



**FACULTAD DE POSTGRADO
TESIS DE POSTGRADO**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL
COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
ARMADO BAJO CARGAS SÍSMICAS**

SUSTENTADO POR:

KATHERINE NICOLE ZAVALA CASTELLANOS

MARIO JOSUE MURILLO PERDOMO

PREVIA INVESTIDURA AL TÍTULO DE

MÁSTER EN

INGENIERÍA EN ESTRUCTURAS

SAN PEDRO SULA, CORTES, HONDURAS, C.A.

OCTUBRE, 2021

**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA CENTROAMERICANA
UNITEC**

FACULTAD DE POSTGRADO

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

RECTOR

MARLON ANTONIO BREVÉ REYES

SECRETARIO GENERAL

ROGER MARTÍNEZ MIRALDA

VICEPRESIDENTA CAMPUS SPS

CARLA PANTOJA

DECANO DE LA FACULTAD DE POSTGRADO

CLAUDIA MARIA CASTRO VALLE

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CÓDIGOS DE
CONSTRUCCIÓN PARA EL COMPORTAMIENTO
INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO
BAJO CARGAS SÍSMICAS.**

**TRABAJO PRESENTADO EN CUMPLIMIENTO DE LOS
REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TÍTULO DE**

MÁSTER EN

INGENIERÍA EN ESTRUCTURAS

ASESOR METODOLÓGICO

FREDY ANOTNIO VIDES ROMERO

ASESORES TEMÁTICOS

ING. LUZ MARINA FUNES

MIEMBROS DE LA TERNA:

ING. HECTOR PADILLA

ING. ANGEL FUNEZ

DERECHOS DE AUTOR

© Copyright 2021
KATHERINE NICOLE ZAVALA CASTELLANOS
MARIO JOSUE MURILLO PERDOMO

Todos los derechos son reservados



FACULTAD DE POSTGRADO

ANÁLISIS COMPARATIVO DE CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO BAJO CARGAS SÍSMICAS.

KATHERINE NICOLE ZAVALA CASTELLANOS

MARIO JOSUE MURILLO PERDOMO

Resumen

En este informe se presenta el análisis comparativo de códigos de construcción para el comportamiento inelástico de una estructura de hormigón reforzado bajo cargas sísmicas. La investigación consiste en, tomar una estructura previamente diseñada someterla a cargas sísmicas, comparar los desplazamientos inelásticos entre las aproximaciones que brinda cada código contra los desplazamientos inelásticos que se obtienen mediante una curva de desempeño. Esta investigación tiene como finalidad, relacionar la metodología que el Código Hondureño de la Construcción dicta contra códigos más recientes comprobando que se debería de actualizar a una nueva versión. De igual forma se utilizaron herramientas estadísticas con el fin de observar la correlación entre los datos de los desplazamientos inelásticos basados en las aproximaciones y en la curva de desempeño según cada código. Finalmente, se concluyó en base a los resultados obtenidos, que el CHOC-08 es el código con mayor diferencia significativa. Como consecuencia, se recomienda hacer una revisión al código hondureño de modo que se pueda actualizar a una versión más reciente.



GRADUATE SCHOOL

ANÁLISIS COMPARATIVO DE CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO BAJO CARGAS SÍSMICAS.

KATHERINE NICOLE ZAVALA CASTELLANOS

MARIO JOSUE MURILLO PERDOMO

Abstract

This report presents the comparative analysis of construction codes for the inelastic behavior of a reinforced concrete structure under seismic loads. The research consists of taking a previously designed structure subjecting it to seismic loads, comparing the inelastic displacements between the approximations provided by each code against the inelastic displacements that are obtained by a performance curve also called a pushover analysis. This research aims to relate the procedure that the Honduran construction code dictates against more recent codes, proving that it should be updated to a new version. Similarly, statistical tools were used to observe the correlation between the data of the inelastic displacements based on the approximations and on the performance curve according to each code. Finally, concluding that based on the results given through the investigation, CHOC-08 is the code with the most significant differences. Consequently, it is recommended to review the Honduran code so that it can be updated to a more recent version.

DEDICATORIA

El proceso para llegar a una meta consiste en tres cosas, comenzar, continuar y culminar. Es verdaderamente reconfortante culminar un logro que marca una nueva etapa de la vida de una persona. Es por eso, que mi esfuerzo y dedicación a este nombramiento se lo debo a Dios. Fue quien en los pequeños pasos estuvo conmigo, motivándome para seguir adelante con espíritu de excelencia. “Pero tenemos este tesoro en vasos de barro, para que la excelencia del poder sea de Dios y no de nosotros” 2Cr. 4:7.

-Katherine Nicole Zavala Castellanos.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, quiero agradecer a mi Dios todopoderoso, quien me permitió llegar a este punto y creer en mi desde el principio de la carrera. Seguidamente, a mis padres, Patricia Castellanos y Marvin Mejía, quienes se mantuvieron a mi lado, apoyándome en cada aspecto posible. El resto de mi familia y amistades que comparten conmigo la felicidad de esta nueva etapa. Finalmente quiero agradecerme a mí misma por no darme por vencida tan fácilmente en el camino y tener la determinación para seguir luchando hasta obtener una bendición más.

-Katherine Nicole Zavala Castellanos.

Mi agradecimiento está dedicado primeramente a mis padres, Jorge Orlando Murillo y Odalis Perdomo, quienes me dieron una educación, apoyo y amor a lo largo de mi vida. Siempre han puesto a sus hijos ante que todo y su dedicación a la familia es el valor más importante que han inculcado en mí.

Le doy gracias a mi hermano y hermana, Jorge y Kirsis, al igual que al resto de mi familia, por su amor y apoyo incondicional.

Por último, pero no menos importante, le agradezco a Gladis Córdova, el amor de mi vida, quién ha sido mi mejor amiga y más grande apoyo desde el día en que nos conocimos. Agradezco cada momento que pasamos juntos y espero con ansías el futuro que tenemos por delante.

-Mario Josué Murillo Perdomo

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes del problema	2
1.3 Definición del problema.....	3
1.3.1 Pregunta de investigación.....	4
1.4 Objetivos del proyecto	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
1.5 Justificación.....	5
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	6
2.1 Metodologías aplicadas	6
2.1.1 Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08)	6
2.1.2 Uniform Building Code (UBC 1997)	9
2.1.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 356).....	12
2.1.4 Procedimiento estático no lineal.....	16
2.1.5 Análisis de varianza con factor simple	17
2.1.6 Diagramas de caja e histogramas.....	18
2.1.7 Diagramas de dispersión.....	18
2.2 Teorías aplicadas	19
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	23
3.1 Hipótesis.....	23
3.2 Variables de investigación	23
3.3 Fuentes de información	24
3.3.1 Fuentes primarias.....	24

3.3.2 Fuentes secundarias	25
3.4 Instrumentos aplicados	25
3.5 Procedimiento de análisis.....	26
3.5.1 Descripción de las Estructuras.....	26
3.5.2 Definición de cortantes en la base	30
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS	44
4.1 Resultado de desplazamientos elásticos e inelásticos	44
4.1.1 Sistema de Marco Rígido Común.....	44
4.1.2 Sistema de Marco Semirrígido.	46
4.1.3 Sistema de Marco Rígido Especial.....	48
4.1.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.	50
4.1.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.	52
4.2 Resultado de las curvas de desempeño.	54
4.2.1 Sistema de Marco Rígidos Común.	55
4.2.2 Sistema de Marco Semirrígido.	56
4.2.3 Sistema de Marco Rígido Especial.....	57
4.2.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.	58
4.2.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.....	59
4.2.6 Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para cada tipología en dirección x.	60
4.2.7 Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para cada tipología en dirección y.	62
4.3 Análisis de varianza	63
4.4 Graficas de dispersión.....	68
4.5 Separación de edificio	77
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	80

5.1 Conclusiones	80
5.2 Recomendaciones.....	81
CAPÍTULO VI. APLICABILIDAD.....	82
6.1 Recursos necesarios.....	82
6.2 Criterios mínimos.....	82
6.3 Esquema de aplicabilidad de la investigación.....	83
6.4 Segmentos de la tesis de investigación.	84
6.5 Referencias bibliográficas	87
6.6 Glosario	89
6.7 Anexos.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama de caja e histograma.....	18
Figura 2. Diagrama de momento curvatura.	19
Figura 3. Diagrama de fuerza-deformación.	20
Figura 4. Diagrama de histéresis.....	21
Figura 5. Esquema de Variables.	23
Figura 6. Modelo tridimensional en ETABS, del edificio.....	28
Figura 7. Vista en planta del edificio.....	28
Figura 8. Modelo sin muros cortantes tridimensional en ETABS, del edificio.....	29
Figura 9. Vista en planta de edificio sin muros cortantes.....	29
Figura 10. Gráficos de desplazamientos por nivel para Marcos Rígidos Comunes.	46
Figura 11. Gráficos de desplazamientos por nivel, para marcos semirrígidos comunes.	48
Figura 12. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Marcos Rígidos Especiales.	50
Figura 13. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Muros cortante con Marcos Semirrígidos.....	52
Figura 14. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Muros cortante con Marcos rígidos Especiales.....	54
Figura 15. Curva de desempeño para marco rígido común en dirección X.....	55
Figura 16. Curva de desempeño para marco rígido común en dirección Y.....	55
Figura 17. Curva de desempeño para marco semirrígido en dirección X.....	56
Figura 18. Curva de desempeño para marcos semirrígido en dirección Y.	56
Figura 19. Curva de desempeño para marco rígido especial en dirección X.....	57
Figura 20. Curva de desempeño para marco rígido especial en dirección Y.....	57
Figura 21. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco semirrígido dirección en X.	58
Figura 22. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco semirrígido dirección en Y.	58
Figura 23. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco rígido especial dirección en X.	59
Figura 24. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco rígido especial dirección en Y.	59

Figura 25. Comparación entre desplazamientos inelásticos lineales y no lineales para la dirección en X.....	61
Figura 26. Comparación entre desplazamientos inelásticos lineales y no lineales para la dirección en Y.....	63
Figura 27. Diagrama de cajas para los desplazamientos inelásticos en dirección X.	66
Figura 28. Diagrama de cajas para los desplazamientos inelásticos en dirección Y.	67
Figura 29. Diagrama de dispersión de datos para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marco semirrígido.....	68
Figura 30. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marco semirrígido.....	69
Figura 31. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marco rígido común.....	70
Figura 32. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marco rígido común.....	71
Figura 33. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marcos rígidos especiales.	72
Figura 34. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marcos rígidos especiales.	73
Figura 35. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para muros cortantes con marco semirrígido.....	74
Figura 36. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para muros cortantes con marco semirrígido.....	75
Figura 37. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para muros cortantes con marco rígido especial.....	76
Figura 38. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para muros cortantes con marco rígido especial.....	77
Figura 39. Esquema de aplicabilidad.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de Agrietamiento según el UBC-97.	11
Tabla 2. Coeficiente Fa y Fv según el periodo fundamental de la estructura.	14
Tabla 3. Factores de Agrietamiento según el FEMA-356.	16
Tabla 4. Tabla de Resumen de los Factores de Agrietamiento según el código.....	44
Tabla 5. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el CHOC-08	44
Tabla 6. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el UBC-97. .	45
Tabla 7. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el FEMA-356.	45
Tabla 8. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos según el CHOC-08.....	46
Tabla 9. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos comunes según el UBC- 97.....	47
Tabla 10. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos comunes según el FEMA- 356.....	47
Tabla 11. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el CHOC-08.	48
Tabla 12. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el UBC-97. .	49
Tabla 13. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el FEMA-356.	49
Tabla 14. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el CHOC-08.	50
Tabla 15. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el UBC-97.	51
Tabla 16. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el FEMA-356.	51
Tabla 17. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el CHOC-08.....	52
Tabla 18. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el UBC-97.....	53
Tabla 19. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el FEMA-356.....	53
Tabla 20. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el CHOC-08.	60

Tabla 21. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el UBC 97.	60
Tabla 22. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el FEMA 356.	60
Tabla 23. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el CHOC-08	62
Tabla 24. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el UBC 97.	62
Tabla 25. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el FEMA 356.	62
Tabla 26. Expresión estadística de las hipótesis.	64
Tabla 27. Relación porcentual entre los desplazamientos lineales y no lineales en la dirección X.	65
Tabla 28. Datos estadísticos para las 5 tipologías según cada código.	65
Tabla 29. Análisis de varianza para los desplazamientos en dirección X.	65
Tabla 30. Relación porcentual entre los desplazamientos lineales y no lineales en la dirección Y.	66
Tabla 31. Datos estadísticos para las 5 tipologías según cada código	66
Tabla 32. Análisis de varianza para los desplazamientos en dirección Y.	67
Tabla 33. Separación de edificios para marco rígido común.	78
Tabla 34. Separación de edificios para marco semirrígido.	79
Tabla 35. Separación de edificios para marco rígido especial.	79
Tabla 36. Separación de edificios para muros cortantes con marco semirrígido.	79
Tabla 37. Separación de edificios para muros cortantes con marco rígido especial.	79
Tabla 38. Segmento de tesis capítulo I.	84
Tabla 39. Segmento de tesis capítulo II.	84
Tabla 40. Segmento de tesis capítulo III.	85
Tabla 41. Segmento de tesis capítulo V.	85
Tabla 42. Segmento de tesis capítulo VI.	86

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.

1.1 Introducción

Para este proyecto de investigación se pretende comparar el Código Hondureño de la Construcción, con los códigos Fema 356 y UBC-97, en cuanto a las aproximaciones al comportamiento inelástico que indican estos códigos, utilizando los factores de agrietamiento. El fin de la investigación es identificar cuál de los códigos tiene mejor correlación con los resultados de un análisis inelástico no lineal para estructuras de concreto.

La contribución de esta investigación consiste en proveer una nueva perspectiva en el uso de los factores de agrietamiento para los desplazamientos inelásticos. Al realizar la comparación de los códigos de construcción más recientes contra el código utilizado en Honduras dentro del ámbito de la construcción, se logra observar la variación de las nuevas tendencias. Esta investigación es un paso para la actualización de las metodologías de análisis de estructuras de concreto.

El documento está compuesto por seis capítulos. En el primer capítulo se describe el planteamiento del problema que a lo largo de la investigación se tratará de resolver. En el segundo capítulo se habla de la situación actual de los códigos que se usarán para fines investigativos como también la explicación del análisis que se utilizará. En el tercer capítulo, se detalla la metodología que fue utilizada para obtener los resultados finales descritos en el capítulo cuatro. Dentro del capítulo cinco se documenta las conclusiones que se obtuvieron por medio de la metodología aplicada, determinando si se cumplieron los objetivos planteados y preguntas de investigación estipuladas. Finalmente, se encuentra el capítulo seis, definiendo la aplicabilidad que tendrá esta investigación a la comunidad de ingeniería civil hondureña.

1.2 Antecedentes del problema

En la ingeniería estructural, uno de los principios dentro del diseño sismo resistente, es asegurarse que los elementos que componen una estructura estén capacitados para soportar y resistir la demanda de cargas laterales provocadas por un sismo. Tomando las investigaciones realizadas con anterioridad a este tema, Urrego (2013) opina que desde el punto de vista del diseño sísmico basado en desplazamientos, que, al igual que el efecto $P-\Delta$, se inducen desplazamientos horizontales adicionales a los tenidos en cuenta en el análisis estructural convencional.

De acuerdo con lo establecido anteriormente es importante conocer la rigidez lateral de los elementos estructurales haciéndose necesario encontrar la forma de determinar los desplazamientos basados en las curvaturas de las secciones de los elementos, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los materiales con el incremento de la carga y de allí encontrar su rigidez lateral.

En un estudio realizado en la Ciudad de México, evalúan el comportamiento inelástico de dos estructuras de 9 y 17 niveles. Uno de los objetivos dentro de esa investigación fue estudiar el colapso de un edificio cuando, por medio de fuerzas sísmicas incursionando al edificio a un comportamiento inelástico. “Los sismos en México desde septiembre de 1985, han sido el tema principal de varias investigaciones con el fin de entender los fenómenos sísmicos y dar soluciones para evitar las pérdidas de vidas humanas y reducir los daños en la estructuras” (Ávila & Gutierrez, 2009, p. 1). Es importante conocer el comportamiento inelástico de un edificio, para que cuando en medio de una catástrofe de esta índole, donde el edificio pase de estar de un estado elástico a uno inelástico, el ingeniero estructural pudiera haber prevenido el llegar al colapso, asegurándose la seguridad de la vida.

Tal como lo establece el Dr. Torre, “Está más que claro que el objetivo principal en el diseño de una estructura, es salvaguardar la vida de sus ocupantes, sin embargo, cuando los daños alcanzan niveles importantes, pueden colocar a una comunidad en serias dificultades al paralizarse la producción; estructuras de albergue dañadas; hospitales fuera de servicio etc. [...]” (Torre, 2021). Soportando esta primicia, la necesidad de realizar un análisis inelástico en la estructura se vuelve cada vez más certero. En esa investigación realizada por el Dr. Torre, se describe de manera básica un análisis inelástico llamado “Pushover” el cual ayuda a ver el punto de colapso de un edificio.

Generalmente, no se realizan análisis que incursionan en la no linealidad del material, debido a que no es un requerimiento en el Código hondureño de la construcción. En adición a esto, los análisis de este tipo solicitan un grado mayor de complejidad en cuanto a los instrumentos y metodología como también más tiempo. Para esta razón, los códigos y normas de la construcción han establecido métodos de aproximación más sencillos facilitando el trabajo del ingeniero.

Los códigos de la construcción tienen diferentes maneras de establecer parámetros que los diseñadores deben de seguir dentro de un análisis. Por lo que, Cheng (2001) describe en su libro que el UBC-94 y el UBC 97 realizan dos procedimientos básicos los cuales son el análisis estático para fuerzas laterales y el análisis dinámico para fuerzas laterales. Dentro de esta investigación se hace bastante uso de las aportaciones que compartió Franklin Y. Cheng, con este libro ya que, realiza la comparación de códigos, en este tema específico.

1.3 Definición del problema

Existen una gran cantidad de códigos para el diseño, análisis y construcción de las estructuras. Dentro de estos se encuentran el “Uniform Building Code” (UBC) y el “Federal Emergency Agency” originarios de Estados Unidos. De estos, existen diversidad de versiones

según el año en el que los actualicen. Unas versiones conocidas que se han utilizado y hoy en día se siguen utilizando es la del UBC 94, UBC 97 y FEMA 356 que salió en el año 2000. En el medio hondureño se utiliza el Código Hondureño de la Construcción (CHOC), donde la actualización más reciente se realizó en el año 2008, basado en el UBC 94.

Partiendo de lo anterior, una de las incógnitas que han surgido es el uso de los factores de agrietamiento. Entre los códigos anteriormente descritos, hacen uso de estos factores con el fin de incursionar en un rango inelástico de la estructura. Sin embargo, el UBC de 1994, en el cual está basado el código hondureño, solo hace uso de ellos al momento de realizar un análisis de segundo orden considerando los efectos $P\Delta$ en la estructura.

1.3.1 Pregunta de investigación

- ¿Qué código entre el UBC 97, FEMA 356 y el CHOC-08, se convierte en la variable predictora más apropiada correspondiente al análisis inelástico no lineal?

1.4 Objetivos del proyecto

1.4.1 Objetivo general

Comparar el Código Hondureño de la Construcción con los códigos Fema 356 y UBC-97 en cuanto al comportamiento inelástico aproximado que indica en la sección de estructuras de concreto.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis lineal para cada tipología en ambas direcciones, y calcular los desplazamientos inelásticos según el código.
- Realizar un análisis no lineal estático para cada tipología en ambas direcciones.
- Realizar una comparación entre los desplazamientos inelásticos del análisis lineal y no lineales de cada tipología.

1.5 Justificación

El diseño sismorresistente inicio en sentido general alrededor del año 1920, y al transcurrir el tiempo se han formalizado muchos métodos y análisis estructurales para este diseño, como también, se han simplificado muchos de ellos. Como consecuencia de esto, surgieron los factores de agrietamiento, para facilitar al ingeniero estructural la ejecución de un análisis no lineal de material para estructuras de hormigón armado.

Diferentes estándares y códigos proporcionan diferentes directrices para modificar la rigidez de los elementos concretos reforzados. Al realizar un análisis estructural, es útil revisar varios códigos y estándares para determinar las rigideces efectivas de los elementos. La información derivada de varios orígenes puede revelar un método de análisis más preciso para la estructura en particular a la que está accediendo actualmente el diseñador. Dado que la rigidez efectiva de los elementos de hormigón armado puede tener efectos significativos en los resultados del análisis estructural, es prudente que el diseñador entienda los factores de modificación apropiados y, en algunos casos, ejecute múltiples análisis utilizando factores de modificación de rigidez de límite superior e inferior. Por esta razón se inició, esta investigación, comparando diferentes códigos, incluyendo el Código Hondureño de la Construcción, el cual se utiliza a diario como base de diseño.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

La investigación en la ingeniería estructural se nutre del conocimiento aportado por materias científicas más básicas como las matemáticas, física, estadística y la química. Esta investigación se rige de una compleja aplicación de los conocimientos impartidos a través de la experiencia y conocimiento en el comportamiento de una infraestructura que se esté estudiando. Según la guía de investigación en ingeniería civil, define que, "... investigar, en términos generales, como la acción de llevar a cabo una serie de actividades intelectuales o aplicadas, planificadas con cuidado y ejecutadas con rigor y objetividad, que no están influenciadas por subjetividad del investigador o de su entorno sociocultural, y que buscan lograr la generación de saber en un campo del conocimiento humano."(Huapaya & Ginocchio, 2018). Para este caso, se implementó la línea de investigación de simulación y modelamiento numérico y experimental de sistemas estructurales.

2.1 Metodologías aplicadas

2.1.1 Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08)

El "*Código Hondureño de la Construcción*" está basado en el UBC-94, por lo que para esta investigación se tomara el mismo procedimiento escrito en el UBC-94. Partiendo que el UBC-94 determina dos procedimientos el estático lineal y el dinámico lineal. Muchos de estos parámetros establecidos en las secciones de diseño estructural del código UBC-94, son raíz del ASCE-7 capítulo 6, el ANSI 222-E y el ANSI FP1001. Los alineamientos que muestra el UBC-94 acerca de cuál procedimiento tomar en cuenta para un diseño, están sujetas a determinarse según las irregularidades estructurales que se obtengan del edificio. En general el código indica que se debe de considerar las fuerzas laterales en todo diseño estructural que se realice.

2.1.1.1 Cortante en la base

El procedimiento para calcular el cortante en la base según el UBC-94 sección 1628.2, y sección 1.3 del CHOC-08, inicia con el cálculo del periodo por el método A con la ecuación (28-3) del UBC-94.

Ecuación 1.

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$

Donde:

$C_t = 0.035$ (0.0853) para marcos rígidos de acero.

$C_t = 0.030$ (0.0731) para marcos rígidos de concreto y marcos arriostrados excéntricamente.

$C_t = 0.020$ (0.0488) para todo tipo de edificio.

Seguidamente se necesita el factor C el cual no debe de exceder 2.75 y puede ser usado para cualquier tipo de estructura, bajo cualquier tipo de suelo que se tenga o periodo. Utilizando el periodo calculado por el método A, anteriormente. Este factor se calcula con la ecuación (28-2) del UBC-94.

Ecuación 2.

$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}}$$

Finalmente, calculando el cortante en la base con la ecuación (28-1), del UBC-94. Utilizando el factor de importancia obtenido de la tabla 16-K del UBC-94, y anexo 3. El factor de zona según la ubicación de la estructura y el coeficiente del suelo según el tipo que se obtenga en el sitio de construcción, estos valores se obtienen de los anexos 4 y del UBC-94 y el anexo ... de este documento.

Ecuación 3.

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \cdot W$$

2.1.1.2 Coeficiente del R_w

Es la relación del cortante sísmico en la base para un sistema elástico estructural para aproximarlo a un sistema inelástico estructural, calculándolo con el cortante en la base. Dado que diseñar una estructura para que permanezca elástica durante un terremoto importante no es económico, este factor reduce el cortante de la base elástica. El cortante en la base reducida permite así que la estructura diseñada incurra en daños limitados sin poner en peligro la capacidad soportante de cargas gravitacionales, proporcionando capacidad de absorción de energía. En el anexo 5, se encuentra la tabla que se utiliza para determinar el R_w , que se debe usar según el sistema estructural que se esté aplicando en la estructura.

2.1.1.3 Aproximaciones elásticas.

El factor de $3R_w/8$ es utilizado dentro del CHOC-08, al igual que el UBC-94, para obtener una aproximación de las fuerzas máximas inelásticas y los desplazamientos máximos relativos al diseño sismorresistente. Este factor también es aplicado para el diseño crítico de los elementos, así como también en varias secciones 1627.9.1, 1628.7.2, 2211.5.1, y 2211.8.3.1 dentro del UBC-94.

2.1.1.4 Factores de Agrietamiento UBC-94

El Código Hondureño de la Construcción, como también el UBC-94, se aplican los factores de agrietamiento únicamente al momento de realizar un análisis de segundo orden. En la sección 2.10.10 del CHOC-08, habla que los efectos de esbeltez deberán estar basados en las fuerzas y momentos factorizados que resulten de un análisis de segundo orden, considerando el

comportamiento no lineal y el agrietamiento del material, así como también los efectos de las curvaturas de los miembros y los desplazamientos laterales relativos, duración de las cargas, contracción y flujo plástico, y la interacción con el suelo soportante. Ahora bien, como alternativa al procedimiento no lineal se permitirá que el diseño de miembros a compresión, vigas de restricción, y otros miembros soportantes, este basado en las fuerzas y momentos con los factores de agrietamiento. Sin embargo, no se utilizan para los desplazamientos relativos inelásticos de los cuales se está realizando el estudio.

2.1.2 Uniform Building Code (UBC 1997)

El “*Uniform Building Code*” es el código mejor adoptado de los códigos de la construcción en los Estados Unidos, cada parámetro establecido está comprobado a satisfacer las necesidades impuestas por el gobierno estadounidense. Dentro del UBC existen 3 volúmenes, y para fines de la investigación se utilizó el volumen 2 el cual describe los requisitos y condiciones necesario dentro de un análisis estructural.

El UBC 97, a la igual que el UBC 94 que utiliza el CHOC, estipula dos procedimientos para determinar el análisis estructural sismorresistente: el primero siendo el procedimiento estático lineal de fuerzas laterales y el segundo siendo el procedimiento dinámico lineal de fuerzas laterales.

2.1.2.1 Cortante en la base

Dentro de la sección 1630.2.1 donde establece tres parámetros de los cuales se tienen que tomar en cuenta al momento de calcular el cortante en la base utilizando las ecuaciones (30-4), (30-5), y (30-6) del código UBC-97, y ecuación (1), (2) y (3) de este documento.

Ecuación 4.

$$v = \frac{C_v I}{RT} w$$

Ecuación 5.

$$v_{max} = \frac{2.5 C_a I}{2} w$$

Ecuación 6.

$$v_{min} = 0.11 C_a I w$$

Donde C_a y C_v , son coeficientes sísmicos dependiendo de la aceleración del suelo en la zona que se encuentre. Dentro del UBC 97 existen 6 tipos de suelo: S_A, S_B, S_C, S_D, S_E , y S_F . En las siguientes tablas 16-J, 16-Q y 16-R se obtienen los perfiles del suelo que se utilizan y los factores C_a y C_v según la zona en que se encuentra. Excepto en donde la zona sísmica es 4, se deberá utilizar los factores de N_a y N_v , descritos en las tablas 16-S y 16-T del UBC y en el anexo 1 de este documento.

2.1.2.2 Coeficiente de ductilidad R y el factor de amplificación Ω

El factor R, en comparación al R_w del UBC-94, no contienen el R_a el cual significa el factor de tensión permitida que calcula por imperfección del material tomando en cuenta los códigos de materiales de construcción, y se calcula multiplicando el valor R con el factor Ω . Para encontrar el valor de R se obtiene de la tabla 16-N, del UBC 97. Asimismo, Ω es un factor de amplificación que representa los esfuerzos y la capacidad dúctil del sistema estructural que se

tenga. Este factor se obtiene de igual manera en la tabla 16-N, del UBC y el anexo 2, de este documento.

2.1.2.3 Factores de Agrietamiento UBC-97

Dentro de la sección 1910.11.1 del código UBC-97, dice las fuerzas axiales P_u , los momentos factorizados M_1 y M_2 , al final de las columnas, y en caso de ser requeridos los desplazamientos elásticos del primer orden, se deben de tomar en cuenta las secciones bajo la influencia de los factores de agrietamiento que indica, multiplicando la inercia gruesa por cada factor que corresponde según el elemento al que se le aplique. A continuación, se muestran en la tabla 1 los factores de agrietamiento que se utilizaron dentro del procedimiento de la investigación.

Tabla 1. Factores de Agrietamiento según el UBC-97.

Elementos	Factores de Agrietamiento
Vigas	0.35 I_g
Columnas	0.70 I_g
Muros sin agrietamiento	0.70 I_g
Muros con agrietamiento	0.35 I_g
Losas	0.25 I_g

Fuente: (International Conference of Building Officials, 1997)

2.1.2.4 Aproximaciones inelásticas

Las derivas o el desplazamiento horizontal de la estructura esta denominada por los desplazamientos relativos en respuesta al diseño el cual es la deriva total o desplazamiento del nivel (Δ_s) y el desplazamiento inelástico del edificio (Δ_M). El desplazamiento inelástico se obtiene multiplicando los desplazamientos relativos en respuesta del diseño por un factor de 0.7 R, tal como se muestra en la ecuación 3 de este documento y (30-17) del UBC-97.

Ecuación 7.

$$\Delta M = 0.7 * R * \Delta s$$

El ΔM , de la ecuación (3), de este documento es una aproximación que permite el UBC-97, hacia un comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, este puede calcularse con cualquier análisis no lineal inelástico como el análisis de Tiempo-Historia. Según el UBC-97, se permiten dos límites entre los desplazamientos inelásticos dependiendo del periodo fundamental de la estructura que se tenga. Cuando periodo es menor o igual a 0.7 segundos, el desplazamiento no deberá de exceder el 0.025 veces la altura de la estructura, mientras que cuando el periodo es mayor o igual a 0.7 segundos, el desplazamiento no deberá de ser menor que 0.020 veces la altura del edificio.

2.1.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 356)

El FEMA-356 indica en la sección 3.2.6.1 que, se deberá utilizar el procedimiento dentro del ASCE7, para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Sabiendo esto, se describe el proceso del capítulo 12 del ASCE7 que se siguió dentro de esta investigación con el fin de aplicar los criterios sísmicos.

2.1.3.1 Cortante en la base

En la sección 12.8.1 del ASCE7, se describe la ecuación para obtener el cortante sísmico en la base.

Ecuación 8.

$$V = C_s W$$

Donde, el C_s es un coeficiente sísmico y el W es el peso sísmico del edificio. En este caso el peso sísmico diverge según la tipología que se esté utilizando. El coeficiente sísmico C_s , se determina con la siguiente ecuación, obtenida de la sección 12.8.1.1 del ASCE7.

Ecuación 9.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde, R es un factor de modificación según la tipología que se esté usando, este factor se encuentra en las tablas 12.2-1 del ASCE7 y en el anexo 6 de este documento. Finalmente, I_e es un factor de importancia determinado según las tablas del ASCE en las tablas 1.5-1 y 1.5-2, y del anexo 7 de este documento. S_{DS} es un parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a 1 segundo y S_{D1} se calcula cuando se tienen periodos mayores a 1 segundo, dictado por la siguiente ecuación.

Ecuación 10.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

Ecuación 11.

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Donde S_{MS} y S_{M1} , son respuestas espectrales de aceleraciones para periodos cortos en el caso de SMS y periodos mayores a 1 segundos en el caso de SM1. Y estos se calculan a través de las siguientes ecuaciones, que se encuentran en la sección 11.4.4 del ASCE7.

Ecuación 12.

$$S_{MS} = F_a S_s$$

Ecuación 13.

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Donde la F_a y F_v son factores según la zona y se definen en las tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE7.

Asimismo, su elección depende del tipo de suelo que se tenga.

Tabla 2. Coeficiente F_a y F_v según el periodo fundamental de la estructura.

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a							Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v						
Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _s) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period							Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _s) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	$S_D \leq 0.25$	$S_D = 0.5$	$S_D = 0.75$	$S_D = 1.0$	$S_D = 1.25$	$S_D \geq 1.5$	Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	2.4	1.7	1.3	See	See	See	E	4.2	See	See	See	See	See
				Section	Section	Section			Section	Section	Section	Section	Section
				11.4.8	11.4.8	11.4.8	F	See	See	See	See	See	See
F	See	See	See	See	See	See		Section	Section	Section	Section	Section	Section
	Section	Section	Section	Section	Section	Section		11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8
	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8							

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Fuente: (2014 - *Minimum Design Loads and Associated Criteria for B.Pdf*, n.d.)

La clasificación de suelo se muestra en el capítulo 20 del ASCE7, y en el anexo 8, de este documento. Una vez obteniendo el valor de C_s se debe revisar las siguientes excedencias, según el periodo que se obtenga. Cuando $T \leq T_L$, se deberá utilizar la siguiente ecuación.

Ecuación 14.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Mientras que si el periodo de la estructura es $T \geq T_L$, se deberá utilizar la siguiente ecuación.

Ecuación 15.

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Finalmente, C_s no debe de ser menor a $0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$. y para estructuras donde S_1 es igual o mayor a $0.6g$, C_s no debe de ser menor $0.5 S_1/(R/I_e)$. Ahora bien, los periodos fundamentales de la estructura se necesitan calcular multiplicando el número de pisos por 0.1 .

2.1.3.2 Aproximación inelástica

Con el fin de aproximar el análisis lineal a un análisis no lineal el FEMA-356, como el resto de los códigos descritos anteriormente, se amplifican los valores de los desplazamientos multiplicándolos por un factor de aproximación obtenido del ASCE-7. Este factor se obtiene mediante la siguiente ecuación.

Ecuación 16.

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{Max}}{I_e}$$

Donde el C_d , es el factor de amplificación que se encuentra en las tablas 12.2-1 del ASCE7 y del anexo 6 de este documento.

2.1.3.3 Factores de Agrietamiento

En la sección 6.4.1.2.1 del FEMA-356, indica que cuando se determina utilizar un análisis lineal aproximado, dictados por el capítulo 3, usando las aproximaciones inelásticas se deberá de tener en consideración la componente efectiva de la rigidez de los elementos en el punto elástico

entrando a la inelasticidad del material. En la figura 1, de este documento se muestra los factores de agrietamiento que se aplican en las secciones gruesas de los elementos, para luego obtener los desplazamientos máximos que se pretenden analizar.

Tabla 3. Factores de Agrietamiento según el FEMA-356.

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000)

2.1.4 Procedimiento estático no lineal

Un análisis estático no lineal (Pushover) es uno método que genera una curva de respuesta monotónica y en el cual se considera la no linealidad del material utilizado. El procedimiento consiste en, primeramente, definir la geometría y materiales de la estructura a analizar, lo cual incluye el refuerzo longitudinal y transversal de las columna, vigas y muros. El siguiente paso requiere permitir el desarrollo de rótulas plásticas en los elementos, las cuales están definidas por los diagramas de momento curvatura correspondientes y la provisiones del ASCE 41. Por último, se crea un caso de análisis en el cual se asigna un análisis no lineal estático y se corre el análisis.

Al finalizar el análisis, se puede apreciar la curva de desempeño, en la cual se plotean los desplazamientos en el último nivel de la estructura con los cortantes basales correspondientes.

2.1.5 Análisis de varianza con factor simple

Se puede definir de manera breve que la estadística es la tabulación, análisis e interpretación de datos con el fin de concluir una investigación. La mayor parte de las decisiones se toman en función de una herramienta estadística aplicada. Los valores numéricos presentan fluctuación aleatoria y por lo tanto para analizarlos es necesario recurrir a estas herramientas que permitan visualizar y tener en cuenta la variabilidad a la hora de llegar a una conclusión.

En estadística, el análisis de la varianza (ANOVA), es una técnica multivariante o de variable simple, desarrollada por el genetista R.A Fisher en los años 1920 y 1930. En el manual del programa estadístico minitab 2019, define a este análisis como, “La prueba de que las medias de dos o más poblaciones son iguales. Los ANOVA, “evalúan la importancia de uno o más factores al comparar las medias de la variable de respuesta en los diferentes niveles de los factores.” (*¿Qué es ANOVA?*, n.d.). Esto quiere decir que, el análisis de la varianza, parte del concepto de regresión lineal, así esta herramienta permite determinar, por ejemplo, si diferentes metodologías de los códigos muestran diferencias significativas en sus resultados o si por el contrario puede suponerse que sus medias poblacionales no difieren. El ANOVA de un factor solos puede utilizarse cuando se investiga un solo factor y una sola variable dependiente como es el caso de esta investigación. Cuando se comparan las medas de tres o más grupos, puede indicar si al menos un par de medias es significativamente diferente, pero no puede indicar qué par. También requiere que la variable dependiente este distribuida de manera normal en cada uno de los grupos y que la variabilidad dentro de cada grupo sea similar en todos los grupos.

2.1.6 Diagramas de caja e histogramas

Los gráficos de cajas o histograma de datos son de ayuda visual para observar el centro y la extensión de los datos. Todos los diagramas de caja como los histogramas realizan la misma función al momento de comprobar la normalidad o identificar los puntos que podrían ser valores atípicos o inusuales.

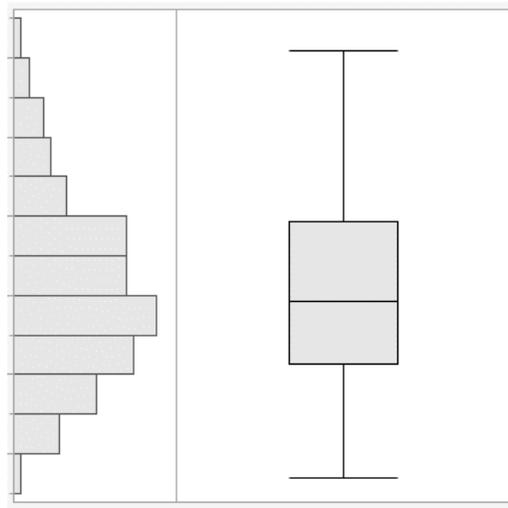


Figura 1. Diagrama de caja e histograma.

Fuente: (*Diagrama de caja*, n.d.)

Los diagramas de caja a diferencia con los histogramas ayudan a ver el sesgo, porque la línea de la mediana no estará cerca del centro del cuadro si los datos están sesgados, identifica los percentiles 25 y 75 mejor que el histograma. Sin embargo, el histograma ayuda a ver la forma global de los datos mejor que un diagrama de caja.

2.1.7 Diagramas de dispersión

Los diagramas de dispersión es un tipo de grafica matemática que utiliza las coordenadas cartesianas para mostrar los valores de dos o mas variables. Un diagrama de dispersión puede sugerir varios tipos de correlación entre las variables con un intervalo de confianza determinado.

Se puede dibujar una línea de tendencia con el fin de estudiar la correlación entre las variables, de esta manera los datos son representados por un modelo de mezcla de relaciones simples, visualmente evidentes como patrones superpuestos.

2.2 Teorías aplicadas

La no linealidad de material está asociada con el comportamiento inelástico de un componente o un sistema. El comportamiento inelástico puede ser caracterizado por la relación de fuerza-deformación, también conocida como una curva tipo vértebra, la cual mide la fuerza contra translación o deformación rotacional. La relación general de fuerza-deformación, mostrada en la figura 1, indica que una vez la estructura alcanza resistencia a la fluencia, la carga adicional causará una respuesta que se desviará de la tangente inicial o comportamiento elástico. La respuesta no lineal puede entonces incrementar hasta un punto último antes de degradarse a un valor de resistencia residual.

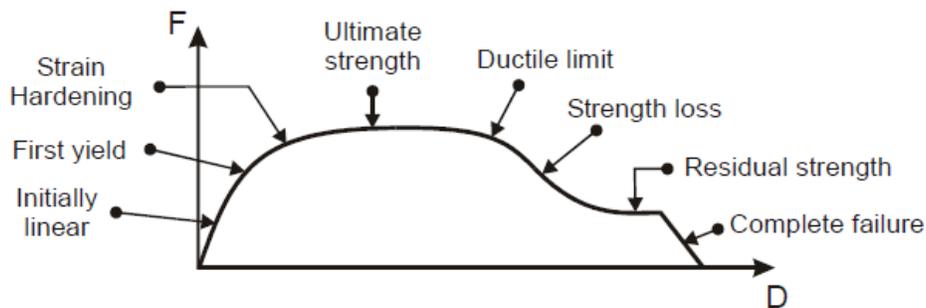


Figura 2. Diagrama de momento curvatura.

Fuente: (Manual ETABS 19.1.1, 2019)

Existen varias relaciones de fuerza-deformación que pueden caracterizar la no linealidad de material, incluyendo la curva monotónica y el ciclo histéretico. La curva monotónica, es producida cuando se aplica una carga progresivamente incremental a un componente o sistema, de manera

que el parámetro de deformación (variable independiente) se incrementa continuamente desde cero hasta una condición última. El parámetro correspondiente basado en fuerza (variable dependiente) es plotada a lo largo de un rango, indicando el patrón de la no linealidad de material.

El análisis pushover es un método no lineal, el cual genera una curva de respuesta monotónica. Para simplificar la expresión de la relación fuerza-deformación y para proveer una formulación numérica eficiente, la curva no lineal puede ser idealizada en una serie de segmentos lineales. La figura 2 representa la expresión simplificada. Cuando la curva general se compara a la idealizada, es evidente que una formulación exacta puede ser simplificada con poca pérdida de precisión.

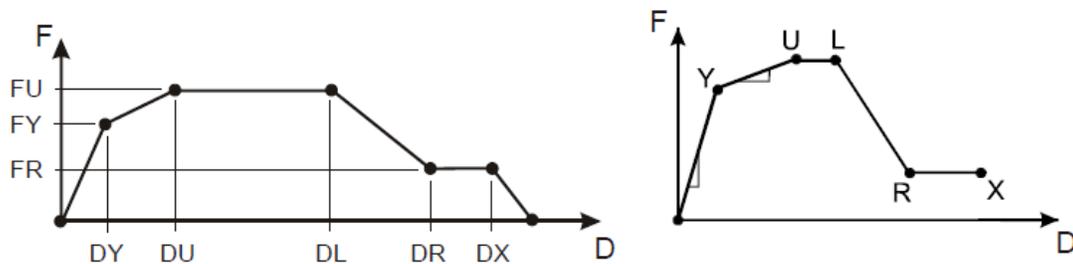


Figura 3. Diagrama de fuerza-deformación.

Fuente: (Manual ETABS 19.1.1, 2019)

Ciclo histéretico es cuando una relación de fuerza-deformación es desarrollada para un componente o sistema sujeto a una carga cíclica, se producen bucles histeréticos. Cuando se modela dinámicas histeréticas, la rótula de fibra es la mejor opción. La siguiente figura demuestra el comportamiento histéretico. De nuevo, la traslación o deformación rotacional es la variable independiente. Al ser continua la reversión de la orientación de la carga, se plotea el parámetro basado en fuerza contra la oscilación física del sistema. La histéresis es más útil para caracterizar la respuesta dinámica bajo la aplicación de un récord tiempo-historia.

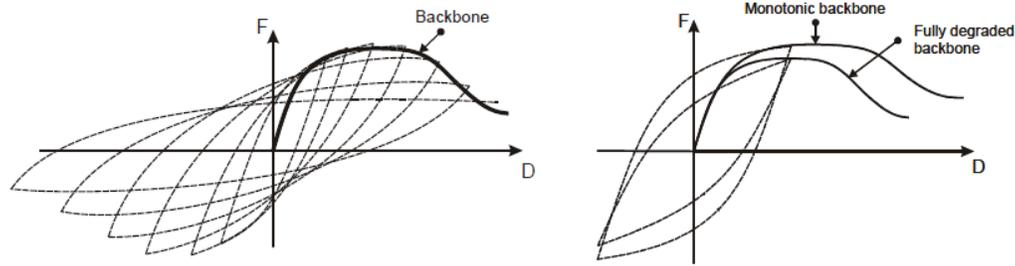


Figura 4. Diagrama de histéresis

Fuente: (Manual ETABS 19.1.1, 2019)

Como se observa en la figura anterior, la rigidez y la resistencia se desvían desde la relación inicial una vez que ocurre la fluencia. Este comportamiento Avanza con la adición de cíclicos histeréticos, los cuales se vuelven más pronunciados con deformaciones inelásticas mayores. Inicialmente, se puede incrementar la Resistencia a través del comportamiento de endurecimiento, aunque finalmente, la rigidez y la resistencia se degradan a través del comportamiento de ablandamiento. Mientras que el incremento o la pérdida son indicados por el nivel de resistencia alcanzado, la disminución en la pendiente debido a la carga en reversión indica la degradación de la rigidez. La ductilidad describe la habilidad que tiene un Sistema para mantener su resistencia después de su punto último durante un comportamiento histéretico y los incrementos en los niveles de deformación.

A medida que los bucles histeréticos se desarrollan, el perfil de los valores picos forman una envolvente cíclica. La curva de vértebra producida por la envolvente cíclica será menor que la curva monótonica, la cual resultaría de una del comportamiento de la estructura bajo cargas monótonicas. Esto puede atribuirse a la degradación de resistencia y rigidez.

Interacción de superficie. La interacción de superficie es desarrollada para un miembro estructural cuando la relación combinada entre varios parámetros de resistencia es ploteada. Se puede utilizar una teoría plástica, tal como Von Mises, u otra para desarrollar superficies 2D o 3D, las cuales representan el desempeño en envolvente de un estado límite dado. El comportamiento excede el estado límite cuando la medición de desempeño cae fuera de la envolvente.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis Nula.

No existe diferencia significativa entre los desplazamientos correspondientes a cada código considerado, con respecto a los desplazamientos inelásticos de la curva de desempeño.

3.1.2 Hipótesis Alternativa.

Existe diferencia significativa entre al menos uno de los desplazamientos correspondientes para alguno de los códigos considerados, con respecto a los desplazamientos inelásticos de la curva de desempeño.

3.2 Variables de investigación

3.2.1 Esquema de variables de Investigación.

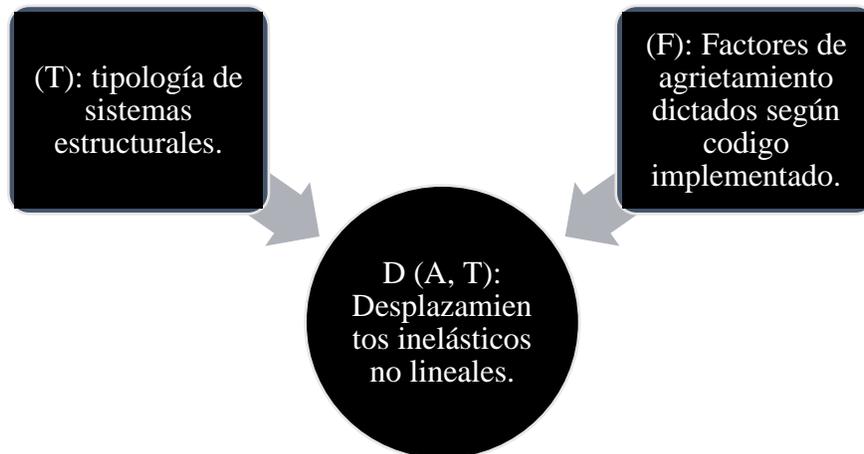


Figura 5. Esquema de Variables.

Fuente: Propia

3.2.2 Definición Operacional de las Variables.

3.2.2.1 Variable de Control

Se define la tipología de los sistemas estructurales que se tendrán para los análisis de los cuales se estarán aplicando para el análisis inelástico por realizar. Como segunda variable independiente están los factores de agrietamiento que serán controlados según el código que se esté utilizando en la comparación.

3.2.2.2 Variables observables.

Se define como variable dependiente, los resultados que están conectados a las variables independientes. En este caso los desplazamientos inelásticos obtenidos de las estructuras que se analizarán en la investigación reportada en este documento dependen de las aproximaciones inelásticas con los factores de agrietamiento que se le estén aplicando según el código.

3.3 Fuentes de información

3.3.1 Fuentes primarias

- Código Hondureño de la Construcción 2008 (Directiva de Colegio de Ingenieros Civiles, 2008).
- Uniform Building Code 1997 (International Conference of Building Officials, 1997).
- Federal Emergency Agency 356 (American Society of Civil Engineers, 2000).
- American Society of Civil Engineers 2014 (ASCE 7-16, 2014)
- International Building Code 2000 (*2000 International Building Code (IBC) - CHAPTER 16*, 2000)

3.3.2 Fuentes secundarias

- Matrix Analysis of Structural Dynamics por Franklin Y. Cheng, Universidad de Missouri (Cheng, 2001).
- Statistics for Business and Economics 13 edición por James T. Mc Clave y George Benson Sincich, Universidad de Florida (McClave, 2018).

3.4 Instrumentos aplicados

Para la ejecución de esta investigación, se utilizó el programa ETABS versión 2019. ETABS es un programa de análisis tridimensional extendido para diseño de edificaciones, desarrollado por la empresa “Computers and Structures Inc. (CSI)” fundada en 1975 y reconocida globalmente como una empresa líder en herramientas de software más utilizada por ingenieros estructurales. El software ETABS fue creado especialmente para estructuras comerciales de múltiples niveles, como ser las torres de oficinas, apartamentos, hospitales, entre otros. Con este fin, se decidió hacer uso de esta herramienta, ya que a través de ella se realizó la simulación numérica con la cual se obtuvieron las curvas de desempeño.

En adición al software estructural ETABS, se utilizó una calculadora grafica digital, Texas Instruments Nspire CX CAS. Esta herramienta fue de utilidad en el análisis estadístico, con el fin de comprobar los datos ANOVA, obtener los diagramas de cajas y los histogramas de cada código que se observan en el capítulo IV de este documento. Esta calculadora, utiliza el TI-Nspire CAS, el cual significa Sistema Algebraico Computacional, para realizar procedimientos matemáticos con mayor facilidad a diferencia que las calculadoras convencionales.

3.5 Procedimiento de análisis

Esta investigación en particular no sigue ningún alineamiento determinado de un procedimiento. Esto se debe a que, el propósito de la investigación es la comparación de los diferentes códigos de construcción con versiones más recientes y comprobar el uso de los factores de agrietamiento dentro de un análisis inelástico aproximado. Inicialmente, se tomó una estructura con un diseño previo. Luego, se calcularon los cortantes en la base según la metodología establecida de cada código. Seguido a esto, se procede a crear el modelo sintético dentro del software estructural ETABS 19.1.1, ingresando las cargas sísmicas. Se definieron y asignaron las rotulas plásticas a los elementos estructuras dentro del programa, para así obtener la curva de desempeño que se pretende analizar. Finalmente, se obtuvieron los resultados de los desplazamientos para cada tipología con respecto a cada código utilizado, con el fin de realizar una comparación a través de un análisis estadístico y encontrar el grupo de datos con diferencias significativas.

3.5.1 Descripción de las Estructuras

La estructura consta de nueve niveles, en donde la altura del primer nivel es de 6.4 metros mientras que el segundo nivel es de 4.5 metros y el resto 3.7 metros. Obteniendo de esta forma una altura total de 36.8 m. Asimismo, el edificio este compuesto de hormigón con resistencia 280 kg/cm², y el refuerzo de acero con una resistencia de 4,200 kg/cm². La estructura se analizó por medio de un diafragma rígido. A continuación, se muestra la distribución de los elementos estructurales según su tipología con su referente armado de acero.

Para la tipología de marco rígido común, se consideraron elementos como columnas con sección transversal cuadrada de 90 cm por 90 cm con un refuerzo de 20 barras #9 y un refuerzo transversal de #4 con espaciamiento de 45 cm. Vigas principales con una sección de 45 cm de ancho y 65 cm

de alto con refuerzo superior de cinco barras #8 y un refuerzo inferior de cinco barras #7, vigas secundarias con una sección transversal de 25 cm de ancho y 45 cm de alto.

Para la tipología de marco semirrígido, se consideraron elementos como columnas con sección transversal cuadrada de 75 cm por 75 cm con un refuerzo de 14 barras #10 y un refuerzo transversal de #4 con espaciamiento de 20 cm. Vigas principales con una sección de 35 cm de ancho y 60 cm de alto con refuerzo superior de cinco barras #8 y un refuerzo inferior de cinco barras #7, vigas secundarias con una sección transversal de 25 cm de ancho y 45 cm de alto.

Para la tipología de marco rígido especial, se consideraron elementos como columnas con sección transversal cuadrada de 65 cm por 65 cm con un refuerzo de 14 barras #11 y un refuerzo transversal de #4 con espaciamiento de 15 cm. Vigas principales con una sección de 35 cm de ancho y 60 cm de alto con refuerzo superior de cinco barras #8 y un refuerzo inferior de cinco barras #7, vigas secundarias con una sección transversal de 25 cm de ancho y 45 cm de alto.

Para la tipología de sistema doble de marco semirrígido con muros cortantes, se consideraron elementos como columnas con sección transversal cuadrada de 60 cm por 60 cm con un refuerzo de 14 barras #8 y un refuerzo transversal de #4 con espaciamiento de 20 cm. Vigas principales con una sección de 35 cm de ancho y 50 cm de alto con refuerzo superior de cinco barras #8 y un refuerzo inferior de cinco barras #7, vigas secundarias con una sección transversal de 25 cm de ancho y 45 cm de alto. Muros cortantes de 2.5 m de alto y 20 cm de espesor, con un refuerzo de 10 barras #4.

Para la tipología de sistema doble de marco rígido especial con muros cortantes, se consideraron elementos como columnas con sección transversal cuadrada de 50 cm por 50 cm con un refuerzo de 14 barras #10 y un refuerzo transversal de #4 con espaciamiento de 15 cm. Vigas principales

con una sección de 35 cm de ancho y 45 cm de alto con refuerzo superior de cinco barras #8 y un refuerzo inferior de cinco barras #7, vigas secundarias con una sección transversal de 25 cm de ancho y 45 cm de alto. Muros cortantes de 2.5 m de alto y 20 cm de espesor, con un refuerzo de 10 barras #4.

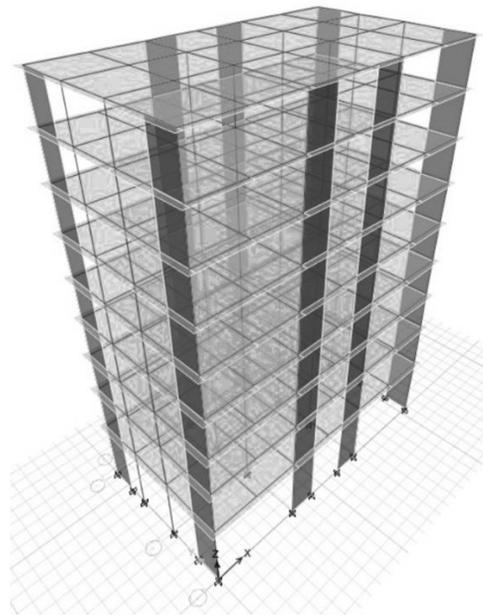


Figura 6. Modelo tridimensional en ETABS, del edificio.
Fuente: Propia

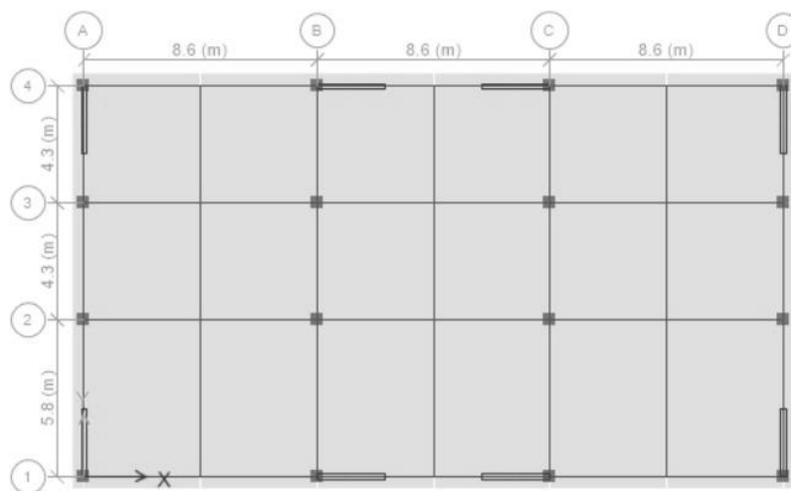


Figura 7. Vista en planta del edificio.
Fuente: Propia

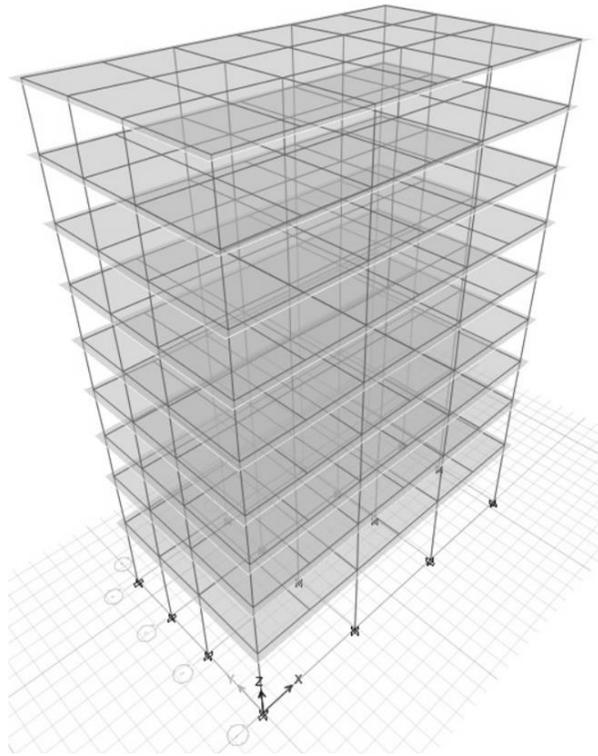


Figura 8. Modelo sin muros cortantes tridimensional en ETABS, del edificio.

Fuente: Propia

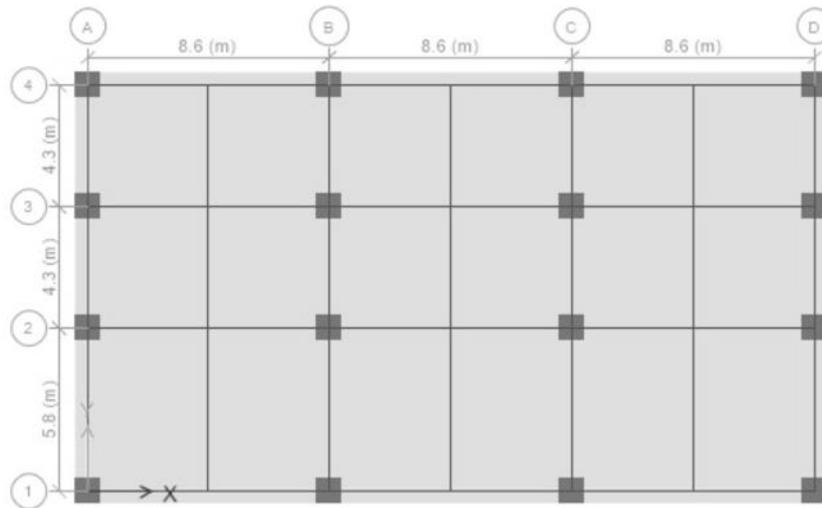


Figura 9. Vista en planta de edificio sin muros cortantes.

Fuente: Propia

3.5.2 Definición de cortantes en la base

3.5.2.1 Sistema de Marco Rígido Común.

Cálculo de cortante en la base con el Código Hondureño de la Construcción.

- El factor de zona (Z) es de 0.25 para una zona 3B.
- El coeficiente de sitio para características del suelo (S) es el S3 con un valor de 1.5.
- Los periodos fundamentales del suelo (T_a) es de 0.233 y (T_b) es 0.818.
- El factor de Importancia sísmica (I) que se utilizara es de 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente numérico (C_t), se encuentra en la sección 1.3.5.2.2 del CHOC-08, en este caso ese valor es de 0.0731. Aplicando la ecuación 1.3.5-3 del CHOC-08, se obtiene que el periodo del método A (T) en la estructura es de 1.0922.
- Se calcula el valor (C) expresado con la ecuación 1.3.5-2 del CHOC-08 dando un valor de 1.767.
- El coeficiente numérico según el sistema estructural (R_w), de Marcos Rígidos Común, es de 5.
- Finalmente, obtenido un coeficiente sísmico de 0.088397.
- Multiplicándolo con el peso sísmico descrito en la sección anterior de este documento se obtiene el cortante en la base total con el método A de **3,946.94 kN**.

Cálculo de cortante en la base con el UBC-97.

- El factor de zona (Z) es de 0.25.
- El coeficiente sísmico (C_a), según la tabla 16-Q del UBC-97 y la tabla 2 de este documento es de 0.285, realizando una interpolación de datos para el suelo tipo SC.

- El coeficiente sísmico (C_v), según la tabla 16-R del UBC-97, y la tabla 2 de este documento es de 0.385.
- El factor de importancia (I) es 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente representativo de la capacidad dúctil del edificio para resistir cargas laterales (R), según la tabla 16-N o 16-P del UBC-97 y en anexo 1, de este documento es de 3.5.
- El factor de amplificación (Ω) según la tabla 16-N, del UBC-97 y en anexo 1 de este documento es de 2.8
- El valor de (C) es de 0.3359, teniendo un periodo de 1.0922.
- Finalmente, obteniendo un coeficiente sísmico de 0.11714, el cual, multiplicado por el peso sísmico de la estructura, da un resultado de cortante en la base de **4,494.91 kN**. Este cortante en la base no debe de ser mayor al cortante **5,837.92 kN** o menor que el cortante **410.99 kN** que indica el UBC-97 que se deben de calcular.

Cálculo del cortante en la base con el FEMA 356

- El parámetro de aceleración para periodos cortos con 5% de amortiguamiento (S_s) es de 1.020.
- El parámetro de aceleración para periodos largos con 5% de amortiguamiento (S_1) es de 0.255
- Coeficiente del suelo para periodos cortos (F_a), según la tabla 11.4-1 del ASCE 7-16, para el S_s considerado es de 1.0.
- Coeficiente del suelo para periodos largos (F_v), según la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para el S_1 considerado es de 1.4.
- El SMS es la solución de la multiplicación del (F_a) y (S_s) obteniendo un total de 1.02.

- El SM1 es la solución de la multiplicación del (Fv) y (S1) obteniendo un total de 0.358.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a un segundo (SDS) se obtienen con la ecuación 10 de este documento obteniendo un total de 0.6802.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos mayores a un segundo (SD1) se obtienen con la ecuación 11 de este documento obteniendo un total de 0.2388.
- El periodo fundamental de la estructura (T) es de 0.9 segundos.
- El factor de modificación según el sistema estructural, (R) es de 3.
- El factor de importancia (Ie) es de 1.
- El factor de amplificación (Cd) es de **2.5**.
- El factor de sobreesfuerzo (Ω_0) es de **3**.
- Aplicando la ecuación 15, de este documento se obtiene el Cs mínimo el cual se obtiene un valor de **0.029931**.
- Aplicando la ecuación 14, de este documento, se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica (Cs), se obtiene un valor de **0.088446**.
- Se multiplica el coeficiente sísmico por el peso sísmico de la estructura para que finalmente, obteniendo un resultado de cortante en la base de **3,949.09 kN**.

3.5.2.2 Sistema de Marco Semirrígido.

Cálculo de cortante en la base con el Código Hondureño de la Construcción.

- El factor de zona (Z) es de 0.25 para una zona 3B.
- El coeficiente de sitio para características del suelo (S) es el S3 con un valor de 1.5.
- Los periodos fundamentales del suelo (Ta) es de 0.233 y (Tb) es 0.818.
- El factor de Importancia sísmica (I) que se utilizara es de 1 para estructuras ordinarias.

- El coeficiente numérico (C_t), se encuentra en la sección 1.3.5.2.2 del CHOC-08, en este caso ese valor es de 0.0731. Aplicando la ecuación 1.3.5-3 del CHOC-08, se obtiene que el periodo del método A (T) en la estructura es de 1.0922.
- Se calcula el valor (C) expresado con la ecuación 1.3.5-2 del CHOC-08 dando un valor de 1.767.
- El coeficiente numérico según el sistema estructural (R_w), de Marcos Rígidos Común, es de 8.
- Finalmente, obtenido un coeficiente sísmico de 0.055248.
- Multiplicándolo con el peso sísmico descrito en la sección anterior de este documento se obtiene el cortante en la base total con el método A de **2,167.93 kN**.

Cálculo de cortante en la base con el UBC-97.

- El factor de zona (Z) es de 0.25.
- El coeficiente sísmico (C_a), según la tabla 16-Q del UBC-97 y la tabla 2 de este documento es de 0.285, realizando una interpolación de datos para el suelo tipo SC.
- El coeficiente sísmico (C_v), según la tabla 16-R del UBC-97, y la tabla 2 de este documento es de 0.385.
- El factor de importancia (I) es 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente representativo de la capacidad dúctil del edificio para resistir cargas laterales (R), según la tabla 16-N o 16-P del UBC-97 y en anexo 1, de este documento es de **5.5**.
- El factor de amplificación (Ω) según la tabla 16-N, del UBC-97 y en anexo 1 de este documento es de 2.8
- El valor de (C) es de 0.3359, teniendo un periodo de 1.0922.

- Finalmente, obteniendo un coeficiente sísmico de **0.064091**, el cual, multiplicado por el peso sísmico de la estructura, da un resultado de cortante en la base de **2,513.8 kN**. Este cortante en la base no debe de ser mayor al cortante **5,083.37 kN** o menor que el cortante **357.87 kN** que indica el UBC-97 que se deben de calcular.

Cálculo del cortante en la base con el FEMA 356

- El parámetro de aceleración para periodos cortos con 5% de amortiguamiento (S_s) es de 1.0203.
- El parámetro de aceleración para periodos largos con 5% de amortiguamiento (S_1) es de 0.255
- Coeficiente del suelo para periodos cortos (F_a), según la tabla 11.4-1 del ASCE 7-16, para el S_s considerado es de 1.0.
- Coeficiente del suelo para periodos largos (F_v), según la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para el S_1 considerado es de 1.4.
- El SMS es la solución de la multiplicación del (F_a) y (S_s) obteniendo un total de 1.02.
- El SM1 es la solución de la multiplicación del (F_v) y (S_1) obteniendo un total de 0.358.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a un segundo (SDS) se obtienen con la ecuación 10 de este documento obteniendo un total de 0.6802.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos mayores a un segundo ($SD1$) se obtienen con la ecuación 11 de este documento obteniendo un total de 0.2388.
- El periodo fundamental de la estructura (T) es de 0.9 segundos.
- El factor de modificación según el sistema estructural, (R) es de 5.
- El factor de importancia (I_e) es de 1.

- El factor de amplificación (C_d) es de **4.5**.
- El factor de sobreesfuerzo (Ω_0) es de **3**.
- Aplicando la ecuación 15, de este documento se obtiene el C_s mínimo el cual se obtiene un valor de **0.02993136**.
- Aplicando la ecuación 14, de este documento, se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica (C_s), se obtiene un valor de **0.053068**.
- Se multiplica el coeficiente sísmico por el peso sísmico de la estructura para que finalmente, obteniendo un resultado de cortante en la base de **2,082.35 kN**.

3.5.2.3 Sistema de Marco Rígido Especial.

Cálculo de cortante en la base con el Código Hondureño de la Construcción.

- El factor de zona (Z) es de 0.25 para una zona 3B.
- El coeficiente de sitio para características del suelo (S) es el S3 con un valor de 1.5.
- Los periodos fundamentales del suelo (T_a) es de 0.233 y (T_b) es 0.818.
- El factor de Importancia sísmica (I) que se utilizara es de 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente numérico (C_t), se encuentra en la sección 1.3.5.2.2 del CHOC-08, en este caso ese valor es de 0.0731. Aplicando la ecuación 1.3.5-3 del CHOC-08, se obtiene que el periodo del método A (T) en la estructura es de 1.0922.
- Se calcula el valor (C) expresado con la ecuación 1.3.5-2 del CHOC-08 dando un valor de 1.767.
- El coeficiente numérico según el sistema estructural (R_w), de Marcos Rígidos Común, es de 12.
- Finalmente, obtenido un coeficiente sísmico de 0.036832.

- Multiplicándolo con el peso sísmico descrito en la sección anterior de este documento se obtiene el cortante en la base total con el método A de **1383.90 kN**.

Cálculo de cortante en la base con el UBC-97.

- El factor de zona (Z) es de 0.25.
- El coeficiente sísmico (C_a), según la tabla 16-Q del UBC-97 y la tabla 2 de este documento es de 0.285, realizando una interpolación de datos para el suelo tipo SC.
- El coeficiente sísmico (C_v), según la tabla 16-R del UBC-97, y la tabla 2 de este documento es de 0.385.
- El factor de importancia (I) es 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente representativo de la capacidad dúctil del edificio para resistir cargas laterales (R), según la tabla 16-N o 16-P del UBC-97 y en anexo 1, de este documento es de **8.5**.
- El factor de amplificación (Ω) según la tabla 16-N, del UBC-97 y en anexo 1 de este documento es de 2.8
- El valor de (C) es de 0.3359, teniendo un periodo de 1.0922.
- Finalmente, obteniendo un coeficiente sísmico de **0.04147**, el cual, multiplicado por el peso sísmico de la estructura, da un resultado de cortante en la base de **1,557.49 kN**. Este cortante en la base no debe de ser mayor al cortante **4,867.47 kN** o menor que el cortante **342.67 kN** que indica el UBC-97 que se deben de calcular.

Cálculo del cortante en la base con el FEMA 356

- El parámetro de aceleración para periodos cortos con 5% de amortiguamiento (S_s) es de 1.0203.

- El parámetro de aceleración para periodos largos con 5% de amortiguamiento (S_1) es de 0.255
- Coeficiente del suelo para periodos cortos (F_a), según la tabla 11.4-1 del ASCE 7-16, para el S_s considerado es de 1.0.
- Coeficiente del suelo para periodos largos (F_v), según la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para el S_1 considerado es de 1.4.
- El SMS es la solución de la multiplicación del (F_a) y (S_s) obteniendo un total de 1.02.
- El SM1 es la solución de la multiplicación del (F_v) y (S_1) obteniendo un total de 0.358.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a un segundo (SDS) se obtienen con la ecuación 10 de este documento obteniendo un total de 0.6802.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos mayores a un segundo ($SD1$) se obtienen con la ecuación 11 de este documento obteniendo un total de 0.2388.
- El periodo fundamental de la estructura (T) es de 0.9 segundos.
- El factor de modificación según el sistema estructural, (R) es de **8**.
- El factor de importancia (I_e) es de 1.
- El factor de amplificación (C_d) es de **5.5**.
- El factor de sobreesfuerzo (Ω_0) es de **3**.
- Aplicando la ecuación 15, de este documento se obtiene el C_s mínimo el cual se obtiene un valor de **0.029931**.
- Aplicando la ecuación 14, de este documento, se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica (C_s), se obtiene un valor de **0.033167**.
- Se multiplica el coeficiente sísmico por el peso sísmico de la estructura para que finalmente, obteniendo un resultado de cortante en la base de **1,246.19 kN**.

3.5.2.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.

Cálculo de cortante en la base con el Código Hondureño de la Construcción.

- El factor de zona (Z) es de 0.25 para una zona 3B.
- El coeficiente de sitio para características del suelo (S) es el S3 con un valor de 1.5.
- Los periodos fundamentales del suelo (T_a) es de 0.233 y (T_b) es 0.818.
- El factor de Importancia sísmica (I) que se utilizara es de 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente numérico (C_t), se encuentra en la sección 1.3.5.2.2 del CHOC-08, en este caso ese valor es de 0.0731. Aplicando la ecuación 1.3.5-3 del CHOC-08, se obtiene que el periodo del método A (T) en la estructura es de 1.0922.
- Se calcula el valor (C) expresado con la ecuación 1.3.5-2 del CHOC-08 dando un valor de 1.767.
- El coeficiente numérico según el sistema estructural (R_w), de Marcos Rígidos Común, es de 9.
- Finalmente, obtenido un coeficiente sísmico de 0.049109.
- Multiplicándolo con el peso sísmico descrito en la sección anterior de este documento se obtiene el cortante en la base total con el método A de **1,911.09 kN**.

Cálculo de cortante en la base con el UBC-97.

- El factor de zona (Z) es de 0.25.
- El coeficiente sísmico (C_a), según la tabla 16-Q del UBC-97 y la tabla 2 de este documento es de 0.285, realizando una interpolación de datos para el suelo tipo SC.
- El coeficiente sísmico (C_v), según la tabla 16-R del UBC-97, y la tabla 2 de este documento es de 0.385.

- El factor de importancia (I) es 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente representativo de la capacidad dúctil del edificio para resistir cargas laterales (R), según la tabla 16-N o 16-P del UBC-97 y en anexo 1, de este documento es de **6.5**.
- El factor de amplificación (Ω) según la tabla 16-N, del UBC-97 y en anexo 1 de este documento es de 2.8
- El valor de (C) es de 0.3359, teniendo un periodo de 1.0922.
- Finalmente, obteniendo un coeficiente sísmico de **0.054231**, el cual, multiplicado por el peso sísmico de la estructura, da un resultado de cortante en la base de **2,109.47 kN**. Este cortante en la base no debe de ser mayor al cortante **5,041.27kN** o menor que el cortante **354.91 kN** que indica el UBC-97 que se deben de calcular.

Cálculo del cortante en la base con el FEMA 356

- El parámetro de aceleración para periodos cortos con 5% de amortiguamiento (S_s) es de 1.0203.
- El parámetro de aceleración para periodos largos con 5% de amortiguamiento (S_1) es de 0.255
- Coeficiente del suelo para periodos cortos (F_a), según la tabla 11.4-1 del ASCE 7-16, para el S_s considerado es de 1.0.
- Coeficiente del suelo para periodos largos (F_v), según la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para el S_1 considerado es de 1.4.
- El SMS es la solución de la multiplicación del (F_a) y (S_s) obteniendo un total de 1.02.
- El SM1 es la solución de la multiplicación del (F_v) y (S_1) obteniendo un total de 0.358.

- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a un segundo (SDS) se obtienen con la ecuación 10 de este documento obteniendo un total de 0.6802.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos mayores a un segundo (SD1) se obtienen con la ecuación 11 de este documento obteniendo un total de 0.2388.
- El periodo fundamental de la estructura (T) es de 0.9 segundos.
- El factor de modificación según el sistema estructural, (R) es de **5.5**.
- El factor de importancia (Ie) es de 1.
- El factor de amplificación (Cd) es de **4.5**.
- El factor de sobreesfuerzo (Ω_0) es de **2.5**.
- Aplicando la ecuación 15, de este documento se obtiene el Cs mínimo el cual se obtiene un valor de **0.048243**.
- Aplicando la ecuación 14, de este documento, se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica (Cs), se obtiene un valor de **0.048243**.
- Se multiplica el coeficiente sísmico por el peso sísmico de la estructura para que finalmente, obteniendo un resultado de cortante en la base de **1,877.39 kN**.

3.5.2.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.

Cálculo de cortante en la base con el Código Hondureño de la Construcción.

- El factor de zona (Z) es de 0.25 para una zona 3B.
- El coeficiente de sitio para características del suelo (S) es el S3 con un valor de 1.5.
- Los periodos fundamentales del suelo (T_a) es de 0.233 y (T_b) es 0.818.
- El factor de Importancia sísmica (I) que se utilizara es de 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente numérico (C_t), se encuentra en la sección 1.3.5.2.2 del CHOC-08, en este caso ese valor es de 0.0731. Aplicando la ecuación 1.3.5-3 del CHOC-08, se obtiene que el periodo del método A (T) en la estructura es de 1.0922.
- Se calcula el valor (C) expresado con la ecuación 1.3.5-2 del CHOC-08 dando un valor de 1.767.
- El coeficiente numérico según el sistema estructural (R_w), de Marcos Rígidos Común, es de 12.
- Finalmente, obtenido un coeficiente sísmico de 0.036832.
- Multiplicándolo con el peso sísmico descrito en la sección anterior de este documento se obtiene el cortante en la base total con el método A de **1,364.94 kN**.

Cálculo de cortante en la base con el UBC-97.

- El factor de zona (Z) es de 0.25.
- El coeficiente sísmico (C_a), según la tabla 16-Q del UBC-97 y la tabla 2 de este documento es de 0.285, realizando una interpolación de datos para el suelo tipo SC.
- El coeficiente sísmico (C_v), según la tabla 16-R del UBC-97, y la tabla 2 de este documento es de 0.385.

- El factor de importancia (I) es 1 para estructuras ordinarias.
- El coeficiente representativo de la capacidad dúctil del edificio para resistir cargas laterales (R), según la tabla 16-N o 16-P del UBC-97 y en anexo 1, de este documento es de **8.5**.
- El factor de amplificación (Ω) según la tabla 16-N, del UBC-97 y en anexo 1 de este documento es de 2.8
- El valor de (C) es de 0.3359, teniendo un periodo de 1.0922.
- Finalmente, obteniendo un coeficiente sísmico de **0.04147**, el cual, multiplicado por el peso sísmico de la estructura, da un resultado de cortante en la base de **1,536.16 kN**. Este cortante en la base no debe de ser mayor al cortante **4,800.77 kN** o menor que el cortante **337.97 kN** que indica el UBC-97 que se deben de calcular.

Cálculo del cortante en la base con el FEMA 356

- El parámetro de aceleración para periodos cortos con 5% de amortiguamiento (S_s) es de 1.0203.
- El parámetro de aceleración para periodos largos con 5% de amortiguamiento (S_1) es de 0.255
- Coeficiente del suelo para periodos cortos (F_a), según la tabla 11.4-1 del ASCE 7-16, para el S_s considerado es de 1.0.
- Coeficiente del suelo para periodos largos (F_v), según la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para el S_1 considerado es de 1.4.
- El SMS es la solución de la multiplicación del (F_a) y (S_s) obteniendo un total de 1.02.
- El SM1 es la solución de la multiplicación del (F_v) y (S_1) obteniendo un total de 0.358.

- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos menores a un segundo (SDS) se obtienen con la ecuación 10 de este documento obteniendo un total de 0.6802.
- El parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos mayores a un segundo (SD1) se obtienen con la ecuación 11 de este documento obteniendo un total de 0.2388.
- El periodo fundamental de la estructura (T) es de 0.9 segundos.
- El factor de modificación según el sistema estructural, (R) es de **7**.
- El factor de importancia (Ie) es de 1.
- El factor de amplificación (Cd) es de **6**.
- El factor de sobreesfuerzo (Ω_0) es de **2.5**.
- Aplicando la ecuación 15, de este documento se obtiene el Cs mínimo el cual se obtiene un valor de **0.029931**.
- Aplicando la ecuación 14, de este documento, se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica (Cs), se obtiene un valor de **0.037905**.
- Se multiplica el coeficiente sísmico por el peso sísmico de la estructura para que finalmente, obteniendo un resultado de cortante en la base de **1,404.72kN**.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Resultado de desplazamientos elásticos e inelásticos

Una vez analizada la estructura bajo los efectos de las cargas sísmicas dentro del rango elástico, se obtienen los desplazamientos laterales que se muestran en las tablas 5, 8, 11, 14, y 17 para el CHOC-08, tabla 6, 9, 12, 15, y 18 para el UBC-97, y tabla 7, 10, 13, 16 y 19 para el FEMA 356. Estos desplazamientos, se multiplican por las aproximaciones inelásticas que indica cada código, mostradas en la tabla 4. Obteniendo así, el resultado para los desplazamientos inelásticos.

Tabla 4. Tabla de Resumen de los Factores de Agrietamiento según el código.

Factores de Agrietamiento				
	Columnas	Vigas	Muros	Factor Inelástico
CHOC	1	1	1	$3/8 \cdot R_w$
UBC-97	0.70	0.35	0.7	$0.7 \cdot R$
FEMA 356	0.7	0.5	0.8	C_d/I_e

Fuente: Propia

4.1.1 Sistema de Marco Rígido Común.

Tabla 5. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el CHOC-08

CHOC-08				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	79.06	53.06	148.24	99.48
8	75.96	50.96	142.43	95.54
7	71.49	47.95	134.04	89.90
6	65.41	43.94	122.64	82.38
5	57.77	38.99	108.31	73.11
4	48.73	33.24	91.36	62.32
3	38.50	26.78	72.19	50.20
2	27.32	19.65	51.23	36.83
1	13.08	10.02	24.53	18.80

Fuente: Propia

Tabla 6. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el UBC-97.

UBC-97				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	199.73	122.79	489.34	300.83
8	189.12	117.12	463.35	286.94
7	175.44	109.43	429.84	268.09
6	158.20	99.51	387.59	243.80
5	137.48	87.49	336.81	214.35
4	113.69	73.61	278.54	180.34
3	87.53	58.15	214.45	142.47
2	59.98	41.39	146.94	101.41
1	27.13	19.97	66.46	48.92

Fuente: Propia

Tabla 7. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígidos comunes según el FEMA-356.

FEMA-356				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	135.17	85.37	337.92	213.42
8	129.44	82.10	323.61	205.25
7	121.43	77.35	303.59	193.37
6	110.71	70.92	276.77	177.29
5	97.31	62.90	243.26	157.25
4	81.51	53.47	203.77	133.68
3	63.74	42.83	159.34	107.06
2	44.55	31.08	111.37	77.69
1	20.77	15.49	51.92	38.73

Fuente: Propia

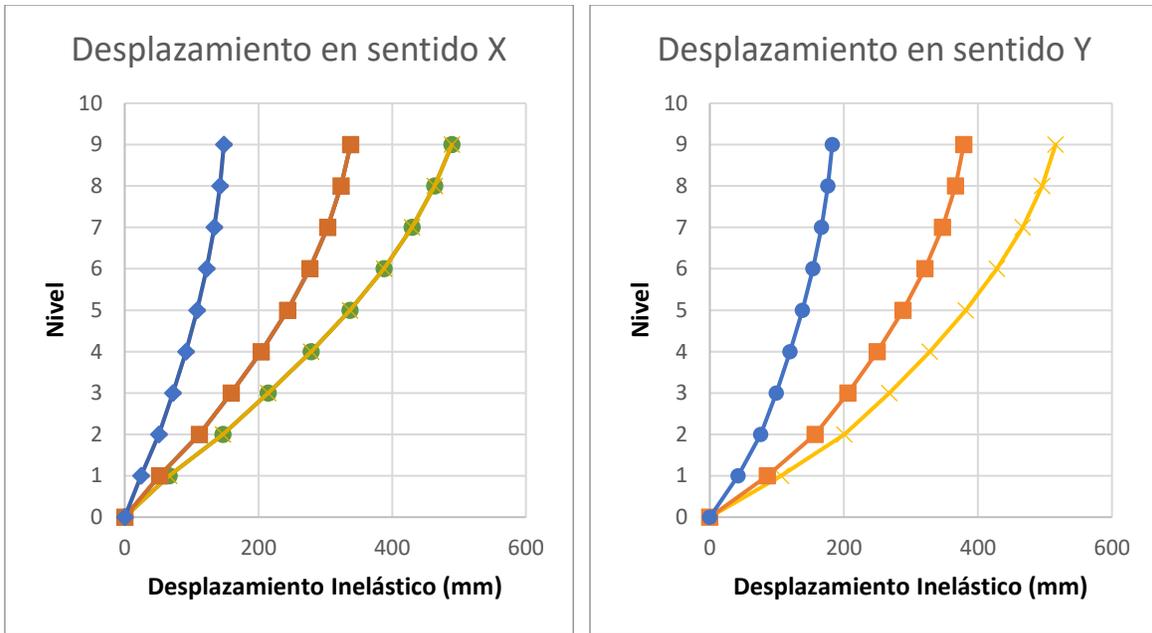


Figura 10. Gráficos de desplazamientos por nivel para Marcos Rígidos Comunes.

Fuente: Propia

4.1.2 Sistema de Marco Semirrígido.

Tabla 8. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos según el CHOC-08.

CHOC-08				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	71.84	48.81	215.53	146.43
8	69.31	47.04	207.92	141.12
7	65.48	44.15	196.43	132.44
6	60.18	40.87	180.53	122.61
5	53.46	36.47	160.38	109.42
4	45.48	31.33	136.43	94.00
3	36.39	25.54	109.17	76.63
2	26.32	19.10	78.95	57.29
1	13.01	10.09	39.04	30.26

Fuente: Propia

Tabla 9. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos comunes según el UBC-97.

UBC-97				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	175.55	111.49	675.85	429.24
8	167.32	106.79	644.19	411.15
7	156.21	100.18	601.41	385.70
6	141.84	91.54	546.08	352.43
5	124.31	81.00	478.59	311.83
4	103.97	68.77	400.28	264.76
3	81.31	55.08	313.04	212.07
2	56.94	40.03	219.20	154.11
1	26.66	20.02	102.64	77.08

Fuente: Propia

Tabla 10. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos semirrígidos comunes según el FEMA-356.

FEMA-356				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	114.59	74.34	515.65	334.53
8	110.30	71.75	496.37	322.87
7	104.00	67.83	467.99	305.25
6	95.34	62.46	429.03	281.05
5	84.40	55.71	379.78	250.69
4	71.40	47.75	321.28	214.89
3	56.64	38.74	254.87	174.31
2	40.42	28.67	181.87	129.02
1	19.51	14.82	87.78	66.67

Fuente: Propia

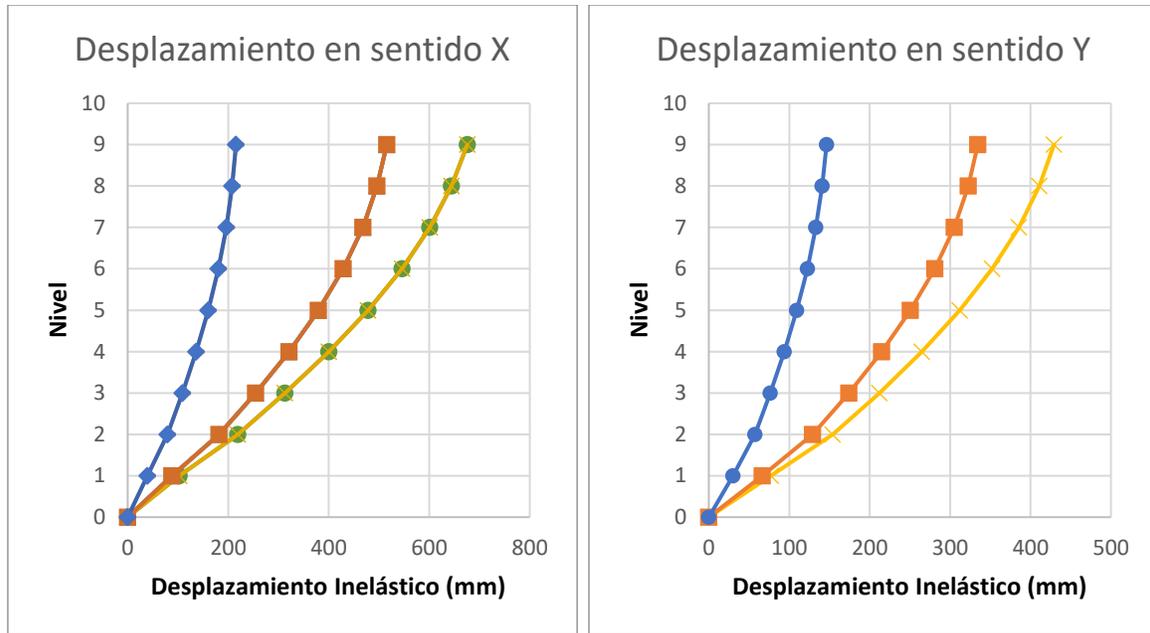


Figura 11. Gráficos de desplazamientos por nivel, para marcos semirrígidos comunes.

Fuente: Propia

4.1.3 Sistema de Marco Rígido Especial.

Tabla 11. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el CHOC-08.

CHOC-08				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	53.20	37.90	239.40	170.53
8	51.60	36.62	232.18	164.79
7	49.00	34.69	220.52	156.09
6	45.34	32.07	204.03	144.32
5	40.67	28.84	183.02	129.77
4	35.12	25.08	158.03	112.86
3	28.77	20.87	129.48	93.92
2	21.61	16.17	97.26	72.74
1	11.47	9.17	51.60	41.27

Fuente: Propia

Tabla 12. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el UBC-97.

UBC-97				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	123.40	80.87	734.24	481.19
8	118.55	77.81	705.34	462.96
7	111.50	73.33	663.45	436.28
6	102.13	67.41	607.69	401.08
5	90.57	60.19	538.86	358.14
4	77.04	51.84	458.38	308.45
3	61.79	42.49	367.66	252.81
2	44.93	32.06	267.35	190.75
1	22.46	17.22	133.61	102.46

Fuente: Propia

Tabla 13. Tabla de desplazamientos inelástico para marcos rígido especial según el FEMA-356.

FEMA-356				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	78.68	53.12	432.71	292.18
8	76.22	51.45	419.23	282.99
7	72.32	48.83	397.73	268.56
6	66.80	45.20	367.37	248.59
5	59.75	40.65	328.64	223.59
4	51.35	35.31	282.44	194.21
3	41.75	29.27	229.61	161.01
2	30.95	22.48	170.21	123.62
1	16.00	12.49	87.98	68.68

Fuente: Propia

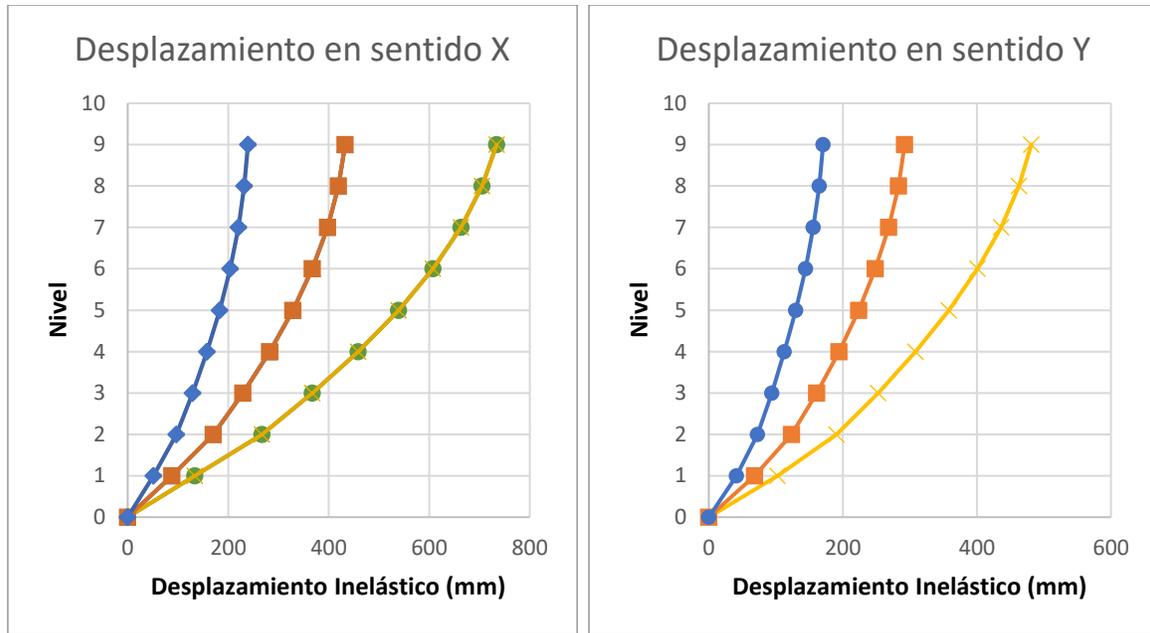


Figura 12. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Marcos Rígidos Especiales.

Fuente: Propia

4.1.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.

Tabla 14. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el CHOC-08.

CHOC-08				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	51.65	43.18	174.33	145.72
8	47.39	39.53	159.93	133.40
7	42.60	35.48	143.77	119.75
6	37.18	30.96	125.48	104.49
5	31.16	25.98	105.15	87.69
4	24.67	20.66	83.27	69.73
3	17.99	15.18	60.71	51.23
2	11.48	9.80	38.73	33.09
1	4.61	4.01	15.55	13.53
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

Tabla 15. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el UBC-97.

UBC-97				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	69.88	56.65	317.95	257.74
8	63.41	51.45	288.51	234.09
7	56.36	45.80	256.42	208.37
6	48.63	39.62	221.28	180.28
5	40.30	32.97	183.37	150.00
4	31.56	25.98	143.61	118.20
3	22.75	18.90	103.53	86.00
2	14.35	12.08	65.29	54.96
1	5.68	4.87	25.85	22.18
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

Tabla 16. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos semirrígido según el FEMA-356.

FEMA-356				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	50.74	42.42	228.33	190.87
8	46.55	38.83	209.48	174.73
7	41.85	34.86	188.31	156.85
6	36.52	30.42	164.36	136.87
5	30.61	25.53	137.73	114.86
4	24.24	20.30	109.07	91.33
3	17.67	14.91	79.52	67.10
2	11.27	9.63	50.73	43.34
1	4.52	3.94	20.36	17.73
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

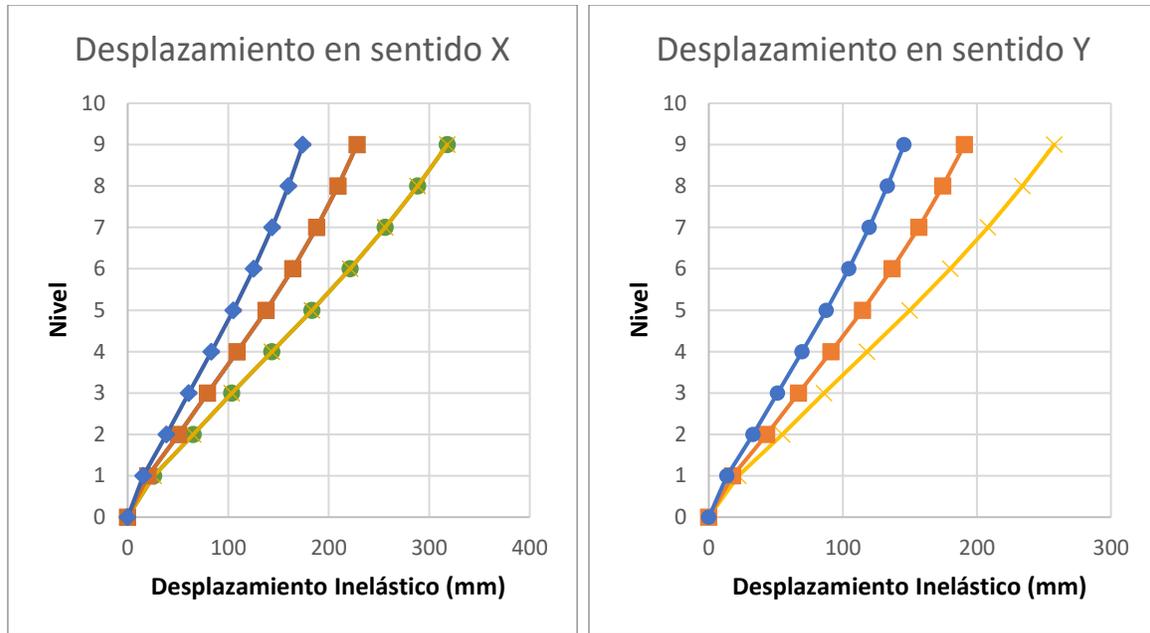


Figura 13. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Muros cortante con Marcos Semirrígidos

Fuente: Propia

4.1.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.

Tabla 17. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el CHOC-08.

CHOC-08				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	33.26	31.05	149.67	139.74
8	30.79	28.51	138.53	128.28
7	27.93	25.68	125.69	115.54
6	24.61	22.49	110.73	101.20
5	20.82	18.96	93.71	85.31
4	16.67	15.15	75.02	68.19
3	12.30	11.21	55.37	50.44
2	7.96	7.30	35.80	32.83
1	3.23	3.00	14.55	13.50
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

Tabla 18. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el UBC-97.

UBC-97				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	63.27	54.79	376.46	326.02
8	57.29	49.56	340.86	294.87
7	50.81	43.94	302.31	261.43
6	43.75	37.86	260.33	225.26
5	36.18	31.36	215.24	186.59
4	28.26	24.59	168.14	146.31
3	20.31	17.78	120.84	105.81
2	12.76	11.27	75.89	67.08
1	5.01	4.48	29.79	26.67
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

Tabla 19. Tabla de desplazamientos inelástico para muros cortantes con marcos rígido especial según el FEMA-356.

FEMA-356				
No.	Desplazamiento Elástico		Desplazamiento Inelástico	
	Sx (mm)	Sy (mm)	Sx (mm)	Sy (mm)
9	48.05	43.04	288.30	258.23
8	43.95	39.21	263.71	235.27
7	39.40	35.04	236.38	210.23
6	34.29	30.43	205.72	182.59
5	28.65	25.41	171.87	152.47
4	22.61	20.09	135.65	120.53
3	16.42	14.65	98.50	87.92
2	10.42	9.38	62.50	56.25
1	4.14	3.77	24.82	22.61
0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

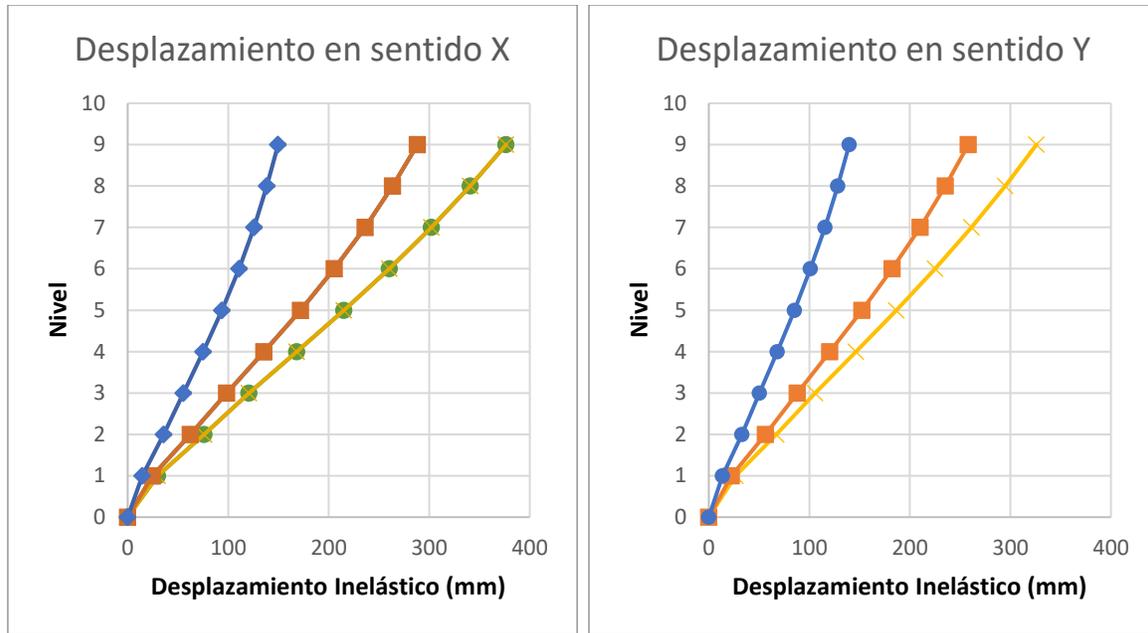


Figura 14. Gráfico de desplazamientos por nivel, para Muros cortante con Marcos rígidos Especiales

Fuente: Propia

4.2 Resultado de las curvas de desempeño.

Luego de haber definido y asignado las rotulas plásticas, se obtienen las curvas de desempeño en las direcciones X y Y, para cada tipología estructural. Se calcula el cortante inelástico de cada código, tomando el cortante lineal en la base y dividiéndolo por el coeficiente de ductilidad conforme el código. Este cortante se ubica dentro de la gráfica de desempeño tal como se muestran en las figuras 15 a la 24.

Una vez ubicados los cortantes dentro de la gráfica, se procede a interceptar la curva de desempeño con el fin de obtener los desplazamientos inelásticos no lineales de cada tipología según el código y en ambas direcciones.

4.2.1 Sistema de Marco Rígidos Común.

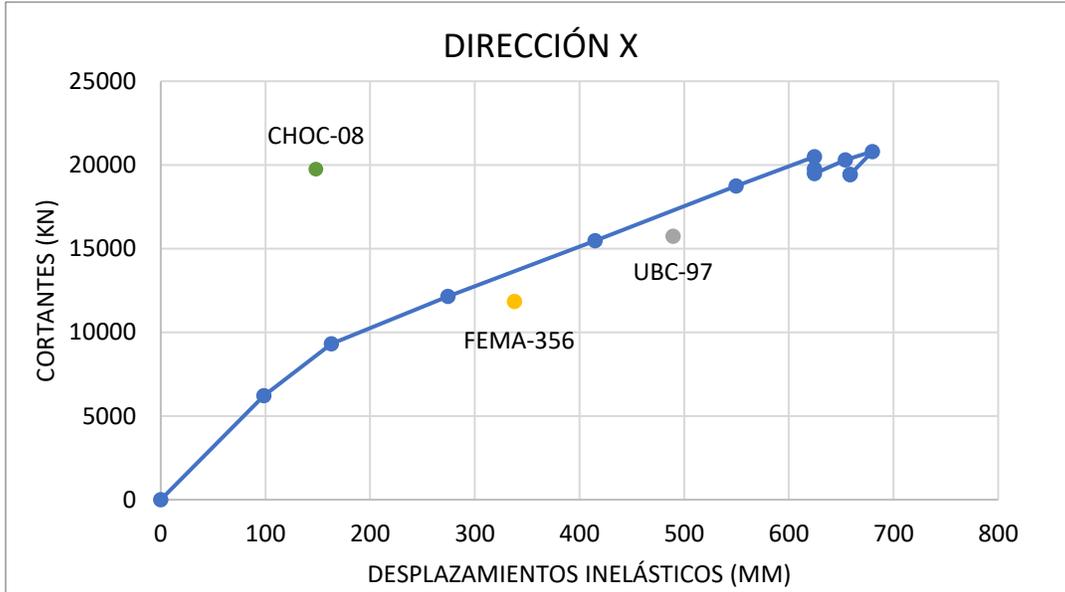


Figura 15. Curva de desempeño para marco rígido común en dirección X.

Fuente: Propia

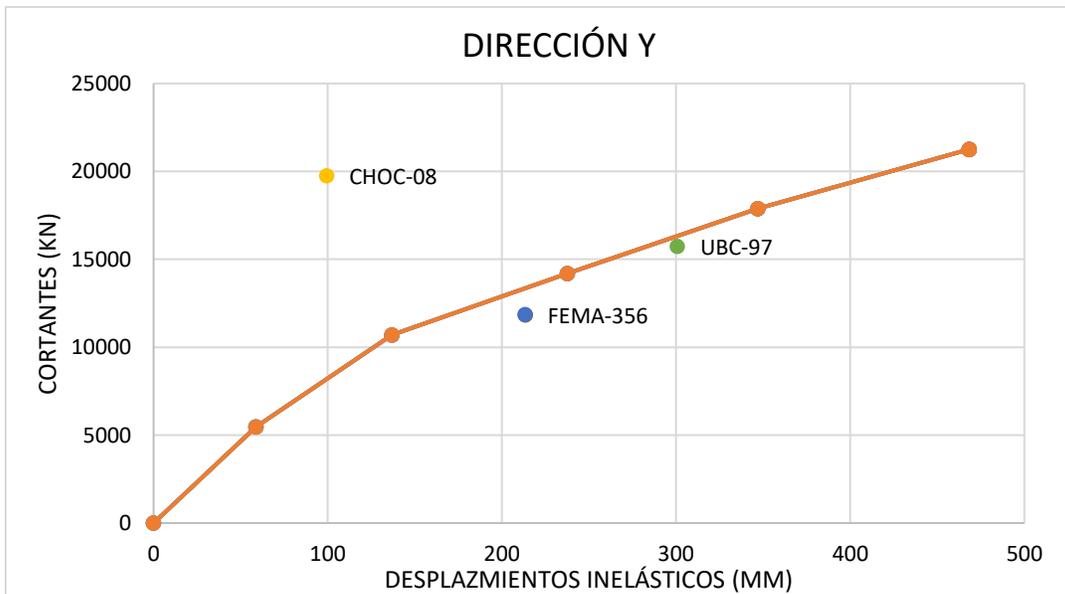


Figura 16. Curva de desempeño para marco rígido común en dirección Y.

Fuente: Propia

4.2.2 Sistema de Marco Semirrígido.

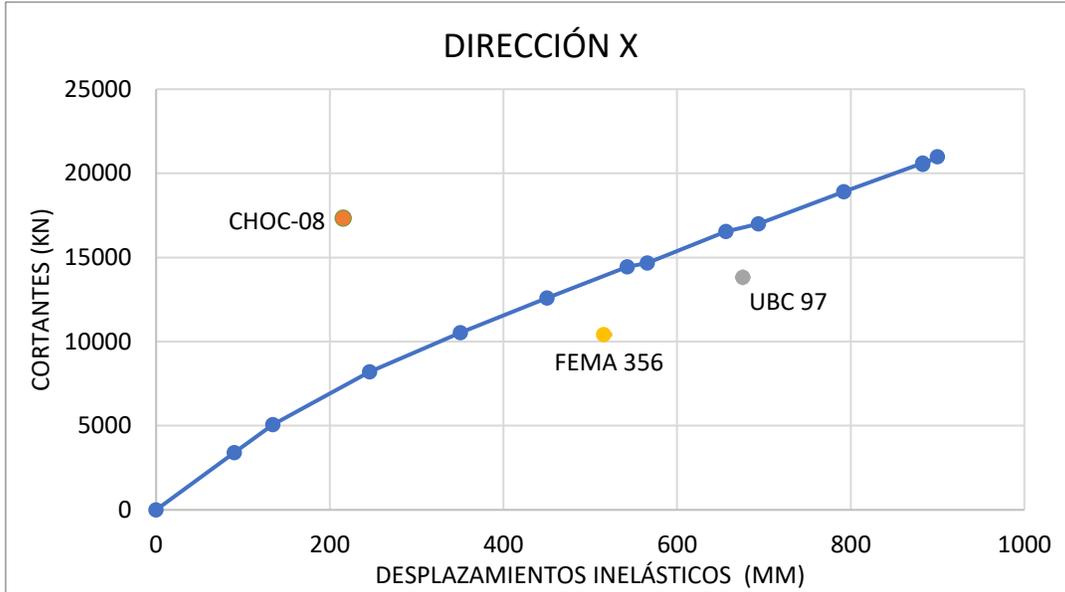


Figura 17. Curva de desempeño para marco semirrígido en dirección X.

Fuente: Propia

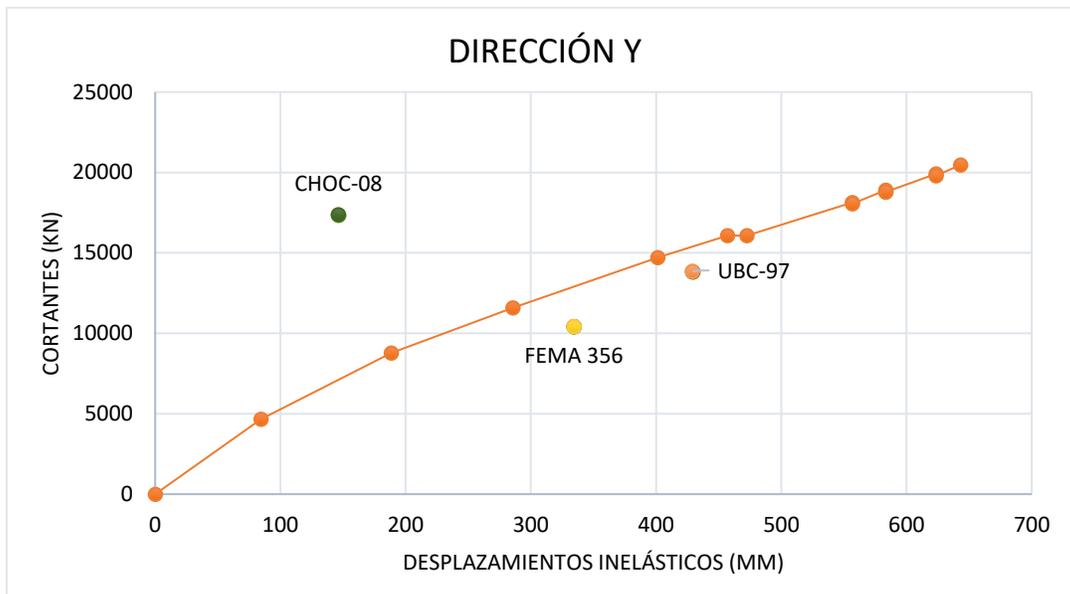


Figura 18. Curva de desempeño para marcos semirrígido en dirección Y.

Fuente: Propia

4.2.3 Sistema de Marco Rígido Especial.

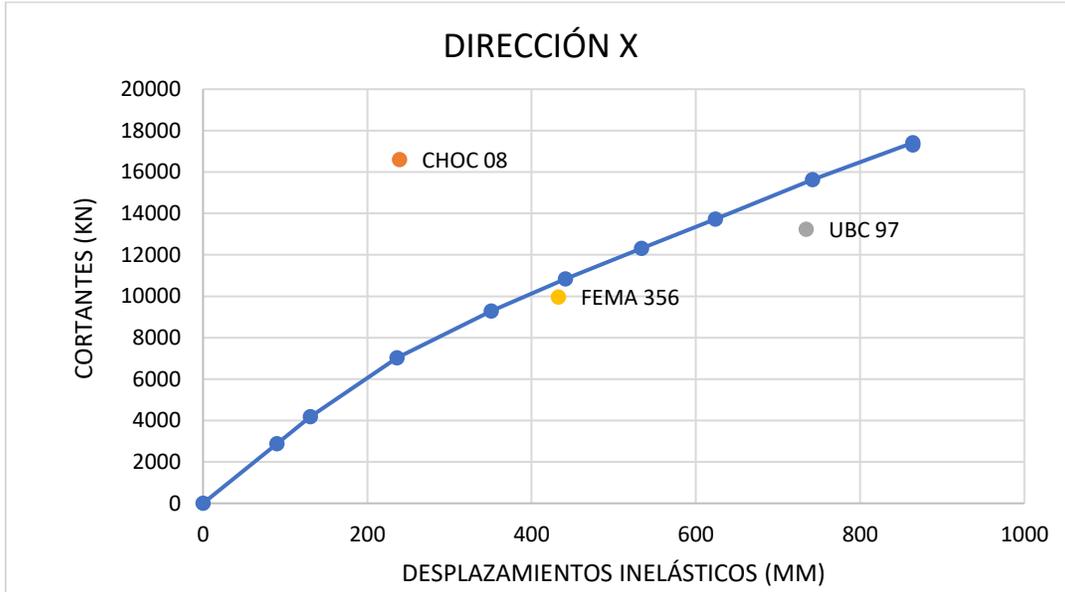


Figura 19. Curva de desempeño para marco rígido especial en dirección X.

Fuente: Propia

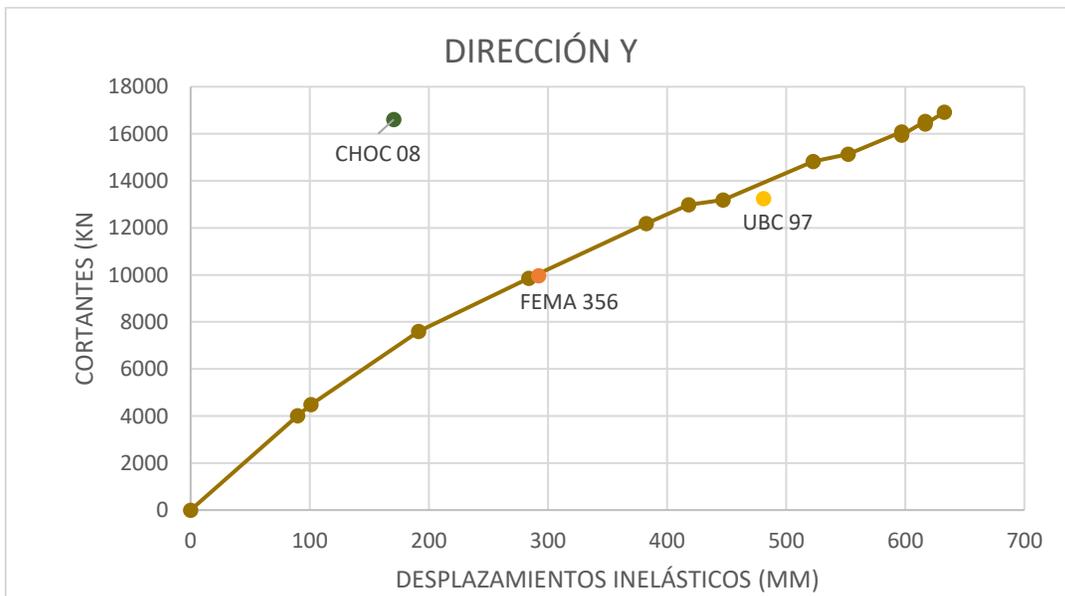


Figura 20. Curva de desempeño para marco rígido especial en dirección Y.

Fuente: Propia

4.2.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.

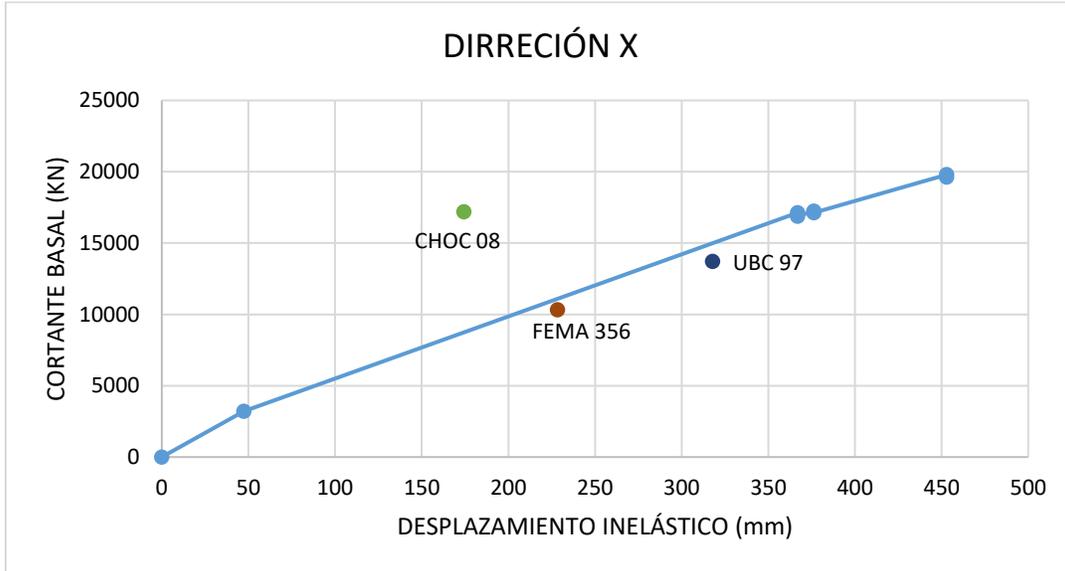


Figura 21. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco semirrígido dirección en X.

Fuente: Propia

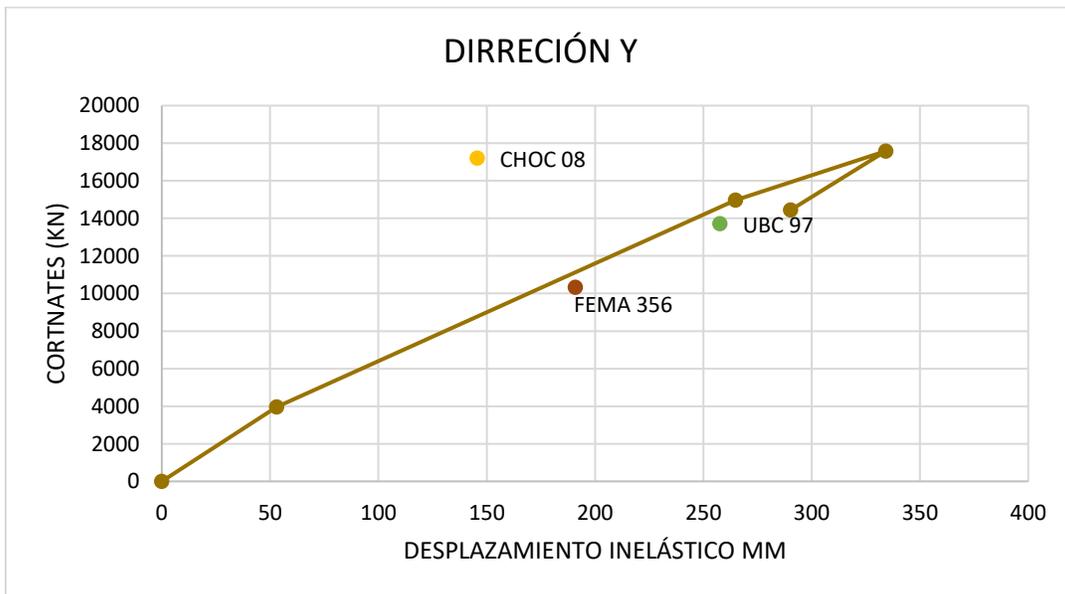


Figura 22. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco semirrígido dirección en Y.

Fuente: Propia

4.2.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.

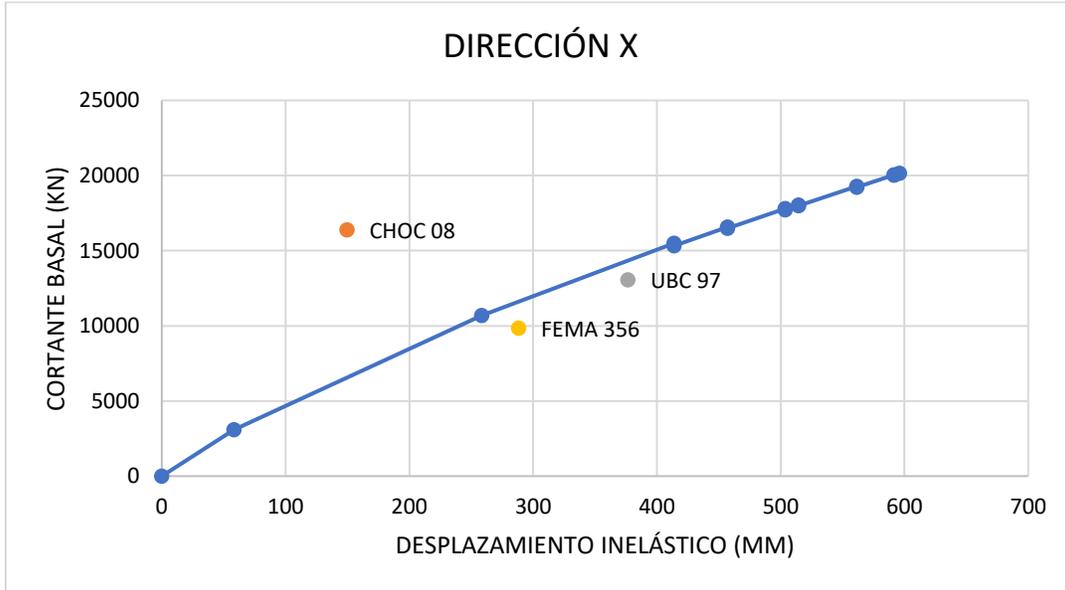


Figura 23. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco rígido especial dirección en X.

Fuente: Propia

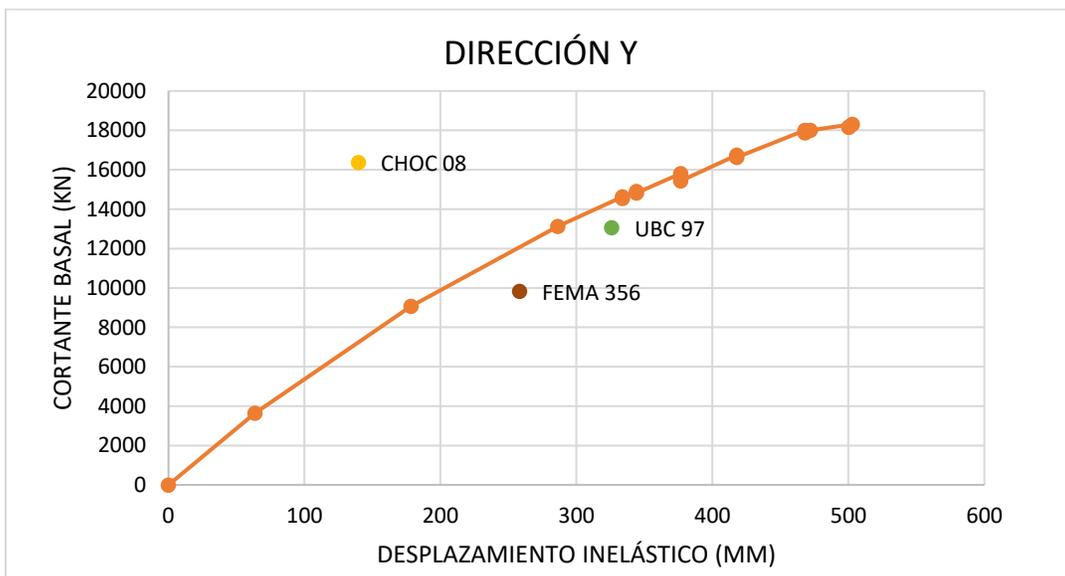


Figura 24. Curva de desempeño para sistema doble de muros cortante con marco rígido especial dirección en Y.

Fuente: Propia

4.2.6 Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para cada tipología en dirección x.

Tabla 20. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el CHOC-08.

DESPLAZAMIENTOS EN X	CHOC		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	148.24	592.10	19734.70
MSR	215.53	710.50	17343.47
MRE	239.40	809.00	16606.84
MMSR	174.33	308.40	17199.81
MMRE	288.30	236.00	9833.04

Fuente: Propia

Tabla 21. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el UBC 97.

DESPLAZAMIENTOS EN X	UBC 97		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	489.34	426.00	15732.19
MSR	675.85	511.40	13825.90
MRE	734.24	593.45	13238.69
MMSR	317.95	279.00	13711.56
MMRE	376.46	334.50	13057.36

Fuente: Propia

Tabla 22. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el FEMA 356.

DESPLAZAMIENTOS EN X	FEMA 356		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	337.92	263.20	11847.27
MSR	515.65	344.70	10411.73
MRE	432.71	390.95	9969.53
MMSR	228.33	198.50	10325.65
MMRE	288.30	236.00	9833.04

Fuente: Propia

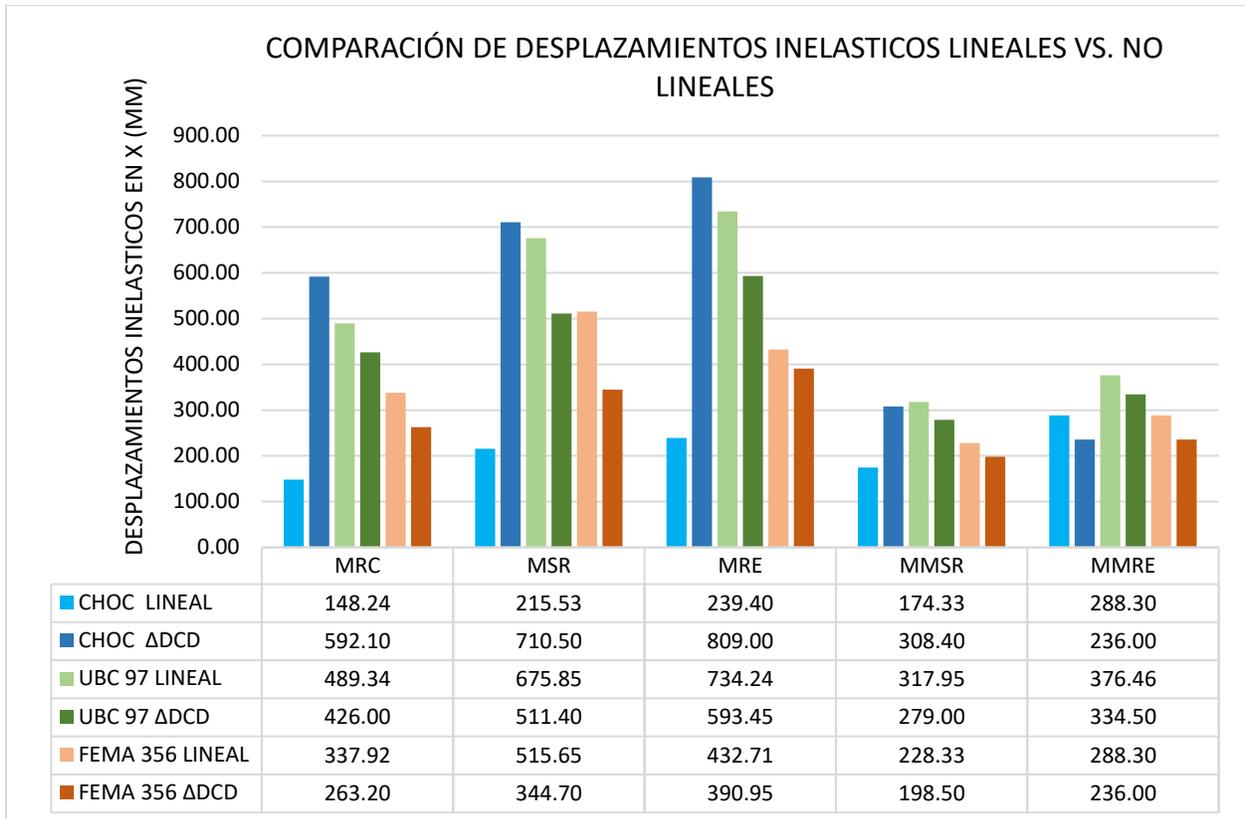


Figura 25. Comparación entre desplazamientos inelásticos lineales y no lineales para la dirección en X.

Fuente: Propia

4.2.7 Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para cada tipología en dirección y.

Tabla 23. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el CHOC-08

DESPLAZAMIENTOS EN Y	CHOC		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	99.48	413.50	19734.70
MSR	146.43	526.00	17343.47
MRE	170.53	622.80	16606.84
MMSR	145.72	317.00	17199.81
MMRE	139.74	406.50	9833.04

Fuente: Propia

Tabla 24. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el UBC 97.

DESPLAZAMIENTOS EN Y	UBC 97		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	300.83	426.00	15732.19
MSR	429.24	368.50	13825.90
MRE	481.19	450.50	13238.69
MMSR	257.74	276.00	13711.56
MMRE	326.02	284.60	13057.36

Fuente: Propia

Tabla 25. Resultados de cortantes y desplazamientos inelásticos para el FEMA 356.

DESPLAZAMIENTOS EN Y	FEMA 356		
	LINEAL (mm)	Δ DCD (mm)	CORTANTE (kN)
MRC	213.42	170.00	11847.27
MSR	334.53	244.90	10411.73
MRE	292.18	289.50	9969.53
MMSR	190.87	200.20	10325.65
MMRE	258.23	198.60	9833.04

Fuente: Propia

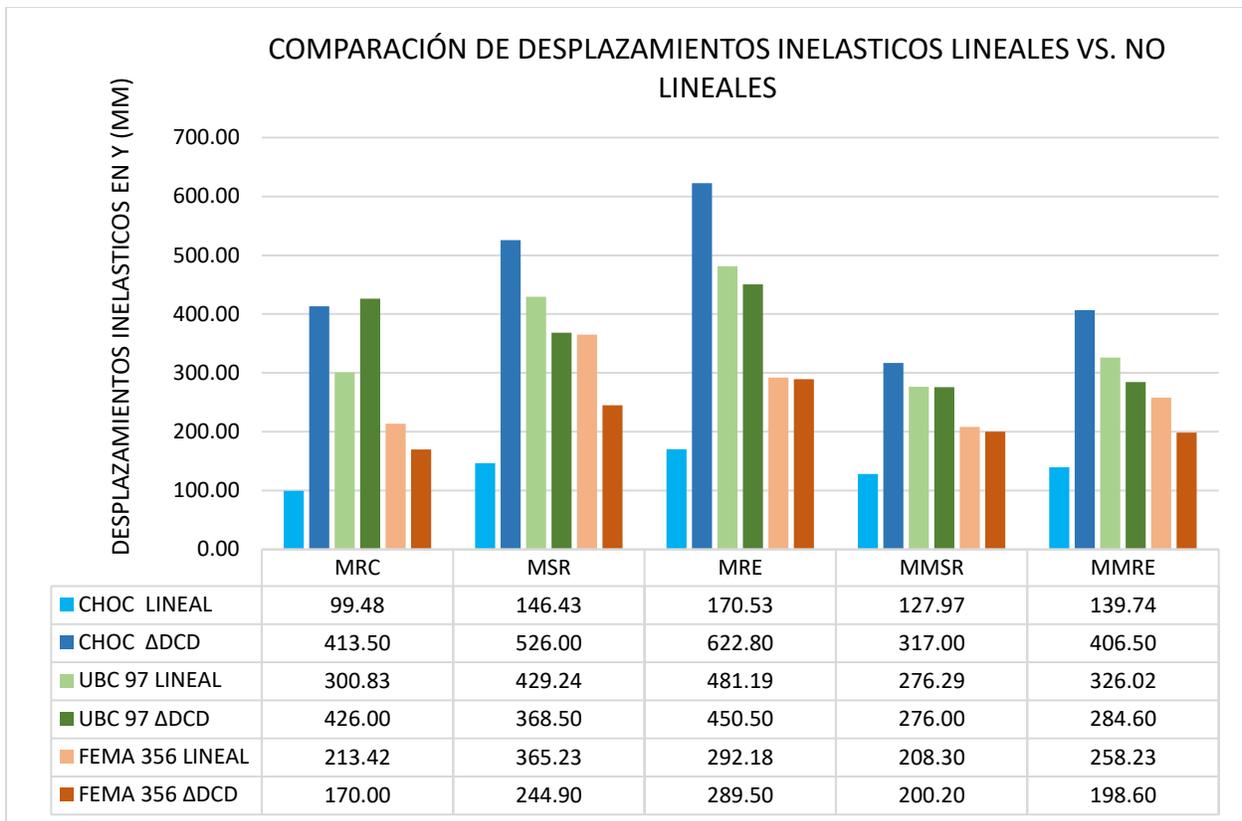


Figura 26. Comparación entre desplazamientos inelásticos lineales y no lineales para la dirección en Y.

Fuente: Propia

4.3 Análisis de varianza

Los análisis de la varianza o ANOVA (Analysis of variance), son técnicas de análisis multivariable de dependencia, utilizadas para determinar si existen diferencias significativas entre las medias de tres o más grupos poblacionales. Es decir, se utiliza la ANOVA para contrastar hipótesis acerca de diferencias de medias. Se denomina factor a la variable que supuestamente ejerce una influencia sobre la variable estudiada a la que se denomina dependiente. Originalmente, el análisis de varianza se utilizó para determinar si el método de aproximación a un análisis no lineal inelástico de material dictado en el Código Hondureño de la Construcción 2008, que se aplicó a diferentes tipologías de sistemas estructurales, diferían o no de los demás códigos más actualizados como el UBC-97 y el FEMA-356.

Se estableció una hipótesis acerca de los elementos que se están analizando dentro de la investigación, estas se encuentran en el capítulo III, de metodología dentro de este documento. A continuación, se muestra la hipótesis estadística que adopta, la hipótesis nula y la alternativa anteriormente descrita.

Tabla 26. Expresión estadística de las hipótesis.

Hipótesis Nula	$H_0: X_i = N(\mu, \sigma^2)$
Hipótesis Alternativa	$H_1: X_i \neq N(\mu, \sigma^2)$

Fuente: Propia

Se determinaron las diferencias entre las medias de los grupos, con el fin de saber si son estadísticamente significativas. Y se tomó un riesgo del 5% para concluir que existe una diferencia cuando no hay una diferencia real. Un valor p pequeño nos empuja a rechazar la hipótesis nula. Un umbral típico para rechazar la hipótesis nula es 0.05. Esto es, si el valor p es inferior a 0.05, rechazaría la hipótesis nula en favor de la hipótesis alternativa: que al menos una media es diferente al resto. El valor p es una medida de probabilidad empleada para hacer pruebas de hipótesis. El objetivo de una prueba de hipótesis es determinar si hay evidencias suficientes para apoyar una hipótesis concreta sobre los datos.

Primeramente, se obtuvieron las relaciones porcentuales de los desplazamientos inelásticos obtenidos de las aproximaciones que brinda cada código, conforme a los desplazamientos inelásticos no lineales que se obtienen mediante la curva de desempeño. A continuación, se muestra en la siguiente tabla los resultados según la tipología y código.

Tabla 27. Relación porcentual entre los desplazamientos lineales y no lineales en la dirección X.

DESPLAZAMIENTOS EN X			
	CHOC	UBC	FEMA 356
MRC	30%	132%	116%
MSR	25%	115%	128%
MRE	30%	124%	124%
MMSR	57%	114%	115%
MMRE	33%	113%	122%

Fuente: Propia

Tabla 28. Datos estadísticos para las 5 tipologías según cada código.

<i>Grupos</i>	<i>Datos</i>	<i>Sum</i>	<i>Media</i>	<i>Varianza</i>
CHOC	5	1.748	0.350	0.015
UBC	5	5.973	1.195	0.007
FEMA	5	6.058	1.212	0.003

Fuente: Propia

Tabla 29. Análisis de varianza para los desplazamientos en dirección X.

ANOVA						
<i>Fuente de variación</i>	<i>SS</i>	<i>GL</i>	<i>MS</i>	<i>F</i>	<i>Valor-P</i>	<i>F crit</i>
Entre grupos	2.429	2	1.214	143.665	0.000	3.885
En los grupos	0.101	12	0.008			
Total	2.530	14				

Fuente: Propia

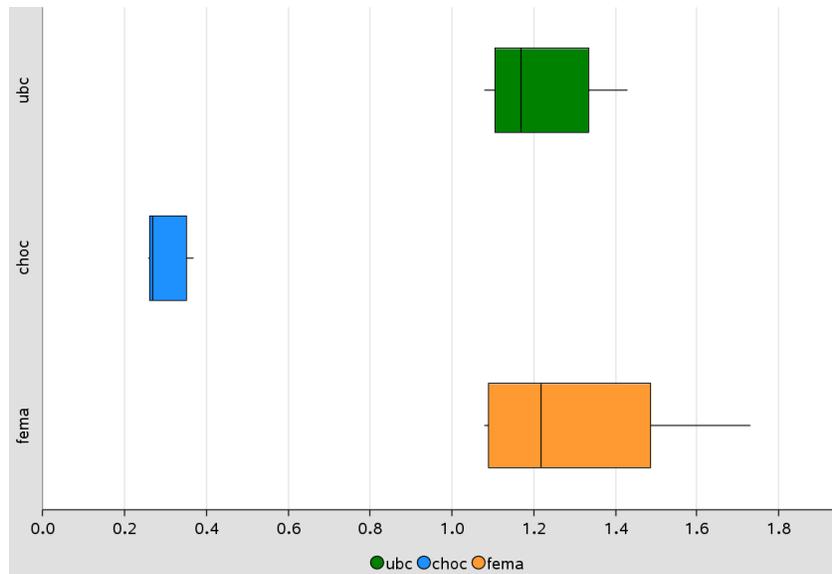


Figura 27. Diagrama de cajas para los desplazamientos inelásticos en dirección X.

Fuente: Propia

Tabla 30. Relación porcentual entre los desplazamientos lineales y no lineales en la dirección Y.

DESPLAZAMIENTOS EN Y			
	CHOC	UBC	FEMA 356
MRC	28%	28%	28%
MSR	24%	106%	126%
MRE	27%	107%	101%
MMSR	46%	93%	95%
MMRE	34%	115%	130%

Fuente: Propia

Tabla 31. Datos estadísticos para las 5 tipologías según cada código

<i>Grupos</i>	<i>Datos</i>	<i>Sum</i>	<i>Media</i>	<i>Varianza</i>
CHOC	5	1.60	0.32	0.01
UBC	5	4.49	0.90	0.13
FEMA	5	4.80	0.96	0.17

Fuente: Propia

Tabla 32. Análisis de varianza para los desplazamientos en dirección Y.

ANOVA						
Fuente de variación	SS	GL	MS	F	Valor-P	F crit
Entre grupos	1.247	2	0.623	6.220	0.014	3.885
En los grupos	1.203	12	0.100			
Total	2.450	14				

Fuente: Propia

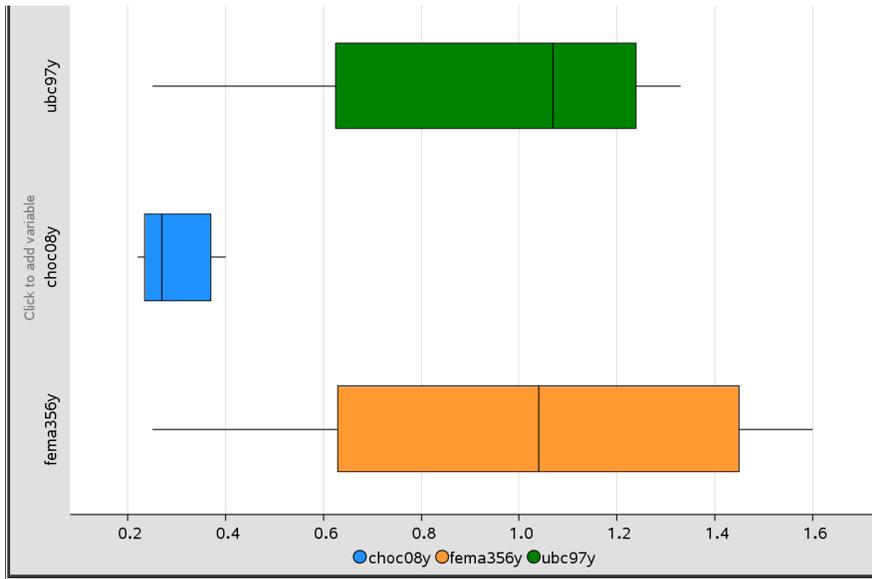


Figura 28. Diagrama de cajas para los desplazamientos inelásticos en dirección Y.

Fuente: Propia

4.4 Graficas de dispersión

4.4.1 Sistema de Marco Semirrígido.

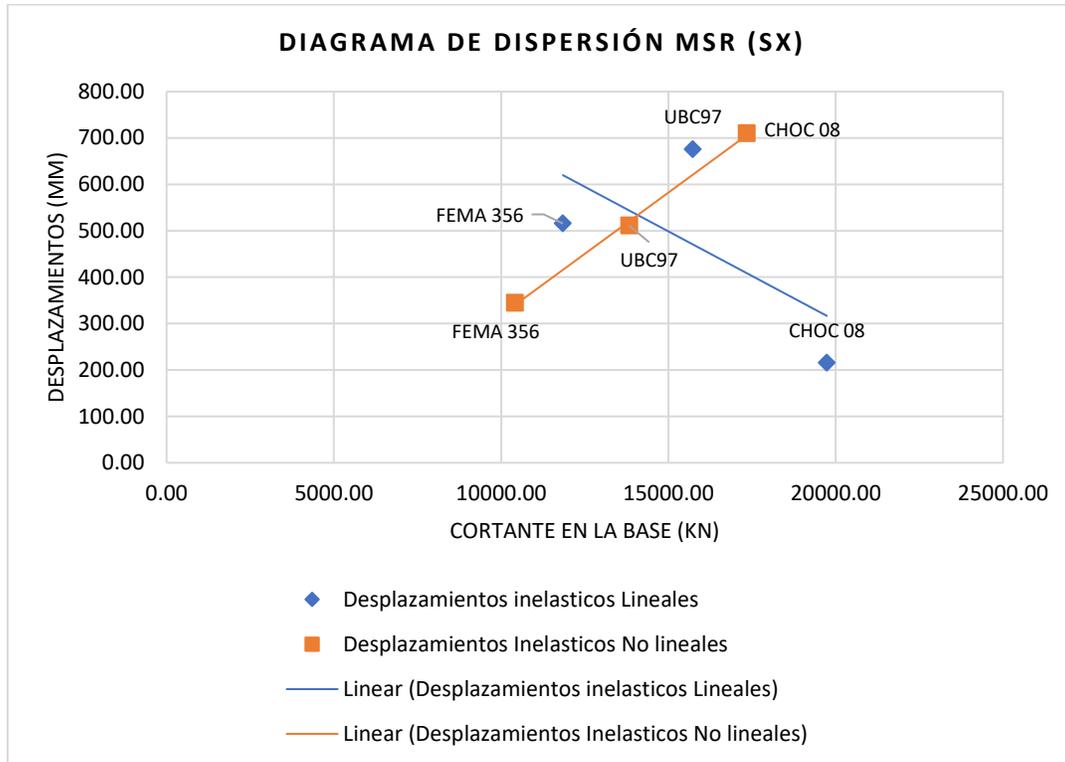


Figura 29. Diagrama de dispersión de datos para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marco semirrígido.

Fuente: Propia

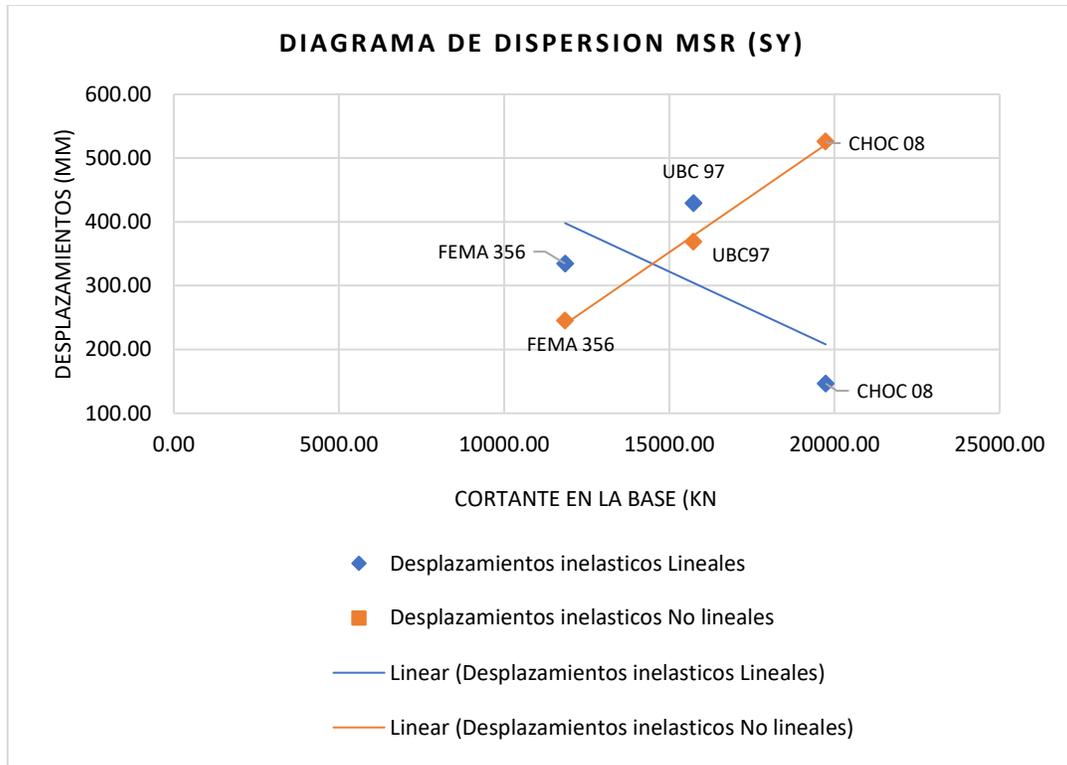


Figura 30. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marco semirrígido.

Fuente: Propia

4.4.2 Sistema de Marco Rígido Común.

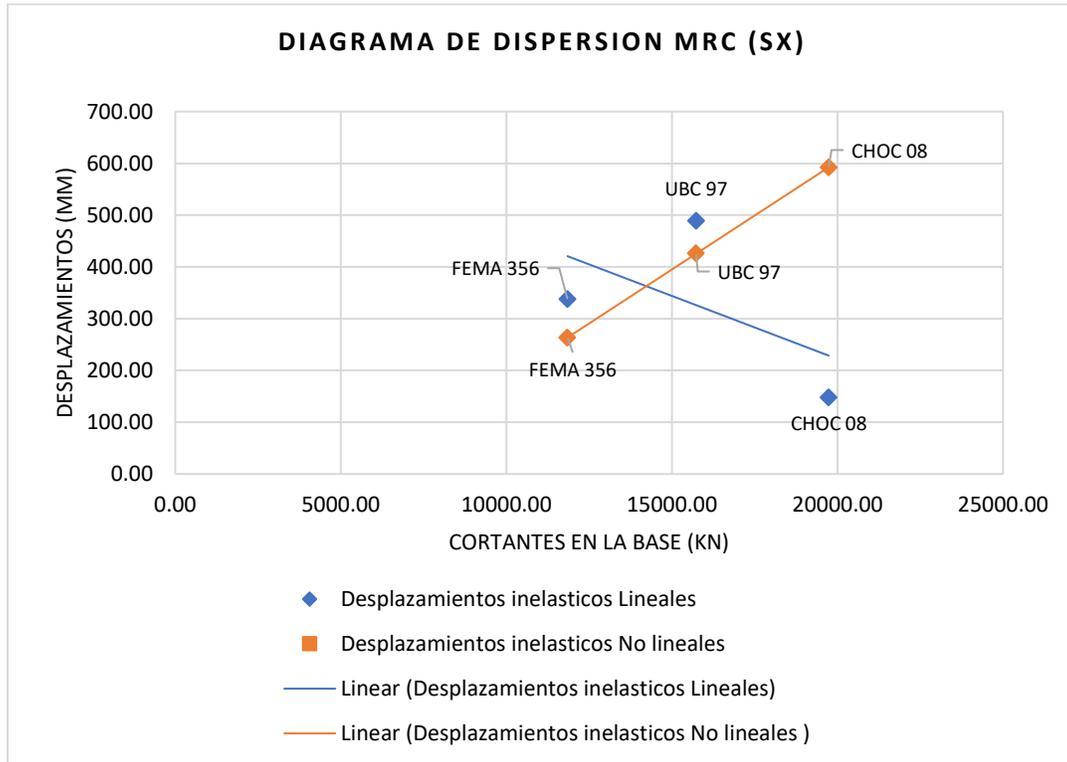


Figura 31. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marco rígido común.

Fuente: Propia

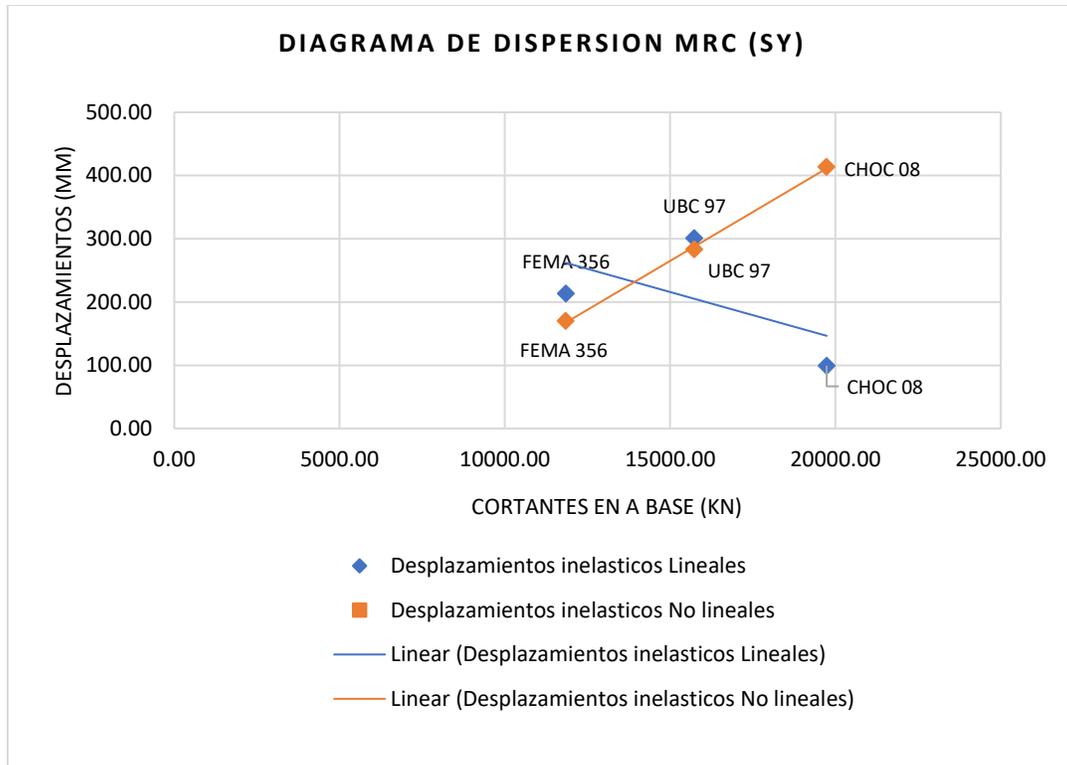


Figura 32. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marco rígido común.

Fuente: Propia

4.4.3 Sistema de Marco Rígido Especial.

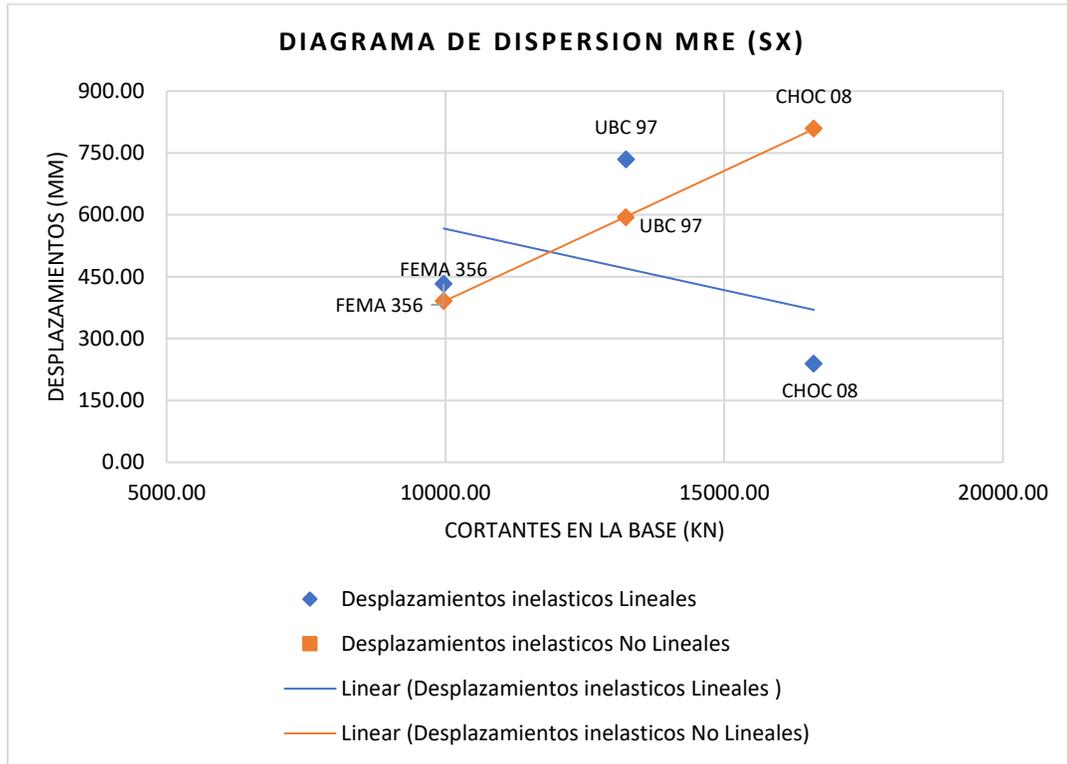


Figura 33. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para marcos rígidos especiales.

Fuente: Propia

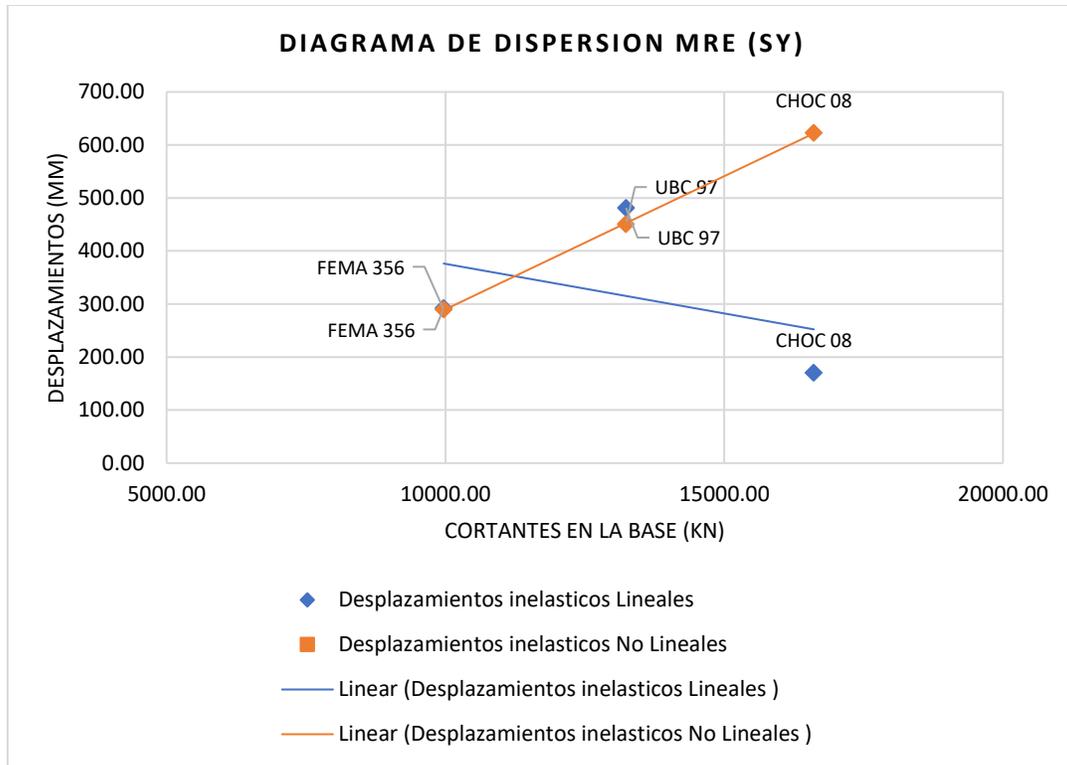


Figura 34. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para marcos rígidos especiales.

Fuente: Propia

4.4.4 Sistema de Muros Cortante con Marco Semirrígido.

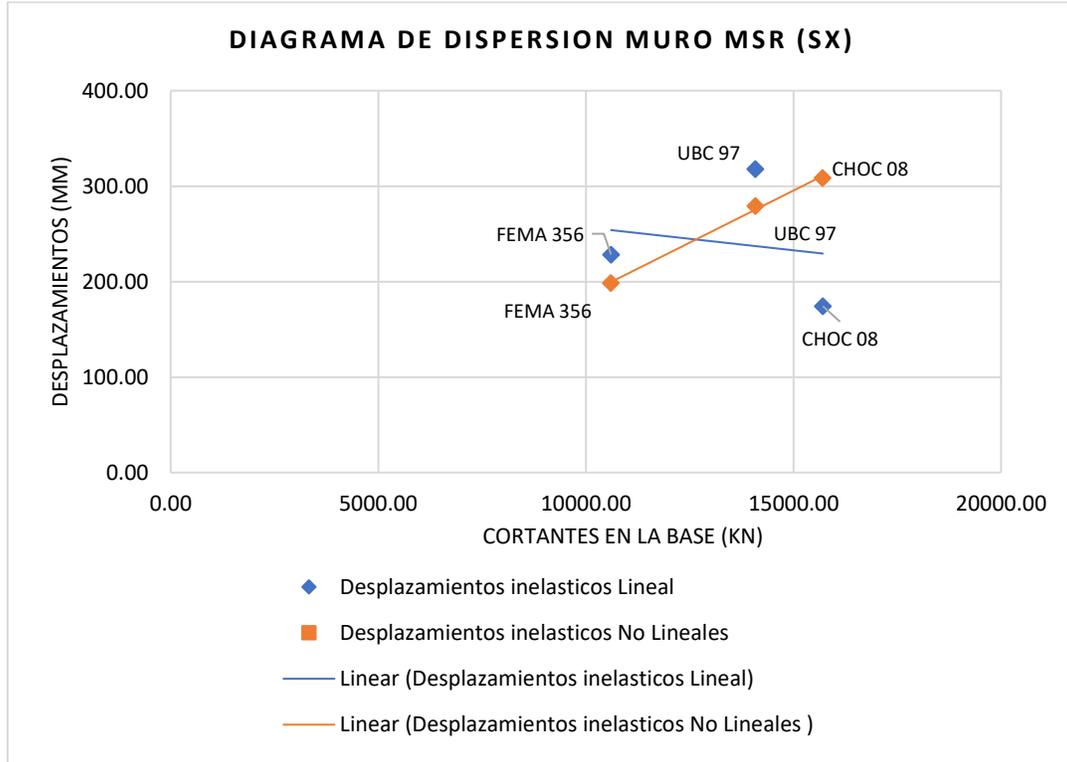


Figura 35.Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para muros cortantes con marco semirrígido.

Fuente: Propia

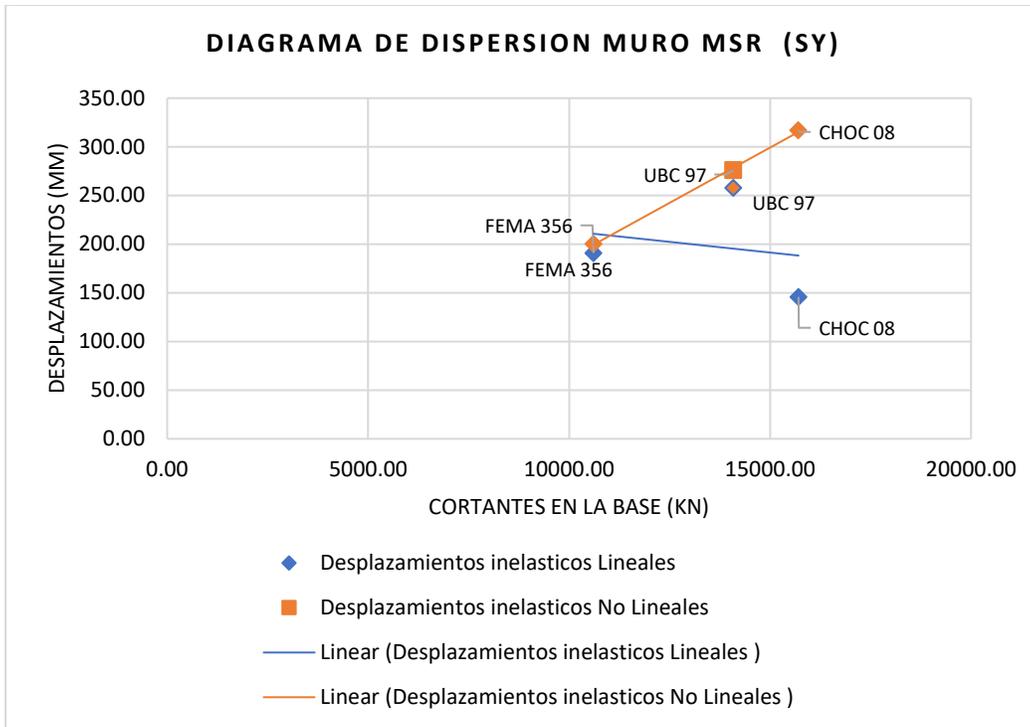


Figura 36. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para muros cortantes con marco semirrígido.

Fuente: Propia

4.4.5 Sistema de Muros Cortante con Marco Rígido Especial.

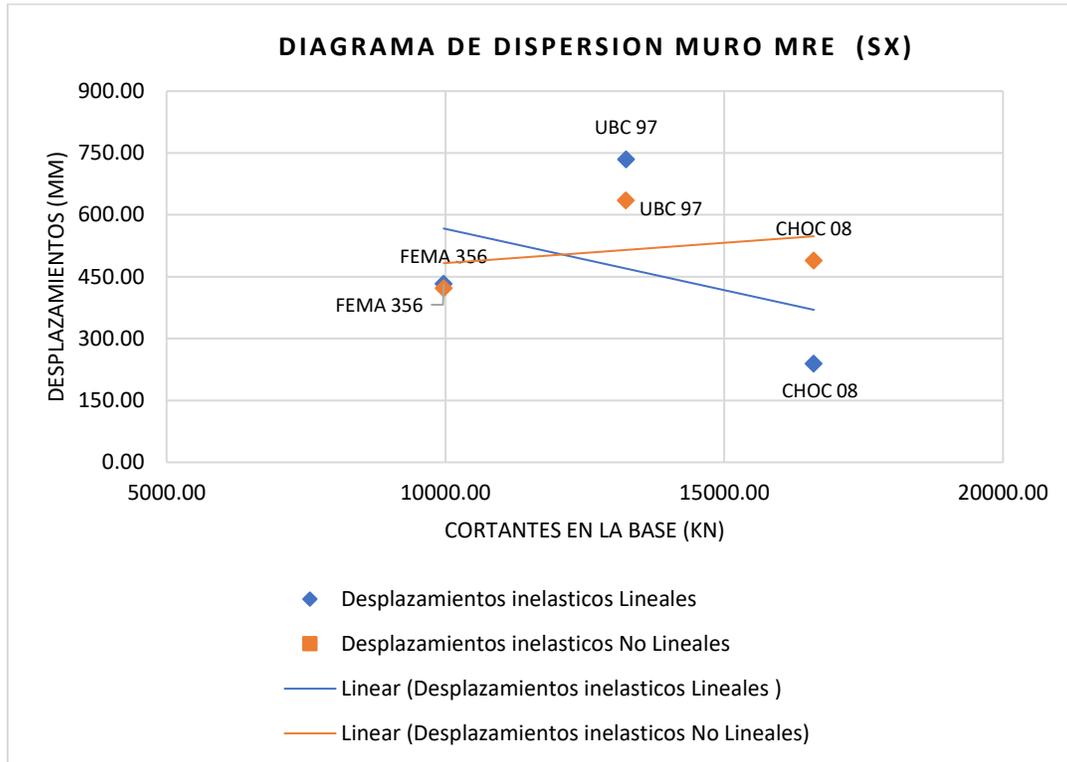


Figura 37.Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección X, lineales y no lineales para muros cortantes con marco rígido especial.

Fuente: Propia

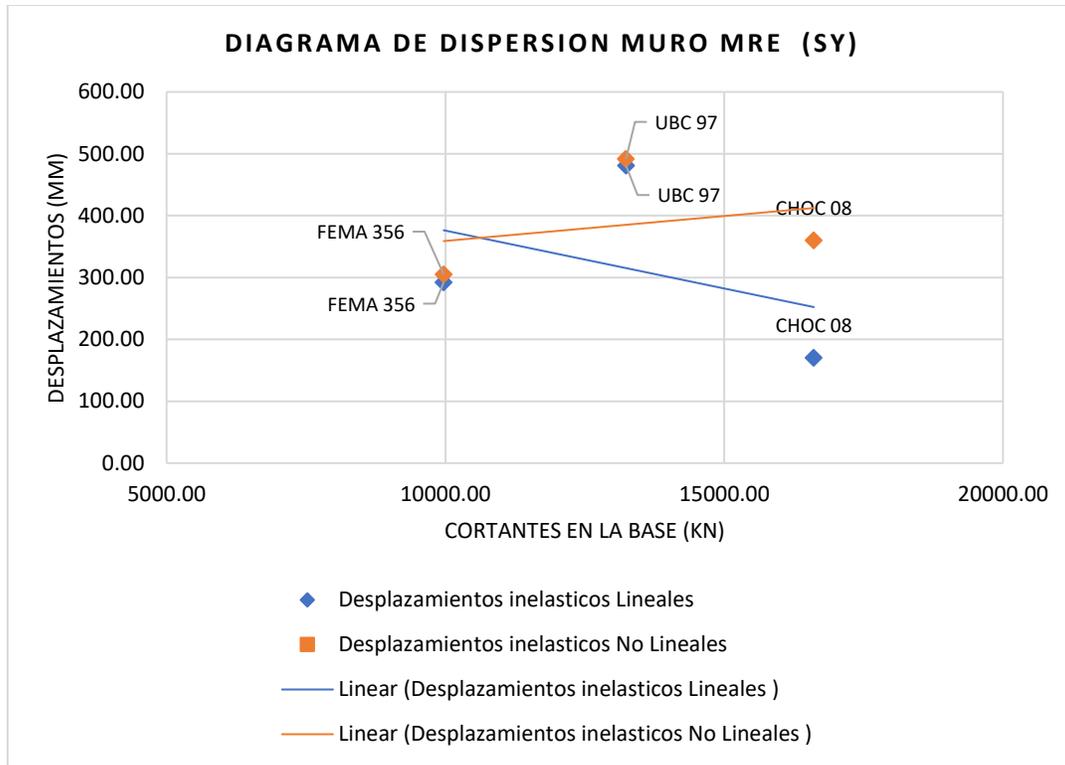


Figura 38. Diagrama de dispersión de datos, para los desplazamientos inelásticos en dirección Y, lineales y no lineales para muros cortantes con marco rígido especial.

Fuente: Propia

4.5 Separación de edificio

Los desplazamientos inelásticos permiten establecer la separación mínima requerida entre estructuras para evitar que se dañen entre sí durante un evento sísmico. Para este documento se consideró que la estructura adyacente es la misma, por lo cual a continuación se utilizan los mismos desplazamientos para ambas estructuras.

El CHOC-08 y el UBC-94 establecen los siguiente:

Sección 1.3.8.2.11 Todas las estructuras deberán estar separadas de estructuras adyacentes. Esta separación deberá permitir desplazamientos laterales iguales a $3(R_w/8)$ veces los desplazamientos debidos a fuerzas sísmicas. Cuando una estructura esté adjunta a una línea de propiedad, esta

estructura también se deberá correr hacia adentro de la línea de propiedad a la distancia anteriormente especificada.

El UBC-97 establece lo siguiente:

Sección 1633.2.11 Toda estructura deberá estar separada de estructuras adyacentes. La separación deberá permitir el desplazamiento Δ_M . Las estructuras adyacentes en la misma propiedad deberán estar separadas por lo menos por Δ_{MT} , en donde:

Ecuación 17.

$$\Delta_{MT} = \sqrt{\Delta_{M1}^2 + \Delta_{M2}^2}$$

El Fema356 establece lo siguiente:

Sección 2.6.10.1 los edificios deberán estar separados de estructuras adyacentes para evitar golpes por una distancia mínima calculada con la siguiente ecuación.

Ecuación 18.

$$s_i = \sqrt{\Delta_{i1}^2 + \Delta_{i2}^2}$$

Tabla 33. Separación de edificios para marco rígido común.

Separación de edificio		
Descripción	Sx (mm)	Sy (mm)
CHOC-08	296.49	198.97
UBC-97	692.03	425.44
FEMA 356	477.89	301.82

Fuente: Propia

Tabla 34. Separación de edificios para marco semirrígido.

Separación de edificio		
Descripción	Sx (mm)	Sy (mm)
CHOC-08	431.06	292.87
UBC-97	955.80	607.04
FEMA 356	729.24	473.10

Fuente: Propia

Tabla 35. Separación de edificios para marco rígido especial.

Separación de edificio		
Descripción	Sx (mm)	Sy (mm)
CHOC-08	478.79	341.06
UBC-97	1038.37	680.51
FEMA 356	611.95	413.21

Fuente: Propia

Tabla 36. Separación de edificios para muros cortantes con marco semirrígido.

Separación de edificio		
Descripción	Sx (mm)	Sy (mm)
CHOC-08	348.65	291.44
UBC-97	449.65	364.50
FEMA 356	322.91	269.93

Fuente: Propia

Tabla 37. Separación de edificios para muros cortantes con marco rígido especial.

Separación de edificio		
Descripción	Sx (mm)	Sy (mm)
CHOC-08	299.34	279.49
UBC-97	532.40	461.07
FEMA 356	407.72	365.20

Fuente: Propia

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido al alcance de esta investigación, las siguientes conclusiones se limitan a los casos específicos que se analizaron, como también dentro de los parámetros establecidos.

5.1 Conclusiones

1. Según cada código, se realizó un análisis lineal y un análisis no lineal estático para la tipología de marco rígido común, marco semirrígido, marco rígido especial, sistema doble de muros cortante con marco semirrígido, y sistema de muros cortante con marco rígido especial. Asimismo, aplicando los coeficientes de aproximación inelástica, se obtuvieron los desplazamientos inelásticos.
2. Una vez obtenidos los resultados, se realizó la comparación entre los desplazamientos inelásticos de ambos análisis por medio de las herramientas estadísticas implementadas.
3. En definitiva, a la pregunta de investigación planteada, se interpreta que de los resultados obtenidos por un análisis lineal aplicando las aproximaciones de cada código y los factores de agrietamiento, el Código Hondureño de la Construcción 2008, tiene una diferencia significativa conforme a los desplazamientos inelásticos aproximados con relación a un análisis no lineal estático.
4. En conclusión, con respecto al objetivo general de la investigación. Lo obtenido del análisis estadístico de varianza que se realizó para esta investigación, se determina que la probabilidad de tener el valor F obtenido, es muy bajo, por ende, se podría rechazar la hipótesis nula y acoger la hipótesis alternativa. Los valores de las medias son significativamente diferentes. Como evidencia de este hecho, se observan las curvas de dispersión donde el CHOC-08, se ubicaba por debajo o lejano de la línea de tendencia, en comparación a los códigos UBC-97 y FEMA-356.

Debido al alcance de esta investigación, las siguientes recomendaciones se limitan a los casos específicos que se analizaron como también dentro de los parámetros establecidos. Por lo tanto, no se recomienda extrapolar los resultados para casos diferentes a los analizados.

5.2 Recomendaciones

1. El análisis no lineal que se implementó en la investigación fue por medio de la curva de desempeño o un análisis “*pushover*”. Sin embargo, existen análisis y métodos aún más precisos que este, como ser un análisis cronológico de tiempo historia. Se recomienda realizar, la misma evaluación utilizando este método mencionado anteriormente, para futuras investigaciones de tesis.
2. En el presente documento, se utilizó el análisis ANOVA de factor simple como herramienta estadística para la comparación de datos, sin embargo, se recomienda implementar nuevos métodos de comparación con una población mayor de datos, partiendo de la adición de tipologías, códigos compatibles, y estructuras irregulares. Entre otras herramientas estadísticas que se puedan implementar es el contraste de Kolmogrov Smirnov o el Chi-cuadrado de Pearson, para investigaciones de tesis posteriores.
3. Se recomienda hacer una revisión al código hondureño, en la sección de la separación de edificios. Utilizando los desplazamientos inelásticos juntamente con los factores de agrietamiento, de modo que se pueda actualizar a una versión más reciente.

CAPÍTULO VI. APLICABILIDAD

En el capítulo de aplicabilidad, se decidió realizar un esquema, en el cual se expone un caso hipotético de cómo se implementa la investigación realizada, a un proyecto de ingeniería estructural en la realidad.

6.1 Recursos necesarios

Es de carácter fundamental tener en cuenta que, para la elaboración o la implementación de esta investigación a un proyecto de ingeniería estructural, se debe tener un modelo matemático de la estructura que se pretende analizar. Este modelo matemático se puede construir en un software de análisis estructural con la capacidad de elaborar una curva de desempeño o realizar análisis similares a este.

6.2 Criterios mínimos

Es importante tomar en consideración los criterios mínimos, dentro de la investigación. Estos criterios se reducen a los coeficientes de suelo que se tiene en el sitio de construcción, el factor de zona según el mapa de aceleraciones sísmicas que indique el código que se esté utilizando, el factor de importancia que tendrá el edificio o estructura que se pretende analizar, como también el material con el que se pretende construir. Vale la pena mencionar, que estos coeficientes varían conforme al código que se esté utilizando.

6.3 Esquema de aplicabilidad de la investigación.

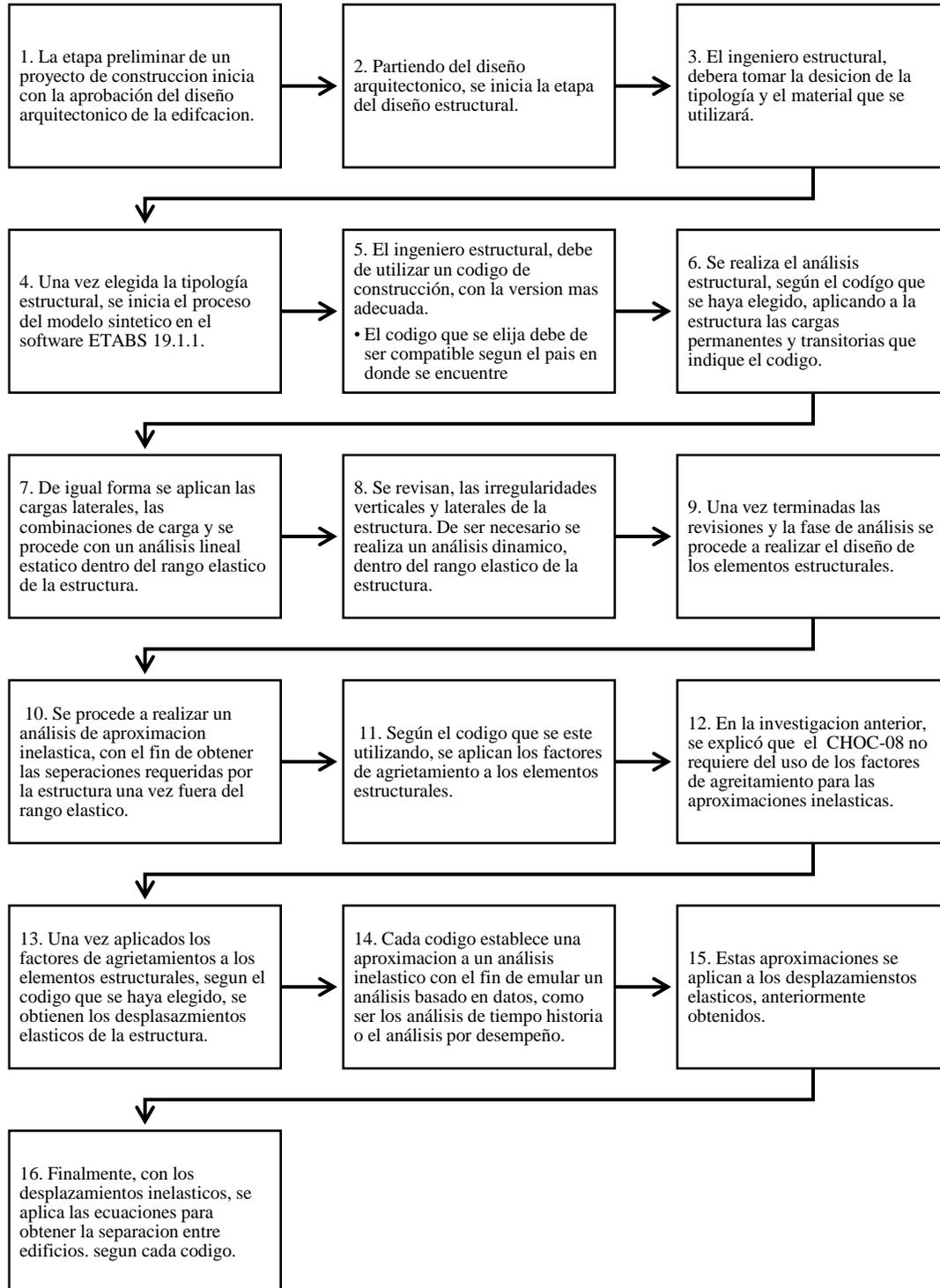


Figura 39. Esquema de aplicabilidad.

Fuente: Propia

6.4 Segmentos de la tesis de investigación.

Tabla 38. Segmento de tesis capítulo I.

Capítulo I		
Título de Investigación	Objetivo General	Objetivo Especifico
Análisis Comparativo de Códigos de Construcción para el Comportamiento Inelástico de Estructuras de Hormigón Armado Bajo Cargas Sísmicas	Comparar el Código Hondureño de la Construcción con los códigos Fema 356 y UBC-97 en cuanto al comportamiento inelástico aproximado que indica en la sección de estructuras de concreto.	Realizar un análisis lineal para cada tipología en ambas direcciones, y calcular los desplazamientos inelásticos según el código.
		Realizar un análisis no lineal estático para cada tipología en ambas direcciones.
		Realizar una comparación entre los desplazamientos inelásticos del análisis lineal y no lineales de cada tipología.

Fuente: Propia

Tabla 39. Segmento de tesis capítulo II.

Capítulo II
Teorías/Metodológica de sustento
Metodología establecida por el CHOC 08, para un análisis estático lineal.
Metodología establecida por el UBC 97, para un análisis estático lineal.
Metodología establecida por el FEMA 356, para un análisis estático lineal.

Fuente: Propia

Tabla 40. Segmento de tesis capítulo III.

Capítulo III		
Variab les	Hipótesis	Población
Variable de control 1: Tipología de sistemas estructurales	Hipótesis nula: No existe diferencia significativa entre los desplazamientos correspondientes a cada código considerado, con respecto a los desplazamientos inelásticos de la curva de desempeño.	Simulaciones computacionales dentro del Software ETABS 19.1.1.
Variable de control 2: Factores de agrietamiento		
Variable observable: Desplazamientos inelásticos no lineales.	Hipótesis alterna: Existe diferencia significativa entre al menos uno de los desplazamientos correspondientes para alguno de los códigos considerados, con respecto a los desplazamientos inelásticos de la curva de desempeño.	

Fuente: Propia

Tabla 41. Segmento de tesis capítulo V.

Capítulo V
Conclusiones
1. Según cada código, se realizó un análisis lineal y un análisis no lineal estático para la tipología de marco rígido común, marco semirrígido, marco rígido especial, sistema doble de muros cortante con marco semirrígido, y sistema de muros cortante con marco rígido especial. Asimismo, aplicando los coeficientes de aproximación inelástica, se obtuvieron los desplazamientos inelásticos.
2. Una vez obtenidos los resultados, se realizó la comparación entre los desplazamientos inelásticos de ambos análisis por medio de las herramientas estadísticas implementadas.
3. En definitiva, a la pregunta de investigación planteada, se interpreta que de los resultados obtenidos por un análisis lineal aplicando las aproximaciones de cada código y los factores de agrietamiento, el Código Hondureño de la Construcción 2008, tiene una diferencia significativa conforme a los desplazamientos inelásticos aproximados con relación a un análisis no lineal estático.
4. En conclusión, con respecto al objetivo general de la investigación. Lo obtenido del análisis estadístico de varianza que se realizó para esta investigación, se determina que la probabilidad de tener el valor F obtenido, es muy bajo, por ende, se podría rechazar la hipótesis nula y acoger la hipótesis alternativa. Los valores de las medias son significativamente diferentes. Como evidencia a esto, se observan las curvas de dispersión donde el CHOC-08, se ubicaba por debajo o lejano de la línea de tendencia, en comparación a los demás códigos del UBC-97 y el FEMA-356.

Fuente: Propia

Tabla 42. Segmento de tesis capítulo VI.

Capítulo VI	
Nombre de la propuesta	Objetivos de la propuesta
Plan de Implementación factores de agrietamientos en estructuras de concreto.	Instruir al ingeniero estructural la diferencia de la metodología de los tres códigos de construcción estudiados en la investigación.
	Establecer un primer paso para el desarrollo de una revisión al Código Hondureño de la Construcción, en cuanto a la metodología aplicada al no requerir de los factores de agrietamiento para las aproximaciones inelásticas
	Ayudar al ingeniero estructural, aclarar la incertidumbre que se ha propagado acerca del uso adecuado de los factores de agrietamiento.

Fuente: Propia

6.5 Referencias bibliográficas

- 2000 *International Building Code (IBC)—CHAPTER 16.* (2000).
<https://codes.iccsafe.org/content/IBC2000/chapter-16-structural-design>
- 2014—*Minimum Design Loads and Associated Criteria for B.pdf.* (n.d.).
- Aguilar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). *Diagrama de Momento-Curvatura y Momento-Rotacion para Elementos de Hormigon Armado y Acero con ASCE/SEI 41.* 39.
- American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of building.*
- American Society Of Civil Engineers. (2014). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* American Society Of Civil Engineers.
- Avila, J. A., & Gutierrez, K. I. (2009). Non-linear Step By Step Seismic Response And Push-over Analysis For Reinforced Concrete Buildings In Mexico City. *WIT Transactions on the Built Environment, 108,* 527–538. <http://dx.doi.org/10.2495/SAFE090491>
- Cheng, F. Y. (2001). *Matrix analysis of structural dynamics: Applications and earthquake engineering.* Marcel Dekker.
- Diagrama de caja.* (n.d.). Retrieved September 23, 2021, from https://www.jmp.com/es_mx/statistics-knowledge-portal/exploratory-data-analysis/box-plot.html
- Directiva de Colegio de Ingenieros Civiles. (2008). *Codigo Hondureño de la Construcción.*
- Huapaya, C., & Ginocchio, J. F. (2018). *Guia de Investigacion en Ciencias e Ingeniería.* Vicerrectorado de Investigacion Direccion de Gestion de la Investigacion.
- International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code 1997* (Vol. 1–3).

- López, C., & Music, J. (2016). Análisis del período y desplazamiento de edificios de hormigón armado considerando distintos grados de rigidez en sus elementos resistentes. *Obras y proyectos*, 19, 33–47. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132016000100003>
- McClave, J. T. (2018). *Statistics for Buisness and Economics* (13th ed.). Pearson.
- Modelo de Analisis de la Varianza. Modelo Lineal General.* (n.d.). 153.
- Ospina, A., Urrego, H., & Botero, J. C. (2013). Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado. *Ingeniería y Ciencia*, 9(17), 209–236.
- ¿Qué es ANOVA? (n.d.). [Mtbconcept]. Retrieved August 27, 2021, from <https://support.minitab.com/es-mx/minitab/19/help-and-how-to/statistical-modeling/anova/supporting-topics/basics/what-is-anova/>
- STRUCTURE magazine | Effective Stiffness for Modeling Reinforced Concrete Structures.* (n.d.). Retrieved May 21, 2021, from <https://www.structuremag.org/?p=10924>
- Torre, J. (2021). *Introduccion al Analisis Pushover.* 37.
- UBC_1994_v1.pdf.* (n.d.). Retrieved May 18, 2021, from https://digitalassets.lib.berkeley.edu/ubc/UBC_1994_v1.pdf
- UBC_1994_v2.pdf.* (n.d.). Retrieved May 18, 2021, from https://digitalassets.lib.berkeley.edu/ubc/UBC_1994_v2.pdf
- UBC_1994_v3.pdf.* (n.d.). Retrieved May 18, 2021, from https://digitalassets.lib.berkeley.edu/ubc/UBC_1994_v3.pdf

6.6 Glosario

MRC: Marco Rígido Común, es un marco resistente a momento que no cumple con los requisitos especiales de diseño para un comportamiento dúctil.

MSR: Marco Semirrígido, es un marco de concreto diseñado de acuerdo con los requisitos de la Sección 21.8 de las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto de este código.

MRE: Marco Rígido Especial, es un marco resistente a momento detallado especialmente para proporcionar un comportamiento dúctil y que cumple con los requisitos de la Sección 21 de las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto de este código.

MMSR: Muro-Marco Semirrígido, es una combinación de marcos rígidos y muros de cortante o marcos arriostrados, diseñados de acuerdo con los criterios de 1.3.4.6.5.

MMRE: Muro-Marco Rígido Especial, es una combinación de marcos rígidos y muros de cortante o marcos arriostrados, diseñados de acuerdo con los criterios de 1.3.4.6.5.

ANOVA: es una fórmula estadística que se utiliza para comparar las varianzas entre las medias (o el promedio) de diferentes grupos.

Curva de desempeño o análisis Pushover: es una representación gráfica del comportamiento no lineal de una estructura, en la cual se grafica una curva de carga-deformación.

Desplazamiento inelástico: es un desplazamiento que resulta del comportamiento inelástico durante el sismo de diseño de una estructura.

Cortante en la base: es la fuerza o cortante total lateral de diseño en la base de la estructura.

Agrietamiento: es la pérdida de rigidez que sufre una estructura de concreto al comenzar su comportamiento inelástico.

Rotula plástica: es la deformación de una sección de viga, muro o columna, en donde ocurre una flexión plástica.

ΔDCD : Desplazamientos inelásticos obtenidos de la curva de desempeño utilizando el cortante en la base sin el coeficiente de reducción de ductilidad.

6.7 Anexos

Anexo. 1

Tablas para coeficientes para cálculo del cortante en la base UBC-97

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, V_s feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, N [or N_{60} for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, \bar{c}_u psf (kPa)
S_H	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E ¹	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

¹Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $w_{lic} \geq 40$ percent and $s_u < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI , and the moisture content, w_{lic} , shall be determined in accordance with approved national standards.

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_s

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_H	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_d$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_d$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_d$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_d$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_d$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

TABLE 16-S—NEAR-SOURCE FACTOR N_s ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ^{2,3}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

¹The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

²The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

³The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_H	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

TABLE 16-T—NEAR-SOURCE FACTOR N_s ¹

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE ^{2,3}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

¹The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

²The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

³The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

Anexo. 2

Tabla de sistemas estructurales del UBC-97.

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS¹

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ²	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_n	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet)
				× 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete ³	2.8	2.2	—
c. Heavy timber	2.8	2.2	65	
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete ³	5.6	2.2	—
c. Heavy timber	5.6	2.2	65	
5. Special concentrically braced frames				
a. Steel	6.4	2.2	240	
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete ⁴	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) ⁵	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel ⁶	4.5	2.8	160
b. Concrete ⁷	3.5	2.8	—	
5. Special truss moment frames of steel (STMf)	6.5	2.8	240	
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF ⁵	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF ³	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF ³	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF ³	4.2	2.8	—
4. Special concentrically braced frames				
a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160	
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35 ⁷
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete ⁸	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

N.L.—no limit

¹See Section 1630.4 for combination of structural systems.

²Basic structural systems are defined in Section 1629.6.

³Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

⁴Includes precast concrete conforming to Section 1921.2.7.

⁵Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1634.2.

⁶Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use a R value of 8.

⁷Total height of the building including cantilevered columns.

⁸Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.

Anexo. 3

Tabla del factor de Importancia para el UBC-94

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1. Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances which, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations; and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_p for panel connections in Section 1631.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Sections 108, 1701 and 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems the value of I_p shall be taken as 1.5.

Anexo. 4

Tabla de Coeficientes del Suelo del UBC-94

TABLE 16-J—SITE COEFFICIENTS¹

TYPE	DESCRIPTION	S FACTOR
S_1	A soil profile with either: (a) A rock-like material characterized by a shear-wave velocity greater than 2,500 feet per second (762 m/s) or by other suitable means of classification, or (b) Medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where soil depth is less than 200 feet (60 960 mm).	1.0
S_2	A soil profile with predominantly medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where the soil depth exceeds 200 feet (60 960 mm).	1.2
S_3	A soil profile containing more than 20 feet (6096 mm) of soft to medium-stiff clay but not more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay.	1.5
S_4	A soil profile containing more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay characterized by a shear wave velocity less than 500 feet per second (152.4 m/s).	2.0

¹The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type, soil profile S_3 shall be used. Soil profile S_4 need not be assumed unless the building official determines that soil profile S_4 may be present at the site, or in the event that soil profile S_4 is established by geotechnical data.

Anexo. 5

Coefficiente R_w para sistemas estructurales del CHOC-08

Tabla 1.3.4-6 Coeficiente R_w para sistemas estructurales

Sistema básico estructural ^a	Descripción del sistema resistente a fuerzas laterales	R_w ^b	Altura ^c (metros)
1 Sistema con muros de carga	1 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	8	20
	b) Todas las otras paredes livianas	6	20
	2 Muros cortante		
	a) Concreto	6	50
	b) Mampostería	6	50
	3 Muros de carga livianos de acero con riostras solo en tensión	4	20
	4 Marcos arriostrados donde las riostras soportan cargas gravitacionales		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto ^d	6	-
c) Madera pesada	4	20	
2 Sistema de marco de edificio	1 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)	10	75
	2 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	9	20
	b) Todas las otras paredes livianas	7	20
	3 Muros cortante		
	a) Concreto	8	75
	b) Mampostería	8	50
	4 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero	8	50
	b) Concreto ^d	8	-
c) Madera pesada	8	20	
5 Marcos arriostrados concéntricos especiales de acero	9	75	
3 Sistema de marco rígido	1 Marcos rígidos especiales (MRE)		
	a) Acero	12	S.L.
	b) Concreto	12	S.L.
	2 Marco-muro rígido de mampostería	9	50
	3 Marcos semirígidos de concreto (MSR) ^e	8	-
	4 Marcos rígidos comunes (MRC)		
a) Acero	6	50	
b) Concreto ^f	5	-	
4 Sistemas dobles	1 Muros cortante		
	a) Concreto con MRE	12	S.L.
	b) Concreto con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MSR de concreto ^e	9	50
	d) Mampostería con MRE	8	50
	e) Mampostería con MRC de acero	6	50
	f) Mampostería con MSR de concreto ^d	7	-
	2 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)		
	a) con MRE de acero	12	S.L.
	b) con MRC de acero	6	50
	3 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero con MRE de acero	10	S.L.
	b) Acero con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MRE de concreto ^d	9	-
	d) Concreto con MSR de concreto ^d	6	-
	4 Marcos arriostrados concéntricos especiales		
a) Acero con MRE de acero	11	S.L.	
b) Acero con MRC de acero	6	50	
5 No definido	Ver Secciones 1.3.4.8.3 y 1.3.4.9.2	-	-

^a Los sistemas básicos estructurales están definidos en la Sección 1.3.4.6.

^b Ver la Sección 1.3.5.3 para la combinación de sistemas estructurales.

^c Altura límite en metros (S.L. = sin límite) aplicable a las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6. Ver la Sección 1.3.4.7.

^d Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6.

^e Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6, excepto como se permite en la Sección 1.3.9.2.

Anexo. 6

Coefficiente R del ASCE7, para el cálculo del cortante en la base del FEMA-356.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_u (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	40'	40'	40'
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¾	2	3¾	NL	NL	35'	35'	NP'
4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40'	40'	40'
9. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^e	NP ^f	NP ^f
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^f	NP ^f	NP ^f
5. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^h	14.1	3½	3 ⁱ	3½	35	35	35	35	35
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^{k,l}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^k	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel special concentrically braced frames ^p	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^{k,l}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

continues

Table 12.2-1 (Continued) Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _o ^b	Deflection Amplification Factor, C _d ^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h _s (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^f	F ^f
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS^g	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:									
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1½	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1½	1½	1½	35	35	NP ^f	NP ^f	NP ^f
3. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	2½	1½	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1½	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1½	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

^aResponse modification coefficient, R, for use throughout the standard. Note that R reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.

^bWhere the tabulated value of the overstrength factor, Ω_o, is greater than or equal to 2½, Ω_o is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.

^cDeflection amplification factor, C_d, for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.1.2.

^dNL = Not Limited, and NP = Not Permitted. For metric units, use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.

^eSee Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_s, of 240 ft (73.2 m) or less.

^fSee Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_s, of 160 ft (48.8 m) or less.

^gIn Section 2.3 of ACI 318, A shear wall is defined as a structural wall.

^hIn Section 2.3 of ACI 318, The definition of "special structural wall" includes precast and cast-in-place construction.

ⁱAn increase in structural height, h_s, to 45 ft (13.7 m) is permitted for single-story storage warehouse facilities.

^jSteel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height, h_s, of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 lb/ft² (0.96 kN/m²) and in penthouse structures.

^kSee Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.

^lSee Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.

^mIn Section 2.3 of ACI 318, The definition of "special moment frame" includes precast and cast-in-place construction.

ⁿCold-formed steel—special bolted moment frames shall be limited to one story in height in accordance with ANSI/AISI S400.

^oAlternately, the seismic load effect including overstrength, E_{ov}, is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with ANSI/AISI S400.

^pOrdinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.

Anexo. 7

Factor de importancia dictados por el ASCE7, para el cálculo del cortante en la base del FEMA-356.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Anexo. 8

Clasificación de Suelo según el ASCE7

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{V}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²
	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics:		
	— Plasticity index $PI > 20$,		
	— Moisture content $w \geq 40\%$,		
	— Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ²		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².