

Nonlinear dynamic analysis of steel buildings subjected to earthquakes

Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos

F. Núñez ^{1*}, D. Ruiz ^{*}, J. Cortés ^{**}

* Pontificia Universidad Javeriana – Bogotá D.C, COLOMBIA

** Universidad la Gran Colombia – Bogotá D.C, COLOMBIA

Fecha de Recepción: 30/01/2021

Fecha de Aceptación: 10/07/2021

PAG 173-196

Abstract

Non-linear dynamic analyses methods generally provide a more adjusted modeling of the structural response for strong seismic events. Such a dynamic seismic non-linear evaluation took place for six buildings: two 5 story-height, two 12 story-height and two 20 story-high and with a regular configuration. The structural systems of the buildings complied to the NSR-10 (Colombian earthquake resistant standard) and with the seismic microzoning of Bogotá.

The analysis done to the previous structures used non-linear methodologies along with two time- histories corresponding to two well recorded earthquakes: Quetame earthquake circa 2008 and the Mesa de los Santos earthquake circa 2015. Said events characterized by records at Bogotá D.C. by the RAB (network of accelerometers of Bogotá). A structural evaluation using the nonlinear approach of a finite element software and following the FEMA 356 guidelines, the structural response to 81 seismic signals from the Mesa de los Santos earthquake and 78 from the Quetame earthquake helped in understanding the simulated behavior. Said signals included three perpendicular ground movements corresponding to the north-south, east-west and vertical directions. With the results of the non-linear dynamic analysis, plastic hinges helped in understanding the nonlinear structural response when the earthquakes hit separately. Based on the results, sway maps showing the results in the Y and X directions, clustered the most affected areas of the city. At the same time, a thorough analysis of moment connections at the first floor, at an intermediate floor and at the last floor of the buildings showed the capacity of the original design.

The results suggest that steel buildings have a better structural performance when compared with reinforced concrete buildings that were also analyzed (nonlinear analysis) with real earthquake (in soft soils) in previous investigations.

Keywords: *Nonlinear dynamic analysis, seismic behavior, steel buildings, seismic soil response, resistant steel moment frames*

Resumen

Los métodos de análisis dinámico no lineal generalmente proporcionan modelos más ajustados de la respuesta estructural para fuertes movimientos sísmicos. Por ello, se realizó una evaluación sísmica no lineal dinámica de seis edificaciones: dos de 5, dos de 12 y dos de 20 pisos de altura y con una planta regular. El sistema estructural de los edificios fue diseñado de acuerdo a la NSR-10 (norma sismo resistente colombiana) y con la microzonificación sísmica de Bogotá.

Los seis edificios fueron analizados utilizando metodologías no lineales y sometidos a los movimientos sísmicos de dos terremotos: el terremoto de Quetame de 2008 y el terremoto de Mesa de los Santos de 2015, ambos registrados en Bogotá DC por el RAB (red de acelerómetros de Bogotá). Utilizando el módulo no lineal de un software de elementos finitos y siguiendo las pautas de FEMA 356, se evaluó la respuesta de los edificios a 81 señales sísmicas del terremoto de Mesa de los Santos y 78 del terremoto de Quetame. Las señales incluían tres movimientos de tierra perpendiculares correspondientes a las direcciones norte-sur, este-oeste y vertical. Con los resultados del análisis dinámico no lineal, se evaluaron las rótulas plásticas no lineales de los elementos estructurales de las edificaciones para los dos sismos analizados. Con base en los resultados, se construyeron mapas para mostrar las derivas (distorsiones de entrepiso) en la dirección Y, las derivas en la dirección X y las derivas totales. Asimismo, se verificaron las conexiones en el primer piso, un piso intermedio y el último piso de los edificios analizados.

Los resultados sugieren que los edificios de acero tienen un mejor desempeño estructural en comparación con los edificios de concreto reforzado que también fueron analizados (análisis no lineal) con terremotos reales (en suelos blandos de Bogotá) en investigaciones anteriores.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, comportamiento sísmico, edificaciones en acero, respuesta sísmica del suelo, pórticos resistentes a momento en acero

1. Introducción

El comportamiento sísmico de las estructuras depende de aspectos como el tipo de suelo donde están edificadas, además de sus características, propiedades mecánicas, dinámicas y de la interacción suelo-estructura. La propagación de las ondas en el suelo induce vibraciones que recibe la cimentación y por ende la estructura.

La microzonificación sísmica es considerada como la metodología de trabajo adecuada para utilizarse en la reducción del riesgo sísmico en ciudades. El objetivo de ésta es poder evaluar los niveles de amenaza sísmica y los efectos locales, para de esta manera establecer las zonas con comportamiento sísmico similar y especificar en cada una de ellas los requisitos de diseño sismo resistente que deben tenerse en cuenta para generar una confiabilidad uniforme en los diseños de cualquier tipo de edificación (Bernal, 2015).

¹ **Autor de correspondencia:**

Pontificia Universidad Javeriana – Bogotá D.C, COLOMBIA

E-mail: fnunez@javeriana.edu.co



En el año 1997, se implementó en Bogotá el primer estudio de microzonificación sísmica, donde se identificaron 4 zonas de suelos con diferentes espectros de diseño (Ingeominas y UNIANDES, 1997), luego, en el año 2010, se dio a conocer la nueva microzonificación sísmica de la ciudad, donde se delimitó a Bogotá con 16 zonas cada una con diferentes grados de amenaza sísmica a lo largo y ancho de la ciudad (FOPAE, 2010).

Desde el año 1999 con la puesta en operación de la Red de Acelerógrafos de Bogotá (RAB), han sido registradas una gran cantidad de señales sísmicas. Con esta información es posible analizar la variación en superficie de parámetros sísmicos y la respuesta espectral de los suelos en donde se localizan las estaciones.

A lo largo de los últimos 15 años, se han realizado estudios detallados de los suelos de Bogotá, donde se ha determinado el comportamiento dinámico de los mismos y el efecto que tiene la respuesta sísmica local de los estratos geotécnicos sobre las edificaciones. Un ejemplo detallado de este tipo de estudios se muestra en (Carrasco y Cardozo, 2015). Así mismo, según la base de datos recabada por el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias de la ciudad de Bogotá, (FOPAE), (SIRE, 2008), se realizaron para la fecha, desde instaurada la microzonificación original de finales de los años 2000, (Alcaldía de Bogotá, 2001), más de 200 estudios diferentes de amenaza local considerando varios escenarios de amenaza sísmica en cada zona particular. Simultáneamente mediante el Decreto 523 de 2010, (Alcaldía de Bogotá, 2010), entró en vigencia la actual microzonificación sísmica que dividió la ciudad en 16 zonas tal como se estimó a partir de estudio del FOPAE (FOPAE, 2010).

Teniendo en cuenta el registro de los sismos de Quetame del año 2008 (Ingeominas, 2008) y la Mesa de los Santos del año 2015 (SGC, 2015), en el presente estudio se pretende conocer cuál es la respuesta sísmica de 6 edificaciones de acero resistentes a momento o arriostrados con alturas de 5, 12 y 20 pisos. Para cada edificación el sismo será analizado en las 3 direcciones x, y y z, llegando a identificar en que zonas de Bogotá se presentan las mayores derivas y por consiguiente el nivel de daño; todo esto se hará mediante un análisis dinámico no lineal.

Como antecedentes de investigaciones afines, se tiene que utilizando las señales filtradas por suelo blando de estudios como (Zárate et al., 2005) los investigadores reportaron en Ruiz et ál. (2008) análisis no lineales dinámicos sobre pórticos planos de edificios de varias alturas existentes en Bogotá y los sometieron a señales sísmicas en roca y filtradas por estos estratos de suelo blando. Este trabajo dio las primeras tendencias sobre las zonas de la ciudad más demandantes para edificios en función de su altura y las condiciones del suelo (efectos de sitio). Posteriormente, en la referencia Ruiz et ál. (2008), se tomaron señales filtradas por suelos blandos de Bogotá así como de zonas cercanas a los cerros, mostrando que edificaciones altas tendrán un mayor nivel de daño en estratos de suelo blando que en estratos rocosos. Posteriormente, (Pinzón y Ruiz, 2009), utilizaron estos mismos pórticos planos y los sometieron a las señales obtenidas por la Red de Acelerómetros de Bogotá del sismo de Quetame del año 2008 (Ingeominas, 2008). Este último trabajo ahondó en el tema ya que se pudieron usar señales de un sismo real en el análisis de edificaciones considerando toda la ciudad. No obstante, una de las recomendaciones de este último estudio, fue la necesidad de realizar análisis no lineales tridimensionales de las edificaciones. Por esta razón en (Ruiz et al., 2012) se llevó a cabo un análisis tridimensional no-lineal de edificaciones reales sometidos a los registros de un evento real registrado por los diversos acelerómetros de la ciudad de Bogotá. Esto resultó ser inédito ya que correspondió a la evaluación de estructuras sometidas a análisis no-lineal y tridimensional de un sismo real que no fue escalado ni modificado de ninguna forma. En Bernal et. al. (2015) se realizó un estudio similar pero para otro sismo ocurrido a una mayor distancia que el de Quetame y que también fue registrado por la Red de acelerómetros de Bogotá (Sismo de la mesa de los Santos). Sin embargo, la totalidad de las investigaciones hechas a la fecha se han considerado edificaciones de concreto reforzado. Por esto el presente estudio corresponde a una innovación en los análisis realizados por cuanto se extendió la evaluación a edificaciones de acero estructural y con modelaciones no lineales dinámicas. De una manera análoga pero en estructuras de acero, utilizando registros históricos de gran importancia, fue posible determinar que pórticos de acero sometidos a señales sísmicas de importancia (Northridge, Loma Prieta, Imperial Valley), centran los mecanismos de falla deseados (objeto de un buen diseño sismo resistente de acero), deben ocurrir en las vigas, en especial en la zona protegida (unión viga-columna), y de una manera menos probable en columnas (Sultana y Youssef, 2016). Sin embargo, este mecanismo deseado de falla se mantiene solo de manera teórica, debido a que la deriva inelástica aumenta rápidamente fruto de la inestabilidad lateral.

2. Materiales y metodos

2.1. Materiales y cargas de diseño

En la (Tabla 1), se muestra los parámetros mecánicos del acero usado (ASTM A572 GR50), y en la (Tabla 2) las magnitudes de las cargas muertas y en la (Tabla 3) las magnitudes de las cargas vivas, utilizadas para la modelación de la estructura:



Tabla 1. Características de los materiales usados para vigas y columnas

Parámetro	Unidad	ASTM A572 GR50
Esfuerzo de fluencia (Fy)	MPa	345
Esfuerzo último (Fu)	MPa	400
Módulo de elasticidad (E)	MPa	200,000

Tabla 2. Cargas muertas utilizadas en el diseño de la edificación

Parámetro	Unidad	Carga Muerta
Peso de la placa	kN/m ²	3.53
Steel Deck	kN/m ²	0.09
Muros divisorios	kN/m ²	2.94

Tabla 3. Cargas vivas utilizadas en el diseño de la edificación

Parámetro	Unidad	Carga Viva
Uso residencial	kN/m ²	1.8

Las magnitudes de estas cargas impuestas corresponden a las indicadas en la normativa colombiana vigente, para edificaciones de tipo residencial (AIS, 2010). Es importante anotar que la norma NSR-10 (AIS, 2010), en cuanto al diseño sísmico se refiere, obedece a una adaptación al contexto local del documento ATC-63 (Applied Technology Council), (ATC, 2009), con aspectos puntuales del NEHRP, (National Earthquake Hazard Reduction Program), (FEMA, 1998) y (FEMA, 2000).

2.2 Sismos

Se eligieron dos sismos, el sismo de Quetame registrado en el año 2008 (Ingeominas, 2008) y el sismo de la Mesa de los Santos registrado en el año 2015 (SGC, 2015), dado que estos dos registros tuvieron una magnitud mayor a 5.0 en la escala local de Richter, en todo el territorio colombiano (Bernal, 2015).

2.3 Diseño de las edificaciones

Las edificaciones se diseñaron de acuerdo con la NSR-10 (AIS, 2010) y se tomaron los espectros de diseño de la microzonificación sísmica del año 2010, Lacustre – 500 y Piedemonte – B. Se diseñaron 6 edificaciones dos de 5, dos de 12 y dos de 20 pisos de altura con perfiles tipo W, tanto para vigas como para columnas y el sistema de losa de entrepiso se estableció tipo “Steel deck” o losa colaborante.



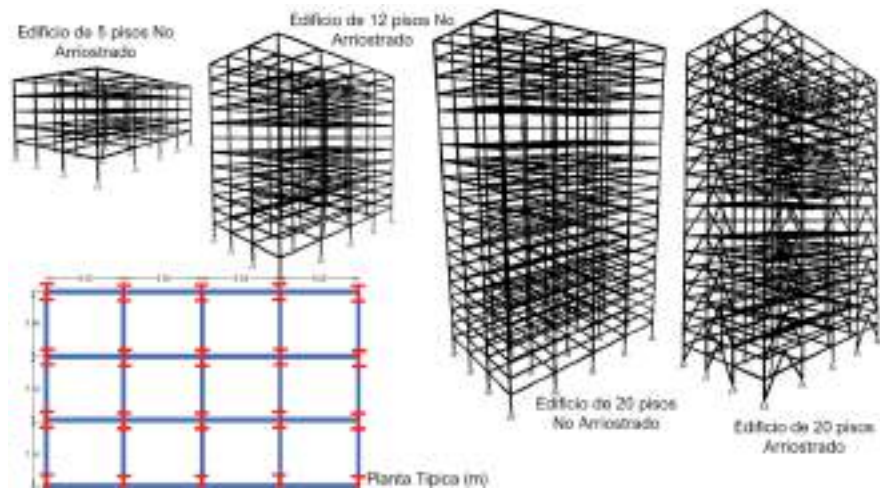


Figura 1. Esquemas estructurales y planta típica de las estructuras estudiadas, (Adaptado de García, 1996)

En la (Figura 1), se observa la planta utilizada para el diseño de las 6 edificaciones que se tipifican también, en el sentido X, se tienen cuatro (4) luces de 9 metros y en el sentido Y, se tienen tres (3) luces de 7.5 metros, la losa se tomó en una dirección donde los pórticos cargueros son los ubicadas en la dirección X. Los parámetros de diseño fueron deriva global y demanda mecánica de capacidad, proveniente de las combinaciones de carga

2.4 Espectros de diseño

Se seleccionaron dos espectros de diseño que corresponden el de mayor y menor aceleración que se presentan en la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá. Dichos espectros corresponden a PIEDEMONTES B con una aceleración espectral de 0.713 g y LACUSTRE – 500, con una aceleración espectral de 0.356 g (Ver Figura 2).

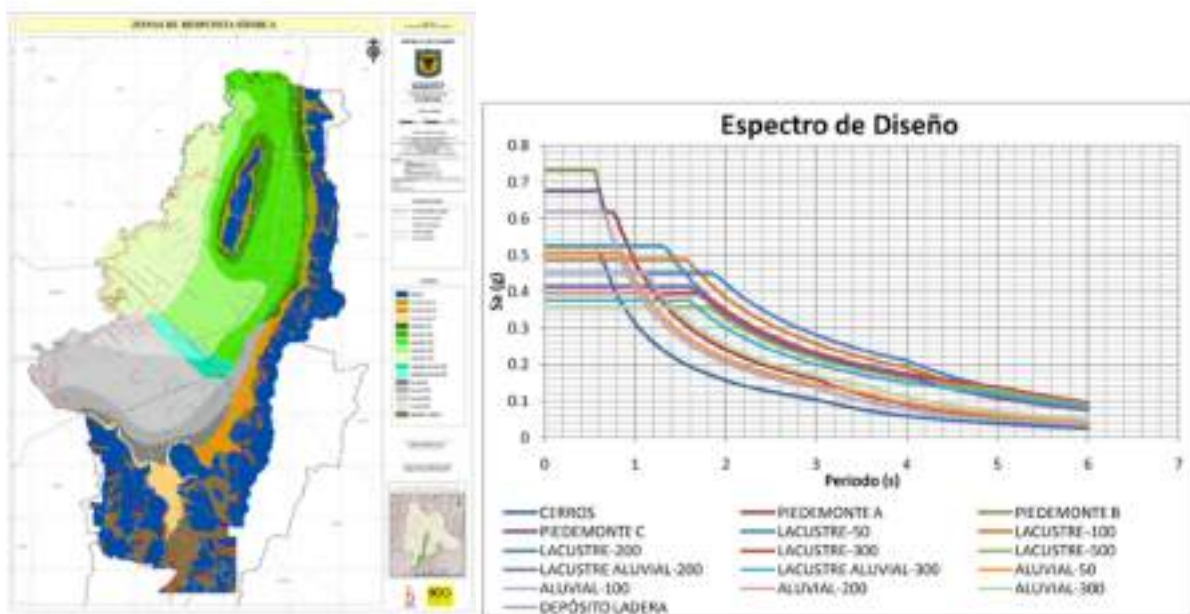


Figura 2. Espectros de diseño de la Microzonificación Sísmica de Bogotá. Adaptado de (Ruiz et al., 2012)



2.5 Diseño de elementos estructurales

Las edificaciones se diseñaron de acuerdo con la normativa colombiana de diseño y construcción sismo-resistente NSR-10 (AIS, 2010). Así mismo, se consideraron para el diseño las siguientes referencias: ANSI/AISC 360 (AISC, 2016), ANSI/AISC 358 (AISC, 2016a), ANSI/AISC 341 (AISC, 2016b) y (Brockenbrough, 1998). Las edificaciones de 5 pisos no necesitaron arrostros en la edificación, para controlar la demanda de máxima deriva, sin embargo las edificaciones de 12 y 20 pisos de altura necesitaron arrostros en la fachada y en cada uno de los sentidos X y Y, esto para poder controlar los desplazamientos laterales debido a la acción lateral.

Tabla 4. Perfiles utilizados en los elementos estructurales para las edificaciones analizadas

Elemento	Perfil	Edificación diseñada con el espectro Lacustre – 500			Edificación diseñada con el espectro Piedemonte - B			Eje
		5 pisos	12 pisos	20 pisos	5 pisos	12 pisos	20 pisos	
Viguetas	W 10 x 33	X			X			
	W 10 x 12		X	X		X	X	
Vigas	W 12 x 53	X			X			
	W 12 x 14		X	X		X	X	
Columnas	W 36 x 135	X						A1, B1, C1, D1, B4, C4, A5, D5.
	W 36 x 231	X						B2, C2, A3, D3, B5, C5.
	W 30 x 90	X						A2, D2, A4, D4.
	W 36 x 256	X						B3, C3.
	W 36 x 232				X			A1, B1, C1, D1, B4, C4, A5, D5.
	W 36 x 305				X			B2, C2, A3, D3, B5, C5.
	W 30 x 136				X			A2, D2, A4, D4.
	W 36 x 361				X			B3, C3.
	W 14 x 283					X		B2, B3, B4, C2, C3, C4.
	W 14 x 311					X		A3, D3.
	W 14 x 398					X		A2, A4, D2, D4.
	W 14 x 426					X		B1, C1, B5, C5.
	W 14 x 500					X		A1, D1, A5, D5.
	W 14 x 211		X					B1, C1, B5, C5.
	W 14 x 311		X					A3, D3.
	W 14 x 398		X					A2, A4, D2, D4.
	W 14 x 426		X					B2, B3, B4, C2, C3, C4.
	W 14 x 500		X					A1, D1, A5, D5.
	W 14 x 398				X			B2, B3, B4, C2, C3, C4.
	W 14 x 550				X			A3, D3.
	W 14 x 605				X			B1, B5, C1, C5.
	W 14 x 730				X			A1, A2, A4, A5, D1, D2, D4, D5.
	W 36 x 411						X	B1, B2, B3, B4, B5, C1, C2, C3, C4, C5.
	W 14 x 426						X	A3, D3.
	W 14 x 605						X	A2, A4, D2, D4.
	W 14 x 730						X	A1, A5, D1, D5.
Riostras en X	W 10 x 33		X			X		
	W 10 x 88						X	
Riostras en Y	W 12 x 96			X				
	W 10 x 56					X		
	W 12 x 96			X				
	W 10 x 49		X					



En la (Tabla 4), se muestra un resumen de los perfiles estructurales utilizados en cada una de las edificaciones analizadas y el eje de localización preferente de dicho perfil, siguiendo los ejes indicados en la (Figura 1).

2.6 Diseño de conexiones

Se evaluaron y diseñaron tres conexiones por edificio, para un total de 18 conexiones: una conexión en el piso más alto, una en el piso intermedio y una en el primer piso. Para ello se siguieron los lineamientos establecidos en los siguientes documentos: NSR-10 (AIS, 2010), ANSI/AISC 360 (AISC, 2016), ANSI/AISC 358 (AISC, 2016a) y ANSI/AISC 341 (AISC, 2016b). Es importante anotar que todas las conexiones analizadas fueron las del pórtico del eje 1. Esto con el fin de garantizar que el punto crítico de cada elemento no fueran las conexiones sino la sección transversal; es decir para garantizar que se generaran rotulaciones en vigas, columnas y riostras y no fallas en las conexiones.

Para las edificaciones de 5 pisos se emplearon puntos de control en los pisos 1, 3 y 5; para la edificación de 12 pisos de altura los puntos de control fueron los pisos 1, 6 y 12, y para la edificación de 20 pisos los puntos de control se ubicaron en los pisos 1, 10 y 20.

Se revisó si las combinaciones de carga superaban el cortante con la cual ocurre el desgarramiento, esta revisión se llevó a cabo para las 18 conexiones. Se utilizaron conexiones de placa extrema típica (tipo end plate), estas conexiones son precalificadas para sistema de resistencia sísmico con placas de extremo de cuatro pernos, según AISC 360/358 y 341. En la (Tabla 5), se muestra un resumen de la conexión típica para los edificios de 5, 12 y 20 pisos de altura:

Tabla 5. Detalles de conexión típica

Elemento	Perfil	Elemento
Diámetro de tornillos	1 1/2 pulg	Diámetro de tornillos
Grado tornillos	A325	Grado tornillos
Espesor placa extremo	32 mm	Espesor placa extremo

Para evaluar el desgarramiento entre la platina extrema y la columna se evaluó el estado límite de desgarramiento por concentración de esfuerzos en perforación estándar, de acuerdo a la AISC 360/358 J.3.10, dando como resultado demandas mayores a medida que el edificio era de menor altura.

Tabla 6. Detalles de conexión típica

Edificación	Espectro de diseño	Cortante de desgarramiento (kN)
20 pisos	LACUSTRE-500	12218
20 pisos	PIEDEMONTTE-B	12218
12 pisos	LACUSTRE-500	3586
12 pisos	PIEDEMONTTE-B	3586
5 pisos	LACUSTRE-500	1969
5 pisos	PIEDEMONTTE-B	3909

En la (Tabla 6). Se muestran los diferentes valores calculados de capacidad al desgarramiento en las conexiones, los cuales se evaluaron con respecto a los resultados encontrados en los análisis dinámicos no lineales.

2.7 Peso estructural

El peso total de las edificaciones se obtuvo al tener en cuenta el peso de los elementos estructurales (columnas, vigas, viguetas, riostras), y se obtuvo de manera automática del software de elementos finitos ETABS®.



En la (Tabla 7) se presenta el resumen de los pesos de los edificios, donde se observan los cambios correspondientes al diseño en función de la demanda sísmica.

Tabla 7. Peso total de las edificaciones en función de la altura y de la demanda sísmica

Building Story height	Units	Weight	Spectrum	kN/m²
5	<i>kN</i>	2999.5	<i>Lacustrine</i>	7.41
5	<i>kN</i>	29616.4	<i>Foothill</i>	7.31
12	<i>kN</i>	69784.1	<i>Lacustrine</i>	7.18
12	<i>kN</i>	69677.1	<i>Foothill</i>	7.17
20	<i>kN</i>	122667.1	<i>Lacustrine</i>	7.57
20	<i>kN</i>	122101.4	<i>Foothill</i>	7.54

2.8 Señales sísmicas estudiadas.

Por medio de las estaciones de la RAB, se obtuvieron los registros de aceleraciones para los sismos de Quetame en el año 2008 (Ingeominas, 2008) y de la Mesa de los Santos en el año 2015 (SGC, 2015). En la actualidad la RAB cuenta con 30 estaciones distribuidas en la ciudad para tener un registro amplio de las actividades sísmicas presentadas, tal como se indica en la (Figura 3), donde se muestra el mapa de Bogotá con la ubicación de las estaciones que registraron el sismo de Quetame y de la Mesa de los Santos.

Como ejemplo de uno de los registros usados se muestra en la (Figura 3), el registro para el sismo de Quetame y de la Mesa de los Santos, de acuerdo con la estación Jardín Botánico.

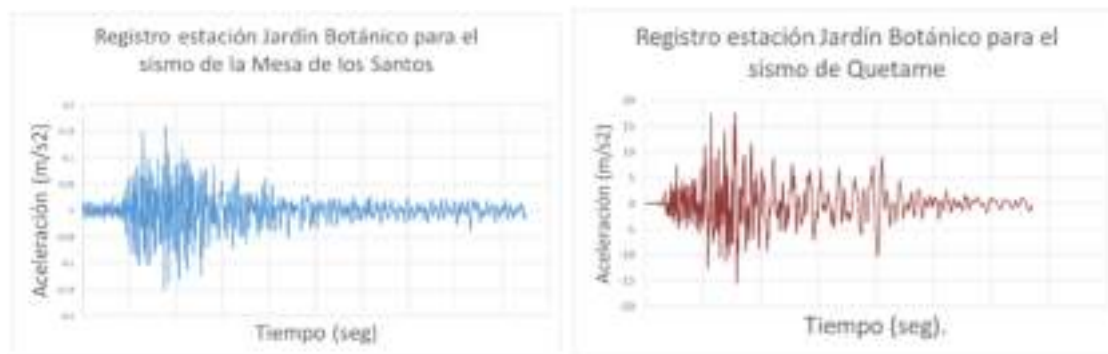


Figura 3. Registro estación Jardín Botánico

Durante el sismo de Quetame del año 2008 la RAB registro en 26 estaciones la historia de aceleraciones y para el sismo de la Mesa de los Santos del año 2015 se tuvo registro de 28 estaciones, las cuales fueron utilizadas para el análisis Ver (Figura 4).



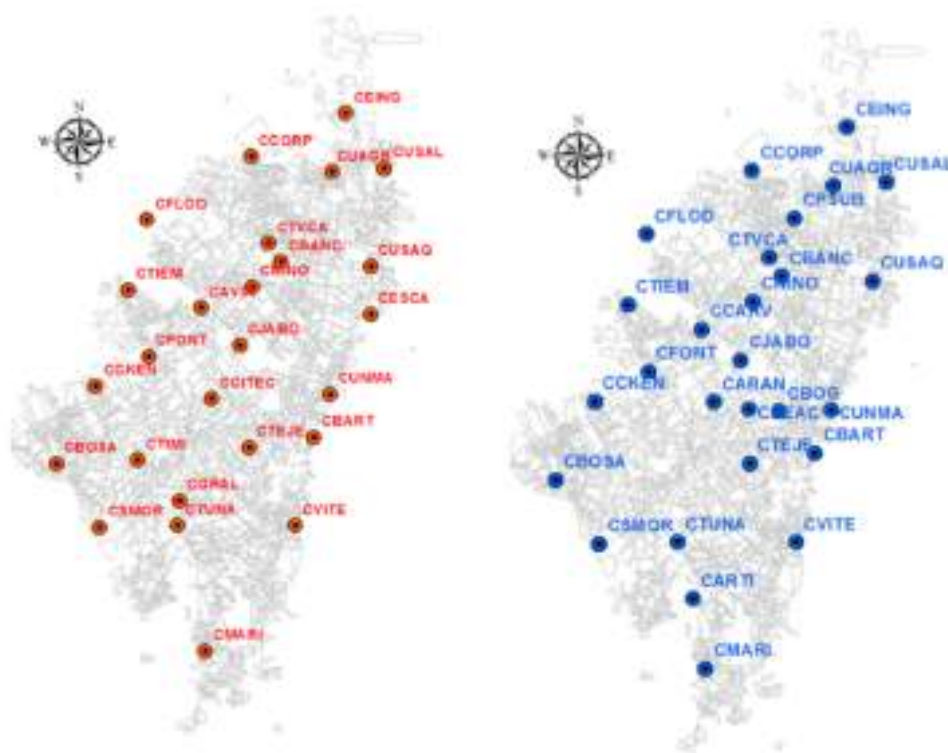


Figura 4. Estaciones de la RAB que registraron el sismo de Quetame (izquierda) y de los Santos (derecha) en la ciudad de Bogotá

2.9 Modelación no lineal

Se utilizó el software de elementos finitos ETABS®, con el fin de ejecutar el análisis no lineal en las edificaciones de acero, siguiendo los lineamientos del FEMA 356 (FEMA, 2000), generando los casos de análisis acorde a las señales registradas para cada uno de los eventos sísmicos y reportando la formación teórica de rótulas plásticas en los elementos vigas, columnas y arrojamientos, según ASCE 41 -13, para evaluar el nivel de daño simulado en cada caso. Aunque existen metodologías que sugieren que es posible no requerir este tipo de complejidad en la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura sometida a una señal sísmica (Montuori et al., 2020), para el presente estudio se hace necesario dada la complejidad de los suelos de la ciudad de Bogotá, la cual ha sido estudiada de manera local y existen espectros de diseño para cada sector de la ciudad.

Para la modelación se incorporaron las 81 señales sísmicas para el sismo de la mesa de los Santos y las 78 para el sismo de Quetame. Cada estación está compuesta por tres señales que corresponden a los sentidos nort-sur, este-oeste y vertical, a partir de la función "Time History" de ETABS®, este mismo procedimiento se realizó con cada una de las señales registradas por la RAB, en total se incorporaron al modelo 159 funciones para los dos sismos analizados.

Para el análisis no lineal se definieron 27 casos de análisis no lineal dinámico para el sismo de la mesa de los Santos y 26 para el sismo de Quetame y un caso inicial, estático no lineal, con una distribución de 100% carga muerta y 25% carga viva, el cual sirvió como condición inicial para cada uno de los casos de análisis no lineal.

3.Resultados

Con base en los desplazamientos máximos se establecieron mapas de demanda, de acuerdo con la posición de cada una de las estaciones de la RAB, tomando como referencia el mapa de la ciudad de Bogotá para las derivas en el sentido Y, derivas en el sentido X y derivas totales. Las derivas totales se calcularon con la raíz de la suma de los cuadrados de cada una de las derivas obtenidas en cada sentido X y Y, para una mejor comprensión de los resultados.

3.1 Derivas para el Sismo de la Mesa de los Santos (2015)

3.1.1 Edificación tipo de 5 pisos.

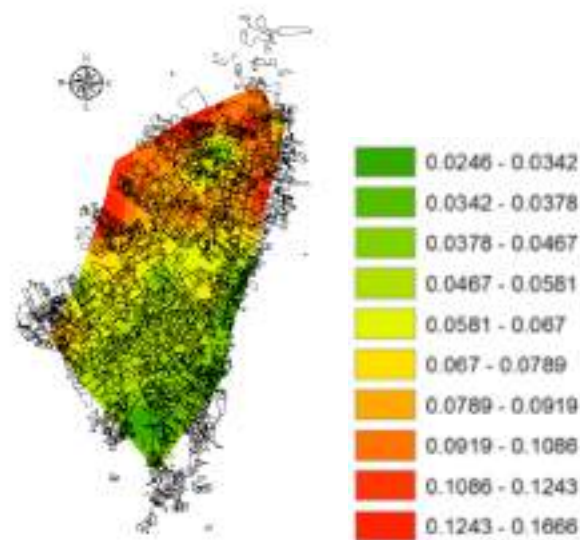


Figura 5. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte –B

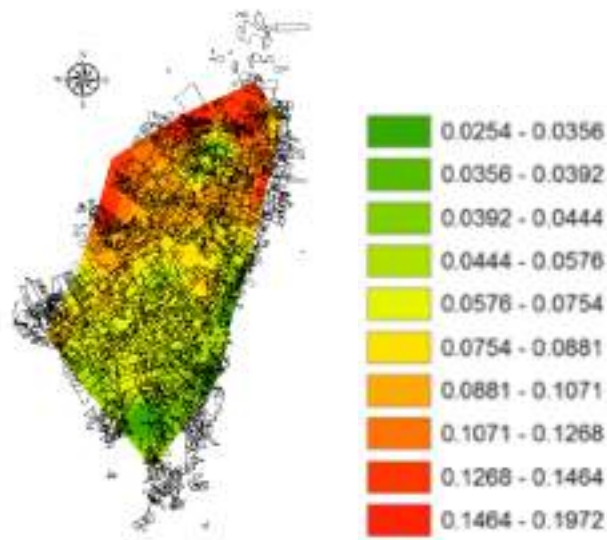


Figura 6. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

En la (Figura 5), se muestra el mapa con la distribución de las derivas máximas totales obtenidas para la edificación de 5 pisos, de acuerdo con el espectro de diseño Piedemonte B. En la (Figura 6), se muestra el mapa con la distribución de las derivas máximas totales obtenidas para la edificación de 5 pisos diseñada con el espectro Lacustre – 500, en donde se puede observar que en las zonas norte, nor-occidental y nor-oriental, se presentan los mayores niveles de derivas, las cuales corresponden a las estaciones de club el tiempo (CTIEM), parque la florida (CFLOD), universidad Corpas (CCORP), Escuela colombiana de ingeniería (CEING), universidad Agraria (CUAGR) y colonia escolar Usaquén (CUSAQ), estas estaciones en su mayoría se encuentran en suelos blandos exceptuando la estación de CUSAQ que se encuentra en la transición de las zonas Piedemonte – A y Lacustre – 100.



En la zona sur y suroriental de la ciudad, se observan niveles de derivas bajos para la edificación de 5 pisos; en las estaciones universidad Manuela Beltrán (CUNMA) y colegio de Kennedy (CCKEN), este comportamiento se puede dar debido a que las edificaciones sin arriostramiento resistentes a momento en acero se deben rigidizar de manera significativa con secciones de gran inercia para cumplir con el requisito de deriva dado en la NSR-10 (AIS, 2010), dando una mayor rigidez a la estructura.

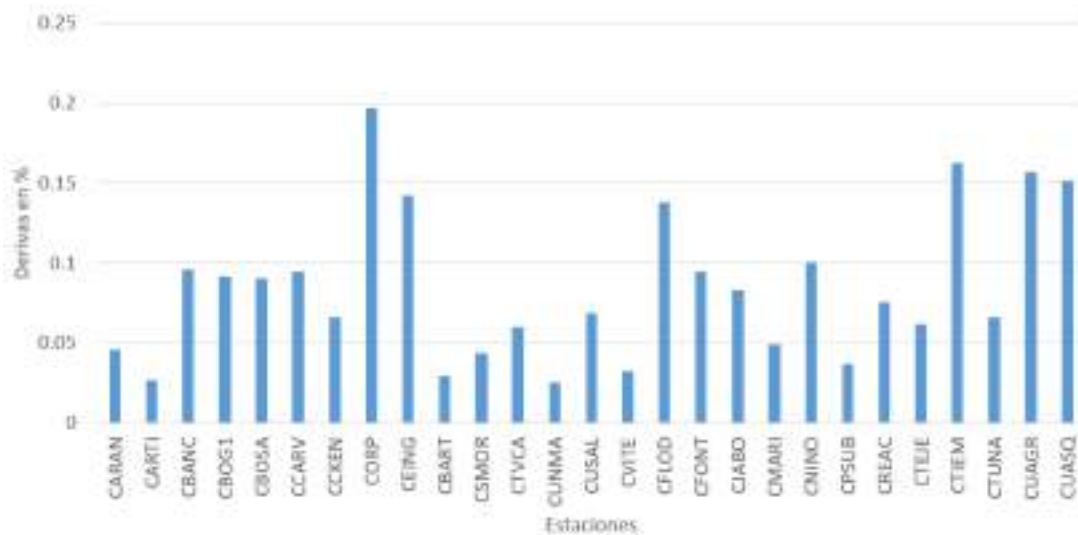


Figura 7. Derivas máximas totales, edificación de 5 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

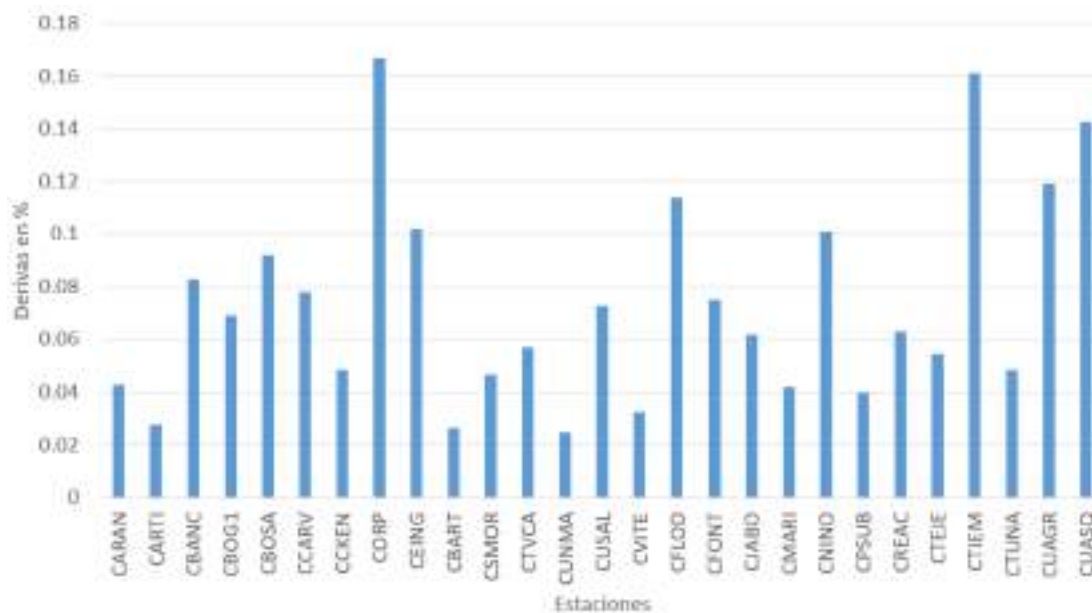


Figure 8. Derivas máximas totales, edificación de 5 pisos diseñada con el espectro Piedemonte-B

Finalmente, las estaciones que coinciden con los niveles más elevados de derivas para el sismo de Quetame y la Mesa de los Santos para edificaciones diseñadas en acero son; club el tiempo (CTIEM), parque la florida (CFLOD), universidad Corpas (CCORP), Escuela colombiana de ingeniería (CEING), universidad Agraria (CUAGR) y colonia escolar Usaquén (CUSAQ) como se puede comprobar en la (Figura 7) y (Figura 8).



3.1.2 Edificación tipo de 12 pisos

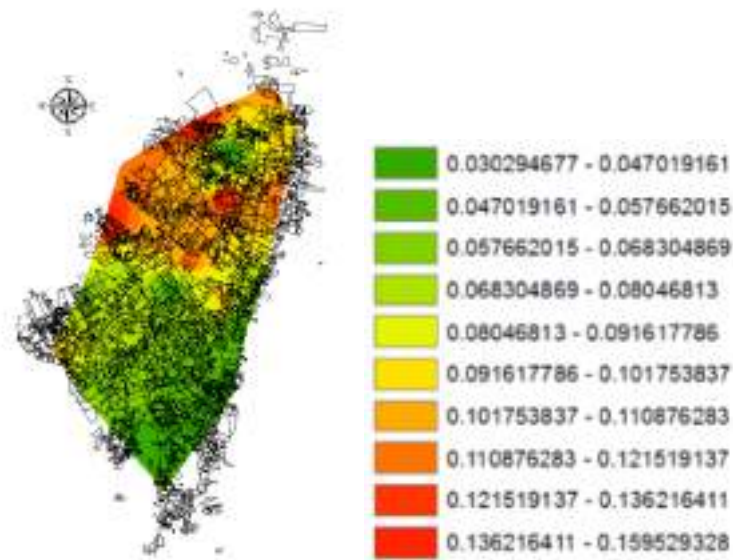


Figura 9. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte –B

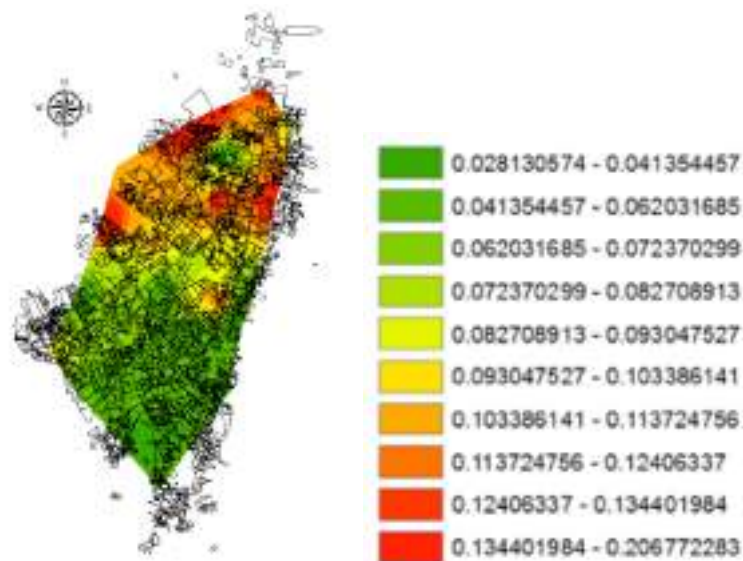


Figura 10. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

Según la (Figura 9) y la (Figura 10), en las zonas norte, noroccidental y nororiental, se presentan los mayores niveles de derivas. Estas zonas se encuentran en suelos blandos exceptuando la estación de CUSAQ que se encuentra en la transición de las zonas Piedemonte – A y Lacustre – 100.

En la zona sur y sur-oriental de la ciudad, se observan niveles de derivas bajos para la edificación de 12 pisos, en las estaciones universidad Manuela Beltrán (CUNMA) y colegio de Kennedy (CCKEN), este comportamiento es similar al presentado en las edificaciones de 5 pisos de altura donde se evidencia las zonas con mayores niveles de derivas siguen siendo las mismas en la ciudad de Bogotá independiente del número de pisos construidos y las cuales corresponden a zonas con estratos de suelo blando o a las zonas lacustre según el mapa de zonificación geotécnica realizado para la microzonificación sísmica de Bogotá según FOPAE (2010).

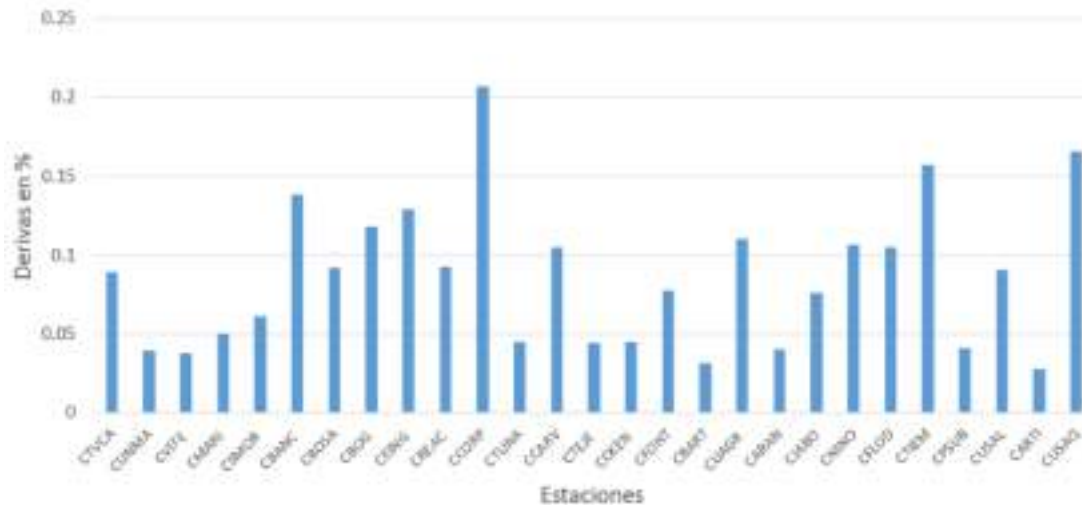


Figura 11. Derivas máximas totales, edificación de 12 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

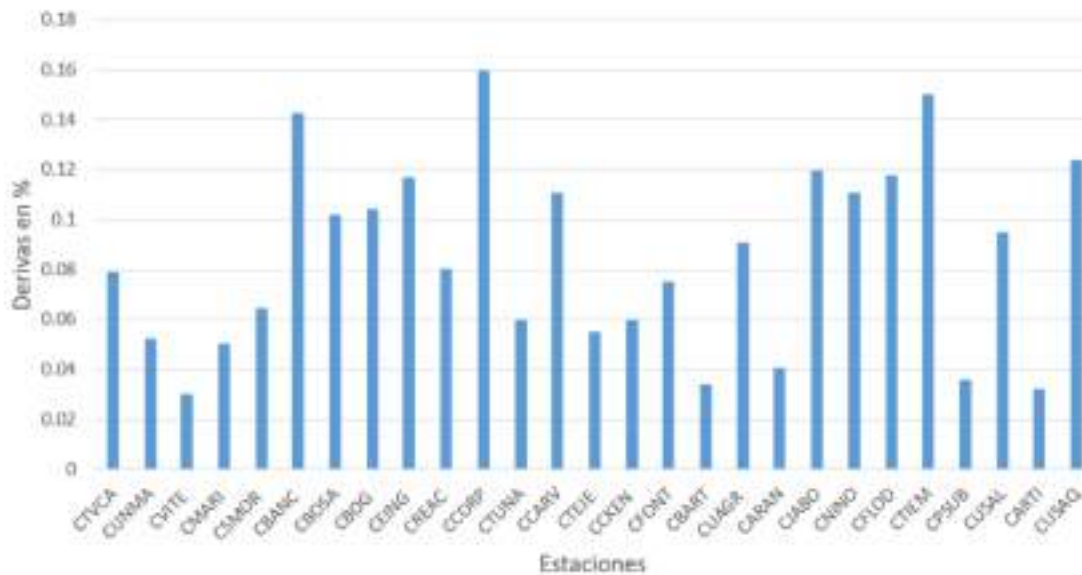


Figura 12. Derivas máximas totales, edificación de 12 pisos diseñada con el espectro Piedemonte-B

Finalmente las estaciones que tienen los niveles más elevados en cuanto a porcentaje de derivas obtenido a partir del análisis dinámico no lineal son las estaciones de banco de la república (CBANC), clínica Corpas (CCORP) y club el Tiempo (CTIEM), que corresponde a zonas de suelos lacustres con profundidades de basamento de entre 150 a 400 metros, sin embargo, se puede ver en la (Figura 11) y la (Figura 12), que todas las derivas se encuentran dentro de los límites establecidos por la NSR-10 (AIS, 2010) que corresponde niveles de deriva inferiores al 1%.



3.1.3 Edificación tipo de 20 pisos

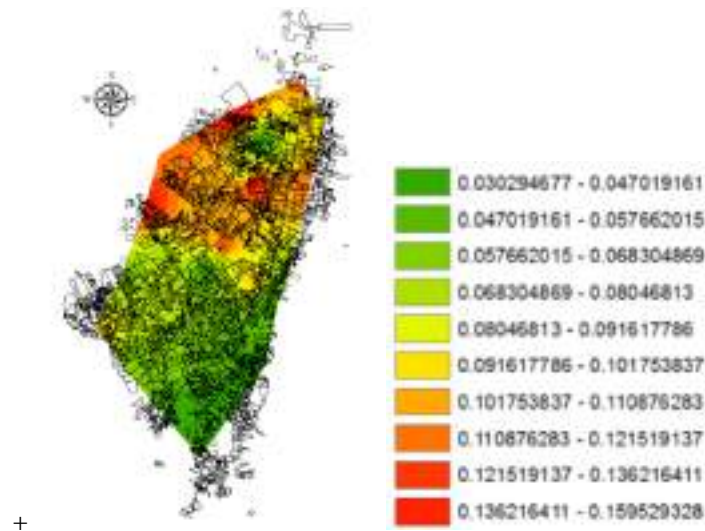


Figura 13. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte –B

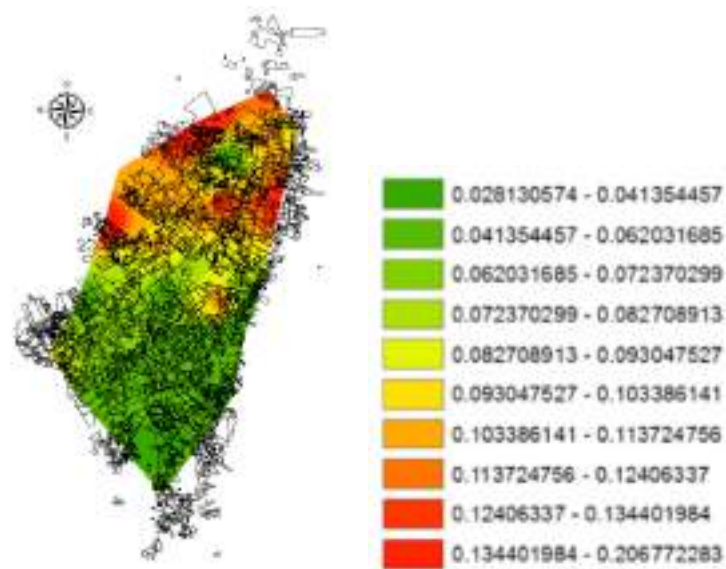


Figura 14. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

Las zonas norte, noroccidental y nororiental, presentan los mayores niveles de derivas al igual que en las edificaciones de 5 y 12 pisos, y de la misma manera que en las edificaciones de 5 y 12 pisos de altura las zonas sur y sur-oriental de la ciudad presenta los niveles de derivas bajos (Ver (Figura 13) para el caso de las derivas debidas al espectro Piedemonte B y (Figura 14) para las derivas debidas al espectro Lacustre 500).

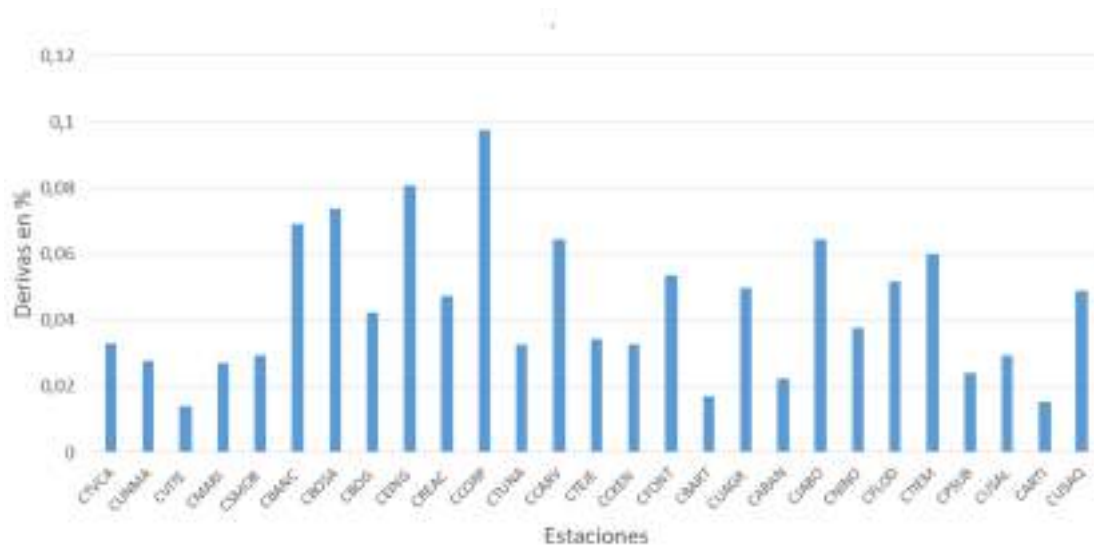


Figura 15. Derivas máximas totales, edificación de 20 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

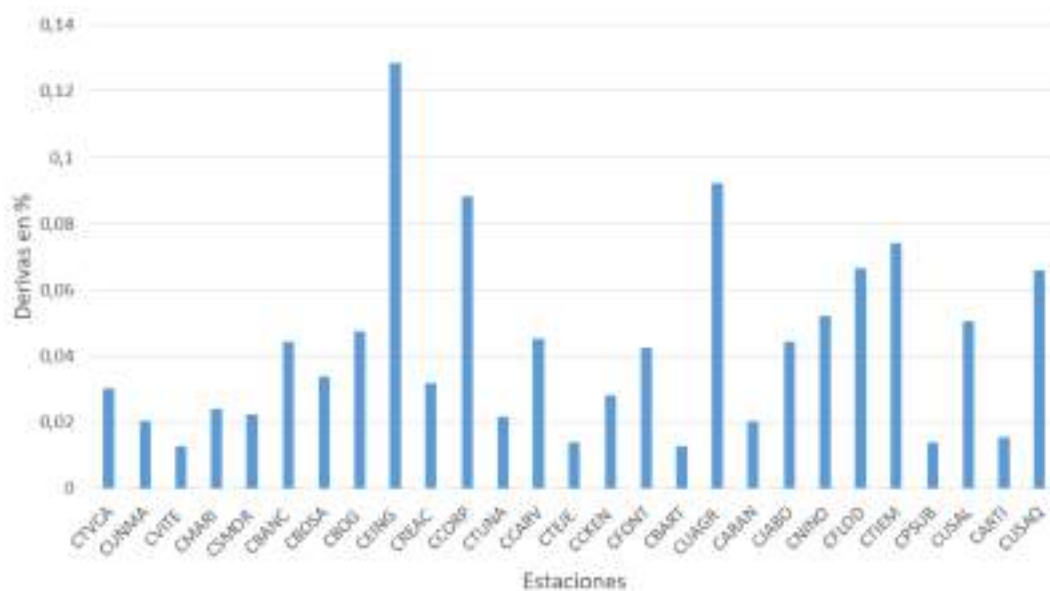


Figura 16. Derivas máximas totales, edificación diseñada de 20 pisos con el espectro Piedemonte-B

Las estaciones que registraron los mayores niveles de derivas corresponden a las ubicadas en donde las profundidades de basamento según, FOPAE (2010), se encuentran entre 150 metros a 400 metros de profundidad independiente del espectro con el que fuera diseñada la edificación, estaciones ubicadas en las zonas orientales donde la profundidad de basamento esta entre 0 – 50 metros se presentan niveles de derivas inferiores en el sector que va desde la escuela de caballería hasta Marichuela. A pesar de lo anterior, las derivas son bajas y esto se puede explicar debido a que las estructuras de acero de mayor altura fueron arriostradas lateralmente con el fin de controlar los desplazamientos laterales Ver (Figura 15) y (Figura 16). La función del arriostramiento lateral, aunque incurre en el uso de material de manera adicional, logra controlar de manera efectiva los desplazamientos totales.

3.2 Sismo de Quetame (2008)



3.2.1 Edificación tipo de 5 pisos

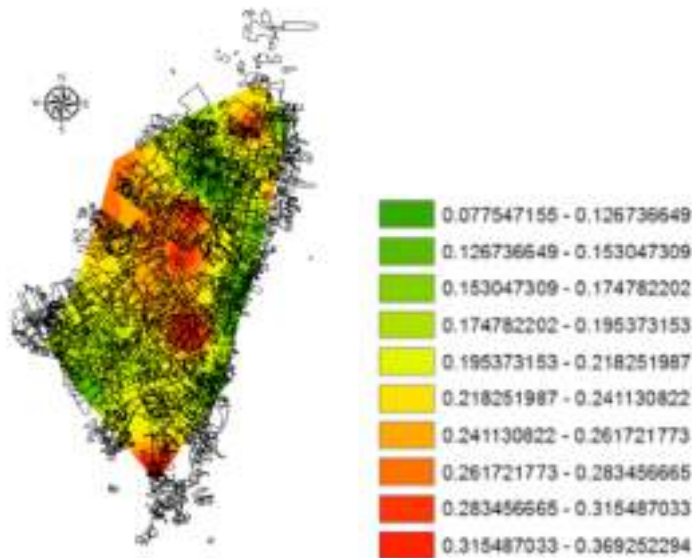


Figura 17. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte –B

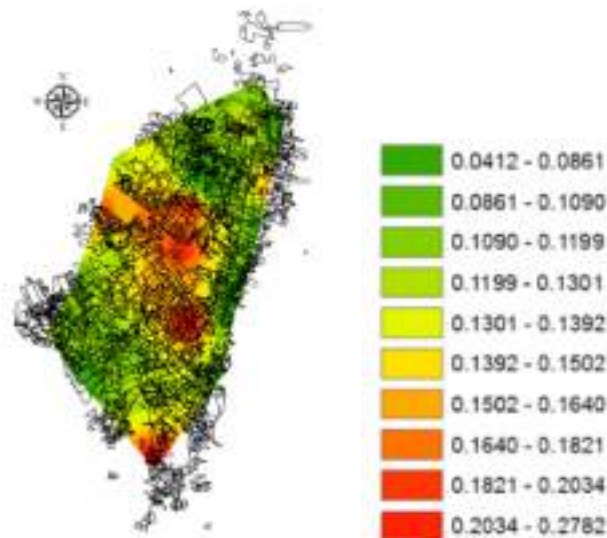


Figure 18. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

En la (Figura 17), se puede observar que, en las zonas sur, occidental y centro de Bogotá, se presentan los mayores niveles de derivas, estas zonas en su mayoría se encuentran en suelos blandos exceptuando zona de Usaquén que se encuentra en la transición de las zonas Piedemonte – A y Lacustre – 100. A diferencia de la (Figura 18), donde se observa que, en las zonas norte, sur, occidental y centro de Bogotá, se presentan los mayores niveles de derivas, al igual que en la edificación diseñada bajo el espectro lacustre – 500, la única zona que no se encuentra en suelo blando es Usaquén (zona nororiental).

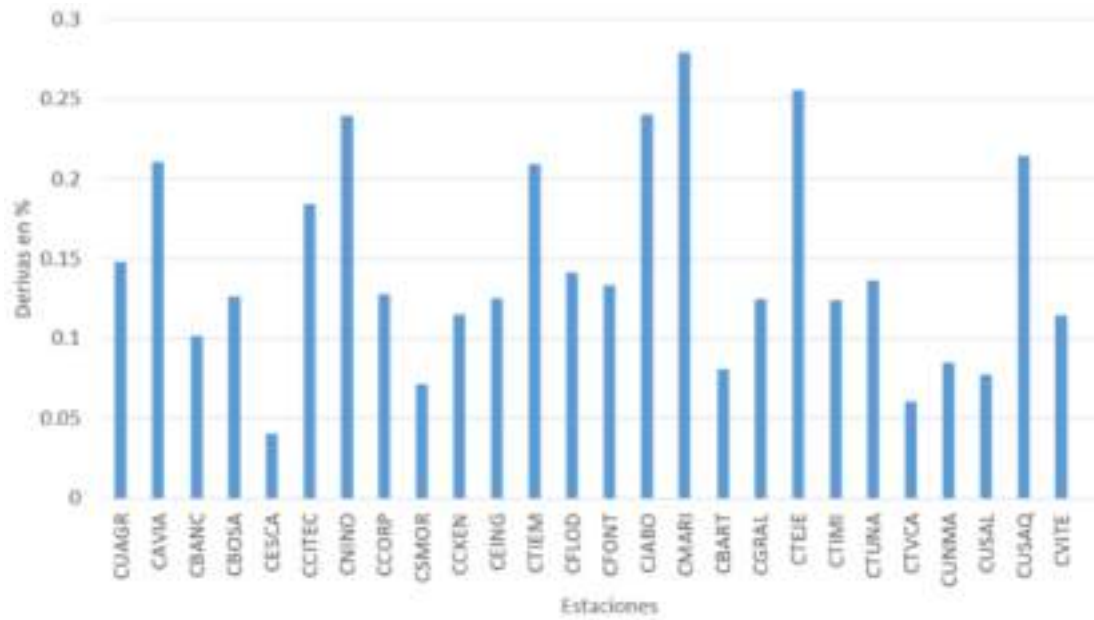


Figura 19. Derivas máximas totales, edificación de 5 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

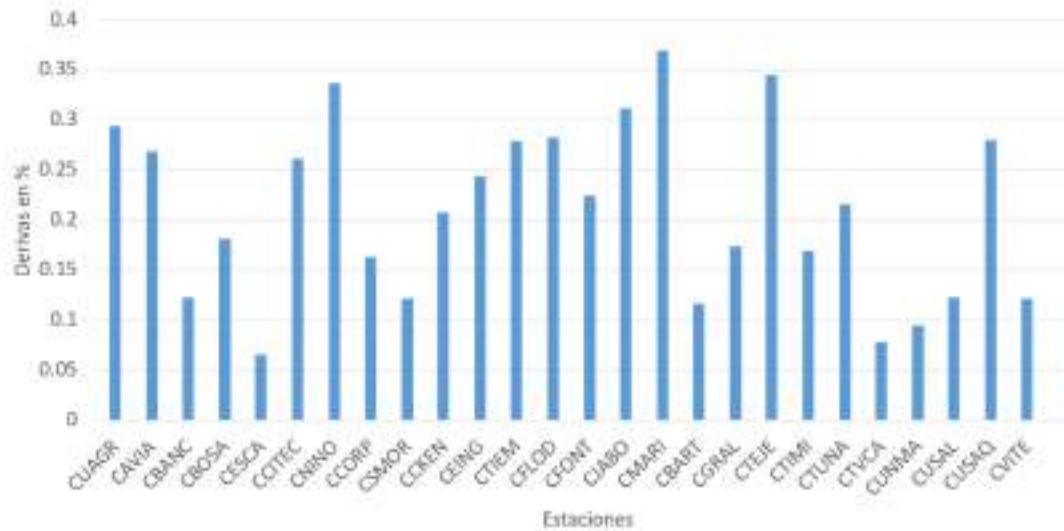


Figura 20. Derivas máximas totales, edificación de 5 pisos diseñada con el espectro Piedemonte-B

Para las edificaciones de 5 pisos, diseñadas bajo los espectros Lacustre-500 y piedemonte – B, las estaciones que presentan mayores niveles de derivas son; bomberos la Marichuela (CMARI), club el tiempo (CTIEM), Centro de estudios del niño (CNINO), jardín botánico (CJABO), Escuela colombiana de ingeniería (CEING), Avianca (CAVIA) y colonia escolar Usaquén (CUSAQ), como se puede comprobar en la (Figuras 19) y (Figura 20). También se puede observar el efecto de mayores demandas de deriva, debido a la mayor fuerza lateral usada para el diseño de la estructura antes de ser sometida a las diferentes señales sísmicas usadas en el presente estudio.



3.2.2 Edificación tipo de 12 pisos

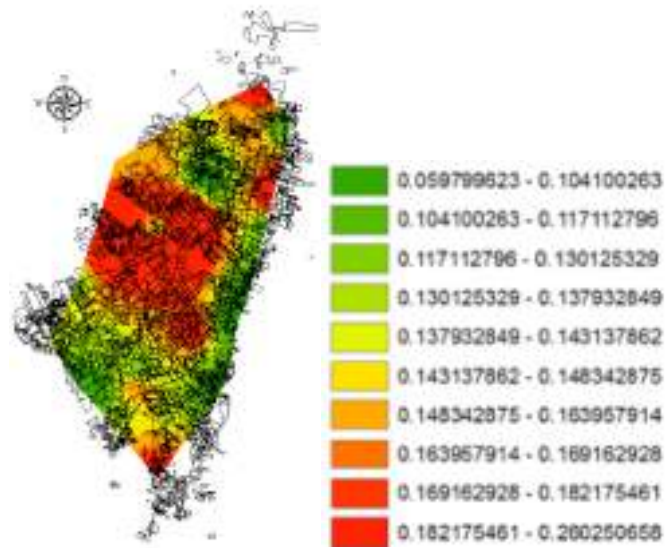


Figura 21. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte –B

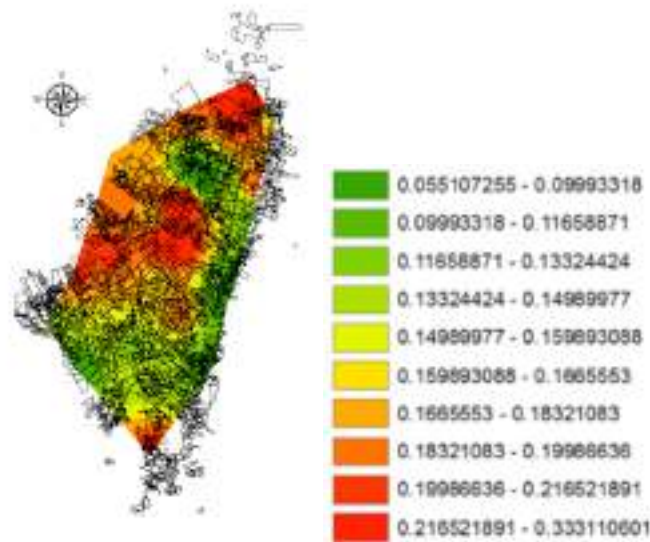


Figura 22. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

En la (Figura 21), se observa que en la zona centro de Bogotá, es donde se presentan los mayores niveles de derivas, sector que se encuentra de occidente a oriente entre el aeropuerto el Dorado y la carrera 30 y de norte a sur entre la calle 80 y la avenida primero de mayo, a zona sur en donde se encuentra ubicada la estación de bomberos la Marichuela (CMARI) al sur de la ciudad tiene niveles de deriva similares a la zona centro junto a la estación colonia escolar Usaquén (CUSAQ), a pesar de que se encuentra en una zona de transición de las zonas Piedemonte – A y Lacustre – 100, al igual que la (Figura 22), la cual tiene la misma distribución de niveles de derivas, a pesar de que son diseñadas para los diferentes espectros.

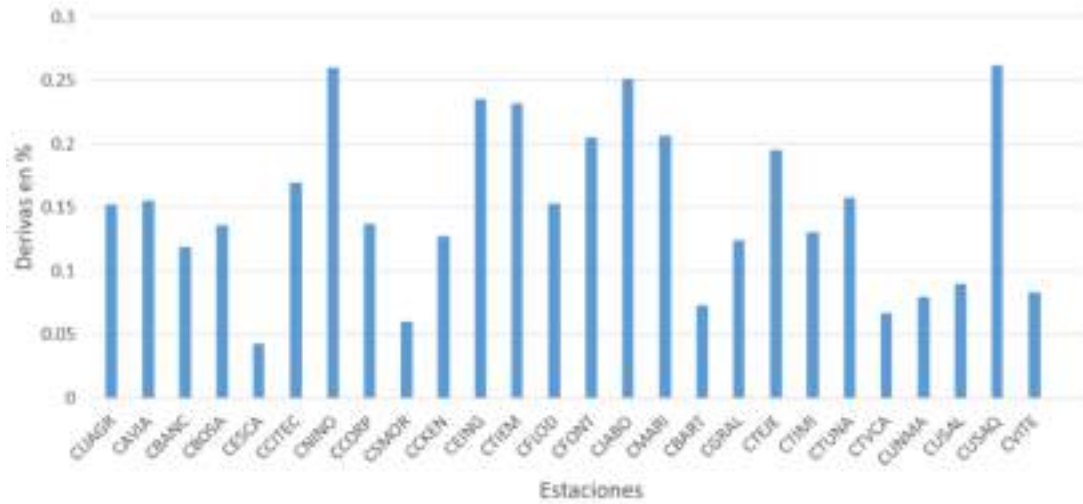


Figura 23. Derivas máximas totales, edificación de 12 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

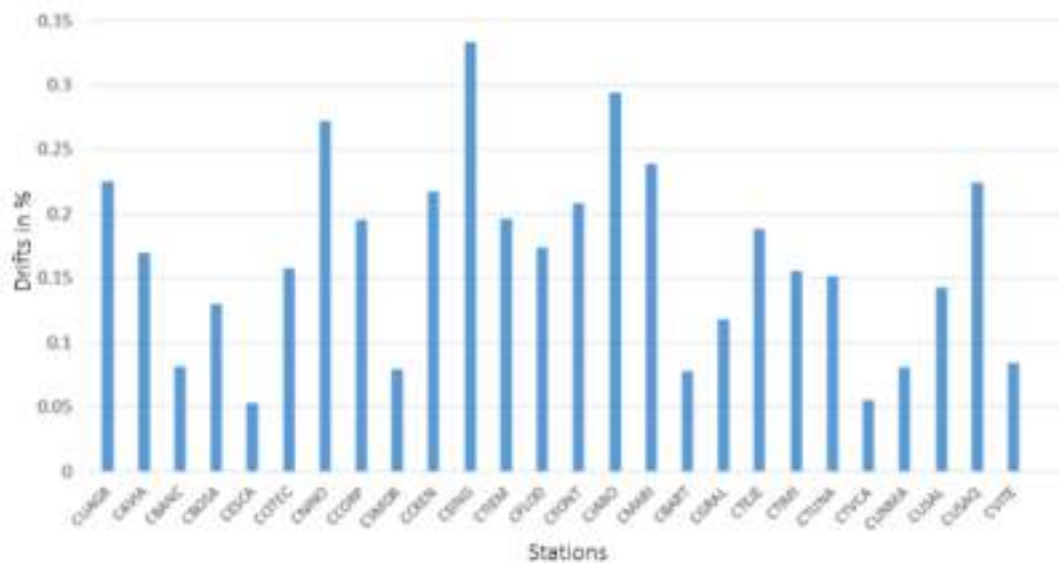


Figura 24. Derivas máximas totales, edificación de 12 pisos diseñada con el espectro Piedemonte-B

Las estaciones con mayores niveles de derivas son Escuela Colombiana de Ingeniería (CEING), Colonia escolar Usaquén (CUSAQ), Clínica del niño (CNINO) y Jardín botánico (CJABO) para los dos espectros de diseño, como se observa en la (Figura 23) y en la (Figura 24).



3.2.3 Edificación tipo de 20 pisos

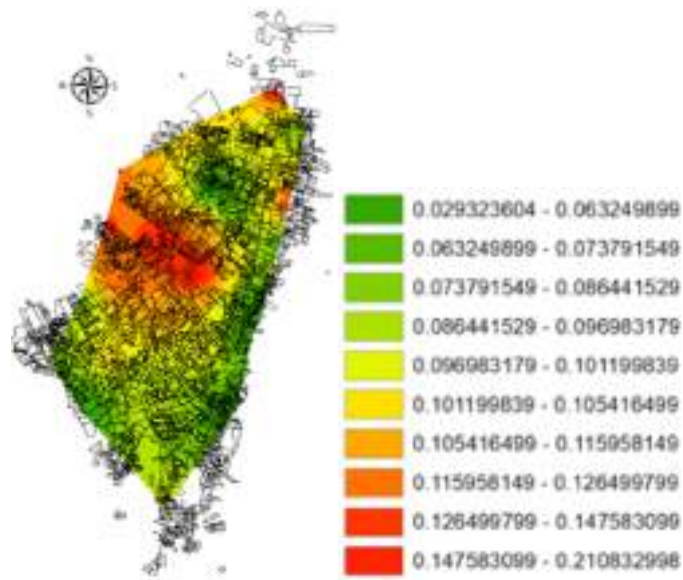


Figura 25. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Piedemonte-B

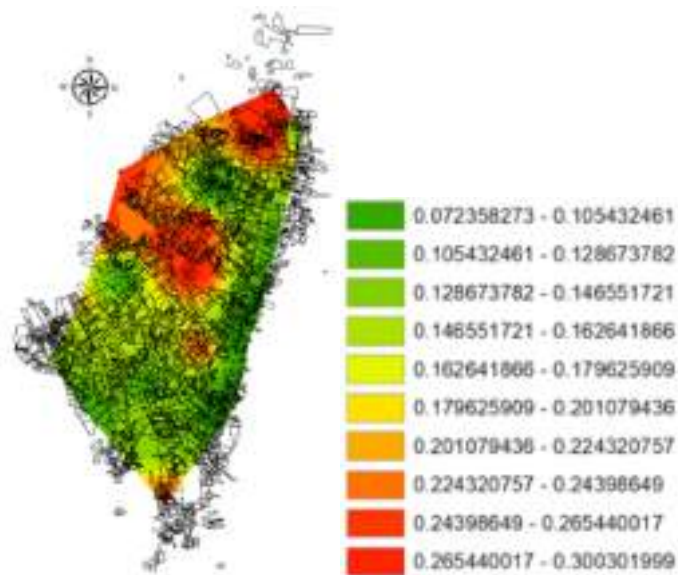


Figura 26. Mapa de derivas máximas totales, edificación diseñada para el espectro Lacustre-500

En las (Figura 25) y en la (Figura 26), se observa que en la zona centro de Bogotá, es donde se presentan los mayores niveles de derivas, además de la zona norte y noroccidental.

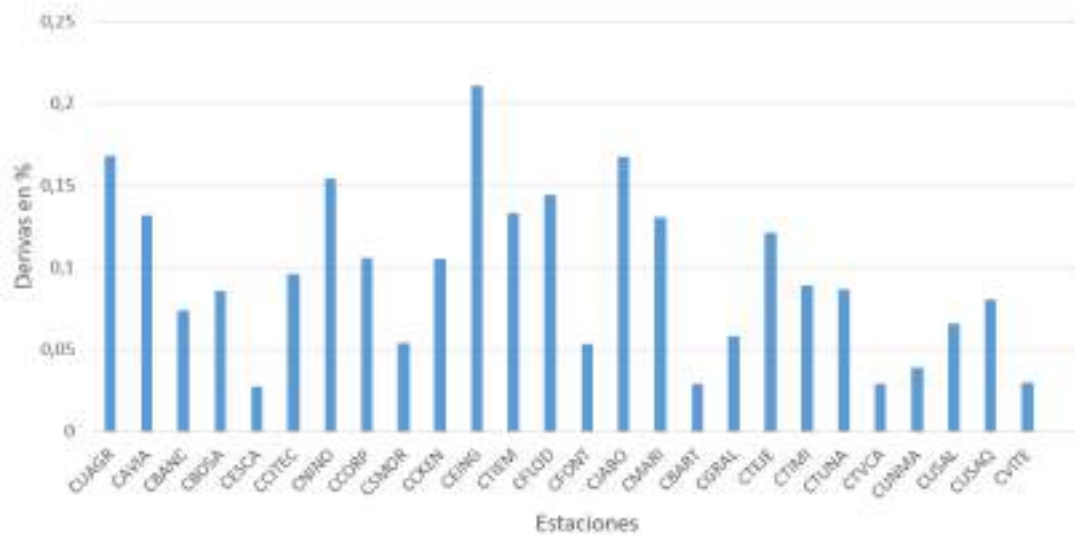


Figura 27. Derivas máximas totales, edificación de 20 pisos diseñada con el espectro Lacustre-500

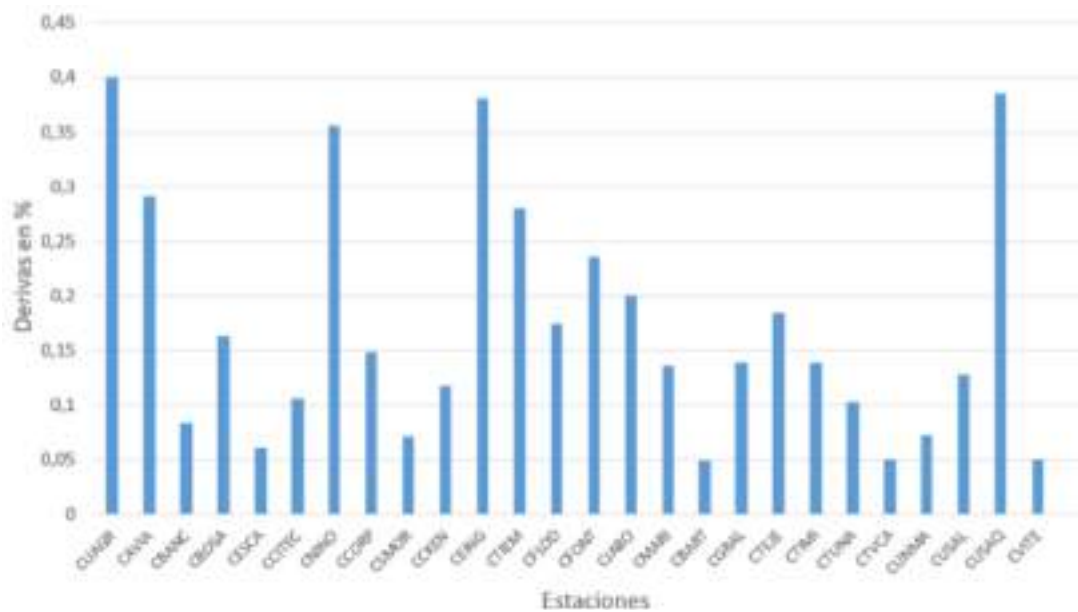


Figura 28. Derivas máximas totales, edificación de 20 pisos diseñada con el espectro Piedemonte- B

Los niveles máximos de derivas que se presentaron en la edificación de 20 pisos de altura Ver (Figura 27) y (Figura 28) sometida al sismo de la Mesa de los Santos se ven reflejados en las estaciones de la universidad Agraria (CUAGR), Clínica del Niño, Escuela Colombiana de Ingenieros y Usaquén para el diseño con el espectro de Piedemonte y para el edificio diseñado bajo el espectro de Lacustre – 500, son universidad Agraria, Clínica del Niño, Escuela Colombiana de Ingenieros y Jardín Botánico.

Los niveles de derivas más bajos tanto para la edificación diseñada con el espectro Lacustre - 500 como para la edificación diseñada con el espectro Piedemonte – B, son Tanques de Vitelma (CVITE), colegio San Bartolomé (CBART) y Escuela Colombiana de Ingeniería (CESCA), las cuales se encuentran ubicadas en los cerros orientales donde la profundidad de basamento esta entre 0 a 50 metros aproximadamente, según los mapas de profundidad de basamento establecidos por FOPAE, (2010).



3.3 Daño e inelasticidad

Luego del análisis dinámico lineal se determinó si existió rotulación o no en los elementos antes mencionados, por lo tanto, fue de suma importancia establecer si los elementos presentaron algún tipo de inelasticidad, sobre todo para las señales sísmicas estudiadas, dado que se encuentran lejos de alcanzar la magnitud del sismo de diseño. Para las edificaciones de 5 y 12 pisos no se generó rotulación alguna para los sismos de Quetame y la Mesa de los Santos, es decir las cuatro edificaciones, dos para el espectro Lacustre-500 y dos para el espectro Piedemonte – B se comportaron en el rango lineal, sin presentar deformaciones permanentes. Sin embargo, para edificaciones típicas de 20 pisos sometidas al evento sísmico de Quetame Ver (Figura 29) y (Figura 30), se presentan rotulaciones de columna, en los pisos superiores.

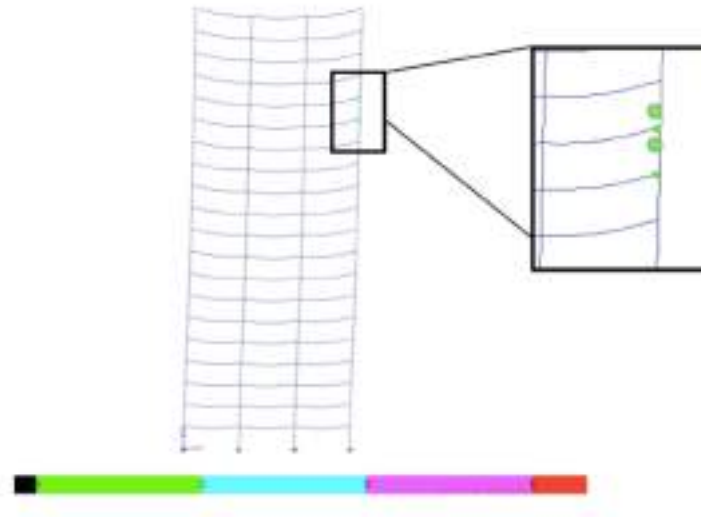


Figura 29. Pórtico rotulado en edificación de 20 pisos para el sismo de la mesa de los santos, estación C-JABO y diseñado bajo el espectro Piedemonte-B

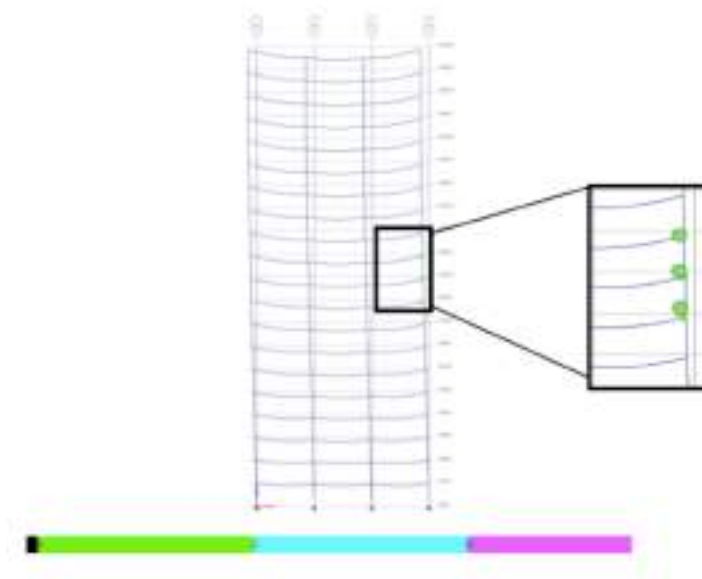


Figura 30. Pórtico D, rotulado en edificación de 20 pisos para el sismo de Quetame, estación C-EING y diseñado bajo el espectro Lacustre-500

Las edificaciones de 20 pisos de altura presentaron rotulaciones únicamente de la fluencia en la sección, es decir, inelasticidad alejada de una disipación de energía elevada.

En la (Tabla 8). Se muestra un resumen de los comportamientos inelásticos presentados en las edificaciones de 20 pisos de altura. Cabe destacar que el 23% de las rotulaciones se presentan para el sismo de la Mesa de los Santos y el 77% de estas se dieron para el sismo de Quetame.

Tabla 8. Rotulaciones en las edificaciones de 20 pisos se altura

Inelasticidades Reportadas Edificación de 20 Pisos de Altura				
Caso	N° de rotulaciones	Sismo	Espectro	Nivel de daño
<i>C-JABO</i>	2	Mesa de los Santos	Lacustre	Fluencia de la sección
<i>C-EING</i>	5	Quetame	Piedemonte	Fluencia de la sección
<i>C-NINO</i>	2	Quetame	Piedemonte	Fluencia de la sección

3.4 Comparación con edificaciones de concreto

Haciendo un paralelo entre los resultados de los diseños de las estructuras (controlando las derivas) obtenidos en la presente investigación y las derivas reportadas en una referencia para la cual el ejercicio se hace de manera similar pero con el uso de concreto reforzado como material principal de diseño de las estructuras bajo estudio (Ruiz et al., 2012), (ya que son comparables dado que se utilizó la misma planta estructural, altura de entrepiso y misma metodología para el análisis no lineal), se puede establecer un parámetro de comparación entre el peso necesario para construir una estructura funcional en concreto y otra en acero, el cual se reporta en la última columna de la (Tabla 9).

Tabla 9. Peso total de las edificaciones diseñadas en acero y su comparación con respecto de estructuras de la misma altura diseñadas en concreto reforzado

Altura de la edificación	Unidad	Peso	Espectro de diseño	Material	$W_{acero} / W_{concreto}$
5 pisos	kN	29996.54	Lacustre	Acero	0.70
5 pisos	kN	42821.86		Concreto	
5 pisos	kN	29616.40	Piedemonte	Acero	0.62
5 pisos	kN	47584.55		Concreto	
12 pisos	kN	69784.03	Lacustre	Acero	0.53
12 pisos	kN	131622.05		Concreto	
12 pisos	kN	69677.09	Piedemonte	Acero	0.53
12 pisos	kN	130858.61		Concreto	
20 pisos	kN	122667.07	Lacustre	Acero	0.39
20 pisos	kN	319463.05		Concreto	
20 pisos	kN	122101.38	Piedemonte	Acero	0.46
20 pisos	kN	262515.75		Concreto	



ENGLISH VERSION.....

El comportamiento de las estructuras de acero comparadas con las estructuras de concreto es mejor desde el punto de vista de la generación de rotulación plástica en los elementos del sistema de resistencia sísmica, ya que se generaron 9 rotulaciones plásticas de fluencia en las edificaciones de 20 pisos de altura: 7 para el sismo de los Quetame y diseñadas con el espectro Lacustre y 2 para el sismo de los Santos para la edificación diseñada con el espectro Piedemonte - B y ninguna rotulación para las edificaciones de 5 y 12 piso de altura. A diferencia de las edificaciones diseñadas en concreto que según (Ruiz et al., 2012), generaron 105 rotulaciones plásticas para el edificio de 5 pisos de altura, 154 rotulaciones plásticas para el edificio de 12 pisos de altura y 676 rotulaciones plásticas para el edificio de 20 pisos de altura, para un total de 935 rotulaciones, es decir, se generó un 99.1% menos acciones inelásticas en edificaciones de acero comparado con edificaciones de concreto.

En cuanto al peso total de la edificación se tiene diferencias desde el 30% hasta el 68%, siendo las edificaciones de acero más livianas, con menores niveles de daño en los elementos estructurales y cumpliendo los límites de deriva máxima exigidos por las NSR-10 (AIS, 2010). En las estructuras de mayor número de niveles, el uso de arriostramiento concéntrico para controlar la deriva es un costo que es similar o inferior al de una solución estructural de pórticos a momento (costo por metro cuadrado), para controlar deriva, debido principalmente al tamaño de las columnas. Esto es similar a lo reportado en un estudio reciente del costo de control de deriva en función de varias alternativas estructurales disponibles (Barbagallo et al., 2021). En general, el anterior análisis sugiere que las edificaciones en acero al ser más livianas y presentar un mejor comportamiento sísmico pueden generar menores costos en cimentación en cuanto aumenta la altura de la edificación, ya que a mayor altura la disminución de peso aumenta sin sacrificar el desempeño ante un evento sísmico. Adicionalmente, aunque no se hizo parte del presente estudio se puede inferir que, si la estructura es de menor peso para el mismo nivel de funcionalidad, esta característica se trasladara al diseño de la cimentación, haciendo que los costos generales de construcción de la edificación sean análogamente menores.

4. Conclusiones

Las estaciones que siguieron mayores niveles de derivas en las edificaciones de 5, 12 y 20 pisos, para el sismo de la Mesa de los Santos, para los dos espectros de diseño fueron: Universidad Corpas (CCORP), Escuela Colombiana de Ingeniería (CEING), Colonia Escolar Usaquén (CUSAQ), Club el Tiempo (CTIEMP) y Universidad Agraria (CUAGR).

Las estaciones que generaron mayores niveles de derivas en las edificaciones de 5, 12 y 20 pisos, para el sismo de Quetame, para los dos espectros de diseño fueron: Bomberos la Marichuela (CMARI), Club el Tiempo (CTIEM), Centro de Estudios del Niño (CNINO), Jardín Botánico (CJABO), Escuela Colombiana de Ingeniería (CEING), Avianca (CAVIA) y Colonia Escolar Usaquén (CUSAQ).

No se presentó formación de rótulas plásticas para ninguna de las edificaciones de 5 y 12 pisos de altura sometidas al sismo de Quetame, por lo tanto, se puede concluir que al no fluir ninguno de sus elementos las edificaciones no sobrepasaron el rango lineal presentado un comportamiento elástico. Tampoco se presentó desgarramiento de las conexiones diseñadas para el sismo de ocurrencia esperado, bajo los espectros de Piedemonte – B y Lacustre – 500, los cuales corresponden a los espectros de mayor y menor aceleración del Decreto 523 de 2010, respectivamente.

Solo se generaron rótulas plásticas en las edificaciones de 20 pisos de altura, sin embargo, estas alcanzaron un nivel de daño apenas de fluencia en la sección, lo que conduce a ocupación inmediata de las edificaciones luego de la ocurrencia de un sismo, es decir, los daños que se presentan en los elementos estructurales no consideran gravedad alguna ni afectaciones con la ocurrencia de una réplica.

Las zonas que presentaron los niveles de derivas máximos totales tanto para el sismo de la mesa de los Santos y el sismo de Quetame del año 2015 y 2008 fueron la zona centro, nor – oriental y nor – occidental en la ciudad de Bogotá, aproximadamente de norte a sur entre la calle 80 y la avenida primera de mayo, y se oriente a occidente entre la carrera 30 y el aeropuerto el Dorado, se encuentra el sector con mayores niveles de deriva para las edificaciones de 5, 12 y 20 pisos.

Por último, la comparación de los pesos totales de la estructura (concreto vs. acero) y su comportamiento estructural sugieren que el sistema estructural en acero es un sistema económicamente competitivo, con unas demandas de sistemas de cimentación menores, comparado con estructuras de concreto del mismo tamaño e implantación arquitectónica.



5. Referencias

- AISC. American Institute of Steel Construction (2016).** Specification for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360-16.
- AISC. American Institute of Steel Construction (2016a).** Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications: ANSI/AISC 358-16.
- AISC. American Institute of Steel Construction. (2016b).** Seismic Provisions for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 341-16.
- Alcaldía de Bogotá. (2001).** Decreto 074 de 2001 (Reglamentario de apartes del título A2 del Decreto 33 de 1995), por medio del cual se reglamenta microzonificación sísmica para la ciudad de Bogotá D.C.
- Alcaldía de Bogotá. (2010).** Decreto 523 de 2010 (Reglamentario de apartes del título A2 del Decreto 926 de 2010), por medio del cual se reglamenta microzonificación sísmica para la ciudad de Bogotá D.C. 2010.
- ATC. Applied Technology Council (2009).** ATC-63: Quantification of building seismic performance factors. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- AIS. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010).** Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia.
- Barbagallo, F.; Bosco, M.; Marino, E. M.; Rossi, P. P. (2021).** Seismic performance and cost comparative analysis of steel braced frames designed in the framework of EC8. *Engineering Structures*, 240, 112379. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112379>.
- Bernal, A.; Patiño, E.; Ruiz D. (2015).** Análisis no lineal dinámico de edificios en concreto reforzado sometidos al sismo de la mesa de los santos del año 2015. Bogotá, Colombia.
- Brockenbrough, R.; Merritt, F. (1998).** Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Tomo II. McGraw – Hill Interamericana S. A. Colombia.
- Carrasco D.; Cardozo L. (2015).** Evaluación del comportamiento dinámico del sistema suelo-estructura de un edificio en Bogotá a partir de vibraciones registradas. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá.
- FEMA. Federal Emergency Management Agency (2000).** Prestandard and Commentary for the Seismic, Rehabilitation of Buildings (FEMA 356), Washington D.C.
- FEMA. Federal Emergency Management Agency. (1998).** Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings: A Prestandard (FEMA 310), Washington D.C.
- FOPAE - Fondo de Prevención y Atención a emergencias (2010).** Microzonificación Sísmica de Bogotá. Bogotá, Colombia.
- García L. E. (1996).** Economic considerations of displacement-based seismic design of structural concrete buildings. *Structural Engineering International* Vol 6 n°4. IABSE. Zurich, Suiza.
- Ingeominas & UNIANDES. (1997).** Microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá. Editorial Ingeominas.
- Ingeominas, (2008).** El sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008. (2008). Aspectos sismológicos y evaluación preliminar de daños informe preliminar No.2. Bogotá.
- Montuori, R.; Nistri, E.; Piluso, V.; Todisco, P. (2020).** A simplified performance based approach for the evaluation of seismic performances of steel frames. *Engineering Structures*, 224, 111222. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111222>.
- Pinzón D.; Ruiz D. (2009).** Análisis no lineal dinámico de pórticos de concreto reforzado, sometidos a los registros del sismo de Quetame de 2008. Trabajo de grado (Ingeniero Civil) Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería. Bogotá.
- Ruiz D.; Jaramillo, R.; Riveros, C.; Gallego M. (2012).** Edificios de concreto reforzado siguiendo la NSR-10 vs sismo de Quetame registrado en Bogotá D.C. *Revista Ingeniería y Ciencia*, vol 8, N° 16, pp. 129–189.
- Ruiz D.; Romero A.; Becerra O. (2008).** Estimación del daño sísmico de pórticos de concreto reforzado en Bogotá mediante análisis no lineales en función del tiempo". *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*, n°69, pp 15-27. Bogotá D.C.
- SIRE - Sistema de información para la gestión de riesgos y atención de emergencias de Bogotá. (2008).** Catálogo de eventos de la Red de Acelerógrafos de Bogotá (RAB) 2008. Bogotá D.C.
- SGC - Servicio Geológico Colombiano. (2015).** Evaluación de efectos e intensidades del sismo ocurrido el 10 de marzo de 2015 en los Santos, Santander.
- Sultana, P.; Youssef, M. A. (2016).** Prediction of local seismic damage in steel moment resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 122–137. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.011>.
- Zárate A.; Gómez M.; Rodríguez J.A. (2005).** Efecto de las ondas superficiales ante un evento sísmico en la Zona Plana del Norte de Bogotá. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería. Pontificia Universidad Javeriana Bogotá.

