

Análisis del coeficiente de disipación de energía “R” para una edificación incorporando
interacción suelo estructura

Juan David Bravo Rivera

Trabajo de Grado para Optar el título de Ingeniero Civil

Director

Luis Eduardo Zapata Orduz

PhD. en estructuras y materiales

Codirector

David Sebastián Cotes Prieto

Ingeniero Civil candidato a Maestría en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2020

Dedicatoria

A ti madre que eres mi tesoro más preciado

Te amo infinitamente

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por su compañía y confianza, por siempre creer en mí y motivarme a ser mejor cada día. Agradezco a mi codirector y amigo por todas sus enseñanzas, por mostrarme otra perspectiva de la vida. Agradezco a mis amigos, a mis compañeros de oficina y a todos aquellos que han contribuido en mi crecimiento profesional y personal. Finalmente agradezco a mi novia por motivarme y darme fortaleza cuando lo he necesitado, por hacer que todos mis días sean como sol radiante.

Gracias.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	13
1. Obetivos	17
1.1 Objetivo general	17
1.2 Objetivos específicos	17
2. Metodología	18
2.1 Descripción de la estructura	18
2.2 Modelado lineal de la estructura	20
2.3 Modelado no lineal de la estructura	21
2.3.1 Coeficiente R.....	22
2.3.2 NLSP Pushover..	23
2.3.3 Modelos constitutivos de materiales..	24
2.3.4 Elementos no lineales de la estructura	34
3. Resultados	38
3.1 Curvas de capacidad de la estructura	38
3.2 Análisis de fuerzas y desplazamientos	39
3.3 Calculo del coeficiente R	45
4. Conclusiones	48
Referencias bibliográficas	51
Apéndices.....	56

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Sección transversal de muros y columnas	19
Tabla 2. Dimensiones de elementos de cimentación	20
Tabla 3. Sección transversal de vigas	20

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Plantas de la: a.) superestructura, b.) subestructura.....	18
Figura 2. Cálculo del coeficiente R.....	23
Figura 3. Curva esfuerzo – deformación del acero.....	24
Figura 4. Curvatura límite fuera del plano en muros.....	26
Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del acero a compresión modificada.....	26
Figura 6. Curva esfuerzo – deformación del concreto.....	27
Figura 7. Resortes verticales de Winkler.....	28
Figura 8. Curva presión – deformación absoluta para los resortes verticales de Winkler.....	29
Figura 9. Resortes horizontales de Winkler.....	30
Figura 10. Diagrama de interacción de fluencia PMM.....	35
Figura 11. Modelo simplificado de muro.....	36
Figura 12. Modelo de plastificación distribuida de capas.....	37
Figura 13. Curvas de capacidad Macromodelos vs Micromodelos.....	38
Figura 14. Cortante basal en dirección X y suelo lineal.....	39
Figura 15. Cortante basal en dirección X y suelo lineal.....	40
Figura 16. Cortante basal en dirección +Y.....	42
Figura 17. Cortante basal en dirección -Y.....	42
Figura 18. Desplazamientos en dirección X.....	43
Figura 19. Desplazamientos en dirección +Y.....	44
Figura 20. Desplazamientos en dirección -Y.....	44
Figura 21. Valores de R en dirección X.....	46

Figura 22. Valores de R en dirección +Y47

Figura 23. Valores de R en dirección -Y47

Lista de Apéndices

	Pág.
Apéndice A. Curvas de capacidad en dirección X y suelo lineal	56
Apéndice B. Curvas de capacidad en dirección X y suelo no lineal.....	56
Apéndice C. Curvas de capacidad en dirección +Y y suelo lineal	57
Apéndice D. Curvas de capacidad en dirección +Y y suelo no lineal	57
Apéndice E. Curvas de capacidad en dirección -Y y suelo lineal	58
Apéndice F. Curvas de capacidad en dirección -Y y suelo no lineal.....	58

Resumen

Título: Análisis del coeficiente de disipación de energía “R” para una edificación incorporando interacción suelo-estructura*

Autor: Juan David Bravo Rivera**

Palabras Clave: Pandeo fuera del plano, Interacción suelo-estructura, Plasticidad concentrada, Plasticidad distribuida, Coeficiente de modificación de respuesta R.

Descripción:

El estudio del comportamiento sísmico de las edificaciones ha demostrado que su capacidad, medida en términos del coeficiente modificación de respuesta sísmica R , se ve considerablemente afectada por la interacción suelo-estructura (ISE). Sin embargo, hay poca información sobre el efecto de este fenómeno en el coeficiente R para edificaciones que involucran muros estructurales, debido al alto costo computacional que demandan estos modelos. Por lo tanto, este proyecto de investigación estudia el efecto de la ISE sobre R , mediante un caso de estudio de una edificación irregular con muros estructurales y un sistema de cimentación de zapatas aisladas cargadas excéntricamente a través de un modelo de análisis no lineal estático de plasticidad concentrada computacionalmente eficiente, en el software SAP-2000. Se estudiaron los efectos de un suelo con velocidades de onda de corte (V_s) entre 360 (m/s) y 180 (m/s), modelados como resortes discretos e independientes contemplando la plasticidad del suelo y el levantamiento de los cimientos. Se determinaron las curvas de capacidad y los valores de R en la dirección no simétrica Y en sentido negativo ($-Y$) y positivo ($+Y$) y en la dirección X , para 39 modelos con pandeo; i) 1 modelo restringido en la base, ii) 19 modelos con comportamiento lineal del suelo, iii) y 19 modelos con comportamiento no lineal del suelo. Se compararon los resultados obtenidos de R respecto al modelo restringido en la base encontrando que los valores de R aumentaron al incluir los efectos de ISE siendo más notorio este cambio en la dirección X donde la fuerza sísmica afectó a los muros fuera del plano, presentándose valores de R promedio con respecto al modelo restringido en la base en las direcciones X , $+Y$ y $-Y$ para suelo lineal de 103%, 12.7% y 2% y para suelo no lineal de 104%, 12.7% y 2.2%, respectivamente.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto

Abstract

Title: Energy dissipation coefficient “R” analysis for a building incorporating soil-structure interaction *

Author: Juan David Bravo Rivera **

Key words: Out of plane buckling; Soil-structure interaction; Concentrated plasticity; Distributed plasticity; Response reduction factor R .

Description:

The study of seismic behavior on buildings has demonstrated that its capacity measured in terms of response reduction factor R is considerably affected by soil-structure interaction (ISE, by its acronym in Spanish). Although, there is few information about the effect of this phenomena in the R coefficient for buildings with structural walls due to the high computational cost demanded by the models. Therefore, this research project studies the effect of ISE on R through a case of study of an irregular building with structural walls and an isolated footings foundation system loaded eccentrically by means of a nonlinear static analysis model of concentrated plasticity computationally efficient using the software SAP-2000. Capacity curves and R coefficients were determined in the non-symmetric direction Y for positive axis ($+Y$) and negative axis ($-Y$) and in X direction, for 39 models with buckling: i) 1 model fixed at base ii) 19 models with linear soil behavior iii) and 19 models with nonlinear soil behavior. The R coefficients results obtained were compared respect the fixed model finding that R coefficient increase due to the ISE effects being more noticeable this change in X direction where the seismic force affected the walls out of plane, presenting average values of R coefficient respect the fixed model in X , $+Y$ and $-Y$ directions to the lineal soil of 103%, 12.7% y 2% and to the nonlinear soil of 104%, 12.7% and 2.2%, respectively.

* Bachelor Thesis

** Physic-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering School. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto

Introducción

Los sismos son aceleraciones del suelo producto de liberación de energía al interior de la tierra (Anil K. Chopra, 2001)(Luis Enrique García Reyes, 1998). Estas aceleraciones inducen fuerzas en las estructuras, por lo que, para entender y aproximar el comportamiento sísmico de las edificaciones, se han desarrollado varios procedimientos de análisis estructural. Estos procedimientos en función de su complejidad pueden considerar el comportamiento mecánico de los materiales como lineal, o como no lineal, y los sismos como fuerzas estáticas inerciales equivalentes, o como aceleraciones del suelo a través de procedimientos dinámicos.

Actualmente, estos procedimientos se realizan atendiendo los lineamientos de códigos y normativas. En el caso de Colombia, el código que regula jurídicamente el análisis y diseño estructural es el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) (Secretaría, 2010). La filosofía de diseño por resistencia de estos reglamentos, establece que las estructuras deben estar en capacidad de resistir sismos de gran intensidad permitiendo que incurran en el rango no lineal de los materiales sin que esto implique colapso (Barakat, Husein Malkawi, & Al-Shatnawi, 1997). La NSR-10 reconoce cuatro sistemas de resistencia sísmica que son; el sistema de muros, el sistema tipo pórtico, el sistema combinado, y el sistema dual, que al igual que el sistema combinado contempla el aporte de resistencia de pórticos y muros estructurales, pero bajo requisitos de rigidez y resistencia específicos (Secretaría, 2010).

Entre los procedimientos de análisis sísmico más utilizados debido a su fácil ejecución y eficiencia computacional, están los análisis lineales estáticos y dinámicos (Elnashai & Mwafy,

2002). Estos procedimientos aproximan el comportamiento no lineal de las estructuras mediante un coeficiente denominado, coeficiente de modificación de respuesta (R) (Eng & Mat, 2018)(FEMA P-1050, 2015). Para el cual, debido a su importancia, los códigos y normativas proponen valores para este tipo de procedimientos en función de: el sistema de resistencia ante cargas sísmicas y gravitacionales, el grado de irregularidad de la edificación, la zona de amenaza sísmica y las conexiones (Valencia Restrepo & Valencia Clement, 2008).

En la práctica del análisis y diseño estructural, estos procedimientos se realizan mediante modelos computacionales con base en el método numérico de elementos finitos, asumiendo rigidez infinita del suelo mediante empotramientos en la base. Además, los procedimientos empleados para estimar el R presentes en los códigos se realizaron bajo esta misma asunción (Ghannad & Jahankhah, 2002)(Aydemir & Ekiz, 2013)(Ganjavi, Bararnia, & Hajirasouliha, 2018). Sin embargo, estudios han demostrado que el comportamiento sísmico de las edificaciones se ve influenciado no solo por la respuesta de la estructura, sino también, por el conjunto cimientos–suelo, también denominado ISE (Pratap, Tomar, Dwivedi, & Gwalior, 2015), por lo cual, es de esperarse que los resultados obtenidos mediante estos procedimientos no representen el comportamiento sísmico de las edificaciones (Tomeo, Pitilakis, Bilotta, & Nigro, 2018).

La ISE es una rama de estudio de la ingeniería sísmica cuya finalidad es incorporar variables del cimiento y el suelo en los procedimientos de análisis estructural a través de dos enfoques: i.) la interacción inercial, donde el suelo se representa como un medio flexible que capta las fuerzas inerciales que se desarrollan en la estructura (Lou, Wang, Chen, & Zhai, 2011), ii.) y la interacción cinemática, que estudia la interacción entre los movimientos de la masa de suelo y la estructura producto de la propagación de onda en el suelo (Pratap et al., 2015)(Adhikary, Singh, & Paul, 2014).

Adicional a esto, reportes de daños y estudios recientes realizados a estructuras afectadas durante eventos sísmicos, indicaron que las estructuras estudiadas presentaron daños irreparables e incluso colapso mucho antes que se desarrollaran las fuerzas de diseño, como son los casos Chile 2010 (P. F. Parra, Arteta, & Moehle, 2015)(P. F. Parra & Moehle, 2014) y Nueva Zelanda 2011 (Sritharan et al., 2014)(Kam, Pampanin, & Elwood, 2011), donde la mayoría de edificaciones afectadas implicaban muros en su sistema estructural, evidenciando pandeo del refuerzo longitudinal tanto en el plano como fuera del plano, el cual es un modo de falla que no es posible captar mediante procedimientos de análisis lineal (Kazaz, Gülkan, & Yakut, 2012)(Al-chaar & Issa, 2002)(Haro, Kowalsky, & Chai, 2019).

Con base en lo previamente mencionado, se hace evidente la necesidad de evaluar los coeficientes R en estructuras que involucren muros estructurales, incorporando variables que los procedimientos convencionales no tienen en cuenta, como son la ISE y los modos de falla dominantes como el pandeo del refuerzo en los muros.

El R se puede determinar de forma analítica en edificaciones relacionando los resultados obtenidos de un análisis lineal con los resultados de un análisis no lineal. Uno de los procedimientos más utilizados para estimar la demanda sísmica no lineal en estructuras, es el análisis no lineal estático (NLSP, por sus siglas en inglés, también conocido como Push-Over) el cual trata de representar las fuerzas que se desarrollan en las estructuras distribuyendo fuerzas monotónicas e incrementales en altura en los pisos de un modelo no lineal, cuya finalidad es relacionar las fuerzas y los desplazamientos alcanzados mediante un diagrama denominado curva de capacidad, captando así la pérdida de rigidez y resistencia de las estructuras hasta que pierdan el equilibrio o alcancen un desplazamiento objetivo (Leslie, 2002)(Remki & Kehila, 2018).

Si bien, para evaluar de forma más precisa la capacidad de las estructuras es importante

incorporar en un mismo modelo los efectos de ISE y el análisis no lineal, cuando se trata de estructuras que involucran muros estructurales, realizar modelos que integren estos efectos demanda un alto costo computacional, además de presentar dificultades de convergencia del método numérico (Tomeo et al., 2018). Por lo tanto, con el fin de reducir el costo computacional se han estudiado modelos simplificados de muros estructurales, tales como; la técnica de elementos barra verticales (VLEM, por sus siglas en ingles), múltiples resortes verticales, cerchas equivalentes y los modelos con paneles 2-D (Wu, Lan, Xiao, & Yang, 2017a)(Baetu, 2015).

Teniendo en cuenta las necesidades que la sociedad demanda y la escasa investigación que integra los efectos de ISE y el pandeo del refuerzo en el cálculo del coeficiente R , este proyecto de investigación busca analizar la variación de dicho coeficiente en el caso de estudio de una estructura localizada en la ciudad de Bucaramanga – Colombia, que demanda una capacidad de disipación especial de energía (DES), cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es combinado y su cimentación consiste en zapatas aisladas unidas por vigas de enlace cargadas excéntricamente.

Este procedimiento se realizó relacionando los resultados obtenidos en un análisis lineal, con los resultados obtenidos de un NLSP. Se utilizaron modelos simplificados VLEM para los muros estructurales, y se tuvo en cuenta los efectos inerciales de ISE mediante resortes discretos e independientes a nivel de cimentación con comportamiento mecánico lineal y no lineal para un suelo con diferente rigidez. Adicional a esto, se consideró el modo de falla de pandeo del refuerzo longitudinal en el plano y fuera del plano en los muros y los efectos p delta en la estructura.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Comparar los resultados obtenidos del coeficiente de disipación de energía “R” para una edificación de concreto reforzado, mediante dos macromodelos analíticos de empuje incremental no lineal estático, uno idealizando la cimentación como infinitamente rígida y otro empleando interacción suelo-estructura con base en un modelo lineal estático.

1.2 Objetivos Específicos

Calcular el coeficiente de disipación de energía “R” para la estructura de concreto reforzado considerando rigidez infinita de la cimentación, utilizando los resultados obtenidos de un análisis lineal y un análisis no lineal.

Calcular el coeficiente de disipación de energía “R” para la estructura de concreto reforzado considerando el suelo como un material lineal elástico, utilizando los resultados obtenidos de un análisis lineal y un análisis no lineal.

2. Metodología

2.1 Descripción de la estructura

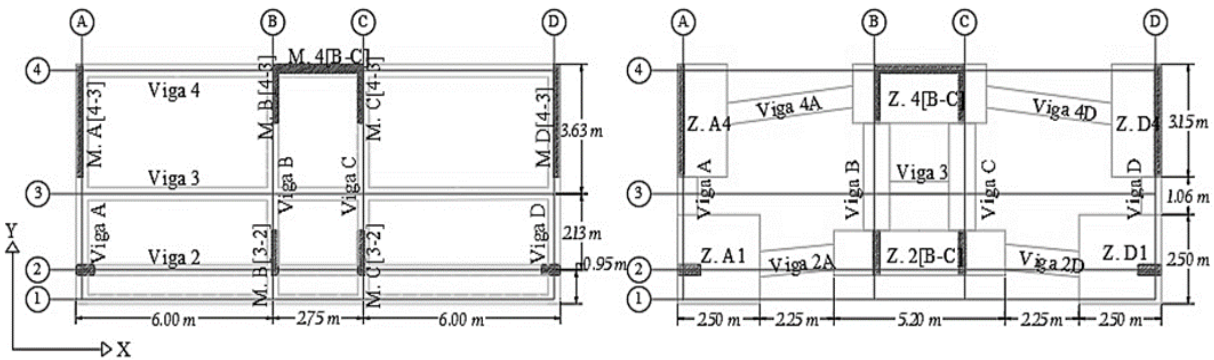


Figura 1. Plantas de la: a.) superestructura, b.) subestructura

La estructura en estudio es de concreto reforzado y demanda una capacidad especial de disipación de energía (DES) al encontrarse localizada en la ciudad de Bucaramanga, Colombia (Maldonado Rondón & Chio Cho, 2005).

El suelo de cimentación de la estructura se clasifica como tipo D según la NSR-10, la cual define estos tipos de suelos como perfiles rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de onda de cortante (V_s) cuyos límites de V_s se encuentran entre 180 y 360 (m/s). La estructura es de tipo residencial, cuenta con 5 niveles desde el entrepiso hasta la cubierta, cada uno con un área en planta de 98.5 (m²) y altura entre niveles de 3.15 (m).

La altura total de la edificación es de 15.75 (m). La estructura tiene 3 vanos en dirección X y Y cómo se puede ver en la Figura 1.

El sistema de resistencia ante cargas laterales y gravitacionales de la estructura es de tipo combinado al involucrar muros de cortante y pórticos resistentes a momento. La resistencia última del concreto a compresión para los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica y la cimentación es de 28 (MPa) y para los otros elementos de la estructura de 21 (MPa). Las propiedades del acero se asumieron según el estudio estadístico-experimental presentado en la Ref. (Gonz, Botero, & Rochel, 2005) donde f_y es 431.2 (MPa). Las dimensiones y el refuerzo de los muros y las columnas se muestran en la Tabla 1, donde L_w es la longitud del muro, t_w es el espesor del muro, H_w es la altura total del muro y L_b es la longitud del elemento de borde.

Tabla 1. *Sección transversal de muros y columnas*

Elemento	Lw [m]	tw [m]	Hw/Lw	Lb [m]	Refuerzo borde		Refuerzo alma
					Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Muros A[4-3], D[4-3]	3.15	0.20	5.00	0.33	6Φ15.9 mm	Φ9.5 mm @ 70 mm	6Φ12.7 mm
Muros B[3-2], C[3-2]	1.25	0.20	12.60	0.15	4Φ15.9 mm	Φ9.5 mm @ 70 mm	4Φ12.7 mm
Muro 4[B-C]	2.70	0.25	5.83	0.20	4Φ15.9 mm	Φ9.5 mm @ 70 mm	8Φ12.7 mm
Muros B[4-3], C[4-3]	1.65	0.15	9.55	0.15	6Φ15.9 mm	Φ9.5 mm @ 70 mm	8Φ12.7 mm
Elemento	Base [m]	Altura [m]	Refuerzo				
			Longitudinal	Transversal			
Columna ejes A2, D2	0.70	0.30	12Φ15.9 mm	EstriboΦ12.7 mm y 3 ramas Φ 9.5 mm en X @ 70mm			

En la Tabla 2 se muestran las dimensiones de los elementos de la cimentación, donde la base y la altura corresponden a las dimensiones en planta de las zapatas y a las dimensiones de la sección transversal de las vigas. En la Tabla 3 se muestran las dimensiones y el refuerzo de las vigas de la estructura.

Tabla 2. Dimensiones de elementos de cimentación

Elemento	Base [m]	Altura [m]	Espesor [m]
Zapatas A4, D4	1.50	3.15	0.60
Zapatas A1, D1	2.50	2.50	0.80
Zapata 2[B-C]	5.20	1.90	0.60
Zapata 4[B-C]	4.00	1.65	0.80
Vigas A, D,4A, 4D	0.60	0.70	---
Vigas 2A, 2D	0.70	0.70	---
Vigas B,C	0.80	0.80	---
Viga 3	0.35	0.40	---

Tabla 3. Sección transversal de vigas

Elemento	Base [m]	Altura [m]	Refuerzo longitudinal	
			Extremos	Centro de luz
Vigas ejes A, B, C, D, 4, 3	0.35	0.40	2 Φ 19.1 mm y 1 Φ 15.9 mm	2 Φ 15.9 mm
			2 Φ 15.9 mm	2 Φ 19.1 mm y 1 Φ 12.7 mm
Viga eje 7	0.30	0.85	3 Φ 19.1mm	3 Φ 19.1mm
			3 Φ 19.1mm	3 Φ 19.1mm

2.2 Modelado lineal de la estructura

El análisis lineal de la estructura se realizó siguiendo los lineamientos establecidos en la NSR-10 empleando un procedimiento de análisis lineal estático Fuerza Horizontal Equivalente (FHE, por sus siglas en español), con la ayuda del software comercial de elementos finitos SAP2000® v20. Se modelaron vigas y columnas con elementos barra y muros con elementos área, además se incluyeron en el modelo viguetas, riostras, losas y escaleras sin considerar la rigidez de estas últimas ya que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Para este procedimiento se consideró el suelo como un medio infinitamente rígido mediante restricciones en la base a nivel de entrepiso. Se realizó la verificación de las derivas y las irregularidades de la estructura, y posteriormente el cálculo del coeficiente R según la NSR-10. La intención de este coeficiente es

aproximar la fuerza límite por la cual la estructura incurriría en comportamiento no lineal, reduciendo la demanda sísmica obtenida de un análisis lineal, lo que lo hace el factor más importante en el diseño y evaluación de estructuras utilizando métodos lineales (Eng & Mat, 2018).

La NSR-10 propone una expresión para calcular el R para este tipo de procedimientos como el producto de tres coeficientes de reducción dependientes del grado de irregularidad de la estructura y la redundancia, y un valor base R_o que depende del sistema de resistencia sísmica, el sistema de resistencia ante cargas verticales y la zona de amenaza sísmica como se muestra en la ecuación (1) (Secretaría, 2010):

$$R = R_o \Phi_a \Phi_p \Phi_r \quad (1)$$

donde Φ_a es el factor de reducción debido a irregularidades en altura, Φ_p es el factor de reducción debido a irregularidades en planta y Φ_r es el factor de reducción debido a la ausencia de redundancia en la estructura.

Finalmente, se determinó el refuerzo requerido para los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica (ver Tablas 1 y 2), de modo que cumplieran los requisitos de resistencia y ductilidad en función del grado de disipación de energía que demandaba la estructura.

2.3 Modelado no lineal de la estructura

El cálculo del coeficiente R se realizó para 39 modelos de la estructura (1 modelo restringido en la base mediante empotramientos perfectos, 19 modelos con ISE lineal y 19 modelos con ISE no

lineal), a los cuales se les realizó un procedimiento NLSP, en las direcciones X, +Y y -Y, empleando las fuerzas normalizadas del método FHE previamente realizado incluyendo efectos p-delta en el análisis.

2.3.1 Coeficiente R. El cálculo del R se realizó a partir de las curvas de capacidad de los modelos como se muestra en la Figura 2, empleando el procedimiento propuesto en el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), el cual establece que el comportamiento de las estructuras al verse sometidas ante el sismo de diseño debe permanecer lineal. El NHERP caracteriza la capacidad de las estructuras mediante dos factores del R que son, el coeficiente de sobre resistencia ($R\Omega$) representa la resistencia post fluencia que conserva la estructura y se calcula como la razón entre la fuerza lateral máxima que resiste la estructura (V_y) y la fuerza lateral por la cual ocurre la primera plastificación de algún elemento en la estructura (V_d), y el factor de ductilidad ($R\mu$) que representa la fuerza del análisis lineal que es disipada mediante deformación plástica en el análisis no lineal y se calcula como la razón entre la fuerza lateral obtenida del análisis lineal (V_e) y la fuerza V_y (FEMA P-1050, 2015).

$$R\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (2)$$

$$R\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

$$R = R\Omega R\mu \quad (4)$$

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (5)$$

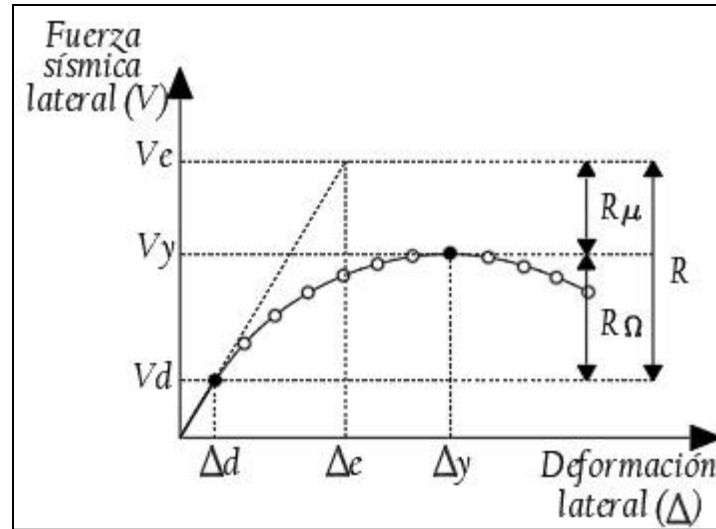


Figura 2. Cálculo del coeficiente R
Fuente. Adaptado de (FEMA P-1050, 2015)

2.3.2 NLSP Pushover. El Pushover es un método de análisis no lineal cuasi estático cuyo principio básico consiste en someter los pisos de un modelo estructural no lineal ante fuerzas laterales incrementales que representan las fuerzas inducidas por un sismo. Se fundamenta en que la respuesta de la estructura está controlada por el primer modo de vibración y que las características del modo permanecen constantes después que la estructura incurre en comportamiento no lineal (Remki & Kehila, 2018)(Chopra & Goel, 2002a). Durante este procedimiento el cortante en la base y los desplazamientos en un punto específico son monitoreados y se registran en un diagrama denominado curva de capacidad. Este proceso continúa hasta que la estructura alcanza un desplazamiento predeterminado o el método numérico no encuentre convergencia (Chopra & Goel, 2002b).

Las ventajas de utilizar NLSP es que permite captar la degradación de resistencia y rigidez para finalmente obtener la resistencia lateral global, la ductilidad y los mecanismos de falla de las estructuras (Remki & Kehila, 2018). Este último resulta importante especialmente en estructuras

donde predominan modos de falla frágiles como el pandeo global de los muros y el pandeo local del refuerzo longitudinal de los muros (P. F. Parra et al., 2015)(P. F. Parra & Moehle, 2014).

2.3.3 Modelos constitutivos de materiales. La selección de los modelos constitutivos se hizo con base en revisión bibliográfica. Los modelos empleados se alimentaron con las propiedades de los materiales y las características del refuerzo de los elementos logrando captan el comportamiento ante esfuerzos normales de los materiales de la estructura. A través de los modelos constitutivos se incluyeron los efectos de la no linealidad geométrica por pandeo global de los muros y por pandeo local del refuerzo longitudinal en los muros (Y. H. Chai and T.D. Elayer, 1999)(Paulay T. and Priestley M., 1993).

2.3.3.1 Acero. Para el acero longitudinal se implementó la ley constitutiva completa de Park y Paulay de la Figura 3 (Valoroso, Marmo, & Sessa, 2015).

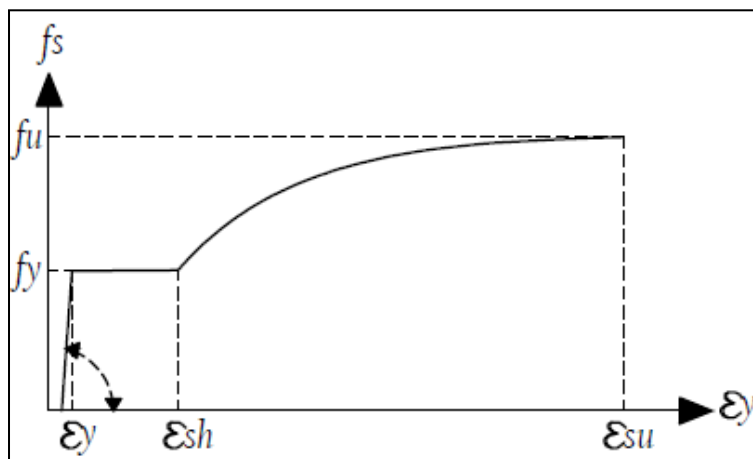


Figura 3. Curva esfuerzo – deformación del acero
Fuente. Adaptada de. (Park R. and Paulay T., 1975)

donde f_y es el esfuerzo límite de fluencia, f_u es el esfuerzo máximo, ε_y es la deformación de fluencia, ε_{sh} es la deformación al inicio del endurecimiento y ε_{su} es la deformación asociada al esfuerzo máximo (Park R. and Paulay T., 1975).

Para el caso del acero en el muro de sección en U, la deformación límite a tracción se estableció mediante el límite de servicibilidad 0.015 como en las Ref. (Sritharan et al., 2014) y (Kazaz et al., 2012). Para los muros con sección rectangular se limitaron las deformaciones del acero a tracción mediante las ecuaciones (6-9) (Haro et al., 2019)(Dashti, Dhakal, & Pampanin, 2018);

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} + \frac{5}{9} \left[-2.4 + 160 \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 - 1.9 * \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (6)$$

$$\xi \leq \xi_{cr} = 0.5(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m}) \leq 0.5 \quad (7)$$

$$m = \frac{\rho_{lbe} f_y}{f'_c} \quad (8)$$

$$L_o = \frac{h_s}{\sqrt{3}} \quad (9)$$

donde ε_{sm} es la deformación a tracción máxima permitida para el acero, b_w es el espesor de los muros, L_o es la altura de la región pandeada, ξ_{cr} es la deformación crítica normalizada fuera del plano, ρ_{lbe} es la cuantía longitudinal de los elementos de borde, ε_y la deformación unitaria de fluencia del acero a tracción y h_s la altura entre piso.

Además, se estableció un límite en las curvaturas fuera del plano en los muros rectangulares mediante la ecuación (10), en función de la altura efectiva y las deformaciones del acero a tensión (ver Figura 4) como en la Ref. (Pablo F. Parra & Moehle, 2017).

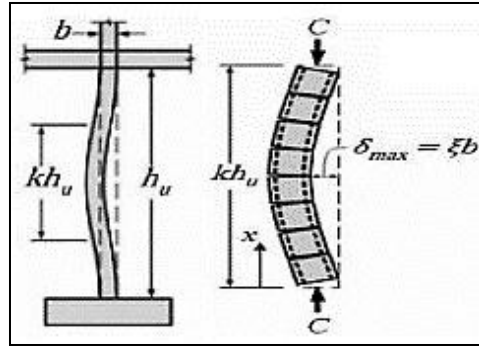


Figura 4. Curvatura límite fuera del plano en muros
Fuente. (Pablo F. Parra & Moehle, 2017)

$$\Phi_{max} = \frac{\xi_{cr} b}{\left(\frac{kh_u}{\pi}\right)^2} \tag{10}$$

donde Φ es la curvatura de la sección deformada del muro, ξ_{cr} es la deformación crítica normalizada fuera del plano, b es el espesor del muro y h_u es la altura de piso.

Para considerar el pandeo local del refuerzo debido a las altas concentraciones de esfuerzo en los bordes de los muros, se limitaron las deformaciones del acero a compresión como se observa en la curva esfuerzo-deformación de la Figura 5 mediante las ecuaciones constitutivas (11-14) empleadas en las Ref. (Kazaz et al., 2012) y (Al-chaar & Issa, 2002):

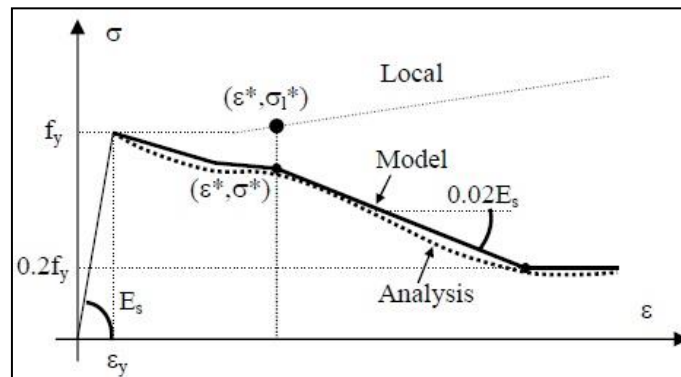


Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del acero a compresión modificada
Fuente. (Al-chaar & Issa, 2002)

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 * \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}} \quad \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7 \quad (11)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} = \alpha \left(1.1 - 0.016 * \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}} \right) \quad \sigma^* \geq 0.2 f_y \quad (12)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} \right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y} \right) \quad \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \quad (13)$$

$$\sigma = \sigma^* - 0.02 E_s (\varepsilon - \varepsilon^*) \quad \varepsilon > \varepsilon^* \quad (14)$$

donde L es la separación entre estribos, D es el diámetro del refuerzo longitudinal, ε son deformaciones unitarias del acero, σ es el esfuerzo asociado a ε , ε^* y σ^* son la deformación y el esfuerzo reducido intermedios de la curva, σ_l^* es el esfuerzo sin reducir asociado a ε^* y E_s es el módulo de elasticidad del acero.

2.3.3.2 Concreto. Para el concreto se implementó la ley constitutiva de Mander de la Figura 6, la cual tiene en cuenta el aumento en la capacidad a la compresión del concreto debido al confinamiento (Inel, Bilgin, & Ozmen, 2008)(Mander, Priestley, & Park, 1988).

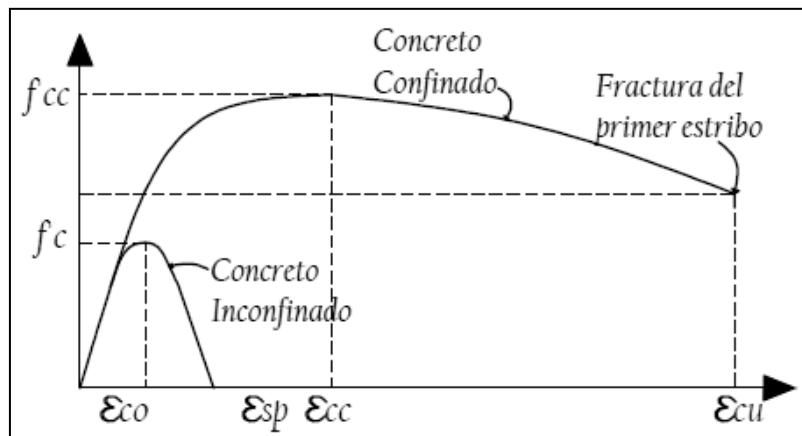


Figura 6. Curva esfuerzo – deformación del concreto
Fuente. Adaptada de (T. Paulay and M. J. N. Priestley., 1992)

La deformación máxima útil del concreto a compresión ocurre cuando se presenta fractura del refuerzo transversal. Priestley y Paulay limitaron esta deformación a 0.004 mediante el límite de

servicibilidad al aplastarse el concreto del recubrimiento para secciones de concreto reforzado rectangular no confinado y para concreto confinado mediante la ecuación (15) (T. Paulay and M. J. N. Priestley., 1992)(Priestly, Calvi, & Seible, 1996):

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{sh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (15)$$

donde ε_{cu} es la deformación límite del concreto a compresión, ε_{su} es la deformación límite del acero a tracción, f_{sh} es la resistencia a la fluencia del acero transversal, f'_{cc} es la resistencia máxima a la compresión del concreto confinado y ρ_s es la cuantía volumétrica del acero de confinamiento.

2.3.3.3 Suelo. Se implementó el método de Winkler en 19 modelos de un suelo con velocidades de onda V_S entre 180 (m/s) y 360 (m/s) con intervalos de 10 (m/s), y sin considerar la capacidad de soportar esfuerzos a tracción. Este método consiste en representar el suelo mediante un sistema de resortes discretos e independientes ligeramente espaciados (ver Figura 7), que conservan la relación entre presión y deflexión (Dutta & Roy, 2002)(Herrmann & Bucksch, 2014).

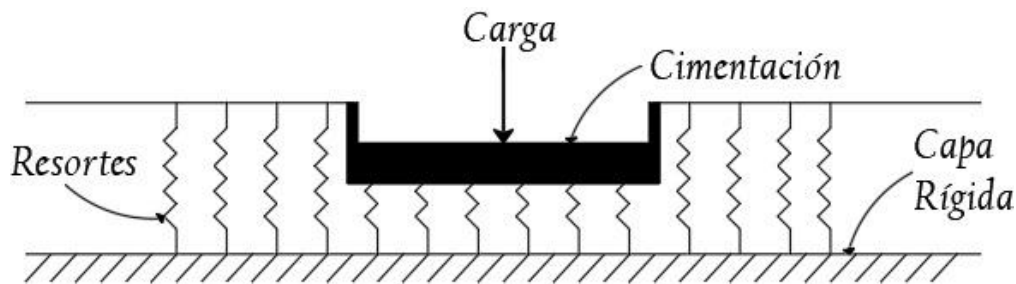


Figura 7. Resortes verticales de Winkler
Fuente. Adaptada de (Dutta & Roy, 2002)

El comportamiento vertical del suelo se consideró como lineal y como no lineal para cada suelo con diferente V_s . El comportamiento lineal está dado por la ecuación (16) (Dutta & Roy, 2002):

$$\rho = kw \quad (16)$$

donde ρ es la presión aferente al resorte, w es la deflexión absoluta y k_s es el coeficiente de balasto, el cual expresa la intensidad de carga por unidad de desplazamiento.

El comportamiento vertical no lineal del suelo se consideró con comportamiento elasto-plastico hasta la capacidad ultima del suelo q_u como se observa en la Figura 8 (Adhikary et al., 2014).

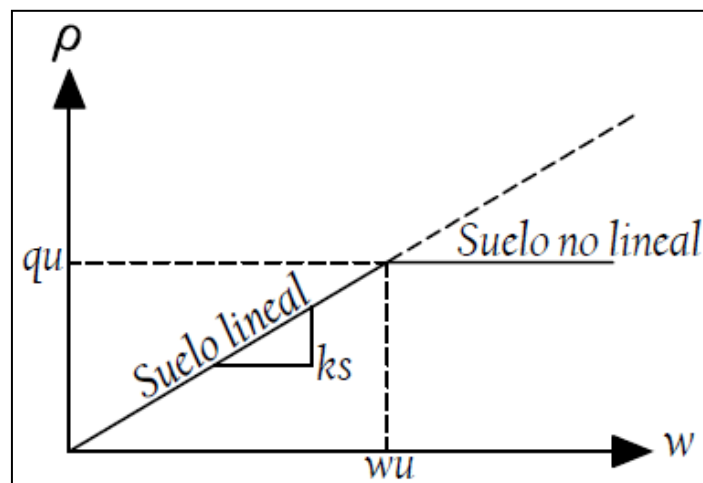


Figura 8. Curva presión – deformación absoluta para los resortes verticales de Winkler

El comportamiento lateral del suelo se consideró como lineal regido por la ley de Hooke. La rigidez lateral del suelo se consideró asignando un resorte lateral tanto en dirección X como en dirección Y para cada zapata como se observa en la Figura 9 (Tomeo et al., 2018)(Raychowdhury

& Hutchinson, 2008), cuyo comportamiento se determinó mediante las ecuaciones (17) y (18) (Dok, Aktas, & Kirtel, 2017)(., 2015)(Committee, 2000)(Pais & Kausel, 1988)(Kausel, 2010):

$$K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (17)$$

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.5 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \quad (18)$$

donde B y L son dimensiones de las zapatas, G es el módulo de corte y ν es el coeficiente de poisson.

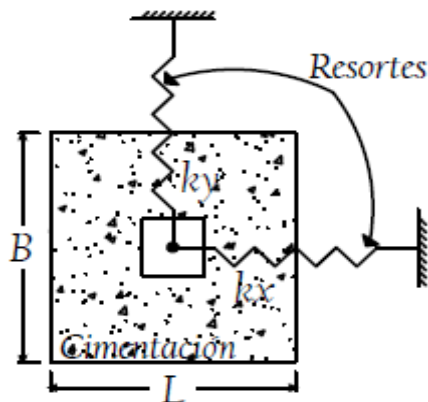


Figura 9. Resortes horizontales de Winkler
Fuente. Adaptada de. (Committee, 2000)

Para el cálculo de las propiedades mecánicas del suelo, se utilizaron correlaciones con la velocidad de onda sísmica V_s la cual es una propiedad del suelo efectiva para estimar estas características (Mohammed, Güler, & Edinçliler, 2018)(Semih S. Tezcan, Ozdemir, & Keceli, 2009).

El módulo de corte G está conectado con la velocidad de onda V_s por la ecuación (19) tal como lo calcularon en la Ref. (Mohammed et al., 2018):

$$G = \rho V_s^2 \quad (19)$$

donde ρ es la densidad del suelo. A su vez la densidad del suelo se calculó en función de V_s como en la Ref. (Keçeli, 2012) mediante la ecuación (20):

$$\rho = 0.44 V_s^{0.25} \quad (20)$$

donde ρ está en unidades de (g/cm^3) y V_s en unidades de (m/s).

El coeficiente de poisson ν se calculó mediante la ecuación (21) al igual que en la Ref. (S. S. Tezcan & Ozdemir, 2014):

$$\nu = \frac{\left(\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2\right)}{2\left(\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right)} \quad (21)$$

donde V_p es la velocidad de onda de compresión o de cuerpo del suelo. Con base en las Ref. (Keçeli, 2012) y (Gardner, Gardner, & Gregory, 1974), la velocidad V_p del suelo se determinó mediante la ecuación (22) como sigue:

$$V_p = \left(\frac{\rho}{\beta}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (22)$$

donde ρ es la densidad, $\alpha=0.25$ y $\beta=0.31$.

El coeficiente k_s se calculó de dos formas. La primera, de forma analítica como la razón entre la capacidad q_u del suelo y la deformación absoluta inducida por esta presión (δz).

$$k_s = \frac{q_u}{\delta z}$$

(23)

Y la segunda, mediante una formulación empírica propuesta por Bowles usando la capacidad del suelo q_u (Bowles J. E., 1998).

$$k_s \text{ Bowles} = 40 q_u \quad (24)$$

La capacidad q_u del suelo se determinó como en la Ref. (S. S. Tezcan & Ozdemir, 2014):

$$q_u = q_a \frac{V_p}{V_s} \quad (25)$$

donde q_a es la capacidad admisible del suelo, la cual se determinó como:

$$q_a = T g \rho V_s \beta \quad (26)$$

donde T se define como una constante de tiempo que para suelos con V_s menores a 750 (m/s) es igual a 0.025, g es la gravedad y β es una constante que depende del ancho de la cimentación (B) (Mohammed et al., 2018)(Semih S. Tezcan et al., 2009)(Keçeli, 2012)(S. S. Tezcan & Ozdemir, 2014):

$$\begin{aligned}\beta &= 1.00 & (0 \leq B \leq 1.20 \text{ m}) \\ \beta &= 1.13 - 0.11B & (1.2 \leq B \leq 3 \text{ m}) \\ \beta &= 0.83 - 0.01 & (3.0 \leq B \leq 12.0 \text{ m})\end{aligned}\tag{27}$$

La deformación absoluta del suelo (δz) a una profundidad Z se puede expresar en función de la ley de Hooke mediante las ecuaciones (28) y (29) tal como en la Ref. (Keçeli, 2012):

$$\delta z = \frac{qu}{E} Z\tag{28}$$

$$E = (\rho V_s^2) \frac{3Vp^2 - 4Vs^2}{Vp^2 - Vs^2}\tag{29}$$

donde E es el módulo de elasticidad del suelo y Z es la profundidad a la cual se presenta el esfuerzo qu . Esta profundidad se calculó siguiendo la teoría de asentamientos en una dimensión de Boussinesq y Terzaghi como se muestra en la ecuación (30) (Keçeli, 2012)(Karl Therzaghi, 1963):

$$Z^2 = \frac{3}{4\pi} \frac{qu}{0.333}\tag{30}$$

2.3.4 Elementos no lineales de la estructura

2.3.4.1 Vigas. Las rotulas son un modelo de plastificación concentrada que consiste en considerar en un punto específico y a una altura específica denominada altura de plastificación (L_p) la capacidad que tiene un elemento estructural de disipar energía en forma de deformación plástica (Leslie, 2002). El modelado de las vigas se realizó mediante elementos finitos de tipo barra, empleando un modelo de rotulas concentradas que consideran el comportamiento no lineal de los elementos por flexión uniaxial (M). El comportamiento de estas rotulas se calibró tanto para vigas como para columnas a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones transversales de los elementos, empleando un método de integración directa de los modelos constitutivos haciendo uso del software SAP2000® v20. Los diagramas momento-curvatura se bilinealizaron hasta el momento de resistencia máxima de la sección, conservando el área bajo la curva y la primera pendiente. Se identificaron los estados de daño ocupación inmediata (IO, por sus siglas en inglés), seguridad de la vida (LS, por sus siglas en inglés) y prevención del colapso (CP, por sus siglas en inglés) a 10%, 60% y 90% del desplazamiento asociado al momento máximo (Eng & Mat, 2018)(Committee, 2000).

La longitud efectiva de plastificación en vigas y columnas se determinó mediante la ecuación (31) propuesta en el FEMA-356 (Zhao, Wu, Leung, & Lam, 2011).

$$L_p = 0.5 * H \tag{31}$$

donde H es el peralte de la sección.

2.3.4.2 Columnas. Para las columnas se emplearon rotulas que consideran el comportamiento no lineal por la interacción entre la carga axial y la flexión biaxial, y su variación a medida que cambia la sollicitación de carga axial (PMM). Estas rotulas se fundamentan en la teoría de la plasticidad la cual define el comportamiento de un material después que alcanza la superficie de fluencia (Computers & Structures Inc, 1995). Se calibraron las rotulas de las columnas a partir de las curvas momento-curvatura asociadas a diferentes valores de carga axial incluyendo la carga axial por cargas gravitacionales. Posteriormente se construyó la superficie de interacción de fluencia PMM como en la figura 10 (Fahjan, Kubin, & Tan, 2010).

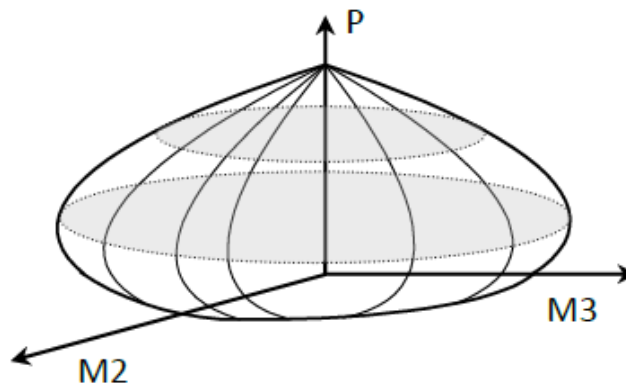


Figura 10. Diagrama de interacción de fluencia PMM
Fuente. (Fahjan et al., 2010)

2.3.4.3 Muros. En los muros se empleó un modelo simplificado denominado “modelo de una barra vertical” (OVLEM, por sus siglas en inglés) (Baetu, 2015)(Wu, Lan, Xiao, & Yang, 2017b). Este modelo consiste en ubicar un elemento barra equivalente en el centro geométrico de los muros en todos los pisos de la estructura y elementos entre muros infinitamente rígidos como en la Figura 11. Sin embargo, debido a que los muros se comportan como vigas en voladizo en el plano y que los elementos infinitamente rígidos inducen un aumento en las sollicitaciones de las vigas que lo

conectan (Wu et al., 2017b)(Chelariu, Ciongradi, & Budescu, 2011), los muros se modelaron como; elementos barra en el primer nivel con comportamiento no lineal mediante rotulas PMM, elementos área de tipo membrana lineales entre los niveles dos al cinco, y elementos barra entre los niveles dos al cinco con rotulas por flexión uniaxial (PM), que al igual que las rotulas PMM consideran la variación del comportamiento de las secciones a medida que varía la sollicitación por carga axial, pero la carga axial solo interactúa con la flexión fuera del plano. En cuanto al muro con sección transversal en U el modelo OVLEM se ubicó solamente en el primer nivel de la estructura considerando el comportamiento no lineal mediante una rotula de tipo PMM y elementos área lineales entre los niveles 2 y 5 (Fahjan et al., 2010).

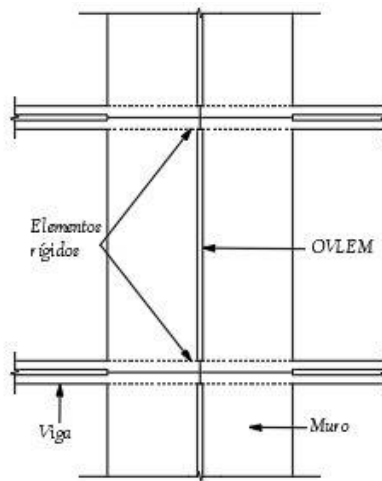


Figura 11. Modelo simplificado de muro
Fuente. Adaptada de (Wu et al., 2017b)

Los diagramas momento-curvatura se determinaron para cada muro en un modelo desacoplado no lineal de capas seleccionado previamente en un análisis de convergencia. El modelo de capas se basa en los principios de la mecánica de materiales compuestos, donde el elemento finito está hecho de varias capas paralelas con diferentes espesores y diferentes materiales como se muestra

en la Figura 12. Las deformaciones y curvaturas de las capas pueden ser calculadas y después los esfuerzos correspondientes mediante las ecuaciones constitutivas (Baetu, 2015)(Fahjan et al., 2010).

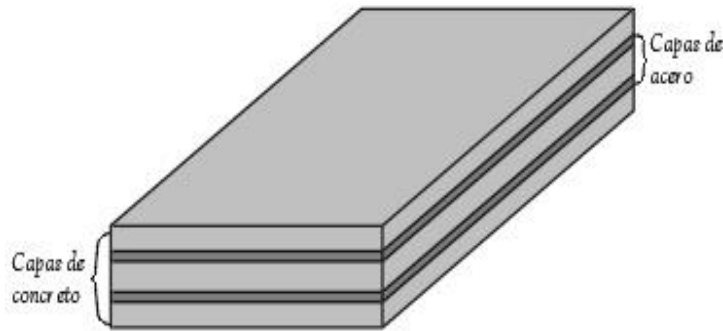


Figura 12. Modelo de plastificación distribuida de capas
Fuente. Adaptado de (Fahjan et al., 2010)

Al modelo seleccionado se le realizaron varios NLSP bajo diferentes condiciones de carga axial, a los que se les midieron en la base para cada paso del análisis los momentos y las deformaciones a compresión del concreto ε_c y a tracción del acero ε_s para calcular las curvaturas mediante la ecuación (32) (Kazaz, 2013).

$$\Phi = (\varepsilon_s - \varepsilon_c)/l_w \quad (32)$$

Se hicieron modelos simplificados con diferentes longitudes de plastificación L_p y se compararon las curvas de capacidad obtenidas contra la curva de capacidad del modelo de muro de capas, seleccionando el modelo simplificado que menor error en términos de tenacidad presentara. Posteriormente se ensamblaron a nivel estructura tanto el modelo simplificado de muros como el micromodelo de capas de los muros.

3. Resultados

3.1 Curvas de capacidad de la estructura

Se obtuvieron las curvas de capacidad para los 2 modelos empotrados de la estructura mediante el procedimiento Pushover en las direcciones X, +Y y -Y como se observa en la Figura 13. Los macromodelos se llevaron hasta la resistencia de fuerza cortante máxima de la estructura y los micromodelos hasta que el modelo alcanzara la resistencia máxima a fuerza cortante o completara 24 horas de computo.

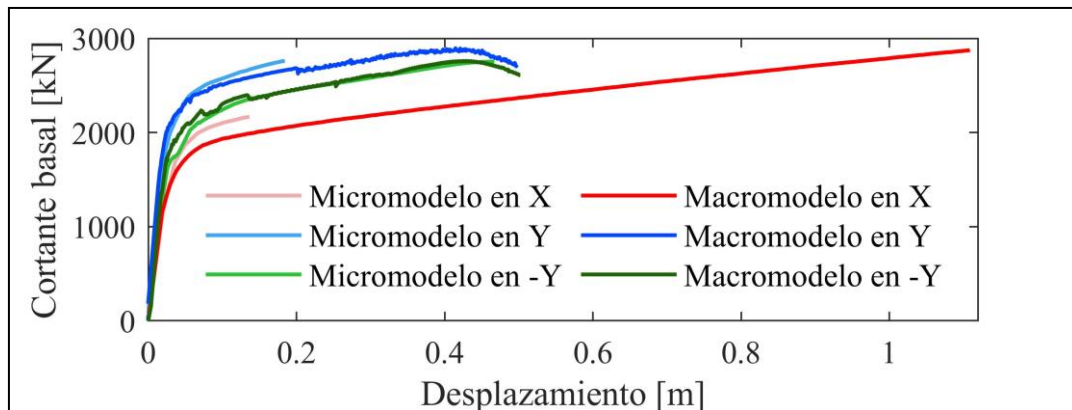


Figura 13. Curvas de capacidad Macromodelos vs Micromodelos

Los resultados de las curvas de capacidad entre los micromodelos y los macromodelos de la estructura difieren según lo esperado (Fahjan et al., 2010), encontrando en este estudio errores máximos en términos de fuerzas cortantes de 9.8% en dirección X, 2.2% en dirección +Y y 0.8% en dirección -Y. Al macromodelo de estructura se incorporó el modelo del suelo y mediante NLSP

se determinaron las 39 curvas de capacidad tanto para suelo lineal como no lineal, incluyendo los efectos del pandeo en los muros (ver Anexos).

3.2 Análisis de fuerzas y desplazamientos

Los resultados en términos de fuerzas y desplazamientos expuestos en las Figuras 14-20 se normalizaron respecto a los modelos empotrados. En las Figuras 14 y 15 se muestran los resultados de cortantes basales asociados a los diferentes estados de daño de las curvas de capacidad para los modelos de análisis en dirección X para suelo lineal y no lineal respectivamente.

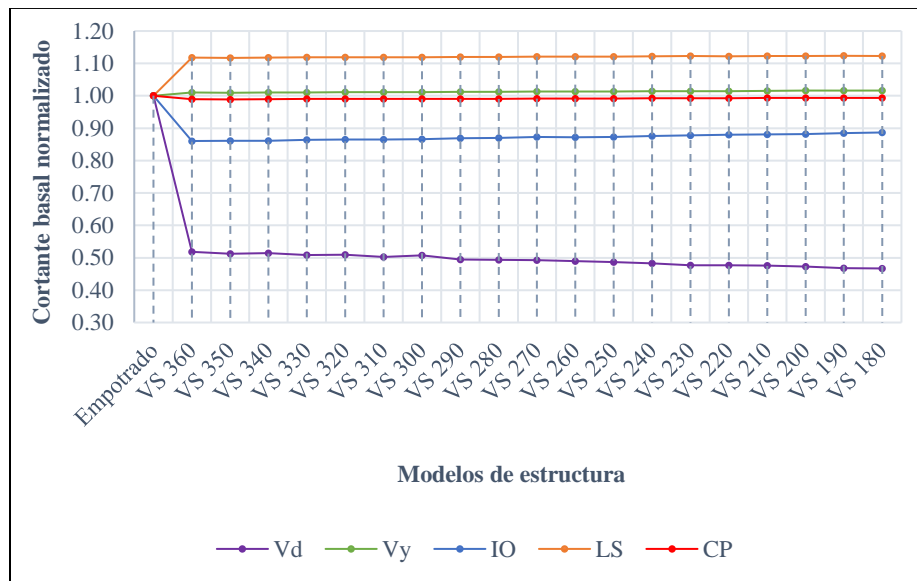


Figura 14. Cortante basal en dirección X y suelo lineal

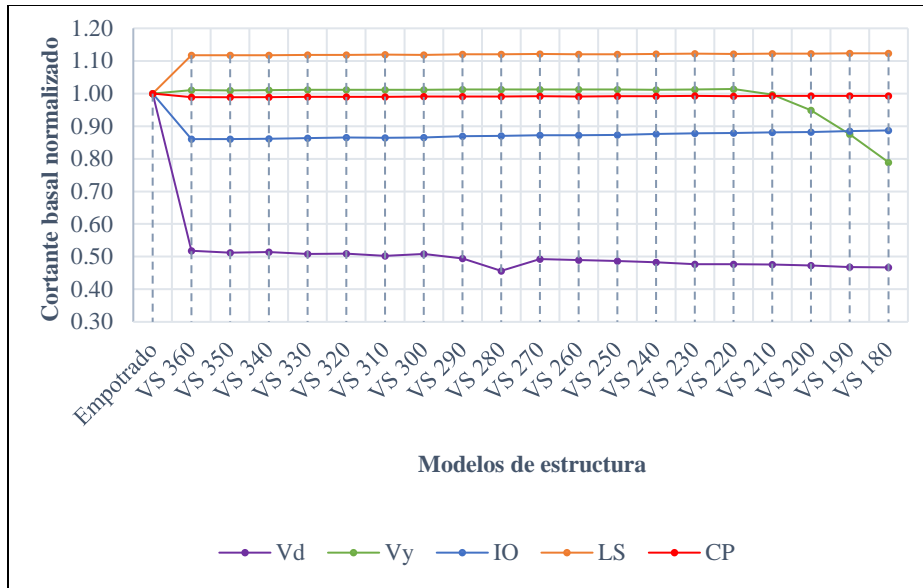


Figura 15. Cortante basal en dirección X y suelo lineal

Se observa que la tendencia y los valores de los resultados en ambas figuras son similares independientemente del comportamiento del suelo. Esto se puede deber a que los esfuerzos en el suelo inducidos por las fuerzas de la superestructura se distribuyen en un área lo suficientemente grande para evitar concentraciones de esfuerzos que lo lleven al rango plástico (Inel & Ozmen, 2006)(Smith-Pardo, 2012). Además, se observa que la variación del cortante V_d en los modelos de ISE respecto el modelo restringido tiene una tendencia decreciente a medida que disminuye la rigidez del suelo, presentándose valores en los modelos de ISE lineal y no lineal con V_s entre 180 (m/s) y 360 (m/s) de 47% y 52%, respectivamente. Esto se puede deber a que los efectos de ISE a medida que disminuye la rigidez del suelo induce mayores rotaciones en las rotulas tal como se presentó en el estudio de la Ref. (Dok et al., 2017). En cuanto a los estados IO, LS y CP, se aprecia una tendencia constante a medida que varía la rigidez del suelo, presentándose valores de cortante basal respecto al modelo restringido de: 90% para el estado IO, 110% para el estado LS y 100% para el estado CP. Los valores de V_y mostraron una tendencia constante para todos los modelos de

ISE lineal sin una variación representativa respecto al modelo restringido, mientras que en los modelos de ISE no lineal esta tendencia se mantuvo hasta el modelo de V_s 210 (m/s). Para suelos con menor rigidez el valor de V_y disminuyó. Esto se puede deber a la ausencia de capacidad del suelo para soportar fuerzas debido a las altas concentraciones de esfuerzos (Smith-Pardo, 2012)(Harden & Hutchinson, 2009).

En las Figuras 16 y 17 se muestran los resultados de fuerzas cortantes V_d y V_y en dirección $+Y$ y $-Y$, respectivamente. Las fuerzas V_d en estas dos direcciones respecto al modelo restringido corresponden a 90% en $+Y$ y 98% en $-Y$, lo cual indica que la estructura tiene mayor capacidad de resistir fuerzas en el rango lineal en dirección Y que en dirección X . Esto era de esperarse debido a que las fuerzas en Y solicitan dentro del plano a los muros rectangulares de la estructura como se puede ver en la Figura 1, siendo este el sentido de mayor rigidez y resistencia ante cargas laterales en los muros (Wu et al., 2017a)(Hanafiah, Saloma, Idris, & Yahya, 2017). En los modelos en dirección $+Y$ y $-Y$ con suelo lineal y no lineal no se desarrollaron los estados IO, LS y CP. Esto se puede deber, al igual que se presentó en los estudios de las Ref. (Dok et al., 2017) y (Smith-Pardo, 2012) por las altas concentraciones de esfuerzos en el suelo inducidos por los momentos transmitidos por los muros que inhabilitaron al suelo para soportar cargas, presentándose grandes deformaciones e impidiendo la plastificación de los elementos estructurales. Por esta razón, los valores de V_y en los modelos de ISE mostrados en las figuras 16 y 17 se encuentran entre el 30% y el 50% respecto al modelo empotrado.

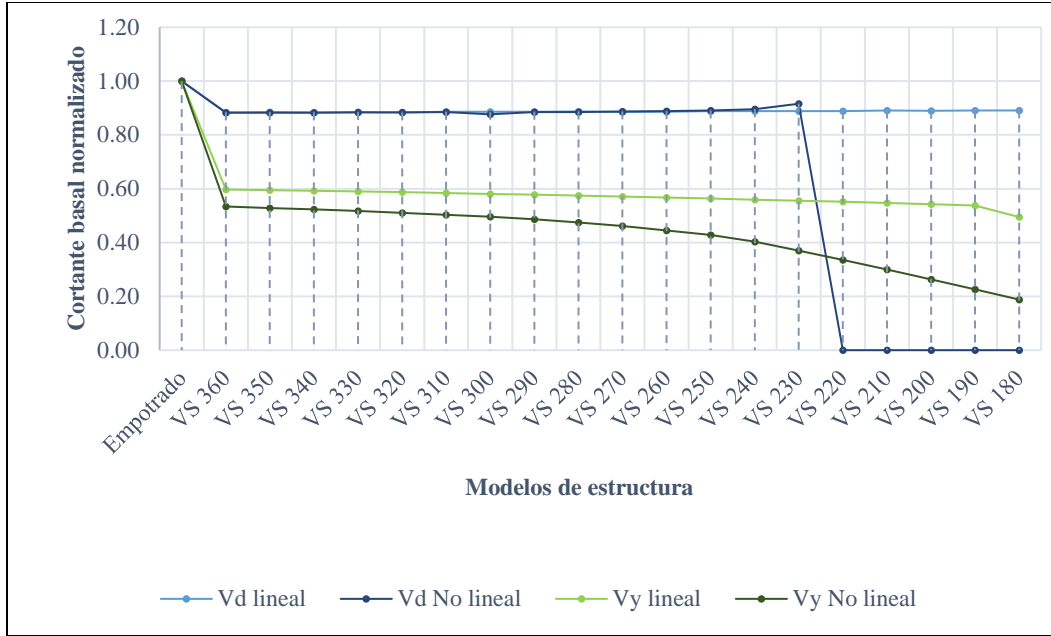


Figura 16. Cortante basal en dirección +Y

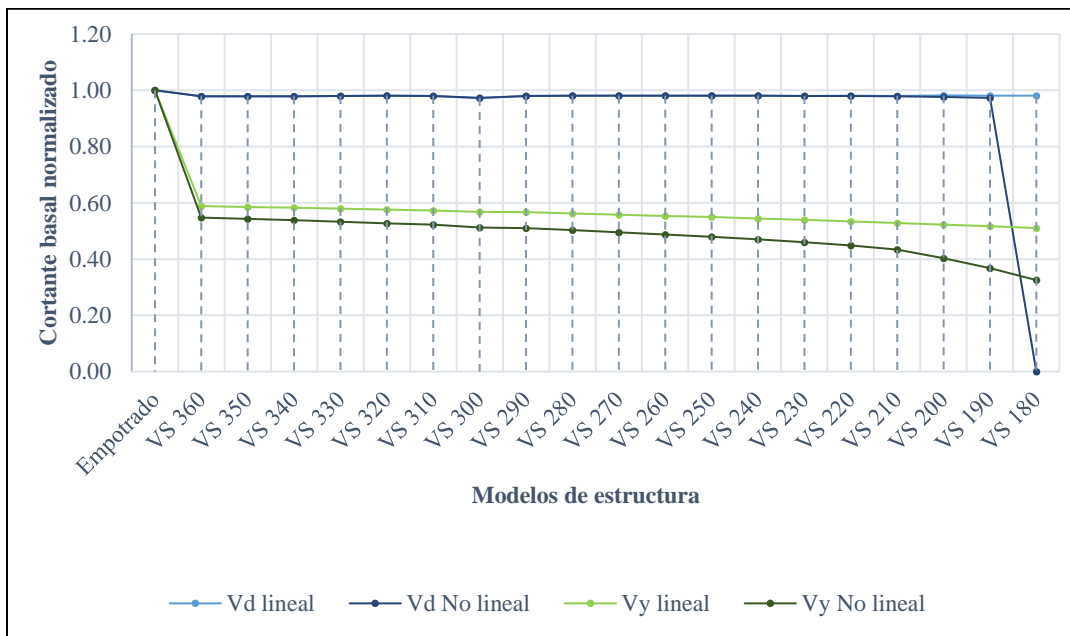


Figura 17. Cortante basal en dirección -Y

En la Figura 18 se muestran los desplazamientos (Δ) asociados a los diferentes estados de daño tanto para suelo lineal como no lineal identificados en las curvas de capacidad en dirección X.

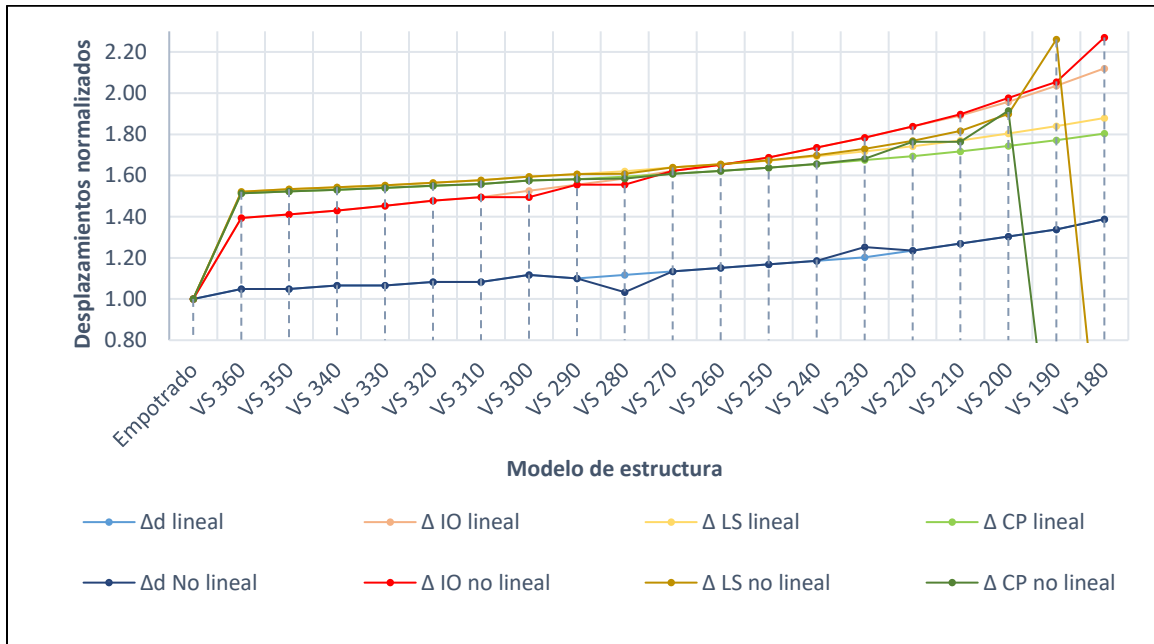


Figura 18. Desplazamientos en dirección X

En los modelos con ISE se puede apreciar que estos desplazamientos son superiores respecto a los que se presentaron en el modelo restringido y su comportamiento es incremental a medida que disminuye la rigidez del suelo, lo cual demuestra al igual que en otros estudios que no incorporar los efectos de ISE puede subestimar la demanda de desplazamientos de las estructuras asociadas tanto a V_y como a los diferentes estados de daño (Aydemir & Ekiz, 2013)(Ganjavi et al., 2018).

Las Figuras 19 y 20 muestran los desplazamientos asociados a la fuerza V_d tanto para suelo lineal como no lineal en los modelos en dirección +Y y -Y respectivamente.

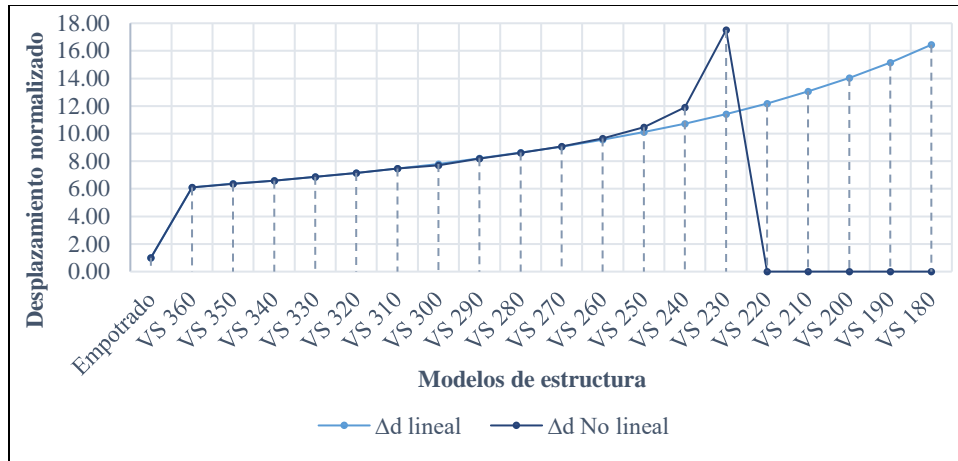


Figura 19. Desplazamientos en dirección +Y

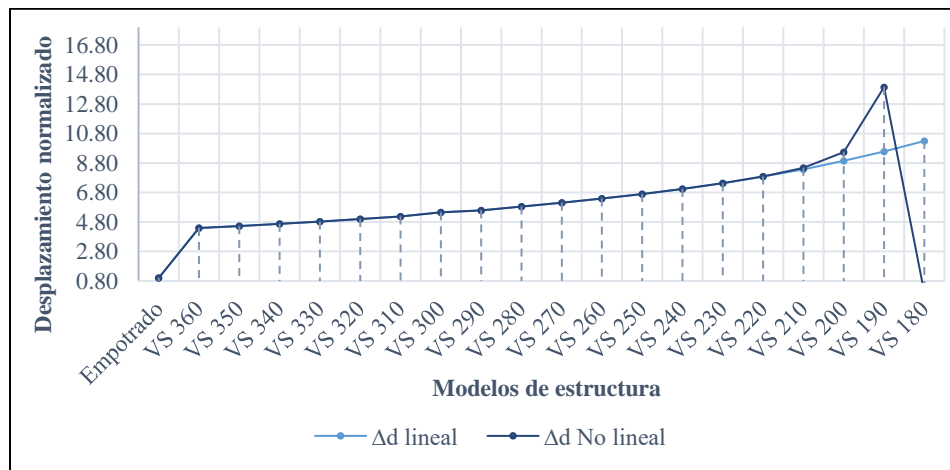


Figura 20. Desplazamientos en dirección -Y

Los cambios abruptos de tendencia en las gráficas se presentaron principalmente en los resultados de los modelos con suelo de menor rigidez y con comportamiento no lineal. Las altas deformaciones en los modelos indican que en esa dirección el conjunto superestructura-cimentación es más flexible y que gran cantidad de energía es disipada por el suelo como se presentó en Ref. (Dok et al., 2017)(Smith-Pardo, 2012).

3.3 Cálculo del coeficiente R

En la Figura 21 se exponen los resultados del coeficiente R y sus componentes para los modelos en dirección X . Allí se puede observar que el valor de R en el modelo restringido respecto al R de diseño aumentó aproximadamente 9% incumpliendo levemente lo establecido en el NHERP. No obstante, para los modelos de ISE los valores de R aumentaron en promedio 100% respecto al R de diseño incumpliendo gravemente este criterio. Esto se debe a que la fuerza V_d para los modelos de ISE en esta dirección (ver Figuras 14 y 15) fue menor que la fuerza de diseño, siendo esta fuerza inversamente proporcional al coeficiente R (ver ecuación 3). Además, se observa una tendencia ligeramente creciente del R y sus componentes a medida que disminuye la rigidez del suelo.

Los resultados de los coeficientes $R\mu$ en los modelos de ISE no presentaron variación representativa respecto al modelo restringido en la base tal como se estudió en la Ref. (Smith-Pardo, 2012), debido a que en esta dirección el suelo sirve como un mecanismo de disipación de energía sin comprometer la resistencia de cortante basal de la estructura, salvo en los modelos de ISE no lineal con velocidades de onda de 180 (m/s) y 190 (m/s) donde la capacidad de soportar fuerzas del suelo repercutió en la capacidad global de la estructura.

Los resultados en términos de $R\Omega$ en los modelos de ISE son mayores que los resultados del modelo empotrado debido a la disminución de las fuerzas V_d (ver Figuras 14 y 15) en los modelos de ISE respecto al modelo restringido y que la fuerza cortante V_y no presentó variación significativa.

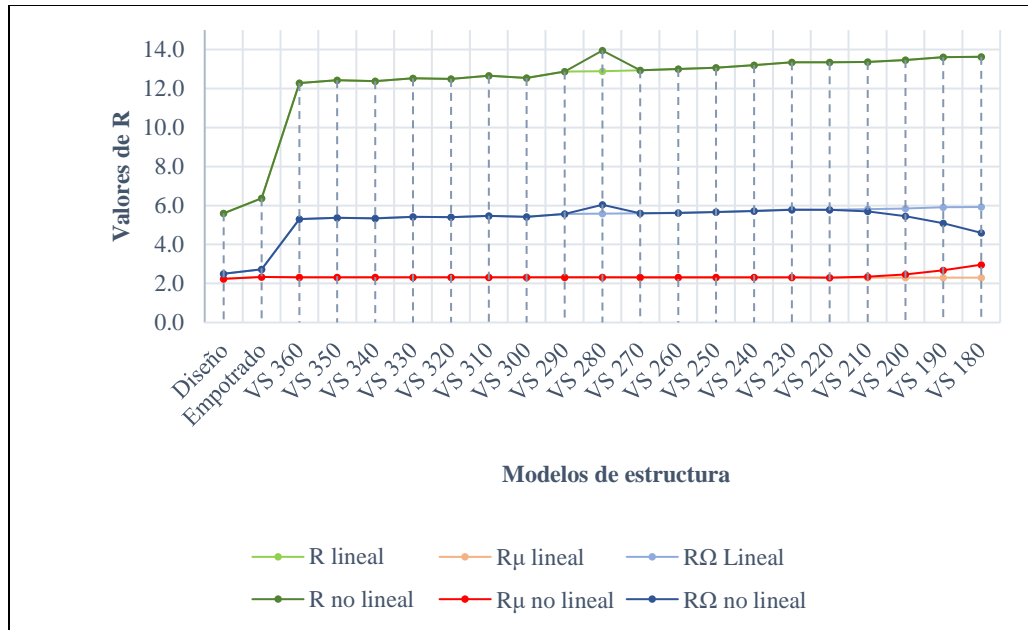


Figura 21. Valores de R en dirección X

Las Figuras 21 y 22 muestran los resultados de R y sus componentes para los modelos en dirección $+Y$ y $-Y$, respectivamente. En vista que las fuerzas V_d y V_y en estas direcciones son similares (ver Figuras 16 y 17) la tendencia del coeficiente R y sus componentes es similar en ambas graficas. Los valores de R en los modelos de ISE presentaron un leve aumento respecto al modelo restringido, sin embargo, estos resultados se aproximaron al R de diseño. No obstante, debido a las altas deformaciones del suelo como mecanismo de disipación de energía (ver Figuras 19 y 20), las fuerzas cortantes máximas en los modelos de ISE son muy pequeñas a tal punto que la estructura no incurre en comportamiento no lineal, el cual debe ser el principal mecanismo de disipación de energía de esta estructura según lo estipulado en la NSR-10. Debido a que los valores de V_y disminuyeron a medida que disminuía la rigidez del suelo y los valores de V_d permanecieron constantes (ver Figuras 19 y 20), los valores de $R\mu$ mostraron una tendencia creciente y los valores de $R\Omega$ mostraron una tendencia decreciente.

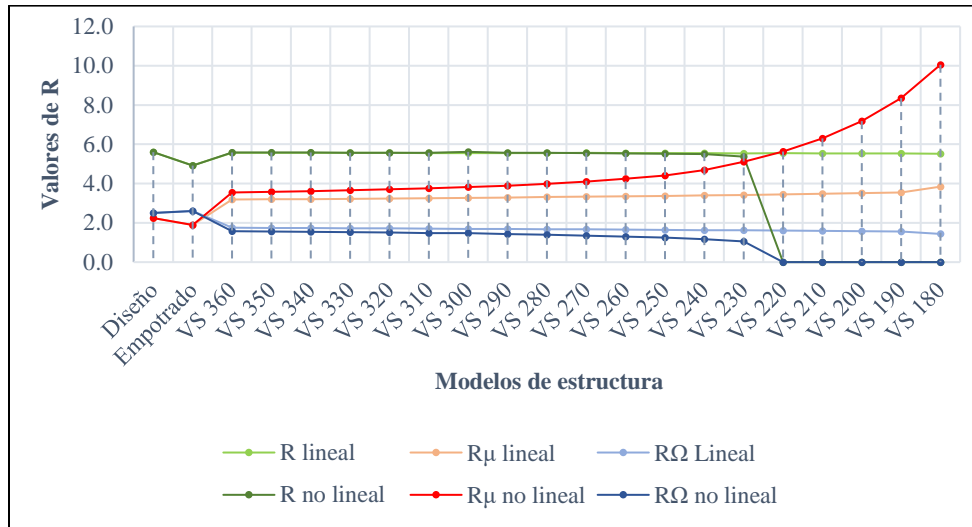


Figura 22. Valores de R en dirección +Y

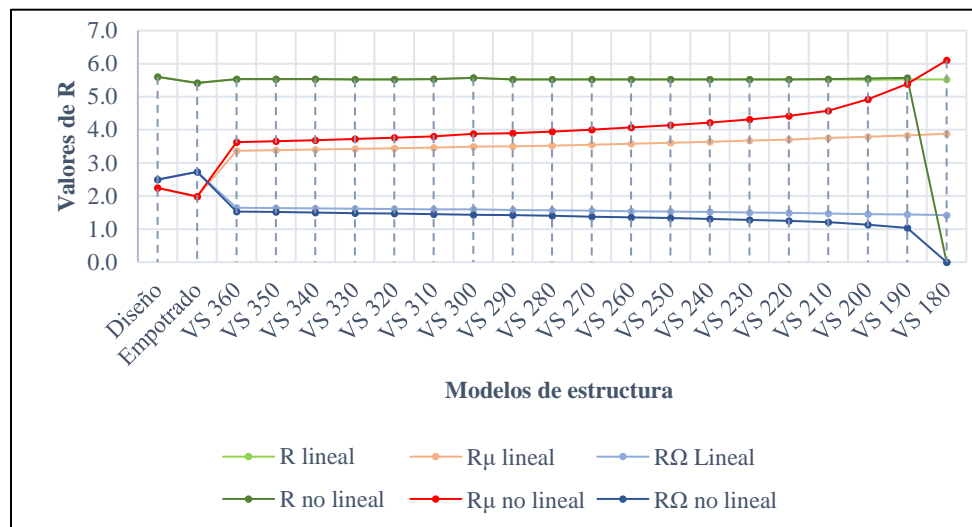


Figura 23. Valores de R en dirección -Y

4. Conclusiones

En este estudio, se investigó la influencia de la interacción suelo-estructura inercial en la demanda sísmica y los valores del coeficiente R en 39 modelos computacionalmente eficientes (19 modelos de interacción suelo-estructura lineal y 19 modelos de interacción suelo-estructura no lineal y un modelo restringido en la base) en el caso de estudio de una estructura asimétrica con sistema de resistencia sísmica combinado, considerando los efectos de un suelo con velocidades de onda de corte (V_s) entre 360 (m/s) y 180 (m/s) espaciados cada 10(m/s), incluyendo el modo de falla por pandeo local y global en los muros estructurales.

De los resultados obtenidos se puede concluir que:

Los modelos simplificados con comportamiento no lineal mediante rotulas concentradas por flexo-compresión biaxial son una alternativa computacionalmente eficiente y aproximada para representar el comportamiento no lineal de las estructuras presentando en este estudio errores máximos en términos de fuerzas cortantes de 9.8% en dirección X , 2.2% en dirección $+Y$ y 0.8% en dirección $-Y$ respecto a los modelos de plasticidad distribuida.

Los efectos de la interacción suelo-estructura afectaron en mayor medida la capacidad de resistir fuerzas en el rango lineal a las estructuras en dirección X debido a que la flexibilidad del suelo indujo mayor rotación en las rotulas, presentándose la primera rotulación en los modelos tanto de suelo lineal como de suelo no lineal respecto al modelo restringido en la base a un promedio de 49% 90% y 98% en las direcciones X , $+Y$ y $-Y$ respectivamente.

Se encontró que el suelo en los modelos de interacción suelo-estructura en dirección X sirvió como un mecanismo de disipación de energía sin comprometer el cortante basal máximo que resistió el modelo empotrado, sin embargo, en las direcciones $+Y$ y $-Y$ las concentraciones de esfuerzo en el suelo lo inhabilitaron para soportar cargas impidiendo que se desarrollaran los estados de daño, afectando así la capacidad global de la estructura.

En los modelos con interacción suelo-estructura se puede apreciar que los desplazamientos asociados a los estados de daño respecto al modelo empotrado son superiores y tienden a aumentar a medida que disminuye la rigidez del suelo, lo que significa que para este estudio y acorde con lo que, reportado en la literatura, la interacción suelo-estructura tiende a volver más flexibles a las estructuras.

Se encontró que el coeficiente R aumenta al incluir los efectos de la interacción suelo-estructura debido a que los modelos que consideraron este fenómeno presentaron fuerzas asociadas a la primera rotulación menores que las que se presentaron en los modelos restringidos en la base.

Los efectos del comportamiento no lineal del suelo en las curvas de capacidad y sus características fueron relevantes para los modelos de interacción suelo-estructura con rigideces asociadas a las menores velocidades de onda de corte V_S .

Se encontró que los valores de R_μ aumentaron para los modelos de interacción suelo-estructura tanto lineal como no lineal con respecto al modelo restringido en la base en las direcciones $+Y$ y $-Y$. Además, a medida que disminuyó la rigidez del suelo estos valores de R_μ mostraron una tendencia ascendente. Para la dirección X los valores de R_μ no presentan una variación en los modelos de interacción suelo-estructura tanto lineal como no lineal con respecto al modelo restringido en la base.

Los valores de R_Q aumentaron para los modelos de interacción suelo-estructura tanto lineal como no lineal con respecto al modelo restringido en la base en la dirección X , mientras que en las direcciones $+Y$ y $-Y$ disminuyeron.

Referencias Bibliográficas

- . M. G. K. (2015). Sesmic Response of R.C. Building Frames With Strap Footing Considering Soil Structure Interaction. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 04(25), 7–14. <https://doi.org/10.15623/ijret.2015.0425002>
- Adhikary, S., Singh, Y., & Paul, D. K. (2014). *Modelling of soil-foundation-structure system*. 1–13.
- Al-chaar, G., & Issa, M. A. (2002). *Non-Ductile Behavior of Reinforced*. 9445(August). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128)
- Anil K. Chopra. (2001). *Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th editio; I. Pearson Education, Ed.). Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Aydemir, M. E., & Ekiz, I. (2013). Soil-structure interaction effects on seismic behaviour of multistorey structures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(8), 635–653. <https://doi.org/10.1080/19648189.2013.810177>
- Baetu, S. (2015). *Nonlinear Analytical Models of the Reinforced Concrete a-66*. (December).
- Barakat, S. A., Husein Malkawi, A. I., & Al-Shatnawi, A. S. (1997). A Step Towards Evaluation of the Seismic Response Reduction Factor in Multistorey Reinforced Concrete Frames. *Natural Hazards*, 16(1), 65–80. <https://doi.org/10.1023/A:1007972616511>
- Bowles J. E. (1998). *Foundation Analysis and Design* (Fifth edit). Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Chelariu, O., Ciongradi, I., & Budescu, M. (2011). Errors in Concrete Shear Wall Elastic Structural Modeling. *Institutul Politehnic Din Iasi. ...*, (Lxi). Retrieved from <http://www.ce.tuiasi.ro/~bipcons/Archive/227.pdf>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002a). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002b). *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. 582(January 2001), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Committee, A. S. (2000). *FEMA 356 Prestandard November 2000*. (November), 40–70.
- Computers & Structures Inc. (1995). *CSI Analysis references Manual for PERFORM-3D, PERFORM-COLLAPSE*. (p. 270). p. 270. California, USA.
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2018). Lateral instability of ductile structural walls: state-of-the-art. *17th U.S.-Japan-New Zealand Workshop on the Improvement of Structural Engineering and Resilience*, 1–8.
- Dok, G., Aktas, M., & Kirtel, O. (2017). Soil-Structure Interaction in Nonlinear Pushover Analysis of Frame and Shear Wall-Frame RC Structures : Nonhomogeneous Soil Condition. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–7.
- Dutta, S. C., & Roy, R. (2002). A critical review on idealization and modeling for interaction among soil –

- foundation – structure system. *Science*, 80, 1579–1594. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00115-3](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00115-3)
- Elnashai, A. S., & Mwafy, A. M. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *Structural Design of Tall Buildings*, 11(5), 329–351. <https://doi.org/10.1002/tal.204>
- Eng, R., & Mat, S. (2018). *Strength reduction factors for existing mid-rise RC buildings for different performance levels Online Publication Date : 23 Oct 2018 To cite this article Ozmen HB , Inel M . Strength reduction factors for existing mid-rise RC buildings for different Stren.*
- Fahjan, Y. M., Kubin, J., & Tan, M. (2010). Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls. *14th European Conference On Earthquake Engineering*.
- FEMA P-1050. (2015). NEHRP Recommended seismic provisions for new buildings and other structures. *Building Seismic Safety Council, II*, 388. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Ganjavi, B., Bararnia, M., & Hajirasouliha, I. (2018). Seismic response modification factors for stiffness degrading soil-structure systems. *Structural Engineering and Mechanics*, 68(2), 159–170. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.68.2.159>
- Gardner, G. H. F., Gardner, L. W., & Gregory, A. R. (1974). Formation Velocity and Density - the Diagnostic Basics for Stratigraphic Traps. *Geophysics*, 39(6), 770–780. <https://doi.org/10.1190/1.1440465>
- Ghannad, M. A., & Jahankhah, H. (2002). *Strength Reduction Factors Considering Soil-Structure Interaction*. (2331), 1–8.
- Gonz, V., Botero, J. C., & Rochel, R. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1(1), 67–76.
- Hanafiah, Saloma, Idris, Y., & Yahya, J. (2017). The behaviour study of shear wall on concrete structure by pushover analysis. *International Journal on Advanced Science, Engineering and Information Technology*, 7(4), 1127–1133. <https://doi.org/10.18517/ijaseit.7.4.2495>
- Harden, C. W., & Hutchinson, T. C. (2009). Beam-on-nonlinear-winkler-foundation modeling of shallow, rocking-dominated footings. *Earthquake Spectra*, 25(2), 277–300. <https://doi.org/10.1193/1.3110482>
- Haro, A. G., Kowalsky, M., & Chai, Y. H. (2019). Out-of-plane buckling instability limit state for boundary regions of special RC structural walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(9), 5159–5182. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00667-4>
- Herrmann, H., & Bucksch, H. (2014). Grade Modulus. *Dictionary Geotechnical Engineering/Wörterbuch GeoTechnik*, 3(December), 617–617. https://doi.org/10.1007/978-3-642-41714-6_71535
- Inel, M., Bilgin, H., & Ozmen, H. B. (2008). Seismic capacity evaluation of school buildings in Turkey. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 161(3), 147–159. <https://doi.org/10.1680/stbu.2008.161.3.147>
- Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 28(11), 1494–1502. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.01.017>

- Kam, W. Y., Pampanin, S., & Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4), 239–278. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.44.4.239-278>
- Karl Therzaghi, R. B. P. and G. M. (1963). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third Edit). United States of America: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Kazaz, I. (2013). Analytical study on plastic hinge length of structural walls. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 139(11), 1938–1950. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000770](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000770)
- Kazaz, I., Gülkan, P., & Yakut, A. (2012). Deformation limits for structural walls with confined boundaries. *Earthquake Spectra*, 28(3), 1019–1046. <https://doi.org/10.1193/1.4000059>
- Keçeli, A. (2012). *Soil Pparameters wH I CH CAN BE DETERM I NED w I ith SE I SM I C velocities Sismik Hızlar İle Saptanabilen Zemin Parametreleri*. 17–29.
- Leslie, R. (2002). *The Pushover Analysis , explained in its Simplicity*. 0, 1–13.
- Lou, M., Wang, H., Chen, X., & Zhai, Y. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1724–1731. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.07.008>
- Luis Enrique García Reyes. (1998). *Dinamica aplicada al diseño sismico* (Universidad de los Andes, Ed.). Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- Maldonado Rondón, E., & Chio Cho, G. (2005). Identificación de las zonas sísmicamente más vulnerables en la ciudad de Bucaramanga. *Revista UIS Ingenierías*, 4(2), 99–116.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mohammed, Q. S., Güler, E., & Edinçliler, A. (2018). *Mechanical Parameters and Bearing Capacity of Soils Predicted from Geophysical Data of Shear Wave Velocity*. 13(2), 1075–1094.
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(88\)80005-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(88)80005-8)
- Park R. and Paulay T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. Canada: John Wiley and Sons, Inc.
- Parra, P. F., Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2015). Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries. *Structural Engineering Frontier Conference*, (December).
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2014). Lateral Buckling in Reinforced. *Conference on Earthquake Engineering*, (July), 0–11.
- Parra, Pablo F., & Moehle, J. P. (2017). Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading. *ACI Structural Journal*, 114(6), 1627–1636. <https://doi.org/10.14359/516851700836>
- Paulay T. and Priestley M. (1993). Stability of Ductile Structural Walls. *ACI Structural Journal*, 90(385–392).

<https://doi.org/10.14359/3958>

- Pratap, V., Tomar, S., Dwivedi, D., & Gwalior, M. (2015). International Journal of Advance Engineering and Research Development. *Simulation of Field Oriented Control of Permanent Magnet Synchronous Motor*, 2(4), 630–636. <https://doi.org/10.1016/j.nbd.2015.04.005>
- Priestly, N. M. J., Calvi, G. M., & Seible, F. (1996). *Priestly, Seible, Calvi - Seismic Design and Retrofit of Bridges.pdf*.
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. (2008). Nonlinear material models for Winkler-based shallow foundation response evaluation. *GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems*, (1970), 9–12. [https://doi.org/10.1061/40972\(311\)85](https://doi.org/10.1061/40972(311)85)
- Remki, M., & Kehila, F. (2018). Facing the Challenges in Structural Engineering. *1st GeoMEast International Congress and Exhibition, 1*, 42–54. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9>
- Secretaría, D. L. C. (2010). *Titulo a - Requisitos Generales De Diseño Y Construcción Sismoresistente*. Retrieved from <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/titulo-a-nsr-100.pdf>
- Smith-Pardo, J Paul. (2012). Seismic Displacement Capacity of Vulnerable Shallow Foundations. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, (February 2017).
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>
- T. Paulay and M. J. N. Priestley. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. United States of America: John Wiley & Sons, INC.
- Tezcan, S. S., & Ozdemir, Z. (2014). *A refined formula for the allowable bearing pressure in soils and rocks using shear wave velocities*. 233–247. <https://doi.org/10.2495/978-1-84564-978-4/019>
- Tezcan, Semih S., Ozdemir, Z., & Keceli, A. (2009). Seismic technique to determine the allowable bearing pressure for shallow foundations in soils and rocks. *Acta Geophysica*, 57(2), 400–412. <https://doi.org/10.2478/s11600-008-0077-z>
- Tomeo, R., Pitilakis, D., Bilotta, A., & Nigro, E. (2018). SSI effects on seismic demand of reinforced concrete moment resisting frames. *Engineering Structures*, 173(August 2017), 559–572. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.104>
- Valencia Restrepo, D., & Valencia Clement, G. (2008). Evaluación del coeficiente de disipación de energía, R, para algunos tipos de estructuras de acero. *Ingeniería e Investigación*, 28(1), 41–49.
- Valoroso, N., Marmo, F., & Sessa, S. (2015). A novel shell element for nonlinear pushover analysis of reinforced concrete shear walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(8), 2367–2388. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9724-3>
- Wu, Y. T., Lan, T. Q., Xiao, Y., & Yang, Y. Bin. (2017a). Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(4), 652–678. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1174754>
- Wu, Y. T., Lan, T. Q., Xiao, Y., & Yang, Y. Bin. (2017b). Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(4), 652–678.

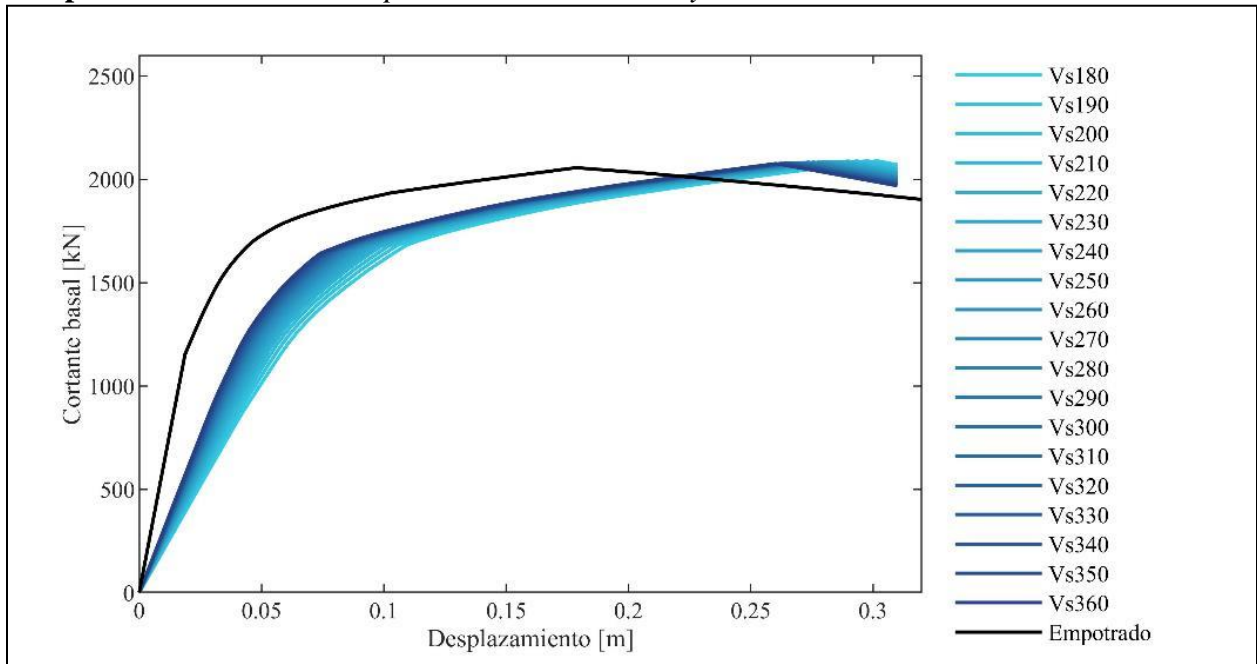
<https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1174754>

Y. H. Chai and T.D. Elayer. (1999). Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression. *ACI Structural Journal*, 96, 780–789.

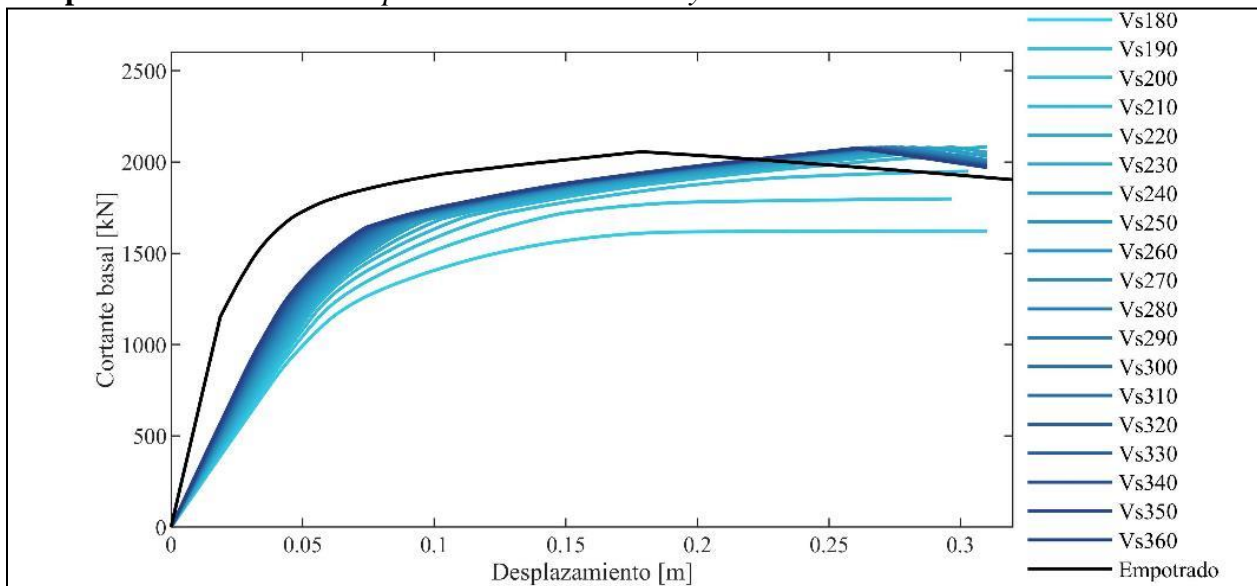
Zhao, X., Wu, Y. F., Leung, A. Y., & Lam, H. F. (2011). Plastic hinge length in reinforced concrete flexural members. *Procedia Engineering*, 14, 1266–1274. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.159>

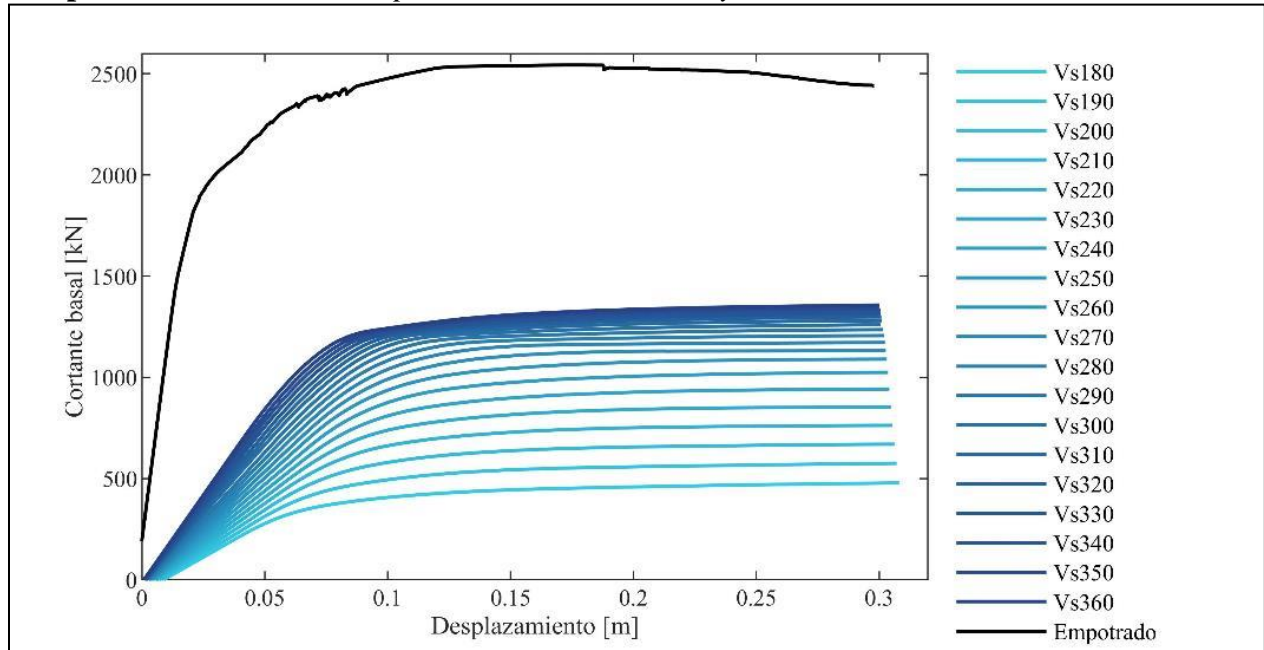
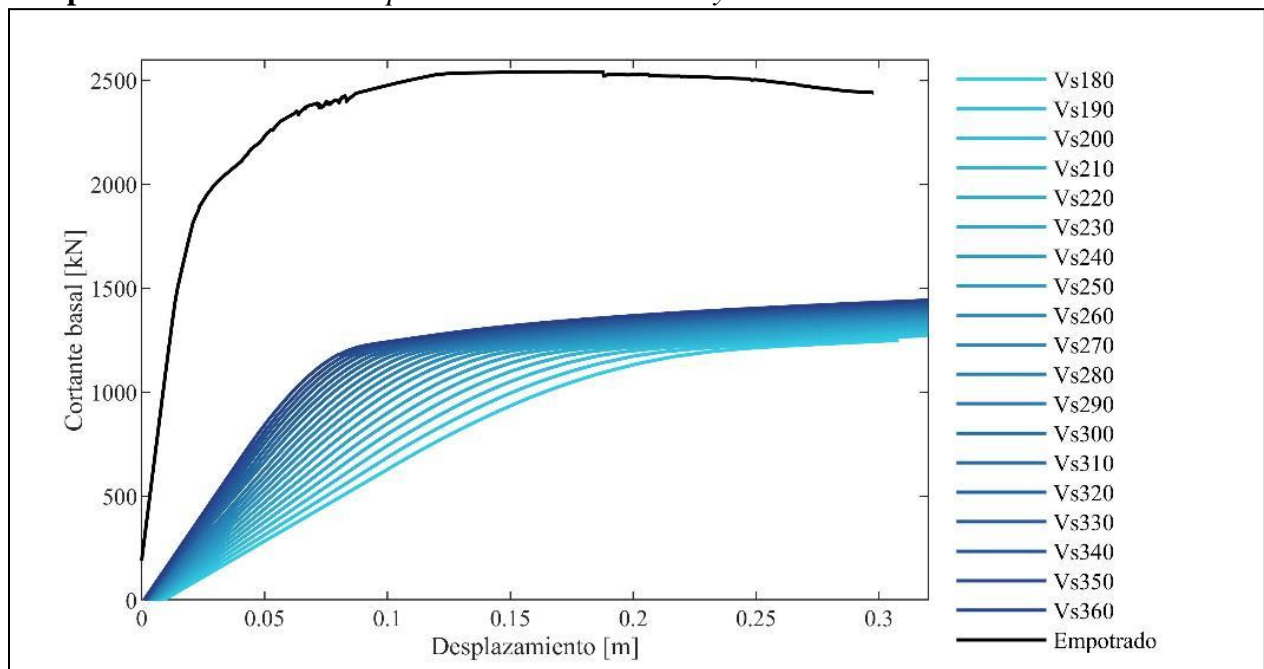
Apéndices

Apéndice A. Curvas de capacidad en dirección X y suelo lineal

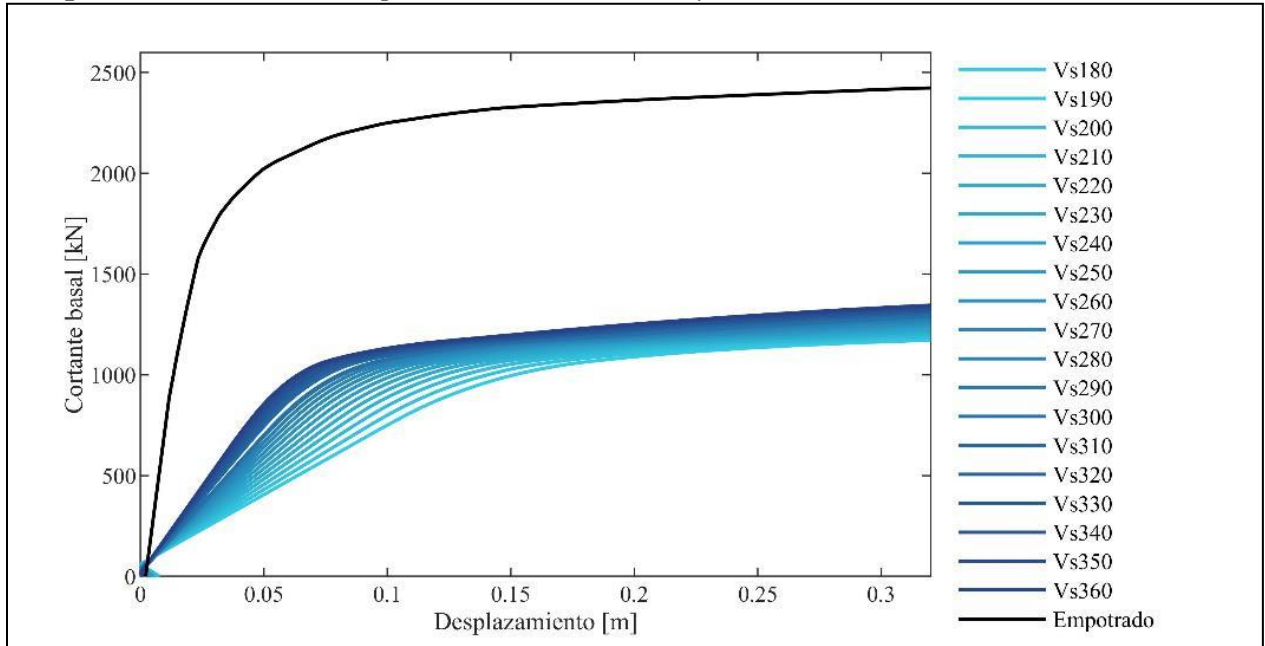


Apéndice B. Curvas de capacidad en dirección X y suelo no lineal



Apéndice C. Curvas de capacidad en dirección +Y y suelo lineal**Apéndice D. Curvas de capacidad en dirección +Y y suelo no lineal**

Apéndice E. *Curvas de capacidad en dirección -Y y suelo lineal*



Apéndice F. *Curvas de capacidad en dirección -Y y suelo no lineal*

