUANA Y CHILENA

COMPARATIVE STUDY OF NON-LINEAR STATIC ANALYSIS OF REGULAR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES APPLYING ECUADORIAN, COLOMBIAN, PERUVIAN AND CHILEAN REGULATIONS

Margoth Chamaza-Carrera¹, Emerson Cordoba-Tepud², Patricio Guerrero-Cuasapaz³

Resumen

En el transcurso del tiempo se ha observado que en Latinoamérica ha existido varios fenómenos sísmicos, que produjeron un daño estructural y hasta el colapso de la misma estructura, además la muerte de varias personas. En el presente artículo se realizó una investigación basada en el desempeño sísmico aplicando un análisis no lineal de dos edificios regulares de 5 y 7 pisos ubicados en zonas fronterizas que presentan mayor sismicidad y posean características de suelo similares. Por lo tanto, se tomó como referencia las siguientes normativas: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en Perú el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y la Norma Chilena Oficial y Decreto Supremo 61 (NCh-DS61). Para lo cual se generó 12 modelaciones, 2 por cada frontera; utilizando un paquete computacional. Primero se realizó un análisis estático, dinámico y luego un análisis no lineal (Pushover) considerando el reglamento FEMA y ASCE 41-13, con el fin de obtener cada curva de capacidad, punto de desempeño y nivel de desempeño. Los resultados generados indicaron que las estructuras aplicando la norma NCh433 tiene un mejor comportamiento ante un sismo de diseño obteniendo un nivel de desempeño funcional, con aplicación de la norma RNE poseen un nivel de desempeño que resguarda la seguridad de vida y empleando las normativas NEC y NSR no tiene un comportamiento

Abstract

Over time, it has been observed that in Latin America there have been several seismic phenomena, which produce structural damage and even the collapse of the structure itself, as well as the death of several people.

In this article, an investigation based on seismic performance was carried out by applying a nonlinear analysis of two regular buildings of 5 and 7 floors located in border areas that present higher seismicity and have similar soil characteristics. Therefore, the following regulations were taken as reference: Colombian Earthquake Resistant Construction Regulations (NSR-10), the Ecuadorian Construction Regulations (NEC-15), in Peru the National Building Regulations (RNE) and the Official Chilean Regulations and Supreme Decree 61 (NCh-DS61). For this purpose, 12 modeling were generated, 2 for each border area, using a computational package. First a static and dynamic analysis was performed, and then a nonlinear analysis (Pushover) considering the FEMA and ASCE 41-13 regulations, to obtain each capacity curve, performance point and performance level. The results indicated that applying the NCh433 standard has a better behavior against a design earthquake obtaining a level of functional performance, applying the RNE standard has a level of performance that protects life safety and applying the NEC and NSR standards do not have an adequate behavior

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

² Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

³ Docente – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

Autor para correspondencia: mchamaza@est.ups.edu.ec¹, ecordoba@est.ups.edu.ec², dguerrero@ups.edu.ec³

adecuado en una zona sísmica alta dando un nivel de desempeño en prevención al colapso o colapso.

Palabras clave: Análisis no lineal, curva de capacidad, hormigón armado, punto de desempeño, nivel de desempeño.

in a high seismic zone giving a level of performance in collapse prevention or collapse.

Keywords: Nonlinear analysis, capacity curve, reinforced concrete, performance point, performance level.

1. Introducción

En Ecuador, Colombia, Perú y Chile se encuentran entre la placa Sudamericana y de Nazca, por lo que tiende a existir eventos sísmicos. Por ende, cada país a través del tiempo se ha dedicado a estudiar y realizar guías que ayuden a las construcciones a soportar los sismos que ocurren en la zona, en la figura 1 se presenta el mapa de sismicidad de Sudamérica, siendo la zona costa de color rojo la más alta en sismicidad.

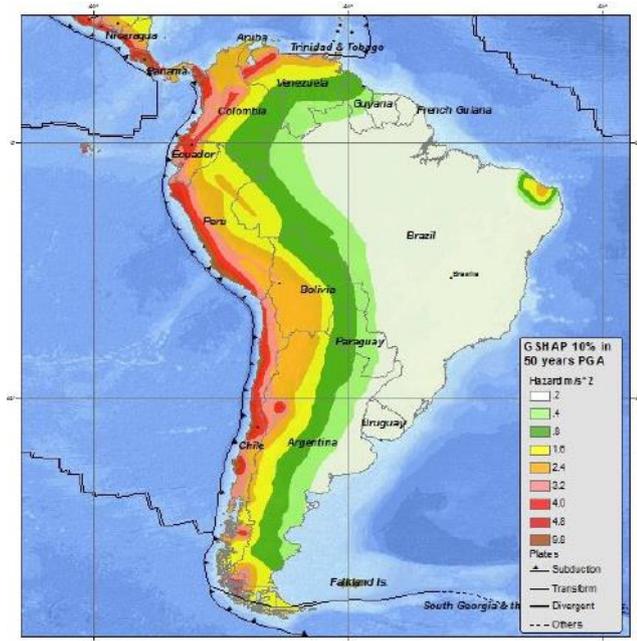


Figura 1. Mapa de amenaza sísmica en sudamérica. (U.S. Geological Survey)

Se ha observado que al momento de un sismo una edificación presenta errores constructivos estructurales y algunas estructuras llegan a colapsar. Se debe tener en cuenta que un sismo no mata a las personas sino las edificaciones que colapsan ante un evento de gran magnitud, generalmente se presentan en edificaciones informales ya que estas no han sido construidas respetando los procesos y normativas vigentes [1].

Es relevante que al diseñar una estructura se revise el desempeño sísmico de esta, para ello se realiza un análisis estático no lineal. El análisis estático no lineal, es uno de los métodos más utilizados para evaluar a nivel mundial el

comportamiento no lineal de edificios, ya que es una técnica que incorpora directamente las características no lineales de los materiales y que al utilizarse en combinación con la metodología de niveles de desempeño se considera el comportamiento de una estructura para diferentes intensidades sísmicas, formando una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de edificios sometidos a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades [2].

En la figura 2 se presentan los tipos de distribución de carga lateral para el análisis *Pushover*. Para la presente investigación se utilizó basado en el primer modo para determinar la curva de capacidad, apoyado en que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una sollicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo [3].

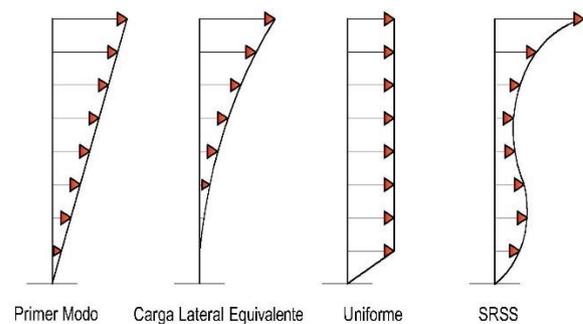


Figura 2. Distribución de fuerzas laterales Pushover.[4]

Por lo tanto, se vuelve indispensable el análisis no lineal en la modelación de estructuras para así obtener su curva de capacidad, bajo este antecedente se realizó el estudio de los criterios de análisis y modelación de cada normativa vigente de cada país, con el fin de obtener una estructura de concreto armado que cumpla las disposiciones de normativa tales como derivas máximas de entre piso, desplazamientos, cortante basal estático y dinámico, entre otros, a través de un software de análisis estructural.

Se realizó las respectivas modelaciones en estructuras regulares de concreto armado y se procedió a obtener dimensiones de vigas y

columnas que cumplan las especificaciones de cada normativa. Además, aplicar el análisis no lineal Pushover con el propósito de obtener el nivel de desempeño sísmico que la estructura presenta ya sea un desempeño Funcional, de Seguridad de Vida, Prevención al Colapso o Colapso, aplicando los criterios del FEMA 356 y ASCE 41-13 [4-15].

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y la funcionalidad de las edificaciones posterior al sismo [5].

2. Materiales y Métodos

Para el estudio se presentó 2 tipos de edificaciones de estructura regular de concreto armado con distintos niveles, el edificio número 1 de 5 pisos y el edificio número 2 de 7 pisos. En la tabla 1 se muestra las características arquitectónicas de los modelos estudiados.

Tabla 1. Parámetros de los modelos estudiados.

Características arquitectónicas	Unidad	Edificio 1	Edificio 2
Altura de entrepiso	m	3,42	3,42
Altura total	m	17,1	23,94
Número de niveles	u	5	7
Área planta tipo	m ²	564,96	560,00
Área total	m ²	2824,8	3920,00
No. Vanos en sentido X-X	u	4	4
No. Vanos en sentido Y-Y	u	4	4
Distancia entre ejes en sentido X-X	m	6,00 - 6,50	6,00 - 6,50
Distancia entre ejes en sentido Y-Y	m	5,30 - 5,70	5,60
Volados	m	1,2	N/A
Grada	m	3,40 x 1,80	3,40 x 1,80

En la figura 3 y figura 4 se muestra el modelo en planta del edificio 1 y 2 respectivamente.

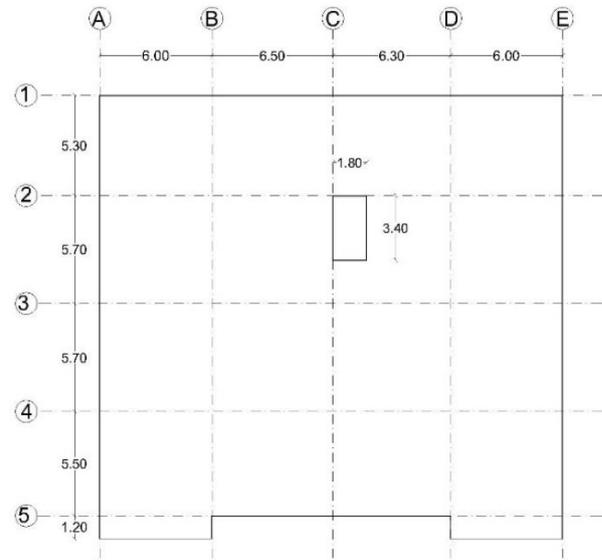


Figura 3. Edificio 1 en planta.

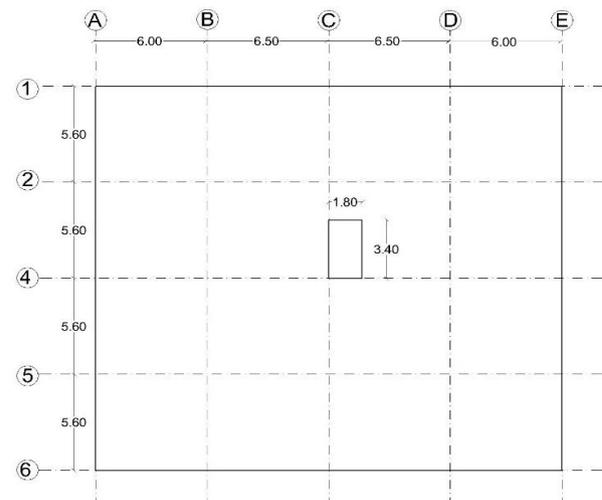


Figura 4. Edificio 2 en planta.

En las siguientes figuras 5 (A) y (B) se presentan los modelos tridimensionales en estudio.



Figura 5. Modelos tridimensionales de concreto armado del edificio 1 (A) y edificio 2 (B).

Se tiene un mismo tipo de suelo para todos los países donde se consideró que posean la misma velocidad de onda cortante promedio del suelo (V_s), número medio de golpes a través del ensayo de penetración estándar (N) y resistencia al corte (S_u). En la tabla 2 se especifica el tipo de suelo por norma.

Tabla 2. Tipo de suelo.

País	V_s	Tipo de suelo	Norma
Ecuador	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$	C	NEC-15
Colombia	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$	C	NSR-10
Perú	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 500 \text{ m/s}$	S1	RNE
Chile	$900 \text{ m/s} > V_s \geq 500 \text{ m/s}$	B	NCH

Como se mencionó cada una de las modelaciones están ubicadas en las zonas fronteras y costeras de cada país debido a que presentan una mayor sismicidad, en la tabla 3 se puede apreciar las ciudades consideradas en el estudio.

Tabla 3. Ciudades de estudio.

País	Ciudad
Colombia	Tumaco
Ecuador	San Lorenzo
	Huaquillas
Perú	Zarumilla
	Tacna
Chile	Arica

Para los modelos se consideró las siguientes características de los materiales mostrados en la tabla 4.

Tabla 4. Características de los materiales.

Material	Valor	Unidad
f'_c	26000	KN/m ²
F_y	420000	KN/m ²
γ_{concreto}	240000	KN/m ²
E	$4,7 * \sqrt{f'_c}$	GPa

El uso de las edificaciones modeladas se consideró para uso residencial y el último piso de la estructura es terraza inaccesible, además, se valoró la carga viva y carga muerta para cada modelación, que se describe en la tabla 5 y 6 respectivamente.

Tabla 5. Carga viva.

País	Uso	Carga Viva	Unidades
Ecuador - Perú - Chile	Vivienda	2,0	KN/m ²
	Terraza	1,0	KN/m ²
Colombia	Vivienda	1,8	KN/m ²
	Terraza	1,8	KN/m ²

Tabla 6. Carga muerta.

Descripción de Pesos	Valor	Unidad
Losa alivianada (25 cm)	3,88	KN/m ²
Mampostería	2,23	KN/m ²
Masillado	0,44	KN/m ²
Enlucido	0,44	KN/m ²
Recubrimiento	0,44	KN/m ²
Instalaciones	0,15	KN/m ²
Carga muerta	3,70	KN/m ²
Carga total	7,59	KN/m ²

2.1. Normas de Diseño

2.1.1 NEC-15

En Ecuador existe la Norma Ecuatoriana de la Construcción que establece los requisitos mínimos de seguridad que debe tener una estructura.

La filosofía de diseño de esta normativa permite comprobar el nivel de seguridad de vida.

El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años [6].

Para el diseño de los modelos se aplicó la normativa NEC-SE-CG referente a cargas, NEC-SE-HM para estructuras de concreto armado y NEC-SE-DS para cargas sísmicas y diseño sismo resistente.

Para el presente estudio se tomó el factor de zona (Z) de 0,50 para San Lorenzo y 0,40 para Huaquillas, cabe recalcar que Ecuador está dividido por 6 zonas sísmicas que son I, II, III, IV, V y VI, con una caracterización sísmica de intermedia, alta y muy alta [6].

En la tabla 7 se presentan las zonas sísmicas, el valor de factor de zona y la caracterización de peligro sísmico que presenta la normativa NEC-15.

Tabla 7. Factores de zona NEC. [6]

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Para las inercias agrietadas (I_g) de los elementos estructurales se considera para columnas $0,8 I_g$ y para vigas $0,5 I_g$ [7].

2.1.2 NSR-10

En Colombia se tiene el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente que está dividido por capítulos se usó el Título A encargado de los requisitos generales de diseño sismo resistente, título B para cargas y título C para concreto estructural.

La filosofía de diseño sismo resistente de esta norma tiene dentro de sus objetivos la protección de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño [8].

En la ciudad de Tumaco se tiene un factor de aceleración pico efectiva (A_a) de 0,45 g, En la tabla 8 se muestran los valores de aceleración y velocidad pico de las 10 zonas sísmicas que

considera la normativa NSR-10 donde las zonas sísmicas tienen características de baja, intermedia y alta.

Tabla 8. Valores de aceleración y velocidad pico efectiva. [8]

Región N°	Valor de A_a o de A_v
10	0,50
9	0,45
8	0,40
7	0,35
6	0,30
5	0,25
4	0,20
3	0,15
2	0,10
1	0,05

La inercia agrietada para columnas es de $0,7 I_g$ y para vigas de $0,35 I_g$ [8].

2.1.3 RNE

Perú posee el Reglamento Nacional de Edificaciones, los capítulos que se tomaron en cuenta son la E0.20 correspondiente a cargas, E0.30 para diseño sismo resistente y la E0.60 para concreto armado.

La filosofía del diseño sismorresistente de esta norma consiste en evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad [9].

Para las ciudades de Zarumilla y Tacna se tiene un factor de zona de 0,45, en la tabla 9 se presentan las zonas y los factores de zona que contempla la NTP.

Tabla 9. Factores de zona NTP. [9]

Tabla N°1	
Factores de zona "Z"	
Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

De igual manera como en la NSR-10 la inercia agrietada en el caso de columnas es de $0,7 I_g$ y para vigas de $0,35 I_g$ [10].

2.1.4 NCh

En el caso de Chile para diseño sismorresistente se empleó la NCh-433 y DS 61, para concreto armado la NCh-430 y para cargas la norma NCh-1537.

La norma está orientada a lograr estructuras que resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada, limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad y aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa [11].

Para la ciudad de Arica se toma el valor de aceleración efectiva de $0,40 g$, En la tabla 10 se presentan las zonas sísmicas que considera la NCh 433 y los valores de aceleración efectiva para cada zona.

Tabla 10. Valores de aceleración efectiva NCh. [11]

Zona sísmica	Ao
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Para el diseño de edificaciones de concreto armado la normativa chilena no considera la sección agrietada como pasa en las normas antes mencionadas [12].

2.2 Consideraciones de diseño

En la investigación se requirió que los modelos cumplan con los requisitos de cada normativa es por ello que se debe revisar los parámetros que se exponen a continuación.

2.2.1 Ecuador, Colombia y Perú

- La deriva para concreto armado no debe exceder el 2 % para Ecuador, Colombia el 1 % y para Perú 0,7 %.
- El cortante dinámico en la base no debe ser menor al 80 % del cortante basal en

estructuras regulares, en caso de serlo se deberá aplicar un factor de corrección.

- La participación de masa modal acumulada debe tener un 90 % de la masa modal.
- El factor de Reducción (R) utilizado en Ecuador y Perú es de 8, para Colombia el factor de reducción es de 7.

2.2.2 Chile

- El desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe de ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 [11].
- Para el caso de edificios entre 6-15 pisos los coeficientes entre la altura total h del edificio y los periodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones T_x y T_y respectivamente deben ser iguales o superiores a 40 m/s [11].
- El cortante dinámico en la base no debe ser menor al 90 % del cortante basal en estructuras regulares, en caso de serlo se deberá aplicar un factor de corrección.
- En Chile se utilizó el factor de reducción para análisis estático (R) de 7 y para el análisis modal espectral (R_o) de 11.

2.3 Análisis estático no lineal

El Análisis Estático No Lineal consiste en que al actuar primero las cargas gravitacionales, en la estructura se producen las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así se realiza un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente [13].

Para el análisis no lineal se aplican los parámetros estipulados en el FEMA-356. Las acciones que se deben de tener en cuenta para la aplicación de las acciones sísmicas deben ser la totalidad de la carga muerta combinada con no menos del 25 % de la sobre carga de uso requerida para el diseño, estas deben estar

mayoradas con un factor de 1.1 para realizar el análisis Pushover [4]. Se definió la carga gravitacional con la ecuación 1 que presenta esta norma:

$$QG = 1,1(QD + QL) \quad (1)$$

Dónde:

QD: carga muerta

QL: 25 % de carga viva

2.4 Rotulas plásticas

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección [14].

En la figura 6 se puede apreciar el comportamiento de las rótulas para elementos de concreto armado en función de fuerza vs deformación o rotación donde el punto A representa una condición sin carga, el punto B representa un punto de fluencia efectiva, del punto B al C representa una respuesta lineal en reducción de la rigidez (condición donde se da el endurecimiento por deformación), el punto D representa la reducción repentina de la resistencia a carga lateral, entonces la sección seguirá teniendo rotación hasta una resistencia

reducida E, y última pérdida de resistencia a partir de entonces [15].

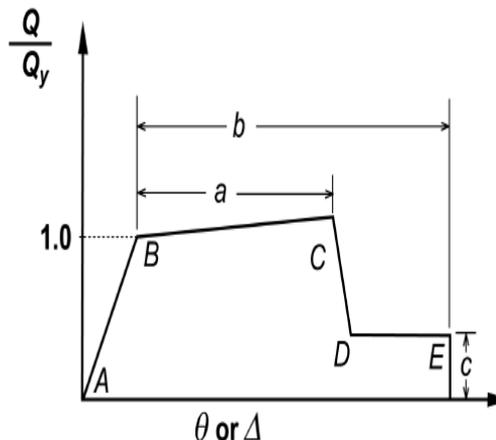


Figura 6. Curva generalizada para elementos de concreto armado fuerza vs deformación o rotación .[4]

Se definió rotulas plásticas en vigas y columnas mediante la utilización de las tablas del ASCE41-13, En la tabla 11 se presenta los parámetros y criterios de aceptación para vigas de concreto armado y en la tabla 12 se presenta los parámetros y criterios de aceptación para columnas de concreto armado.

Tabla 11. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado. [16]

Condiciones	Parámetros de Modelado			Criterios de Aceptación					
	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)	Fuerza Residual Relación	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)	Nivel de Desempeño					
	A	b	C	IO	LS	CP			
Condición i. Vigas controladas por flexión									
$\rho - \rho_{bal}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$							
$\leq 0,0$	C	$\leq 3 (0,25)$	0,025	0,05	0,2	0,010	0,025	0,05	
$\leq 0,0$	C	$\geq 6 (0,5)$	0,02	0,04	0,2	0,005	0,02	0,04	
$\geq 0,5$	C	$\leq 3 (0,25)$	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03	
$\geq 0,5$	C	$\geq 6 (0,5)$	0,015	0,02	0,2	0,005	0,015	0,02	
$\leq 0,0$	NC	$\leq 3 (0,25)$	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03	
$\leq 0,0$	NC	$\geq 6 (0,5)$	0,01	0,015	0,2	0,0015	0,01	0,015	
$\geq 0,5$	NC	$\leq 3 (0,25)$	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,015	
$\geq 0,5$	NC	$\geq 6 (0,5)$	0,005	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,01	
Condición ii. Vigas controladas por corte									
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0,0030	0,02	0,2	0,0015	0,01	0,02	
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0,0030	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,01	

Condición iii. Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo del vano						
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$	0,0030	0,02	0,0	0,0015	0,01	0,02
Espaciamiento de estribos $> d/2$	0,0030	0,01	0,0	0,0015	0,005	0,01
Condición iv. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna						
	0,015	0,03	0,2	0,01	0,02	0,03

Tabla 12. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado. [16]

Condiciones	Parámetros de Modelado			Criterios de Aceptación				
	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)		Fuerza Residual Relación	Ángulo de Rotación Plástico (radianes) Nivel de Desempeño				
	a	B	C	IO	LS	CP		
Condición i.								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	0,035	0,060	0,2	0,005	0,045	0,060	
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	0,010	0,010	0,0	0,003	0,009	0,010	
$\leq 0,1$	0,002	0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,034	
$\geq 0,6$	0,002	0,005	0,005	0,0	0,003	0,004	0,005	
Condición ii.								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	$\leq 3 (0,25)$	0,032	0,060	0,2	0,005	0,045	0,060
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	$\geq 6 (0,5)$	0,025	0,060	0,2	0,005	0,045	0,060
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	$\leq 3 (0,25)$	0,010	0,010	0,0	0,003	0,009	0,010
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	$\geq 6 (0,5)$	0,008	0,008	0,0	0,003	0,007	0,008
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$	$\leq 3 (0,25)$	0,012	0,012	0,2	0,005	0,010	0,012
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$	$\geq 6 (0,5)$	0,006	0,006	0,2	0,004	0,005	0,006
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$	$\leq 3 (0,25)$	0,004	0,004	0,0	0,002	0,003	0,004
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$	$\geq 6 (0,5)$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Condición iii.								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$		0,0	0,060	0,0	0,0	0,045	0,060
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$		0,0	0,008	0,0	0,0	0,007	0,008
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$		0,0	0,006	0,0	0,0	0,005	0,006
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Condición iv. Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo de la altura libre								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$		0,0	0,060	0,4	0,0	0,045	0,060
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$		0,0	0,008	0,4	0,0	0,007	0,008
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$		0,0	0,006	0,2	0,0	0,005	0,006
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

ρ . Cuantía de la sección con acero superior.

ρ' . Cuantía de la sección con acero inferior.

ρ_{bal} . Cuantía balanceada de la sección.

C. Conforme.

NC. No conforme.

2.5 Curva de capacidad

Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento

lateral. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal, conocido en la literatura inglesa como análisis Pushover [17].

2.6 Punto y nivel de desempeño

El punto de desempeño es el desplazamiento estructural máximo esperado para la demanda de sismo realizada.

El nivel de desempeño describe el estado de la estructura analizada mediante el punto de desempeño obtenido, según el Comité VISION 2000 en: totalmente operacional, operacional, seguridad de vida, prevención al colapso y colapso.

Para el presente estudio se realizó la obtención del punto de desempeño utilizando el método de los coeficientes utilizando la fórmula que nos plantea el FEMA 356 [4].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2)$$

Donde:

δ_t = Desplazamiento objetivo para procedimiento estático no lineal.

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un único grado de libertad equivalente al desplazamiento del techo del edificio multigrado.

C_1 = Factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico esperado a desplazamientos calculados para respuesta elástica lineal.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de degradación de la rigidez cíclica y deterioro de la resistencia en el desplazamiento máximo respuesta.

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo.

T_e = Periodo fundamental efectivo de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

En la figura 7 se presenta la curva de capacidad teórica donde se encuentra también la bilineal que se realiza con el fin de dividir el comportamiento elástico con el inelástico y esta debe de equilibrar las áreas bajo la curva además se presenta la sectorización de los niveles de desempeño en la zona de la capacidad de desplazamiento inelástico.

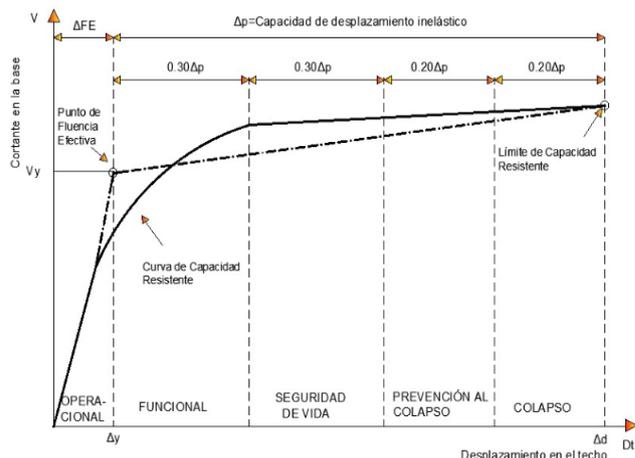


Figura 7. Curva generalizada para elementos de concreto armado fuerza vs deformación o rotación [16].

Para obtener el nivel en que se encuentran los modelos se debe obtener la curva de capacidad y el modelo bilineal. En la tabla 13 se encuentra los diferentes estados de daño y nivel de desempeño.

Tabla 13. Niveles de desempeño VISION 2000. [18]

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	Prevención al Colapso	Daño estructural severo, e la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Para seleccionar los objetivos de desempeño sísmico se debe tomar en cuenta lo siguiente: importancia de las funciones dentro del edificio, costo de la interrupción de las actividades, costos de reparación, importancia de la estructura para el propietario, entre otras [19].

3. Resultados y Discusión

3.1 Período Fundamental de vibración

Partiendo de un análisis estático, dinámico y teniendo en cuenta los periodos fundamentales estimados por los métodos que presenta cada normativa, en la tabla 14 se presenta los diferentes periodos de vibración para el Edificio 1 y Edificio 2.

Tabla 14. Período fundamental de las edificaciones.

	Ciudad	T cal	T Norma
EDIFICIO 1	TUMACO	0,648	0,61
	SAN LORENZO	0,717	0,71
	HUAQUILLAS	0,845	0,71
	ZARUMILLA	0,635	0,489
	TACNA	0,635	0,489
	ARICA	0,541	N/A

EDIFICIO 2	TUMACO	0,735	0,737
	SAN LORENZO	0,868	0,862
	HUAQUILLAS	0,984	0,958
	ZARUMILLA	0,735	0,684
	TACNA	0,735	0,684
	ARICA	0,597	N/A

T cal. Período fundamental calculado.

T Norma. Período fundamental calculado por métodos de cada normativa.

N/A. No aplica método.

En la anterior tabla se puede apreciar que el período calculado en las estructuras de las ciudades de San Lorenzo y Huaquillas es elevado con respecto a las demás.

En la norma que no se contempla el nivel de agrietamiento, el período de vibración de la estructura es menor que las normas que si contemplan el parámetro mencionado [20].

3.2 Espectro de diseño

A través de los parámetros tales como factores de sitio, aceleración de las diferentes zonas que contempla cada normativa en estudio, se realizó el espectro de diseño a continuación en la figura 8 se presentan los diferentes espectros para todos los sitios en estudio.

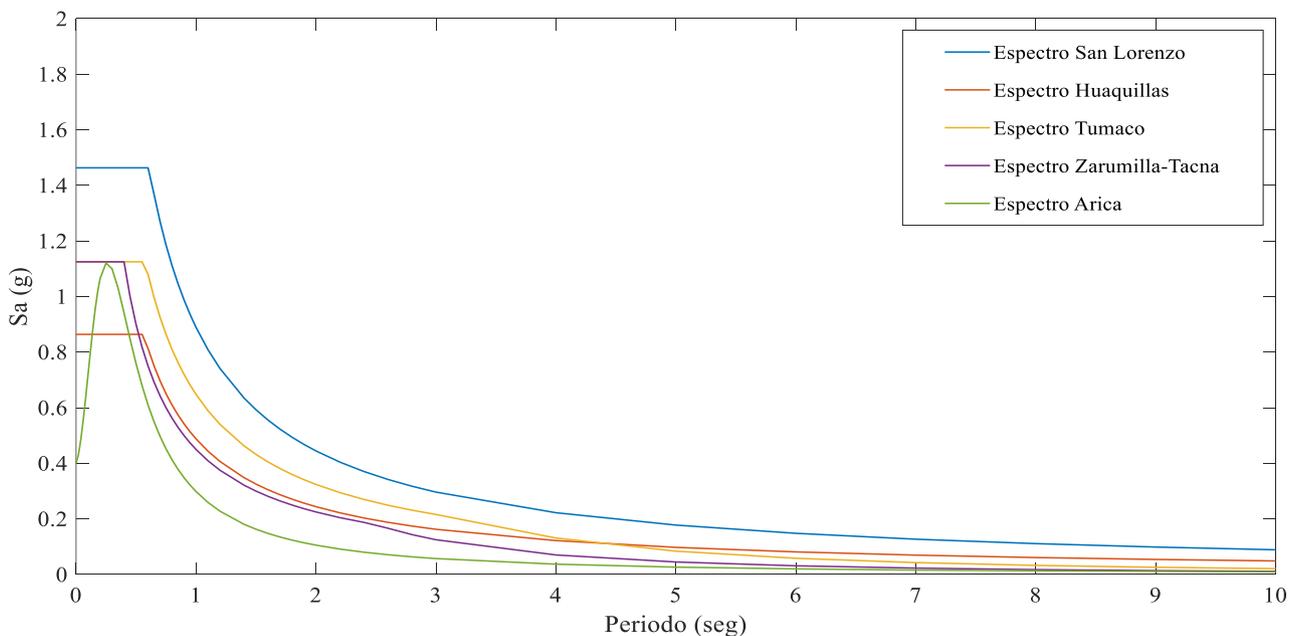


Figura 8. Espectros de diseño para los distintos países en estudio.

3.3 Secciones de concreto armado columnas y vigas

Para el cálculo de las secciones de concreto se utilizó dos tipos de columnas, un tipo de viga y el tipo de losa alivianada en dos direcciones tipo 40X40X10 de 25 centímetros, las dimensiones varían de acuerdo con los requerimientos de cada norma, en la tabla 15 y 16 se presentan las dimensiones de vigas y columnas utilizadas para el modelamiento de las estructuras, además de la cuantía de acero utilizada para el diseño de columnas.

Tabla 15. Dimensiones de vigas de las edificaciones.

	VIGAS EDIFICIO 1		VIGAS EDIFICIO 2	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
TUMACO	50	80	50	85
SAN LORENZO	45	65	45	65
HUAQUILLAS	45	55	45	55
ZARUMILLA	55	80	55	80
TACNA	55	80	55	80
ARICA	40	70	55	70

Tabla 16. Dimensiones de columnas de las edificaciones.

	COLUMNAS EDIFICIO 1			COLUMNAS EDIFICIO 2		
	Base (cm)	Altura (cm)	Cuantía de acero (%)	Base (cm)	Altura (cm)	Cuantía de acero (%)
TUMACO	65	70	1,70	65	70	2,24
	75	75	1,81	65	85	2,21
SAN LORENZO	50	60	2,62	50	60	1,76
	65	65	2,68	65	70	2,34
HUAQUILLAS	40	50	1,61	55	55	2,08
	55	60	1,85	65	65	2,38
ZARUMILLA	65	70	1,82	65	70	2,24
	75	75	1,91	75	80	2,04
TACNA	65	70	1,82	65	70	2,24
	75	75	1,91	75	80	2,04
ARICA	55	60	1,84	65	70	1,93
	65	80	1,98	80	80	1,96

En las figuras 9 y 10 se presenta la comparativa de áreas de las secciones obtenidas tanto para el edificio 1 como para el edificio 2 respectivamente.

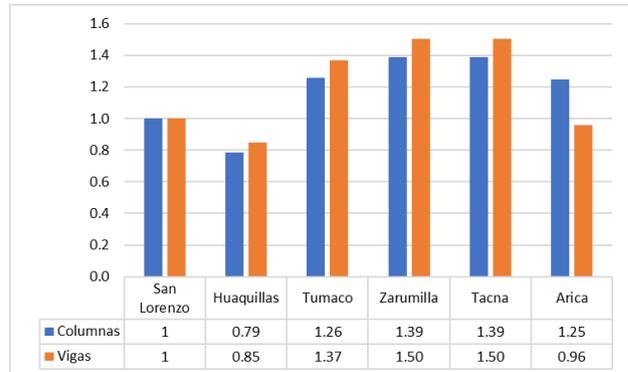


Figura 9. Comparación de áreas de columnas y vigas edificio 1.

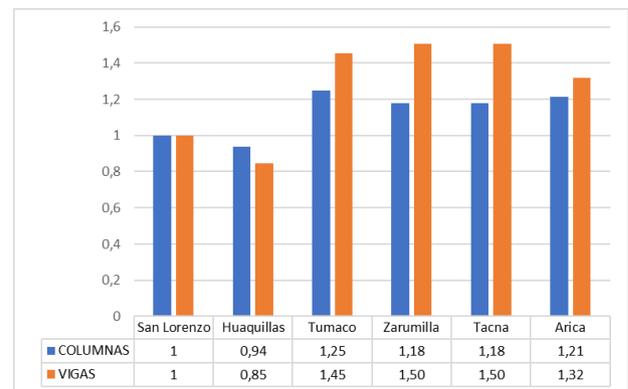


Figura 10. Comparación de áreas de columnas y vigas edificio 2.

Tal como se observa en las figuras anteriores las dimensiones de columnas y vigas varían en los edificios, se toma como referencia la normativa ecuatoriana NEC en la ciudad de San Lorenzo para realizar la comparación de las secciones.

Se puede visualizar en la figura 9 para el edificio 1 que la mayor sección obtenida en cuanto a columna y viga es de la normativa RNE correspondiente a la ciudades de Zarumilla y Tacna con un 39 % y 50 % más que las secciones de San Lorenzo respectivamente, mientras que la normativa NSR-10 en cuestión de columnas es un 26 % mayor y la normativa NCh 433 con un 25 % más.

Mientras que para el edificio 2 en la figura 10 se observa que la mayor sección de columna se obtuvo con la normativa NSR-10 con un 25 % y

para el caso de vigas la mayor sección con la normativa RNE con un 50 %, solo un poco mayor que la normativa NCh 433.

También se puede observar que las dimensiones de los elementos en Ecuador cambian a pesar de que se encuentren ubicados en la zona costera del país por los diferentes factores de zona, caso contrario que es lo que pasa con la normativa RNE correspondiente a las ciudades de Zarumilla y Tacna que las dimensiones de columnas y vigas se mantienen iguales.

3.4 Derivas elásticas e inelásticas

Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación [8].

Las derivas máximas calculadas para cada norma en los diferentes pisos no excederán los límites de deriva inelástica permitida en cada una de estas, para la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Los criterios de aceptación de cada norma para construcciones de concreto armado varían como se mencionó en la sección 2.1.5. En la tabla

17 se presentan los criterios de aceptación en cuanto a derivas máximas de acuerdo con cada país en estudio.

Tabla 17. Derivas máximas permitidas en estructuras de concreto armado.

País	Δ máx. (%)
COLOMBIA	1,0
ECUADOR	2,0
PERU	0,7
CHILE	0,2xh **

Δ máx. Deriva máxima

** La deriva máxima para la norma Chilena se encuentra en función del centro de masas de la edificación, en cualquier otro punto no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso [11].

Teniendo como base lo anteriormente expuesto se presenta a continuación en la figura 11 (A) y (B) las derivas máximas obtenidas por piso en el edificio 1 aplicando la normativa correspondiente para cada estructura en el sector de estudio tanto en sentido X-X como en sentido Y-Y, como también se presentan en la figura 12 (A) y (B) las derivas máximas de piso obtenidas en el edificio 2 tanto en sentido X-X y sentido Y-Y respectivamente.

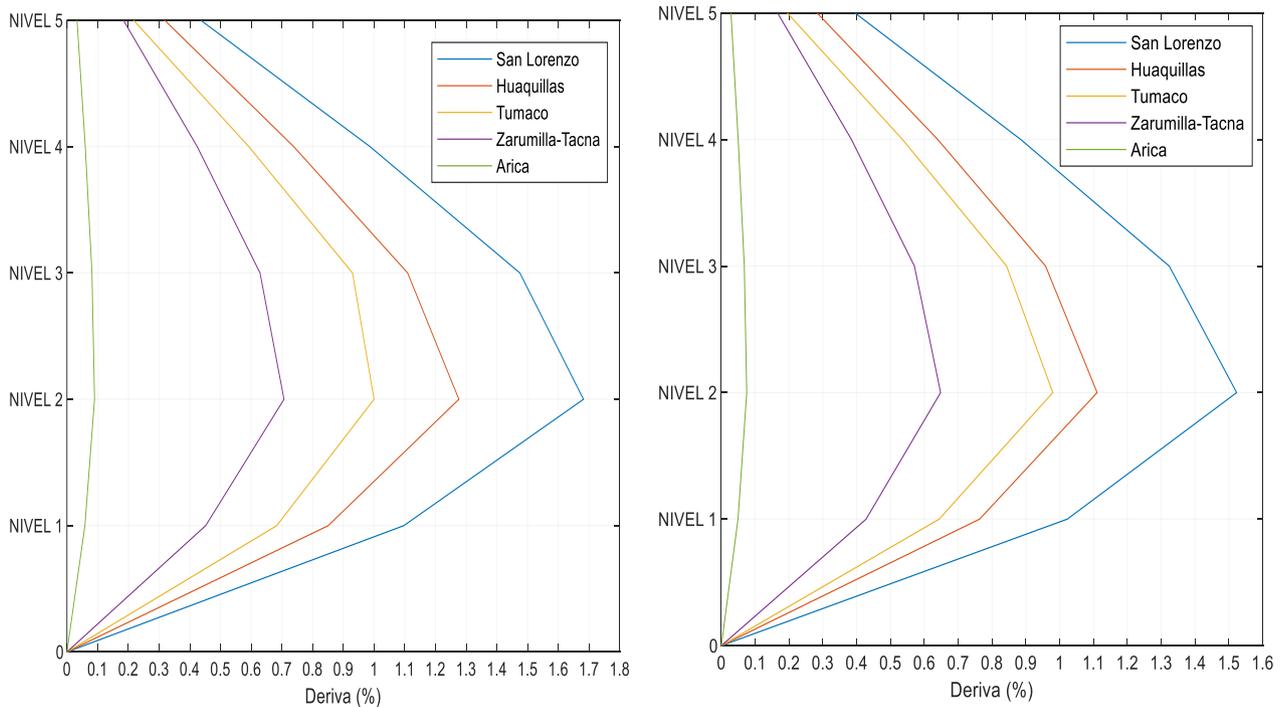


Figura 11. Derivas máximas del edificio 1 en sentido X-X (A) y sentido Y-Y (B).

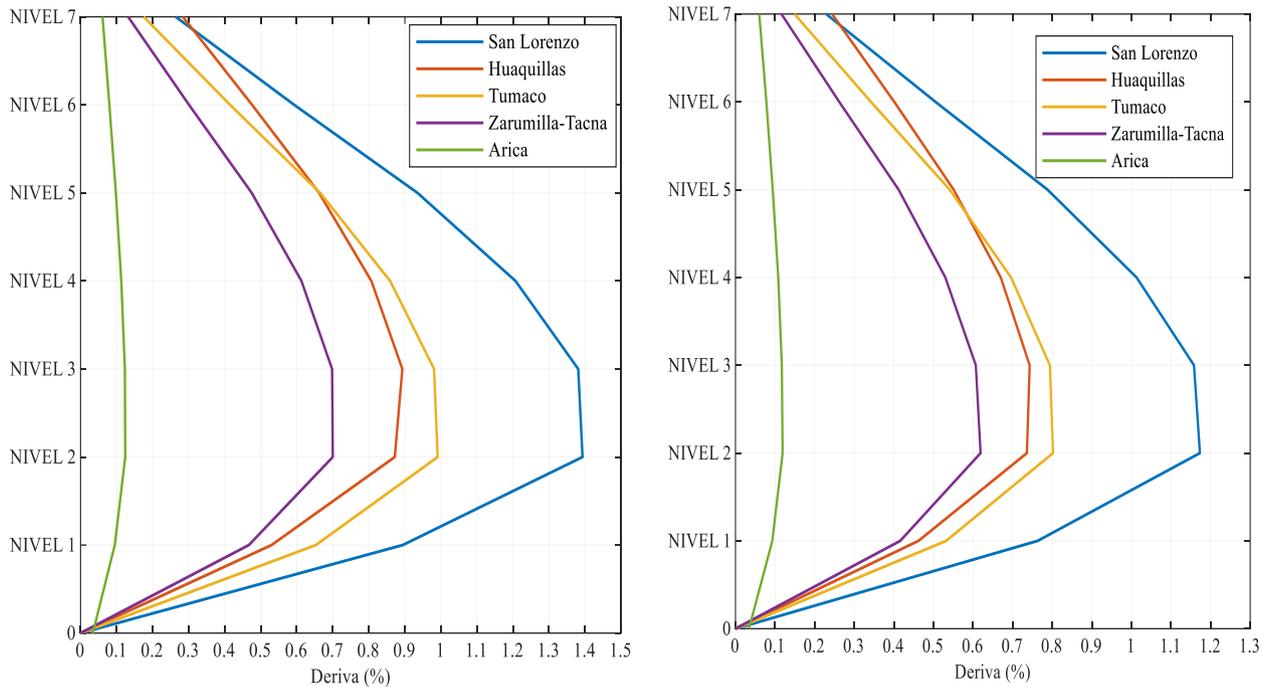


Figura 12. Derivas máximas del edificio 2 en sentido X-X (A) y sentido Y-Y (B)

En las figuras 11 y 12 se puede observar las derivas máximas obtenidas en la edificación 1 y 2 respectivamente, de tal forma que todas las derivas obtenidas cumplen con la normativa de cada país siendo la de Ecuador la más permisiva ya que su deriva máxima es del 2 % y la menos permisiva es la de Chile con un 0,2 % en el centro de masas.

En la figura 13 se puede apreciar con respecto al edificio 1 que la deriva máxima inelástica obtenida es del 1,68 % con la normativa NEC seguida por la normativa NSR-10, RNE y la NCh esta última con 0,09 %.

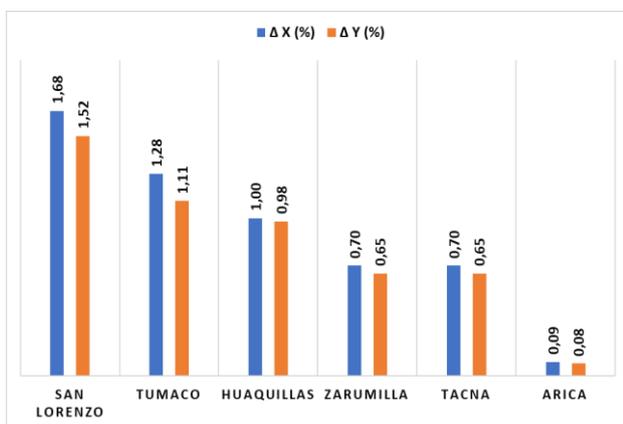


Figura 13. Derivas máximas del edificio 1 por cada normativa.

En la figura 14 correspondiente al edificio 2 se observa que la deriva máxima inelástica obtenida es del 1,39 % con la normativa NEC seguida por la normativa NSR-10, RNE y la NCh433 igualmente siendo esta última la más estricta en cuestión de derivas.

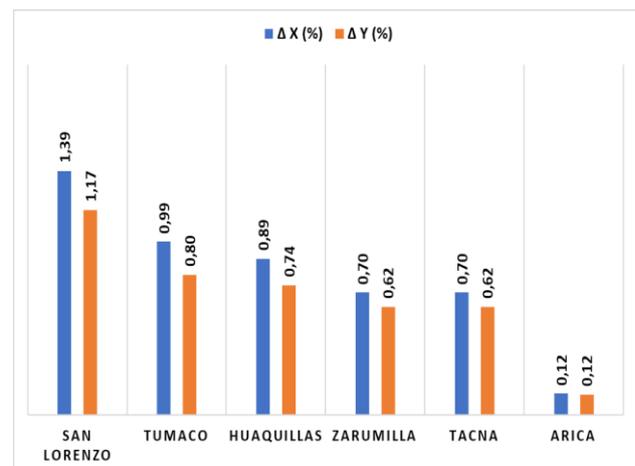


Figura 14. Derivas máximas del edificio 2 por cada normativa.

3.5 Cortante basal máximo

Se entiende por cortante basal a la fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada [8]. En las siguientes

figuras 15 y 16 se presentan los cortantes máximos en cada ciudad debido al sismo con la utilización de cada normativa respectiva.

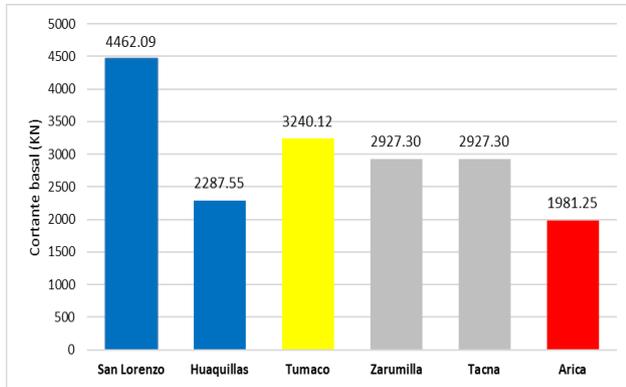


Figura 15. Cortantes máximos por cada normativa en el edificio 1.

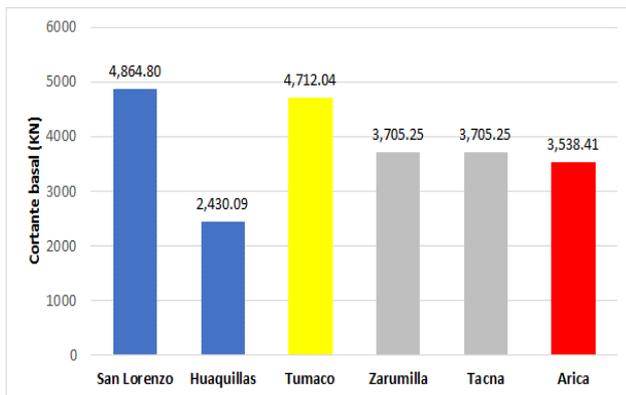


Figura 16. Cortantes máximos por cada normativa en el edificio 2

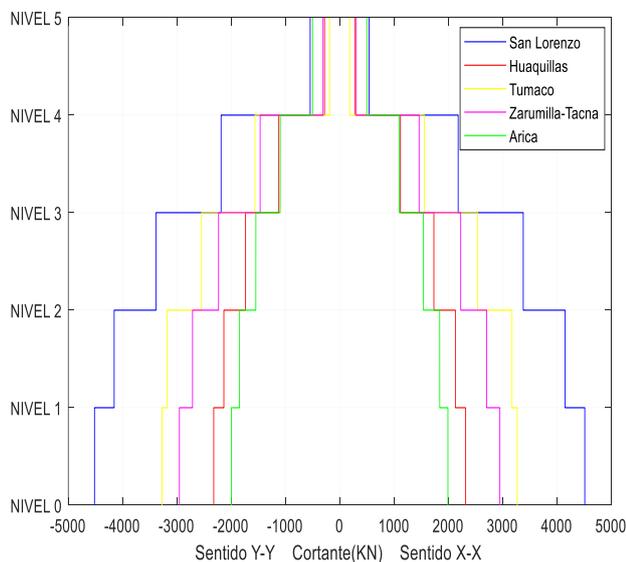


Figura 17. Cortantes máximos por piso en el edificio 1 en sentido X-X y sentido Y-Y

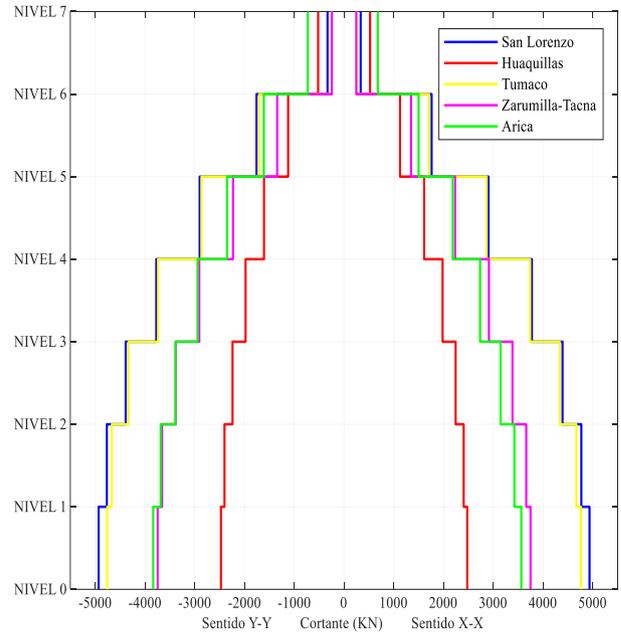


Figura 18. Cortantes máximos por piso en el edificio 2 en sentido X-X y sentido Y-Y.

En las anteriores figuras 17 y 18 se presenta los cortantes máximos obtenidos por piso de los edificios 1 y 2 respectivamente de cada modelo, donde se observa que el cortante máximo se obtuvo en la normativa NEC-15 correspondiente a la ciudad de San Lorenzo.

Para el caso del cortante mínimo en el edificio 1 se presentó con la utilización de la norma chilena en el sector de Arica y para el edificio 2 el cortante mínimo con la utilización de la normativa NEC en la ciudad de Huaquillas.

3.6 Curva de capacidad

Posterior de realizar el debido análisis lineal de los modelos y haber obtenido las dimensiones de las columnas y las vigas, se procedió a realizar el análisis estático no lineal Pushover tridimensional, teniendo en cuenta los parámetros que dispone el FEMA 356 [4].

A través de dicho procedimiento se logra encontrar las curvas de capacidad de cada uno de los modelos en estudio, en la figura 19 se presentan las curvas de capacidad de los modelos del Edificio 1 en sentido X-X (A) y después en sentido Y-Y (B), igualmente en la figura 20 se presenta la curva de capacidad el edificio 2 en sentido X-X (A) y después en sentido Y-Y (B).

Se puede apreciar en la figura 19 para el edificio 1 que el cortante en la base de la edificación con normativa RNE es superior con respecto a las demás, en sentido X-X con un cortante de

51009,36 KN como en sentido Y-Y con 54220,58 KN.

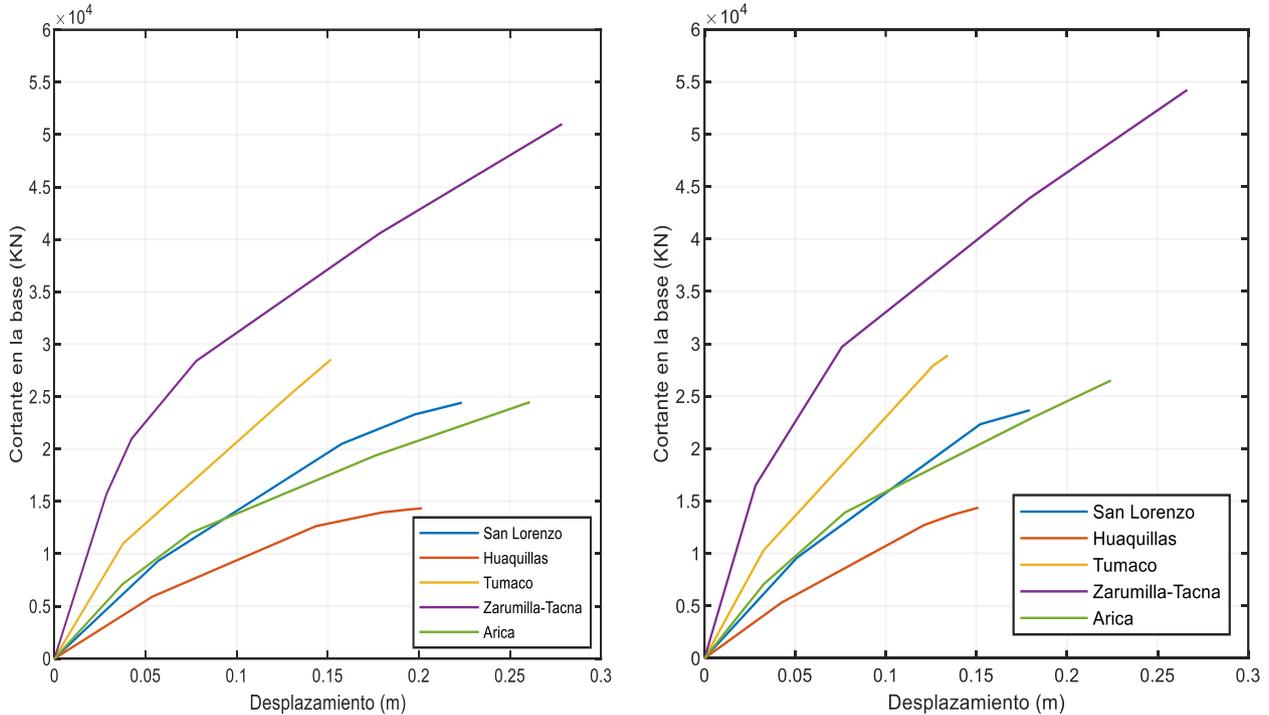


Figura 19. Curva de capacidad del Edificio 1 en sentido X-X (A) y sentido Y-Y (B).

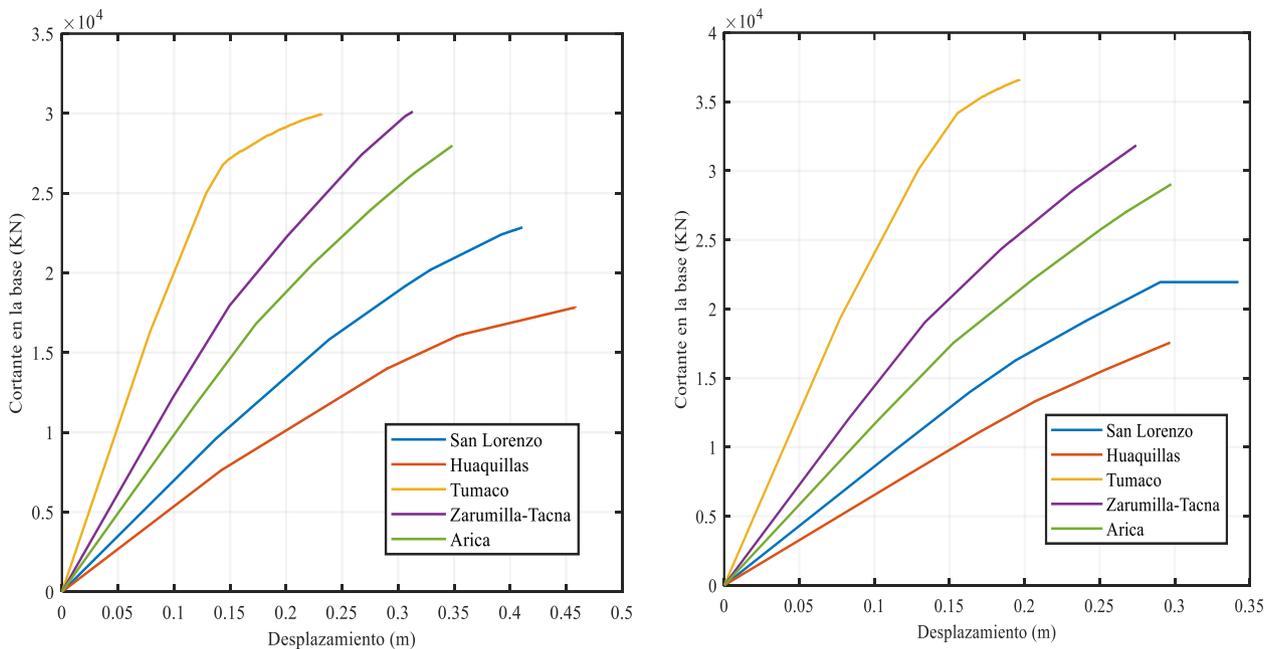


Figura 20. Curva de capacidad del Edificio 2 en sentido X-X (A) y sentido Y-Y (B).

Mientras, en el edificio 2 el cortante en la base máximo en sentido X-X es con la normativa RNE con un cortante de 30111,92 KN y en sentido Y-Y con el uso de la normativa NSR-10 con un valor de 36609,27 KN.

Tanto en el edificio 1 y 2 las estructuras diseñadas con normativa NEC tienen menor capacidad estructural sobre todo en la ciudad de Huaquillas, en el edificio 1 con un cortante en sentido X-X de 14335,87 KN y cortante en sentido Y-Y de 14369,39 y para el edificio 2 con un cortante máximo en sentido X-X de 17818,04 KN y de Y-Y de 17567,31 KN.

3.7 Nivel de desempeño y punto de desempeño

Para encontrar el punto de desempeño se tiene que sectorizar la curva de capacidad en función del máximo desplazamiento probable y el desplazamiento elástico límite efectivo tal como se indica en la figura 21 en el edificio 1, ubicado en Huaquillas en sentido X-X y en la figura 22 en sentido Y-Y, donde se busca que la estructura después de un sismo de diseño este entre Funcional y Seguridad de Vida [5].

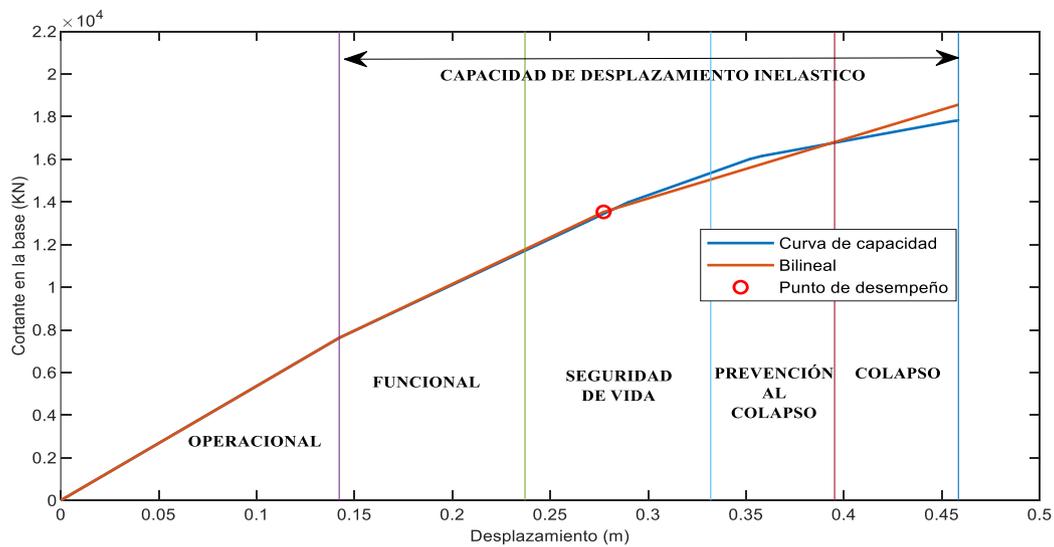


Figura 21. Curva de capacidad y punto de desempeño Edificio 2 en Huaquillas en sentido X-X.

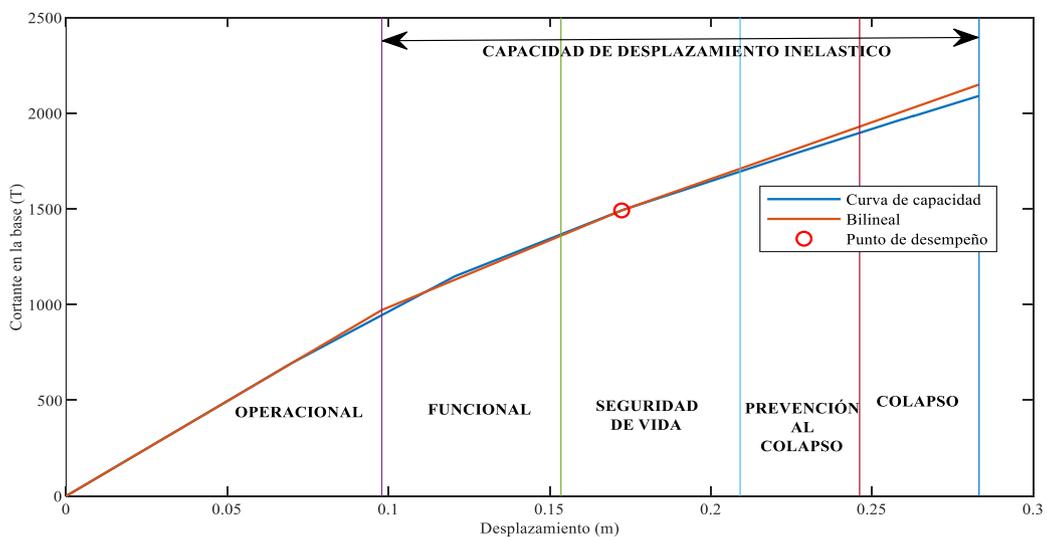


Figura 22. Curva de capacidad y punto de desempeño Edificio 2 en Huaquillas en sentido Y-Y.

Se puede observar en la figura 21 y 22 para el caso de la edificación 2 con normativa NEC en el sector de Huaquillas se obtiene un nivel de desempeño de seguridad de vida, tanto en el sentido X-X y Y-Y ante un probable sismo. Se

realizó el mismo procedimiento para los demás modelos en estudio. En la tabla 18 se presentan los niveles de desempeño obtenidos para cada uno.

Tabla 18. Puntos y nivel de desempeño del Edificio 1 y Edificio 2.

	PAIS	MODELO	Pushover Sentido	Punto de desempeño		NIVEL DE DESEMPEÑO
				V (KN)	D (m)	
EDIFICIO 1	COLOMBIA	TUMACO	X	26044,44	0,127	PREVENCIÓN AL COLAPSO
			Y	22040,18	0,092	SEGURIDAD DE VIDA
	ECUADOR	SAN LORENZO	X	24898,54	0,223	COLAPSO
			Y	24128,58	0,179	PREVENCIÓN AL COLAPSO
		HUAQUILLAS	X	12986,57	0,146	PREVENCIÓN AL COLAPSO
			Y	11634,13	0,107	SEGURIDAD DE VIDA
	PERU	ZARUMILLA	X	27762,35	0,072	FUNCIONAL
			Y	27829,48	0,067	SEGURIDAD DE VIDA
		TACNA	X	27762,35	0,072	FUNCIONAL
			Y	27829,48	0,067	SEGURIDAD DE VIDA
CHILE	ARICA	X	12835,57	0,083	FUNCIONAL	
		Y	13420,03	0,073	FUNCIONAL	
EDIFICIO 2	COLOMBIA	TUMACO	X	27191,50	0,150	SEGURIDAD DE VIDA
			Y	33463,26	0,151	SEGURIDAD DE VIDA
	ECUADOR	SAN LORENZO	X	19944,73	0,302	SEGURIDAD DE VIDA
			Y	21944,68	0,334	COLAPSO
		HUAQUILLAS	X	13533,59	0,278	SEGURIDAD DE VIDA
			Y	13715,30	0,215	SEGURIDAD DE VIDA
	PERU	ZARUMILLA	X	16063,29	0,133	SEGURIDAD DE VIDA
			Y	19919,67	0,142	FUNCIONAL
		TACNA	X	16063,29	0,133	SEGURIDAD DE VIDA
			Y	19919,67	0,142	FUNCIONAL
	CHILE	ARICA	X	8992,22	0,091	FUNCIONAL
			Y	11977,43	0,103	FUNCIONAL

V. Cortante en el punto de desempeño en KN
D. Desplazamiento en el punto de desempeño en metros.

Como se puede apreciar en la tabla 18 las estructuras con el mejor nivel de desempeño sísmico se presentan en las ciudades de Zarumilla, Tacna y Arica con el uso de las normativas RNE y NCh respectivamente.

3.8 Rótulas plásticas

La asignación del número de rótulas plásticas dentro de los elementos estructurales es con el fin de capturar el comportamiento no lineal que se presente en dichos elementos, siendo posible con ello determinar si el mecanismo formado de falla se debe a que las rótulas se hacen primero en vigas, preferentemente, que en las columnas o viceversa (mecanismo indeseado) [13].

En la figura 23 se presenta el comportamiento de una rótula plástica a los largo de los pasos generados producto del análisis no lineal Pushover en un elemento tipo viga.

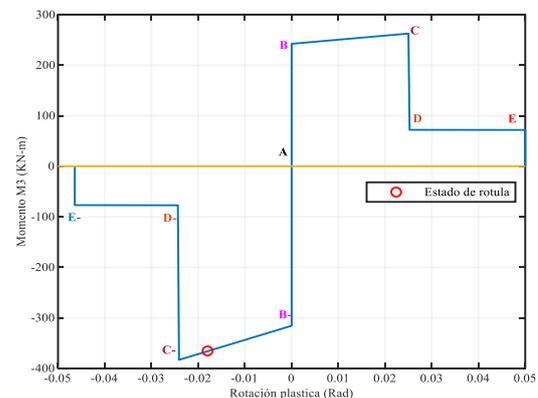


Figura 23. Estado de rótula en un determinado paso en edificio 2 en el sector de Huaquillas.

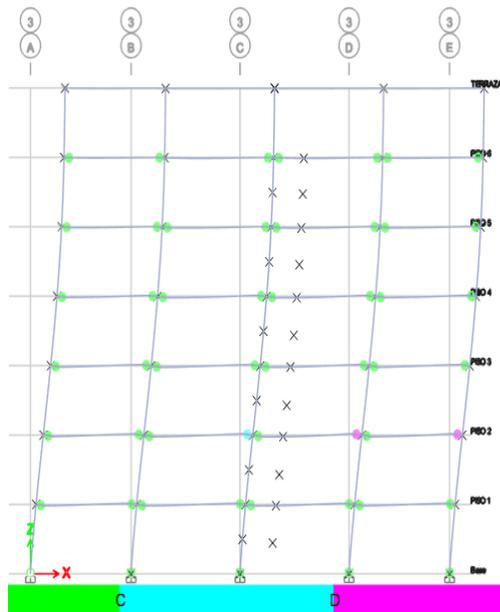


Figura 24. Transición de estado de rotulas en sentido X-X en edificio 2 en el sector de Huaquillas

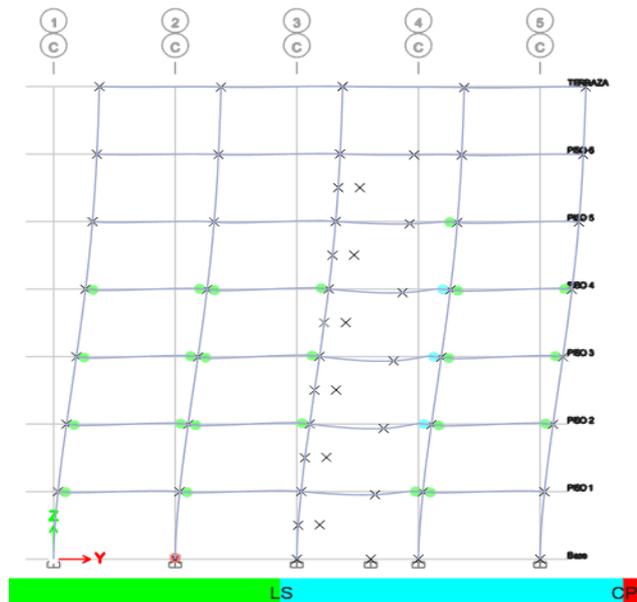


Figura 25. Transición de estado de rotulas en sentido Y-Y en edificio 2 en el sector de Huaquillas.

En las figuras 24 y 25 se puede apreciar como las rotulas plásticas en función de los pasos generados en el Pushover cambian de color, siendo el color verde estado funcional, el color cian estado de seguridad de vida, el color magenta es prevención al colapso y el color rojo correspondiente a colapso igualmente las letras que se presentan se encuentran identificadas en la sección 2.3.

En la tabla 19 y 20 se presentan las rotaciones máximas de los elementos en el edificio 1 y en la tabla 21 y 22 rotaciones máximas de los elementos en el edificio 2; al igual se presentan las rotaciones limites calculadas con los coeficientes del ASCE 41-13 [16].

Tabla 19. Ángulos de rotaciones en sentido X-X por modelo Edificio 1

Modelo	IO		LS		CP	
	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}
San Lorenzo	0,0032	0,0050	0,0164	0,0369	0,0365	0,0406
Huaquillas	0,00271	0,0076	0,0131	0,0369	0,0454	0,0478
Tumaco	0,0011	0,0058	0,0121	0,0466	0,0597	0,0622
Zarumilla	0,00126	0,0099	0,0129	0,0369	0,0443	0,0488
Tacna	0,00126	0,0099	0,0129	0,0369	0,0443	0,0488
Arica	0,0098	0,0100	0,0113	0,0388	0,0402	0,0514

Φ_{obt} . Rotación obtenida de los elementos

Φ_{lim} . Rotación limite calculada por tablas del ASCE

Tabla 20. Ángulos de rotaciones en sentido Y-Y por modelo Edificio 1

Modelo	IO		LS		CP	
	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}
San Lorenzo	0,0037	0,0050	0,0115	0,0369	0,0476	0,0487
Huaquillas	0,0045	0,0050	0,0115	0,0209	0,0461	0,0478
Tumaco	0,0112	0,0094	0,0126	0,0466	0,0475	0,0543
Zarumilla	0,0054	0,0100	0,0152	0,0448	0,0375	0,0488
Tacna	0,0054	0,0100	0,0152	0,0448	0,0375	0,0488
Arica	0,0040	0,0050	0,0120	0,0388	0,0505	0,0514

Tabla 21. Ángulos de rotaciones en sentido X-X por modelo Edificio 2

Modelo	IO		LS		CP	
	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}
San Lorenzo	0,0055	0,0093	0,0315	0,0412	0,0635	0,0548
Huaquillas	0,0090	0,0092	0,0330	0,0412	0,0451	0,0570
Tumaco	0,0047	0,0049	0,0188	0,0326	0,0381	0,0427
Zarumilla	0,0042	0,0076	0,0189	0,0224	0,0485	0,0550
Tacna	0,0042	0,0076	0,0189	0,0224	0,0485	0,0550
Arica	0,0096	0,0100	0,0225	0,0396	0,0412	0,0525

Tabla 22. Ángulos de rotaciones en sentido Y-Y por modelo Edificio 2

Modelo	IO		LS		CP	
	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}	Φ_{obt}	Φ_{lim}
San Lorenzo	0,0041	0,0050	0,0264	0,0272	0,0438	0,0353
Huaquillas	0,0035	0,0052	0,0264	0,0204	0,0412	0,0438
Tumaco	0,0014	0,0043	0,0164	0,0326	0,0413	0,0427
Zarumilla	0,0071	0,0100	0,0140	0,0250	0,0370	0,0381
Tacna	0,0071	0,0100	0,0140	0,0250	0,0370	0,0381
Arica	0,0043	0,0100	0,0180	0,0396	0,0507	0,0525

Se puede observar que para el edificio 1 y 2 para los estados de desempeño IO, LS, las rotaciones de los elementos no sobrepasan el límite o se encuentran cerca, pero en el estado de prevención al colapso algunas rotaciones sobrepasan el límite o se presentan muy cerca al límite, en cambio otras estructuras si brindan lo que se espera que se encuentren en la sección de prevención al colapso ante un sismo mayor al de diseño.

Cabe recalcar que el comportamiento de las rotulas plásticas depende del tamaño de las secciones, el estado de cargas aplicadas, el acero longitudinal y transversal que la estructura tiene.

4. Conclusiones

Se deduce que los niveles de piso son importantes para el cálculo del período fundamental ya que a mayor masa o número de pisos el periodo tiende a ser más elevado.

Los espectros de diseño generados varían de acuerdo a diferentes factores que considera cada normativa en función de la zona de estudio es por ello que la máxima aceleración espectral se presenta en la ciudad de San Lorenzo correspondiente a una aceleración de 1,463 g, de la misma forma las ciudades de Tumaco, Zarumilla y Tacna comparten la aceleración pico máximo con 1,125 g, en la ciudad de Arica se tiene una aceleración pico solo un poco por debajo con 1,121 g, por consiguiente en el estudio la zona más crítica con las condiciones estipuladas ante un posible sismo es la ciudad de San Lorenzo.

Las dimensiones de concreto armado varían con la utilización de cada normativa y los niveles de piso en estudio, esto debido a las solicitaciones de cada norma, ya que para cumplir solicitaciones de derivas bajas permisibles se debe variar mucho en cuestión de secciones de vigas o columnas para que la estructura sea más rígida, como es el caso de Ecuador y Colombia en las ciudades de San Lorenzo y Tumaco las secciones de columnas y vigas de esta primera son menores que las de Tumaco, al igual que el periodo fundamental varia.

Los cortantes en la base máximos se presentan en la ciudad de San Lorenzo en las dos edificaciones, los demás cortantes tanto en el

edificio 1 y 2 varían debido a que las fuerzas sísmicas aplicadas no solo dependen del sitio de estudio sino del peso reactivo de la edificación.

La curva de capacidad también varía de acuerdo con las estipulaciones de la norma y del peso sísmico, tal como se apreció para el edificio 1 el cortante en la base máxima se presenta con la utilización de la normativa RNE tanto con análisis Pushover en sentido X-X como en Y-Y, en el edificio 2 el cortante máximo se obtiene con la utilización de la normativa RNE en sentido X-X y con la normativa NSR-10 en sentido Y-Y.

Las normativas como la NRS-10, NEC-15 y RNE para el cálculo de las estructuras de concreto amado toman un factor de agrietamiento, caso contrario que la norma NCh que no considera un factor de agrietamiento es por ende que esta estructura tiene un mejor desempeño pese a que sus dimensiones son menores, es por ello que tanto en el edificio 1 como 2 se tiene un nivel de desempeño Funcional con la utilización de esta normativa.

El nivel de desempeño más vulnerable de las estructuras se presenta con la utilización de la NEC-15 en una zona sísmica alta como lo es en San Lorenzo dando un nivel de desempeño en los edificios de Colapso en un sentido, las normativas NSR-10 y RNE tienen un mejor desempeño sísmico debido a que sus dimensiones de vigas y columnas son grandes, cabe recalcar que el nivel de desempeño también depende de la distribución de los elementos en planta.

Referencias

- [1] L. P. Viera Arroba, D. M. Quizanga Martínez, and J. L. Andino Carranco, "Análisis estático no lineal de edificios apoticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana," *FIGEMPA Investig. y Desarro.*, vol. 1, no. 1, pp. 72–78, 2020.
- [2] M. El-Dairi and R. J. House, "Optic nerve hypoplasia," *Handbook of Pediatric Retinal OCT and the Eye-Brain Connection*. pp. 285–287, 2019.
- [3] J. Valencia, "Análisis del Método Modal Push-Over y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón

- Ambato”, Proyecto de titulación, Universidad Técnica de Ambato. Mar, 2012.
- [4] Federal Emergency and Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. November, 2000.
- [5] U.-M. Italia, “Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda,” pp. 47–98, 1997.
- [6] Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, *Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*, Quito, 2015.
- [7] Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM, *Estructuras de hormigón armado*, Quito, 2015.
- [8] Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010.
- [9] E. Diseño and N. E. D. Sismorresistente, *E.030 diseño sismorresistente. .*
- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones *E.030, Diseño sismorresistente*, 2020.
- [11] Norma Chilena Oficial NCh433, Diseño Sísmico de edificios, 2009.
- [12] N. C. Oficial, “Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo,” 2011.
- [13] C. Duarte, M. Martinez, and J. Santamaria, “Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de Medicina El Salvador” Proyecto de titulación, San Salvador. Jun. 2017.
- [14] M. García, “Ingeniería Estructural y de la Construcción Estudio sobre la efectividad del factor de sobre- resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal”, Tesis de Máster, Barcelona, España. Enero 2018..
- [15] A. Standard, *Errata for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*. 2007.
- [16] A. Atc, “40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” *Appl. Technol. Counc.*, vol. 1, 1996.
- [17] “Capítulo 4 Metodología para la evaluación del riesgo sísmico,” pp. 91–116.
- [18] J. Yopez, “Desempeño sismico de edificaciones esenciales,” *Edif. esenciales*, pp. 65–86, 1996. Obtenido de www.msp.gob.ec.
- [19] G. Palomino, “Verificación de la Reducción de Daños en Edificios con Disipadores Sísmicos a través del Análisis No Lineal Estático” Proyecto de titulación, Universidad Nacional de Ingeniería Perú, Lima, Perú. May, 2018.
- [20] M. Gúzman, “Diseño sismo resistente de edificios de hormigón armado (cálculo de periodos de vibración y niveles de agrietamiento)” Proyecto de titulación, Pontifica Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2015.