

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Resiliencia Sísmica en Edificios de Gran Altura

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Jose Alberto Sosa Cevallos

Mario Lafontaine Ing.

Director de Trabajo de Titulación

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito
para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción
de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 30 Septiembre 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**COLEGIO DE POSGRADOS****HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN****Resiliencia Sísmica en Edificios de Gran Altura****JOSE ALBERTO SOSA CEVALLOS**

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor of Philosophy
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor Philosophy

Quito, Septiembre 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: JOSE ALBERTO SOSA CEVALLOS

Código de estudiante: 00215852

C.I.: 1716879158

Lugar y fecha: Quito, 30 de Septiembre de 2021.

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

Dedicado a mi familia, mis padres, José e Inés, hermanas Grace y Sofía y mi compañera de vida Maria Sol Perez, quienes siempre me apoyan y están a mi lado.

AGRADECIMIENTOS

A mi profesor y tutor Ing. Mario Lafontaine por su paciencia y su transmisión de conocimientos para poder desarrollar esta tesis de Maestría.

RESUMEN

A lo largo del desarrollo de la maestría se han venido aprendiendo nuevos conocimientos en el ámbito de sismo resistencia, y uno de esos es la aplicación del método Diseño Sísmico Basado en Desempeño (PBSD) el cual, en los últimos años se ha venido implementando en algunas edificaciones a nivel nacional e internacional. Adicionalmente en función de lo acontecido en los últimos años, sismos como el de 1997 Bahía de Caraquez, 2016 en Pedernales demostraron el nivel de diseño sismorresistente que los ingenieros se encuentran desarrollando en el país; dando como resultado estructuras flexibles que experimentan mucho daño estructural y no estructural, ocasionando así pérdidas económicas significativas para el país. Estas estructuras perciben mucho daño ya que, al ser flexibles, su desplazamiento es bastante alto, pero si se disminuyese ese desplazamiento lateral a un nivel en el cual el uso de la edificación sea continua o inmediata después de un sismo se podría alcanzar la Resiliencia en las edificaciones.

Por lo tanto en este trabajo se realiza una investigación practica aplicativa de lo aprendido a lo largo de la maestría, en el cual se realiza un análisis estático no lineal y no lineal dinámico de una edificación de veinte pisos de altura con el fin de alcanzar la resiliencia sísmica usando la deriva de piso techo como indicador considerado para determinar la resiliencia sísmica.

ABSTRACT

This research is based in the state of the art in the seismic resistance design, which is the Seismic Resilience, meaning that, with this methodology the design seeks the continuous functionality of the building. Lately the performance based seismic design methodology gives the engineers the tool to reach this goal of seismic resilience. The main objective of this research is to evaluate a tall building of reinforced concrete with walls of 20 stories, to assess which features should be considered to reach the seismic resilience. The building is subjected to a nonlinear dynamic analysis with a real record of the 7.8M earthquake Muise which occurred on the 16 of April 2016. This earthquake caused severe damage and many collapses in buildings. The building is located in the coastal region of Ecuador. The outcome will be to show the main features which affect the goal of seismic resilience, for example one of the challenges to control are the effects of the higher modes in the buildings. Seismic resilience gives the opportunity to engineer to design a building that will have a continuous functionality during and seismic event.

TABLA DE CONTENIDOS

1	Introducción.....	15
1.1	Objetivo General	16
1.2	Objetivos Específicos.....	16
2	Marco Normativo Teórico	17
3	Análisis de Demanda sísmica.....	17
3.1.1	Sismicidad en Ecuador	18
3.1.2	Norma Ecuatoriana de la Construcción	19
3.1.3	Espectro de aceleraciones de Diseño	20
4	Metodologías de Análisis y Diseño Estructural	20
4.1	Análisis estático Lineal	21
4.2	Análisis dinámico lineal	21
4.3	Análisis Estático No lineal.....	22
4.4	Análisis Dinámico No lineal	23
4.4.1	Sistema Estructural	25
4.4.2	Diseño Estructural	25
5	Análisis de modelo Estático No lineal.....	28
5.1	Materiales	28
5.2	Elementos estructurales	29

	10
5.3	Plasticidad concentrada30
5.4	Fibras31
5.5	Modelo Perform 3D.....32
5.6	Push Over33
5.7	Demanda Sísmica – Espectro de Diseño NEC15.....34
5.8	Punto de Desempeño.....34
6	Análisis dinámico No Lineal37
6.1	Modelo Perform 3D.....37
6.2	Demanda Sísmica Registro de Manta “M 7.8 16 abril 2016”37
6.3	Análisis Tiempo Historia Perform 3D39
6.4	Punto de Desempeño.....39
6.5	Derivas y Desplazamientos39
6.6	Alargamiento y acortamiento del hormigón y Acero de Refuerzo41
6.7	Fuerzas internas vs Fuerzas de Diseño.....43
6.8	Rotaciones Vigas de Acople45
7	Análisis de Resultados y comparación.....46
7.1	Punto de Desempeño análisis estático lineal.....46
7.2	Punto de Desempeño análisis dinámico no lineal47
7.3	Comparación47
8	Conclusiones.....48

9	Recomendaciones.....	50
10	Referencias y bibliografía.....	51

LISTA DE FIGURAS

FIGURA # 1. SISMICIDAD DEL ECUADOR	18
FIGURA # 2. MAPA DE PELIGRO SISMICO DEL ECUADOR	19
FIGURA # 3. PLANTEAMIENTO ESTRUTURAL	26
FIGURA # 4. ESPECTRO DE DISEÑO	26
FIGURA # 5. DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS	27
FIGURA # 6. DISEÑO DE MURO TIPO C	27
FIGURA # 7. PERIODOS, DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS	28
FIGURA # 8. NO LINEALIDAD DE MATERIALES	29
FIGURA # 9. MODELADO DE COLUMNAS VIGAS Y MUROS	30
FIGURA # 10. ROTULAS PLASTICAS VIGAS	31
FIGURA # 11. ROTULA PLASTICA COLUMNAS	31
FIGURA # 12. PLASTICIDAD EN MUROS	32
FIGURA # 13. MODELO 3D	33
FIGURA # 14. PUSH OVER X	35
FIGURA # 15. PUSH OVER Y	35
FIGURA # 16. PERFORMANCE POINT ADNL	36
FIGURA # 17. ESCALAMIENTO DE SISMO 1	37
FIGURA # 18. ESCALAMIENTO DE SISMO 2	38
FIGURA # 19. ESCALAMIENTO DE SISMO 3	38
FIGURA # 20. SISMOS ESCALADOS	38
FIGURA # 21. PUNTO DE DESEMPEÑO ADNL - DERIVAS	39
FIGURA # 22. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 1	40
FIGURA # 23. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 2	40
FIGURA # 24. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 3	40
FIGURA # 25. DESPLAZAMIENTOS DE TECHO	41

FIGURA # 26. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 1	41
FIGURA # 27. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 2	42
FIGURA # 28. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 3	42
FIGURA # 29. CORTES Y MOMENTOS SISMO 1	43
FIGURA # 30. CORTES Y MOMENTOS SISMO 2	43
FIGURA # 31. CORTES Y MOMENTOS SISMO 3	44
FIGURA # 32. VIGAS DE ACOLPLE SISMO 1	45
FIGURA # 33. VIGAS DE ACOLPLE SISMO 2	46
FIGURA # 34, VIGAS DE ACOLPLE SISMO 3	46

LISTA DE TABLAS

TABLA # 1 PUNTO DE DESEMPEÑO AENL	36
TABLA # 2. CORTE MAXIMO EN MURO 1 H1	44
TABLA # 3. CORTE MAXIMO MURO 1 H2	45
TABLA # 4. PUNTO DE DESEMPEÑO AENL	47
TABLA # 5. PUNTO DESEMPEÑO ADNL	47
TABLA # 6. COMPARACION DE PUNTO DE DESEMPEÑO	47

1 INTRODUCCION

A lo largo del desarrollo de la maestría se han venido aprendiendo nuevos conocimientos en el ámbito de sismo resistencia, y uno de esos es la aplicación del método Diseño Sísmico Basado en Desempeño (PBSD) el cual, en los últimos años se ha venido implementando en algunas edificaciones a nivel nacional e internacional. Adicionalmente en función de lo acontecido en los últimos años, sismos como el de 1997 Bahía de Caraquez, 2016 en Pedernales demostraron el nivel de diseño sismorresistente que los ingenieros se encuentran desarrollando en el país; dando como resultado estructuras flexibles que experimentan mucho daño estructural y no estructural, ocasionando así pérdidas económicas significativas para el país. Estas estructuras perciben mucho daño ya que, al ser flexibles, su desplazamiento es bastante alto, pero si se disminuyese ese desplazamiento lateral a un nivel en el cual el uso de la edificación sea continua o inmediata después de un sismo se podría alcanzar la Resiliencia en las edificaciones.

Por lo antes mencionado, y con el desarrollo de las ciudades que cada vez siguen construyendo edificaciones más altas desafiando a la Ingeniería estructural sismo resistente, observo la necesidad de introducir la resiliencia sísmica en edificios de gran altura, para que, cuando un evento sísmico ocurra estos sean de uso continuo o inmediato. Por lo que es importante realizar un análisis más profundo de edificios de gran altura, mediante un análisis estático no lineal y dinámico no lineal con el objetivo de alcanzar la resiliencia sísmica ya que de esta manera se pueden comparar los dos métodos y concluir cuál de estos es mas confiable para la resiliencia Sísmica.

Por lo tanto, el objetivo es realizar una comparación del desempeño sísmico de un edificio de gran altura mediante el método de análisis estático no lineal con un análisis dinámico no lineal, con el objetivo de alcanzar la Resiliencia Sísmica.

1.1 Objetivo General

- Evaluar del desempeño sísmico de un edificio de veinte pisos de altura de hormigón armado con muros acoplados mediante el método de análisis estático no lineal con un análisis dinámico no lineal, con el objetivo de determinar si existen o no daños estructurales, de tal forma que la estructura pueda ser catalogada para una evaluación posterior de Resiliencia Sísmica.

1.2 Objetivos Específicos

- Diseñar un edificio de veinte pisos en hormigón armado con muros acoplados apegado a la norma americana ACI3-18 y ASCE 7.
- Realizar un análisis estático no lineal de la estructura de veinte piso con la finalidad de obtener el desempeño sísmico del mismo.
- Realizar un análisis dinámico no lineal con un registro real de un evento sísmico con la finalidad de obtener el desempeño sísmico del mismo.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos mediante el análisis estático no lineal y dinámico no lineal mediante algunos indicadores tal como la deriva de piso techo, alargamiento y acortamiento del hormigón confinado y acero de refuerzo y los desplazamientos de piso y de la estructura en general.

2 MARCO NORMATIVO TEÓRICO

Dentro del marco normativo teórico, se establecen varias especificaciones para realizar un diseño estructural adecuado de una edificación. Se tomaron en cuenta 4 normas para el diseño de la estructura de 20 pisos las cuales son:

- La norma NEC 15 Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- La norma ACI 318 19 Requisitos Mínimos Para Estructuras De Concreto Estructural
- La norma ASCE 7 10 Cargas De Diseño Mínimo Para Edificaciones y Otras Estructuras.
- La norma ASCE 41 Evaluación y reforzamiento de estructuras existentes.

Inicialmente para el diseño de la estructura se tomó en cuenta la norma ecuatoriana de la construcción la cual especifica la demanda sísmica para la región propuesta en donde se implanta el edificio de 20 pisos. Esta región es una de las regiones más altas sísmicamente en el Ecuador en donde la ciudad de Manta es la que se usará para este estudio.

Al tratarse de un diseño estructural sismo resistente en hormigón armado se recurrió a la norma ACI 318 19 para el diseño de los elementos estructurales de dicha edificación tanto como para vigas, columnas, muros estructurales, y vigas de acople que están especificados en esta norma y en especial el capítulo 18 que corresponde a la parte sismo resistente.

3 ANÁLISIS DE DEMANDA SÍSMICA

En cuanto a la demanda sísmica, cada región y cada país tiene su propio historial sísmico el cual está resumido en un mapa de peligro sísmico para diferentes periodos de retorno. El periodo de retorno común utilizado en varios países es el de 475 años, este

período de retorno ayuda a determinar la demanda sísmica a través de una aceleración en el suelo, la cual proviene de un estudio probabilístico sísmico. En el Ecuador existe la norma ecuatoriana de la construcción NEC 15, la cual actualizó su mapa de peligro sísmico con relación a la anterior norma del 2002 en donde hubo unos cambios bastante significativos al determinar la aceleración de suelo para diferentes regiones.

3.1.1 Sismicidad en Ecuador

Sabiendo que el Ecuador se encuentra en una zona llamada el cinturón de fuego, en donde existen varias placas chocándose entre sí y ocasionando sismos de gran magnitud, y específicamente en el Ecuador la subducción placa nazca bajo la Sudamericana ha ocasionado que el historial sísmico se remonte desde los años 1500, con reportes escritos de eventos sísmico. Sin embargo, últimamente desde los años 1900 se tiene más información específica sobre las magnitudes, aceleraciones y los daños que han ocasionado los sismos a nuestro país.

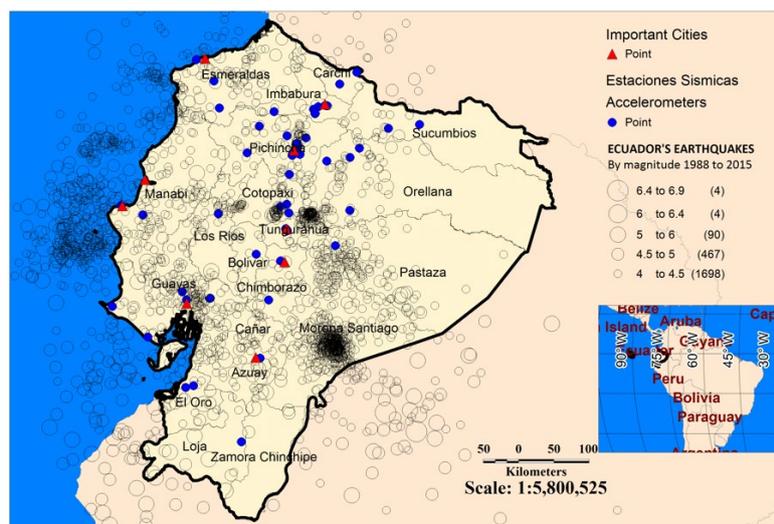


FIGURA # 1. SISMICIDAD DEL ECUADOR

Aun así, desde hace 30 años ya se tiene una red acelerógrafos en el gran parte del Ecuador los cuales están conectados entre sí y registrando de una manera análoga y digital los movimientos. Por lo tanto, la información que se tiene específica y más detallada de los sismos no tiene más de 30 años, por lo que cada actualización de la norma existe cambios en el mapa de peligros sísmico con el avance de los estudios científicos en el país.

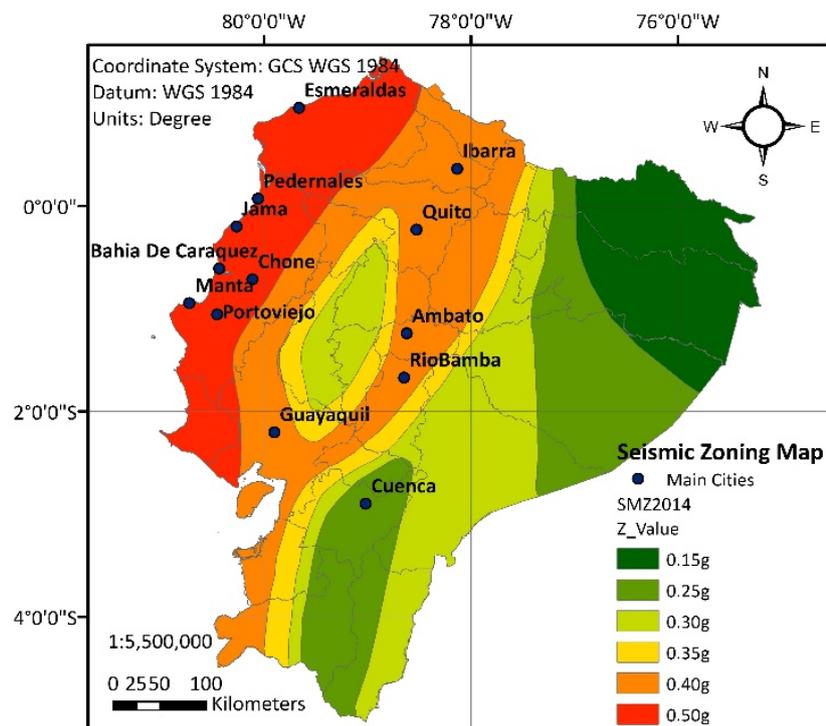


FIGURA # 2. MAPA DE PELIGRO SISMICO DEL ECUADOR

3.1.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción

En el Ecuador la norma ecuatoriana de la construcción se remonta desde los años 1970, en donde se comenzó con una y era de diseño y construcción de edificaciones y con el tiempo ha ido cambiando y se ha ido consolidando ahí depurando cada vez más. la última norma vigente es la norma ecuatoriana del 2015 en donde establece criterios de diseño sísmico resistente como un mapa de peligro sísmico de un período de retorno de 475 años. la norma ecuatoriana también hace referencia a normas internacionales como la norma

americana la norma colombiana y la norma chilena en lo que respecta respecto a hormigón armado y estructuras de acero.

para este estudio de práctico de esta tesis se utilizó la norma ecuatoriana de la construcción en lo que respecta a la demanda sísmica para un análisis dinámico lineal que se utilizó en la fase de diseño de la estructura.

3.1.3 Espectro de aceleraciones de Diseño

Para el espectro de diseño que se utilizó para este estudio práctico se toma en cuenta que la ubicación donde la estructura va a ser implantada es en la ciudad de manta en la provincia de Manabí en donde esta región está catalogada como una zona sísmica alta zona 6 y de acuerdo con el mapa de Vs 30 del Ecuador, el tipo de suelo para esta región este tipo D. Con estos parámetros, se realizó el cálculo del espectro de aceleraciones de diseño para esta zona de tal forma de utilizarlo para el análisis modal espectral.

4 METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para realizar análisis estructurales de una edificación se tienen cuatro tipos de análisis; análisis estático lineal, análisis estático no lineal, análisis dinámico lineal y análisis dinámico no lineal. En este caso para el diseño estructural de esta edificación se realizó un análisis estático lineal y dinámico lineal con el fin de dimensionar los elementos estructurales y poder cumplir con los requisitos mínimos que establece la norma ACI 318 19.

Y Adicionalmente para cumplir con el objetivo de este estudio el cual es alcanzar la resiliencia sísmica nos basamos en lo que permite el código ASCE 7, que especifica que para determinar el desempeño sísmico de una edificación se puede realizar un análisis dinámico no lineal. Y con el propósito de comparar este método de análisis también se realizó un

análisis estático no lineal en el cual también se puede determinar el desempeño sísmico de una edificación para sí poderlo comparar con el permitido en la norma.

4.1 Análisis estático Lineal

El análisis estático lineal consiste en determinar las fuerzas que van a ser aplicadas a la edificación a lo largo de su altura mediante el concepto de la segunda ley de Newton que es la fuerza es proporcional a la aceleración a través de una constante que la masa del objeto de análisis. En este caso la fuerza es será la fuerza sísmica que se obtiene a través de la combinación de varios factores que se establecen en la norma ecuatoriana de la construcción NEC 15 para una región determinada multiplicada la masa de la estructura y la aceleración del sismo de diseño. Esta fuerza sísmica si la conoce como el cortante basal que se aplica a lo largo de la altura de la edificación. La aceleración del sismo de diseño se obtiene mediante espectro de aceleracion de diseño que se lo obtiene mediante un mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años en donde interviene varios factores con respecto al suelo, ubicación, periodo, entre otros.

Para finalmente determinar mediante combinaciones de carga gravitacionales y sísmicas las fuerzas a las que estarán sometidas los elementos estructurales y con esas fuerzas diseñar los elementos. para finalmente una vez aplicadas de estas fuerzas se determinan los desplazamientos de piso y con eso las derivadas de piso y poderlas comparar con el código vigente en la región.

4.2 Análisis dinámico lineal

Para el análisis dinámico lineal lo que se realiza es un análisis de la estructura a través de la dinámica de las estructuras en donde se determina el periodo fundamental de

vibración, en donde este periodo considera la masa de la edificación y la rigidez a través de los elementos estructurales propuestos de la edificación. Con este período de vibración se determina la aceleración dentro de un diagrama de espectro de aceleraciones de diseño para con eso determinar la fuerza sísmica actuante en cada uno de los pisos de la edificación y con ello realizar las combinaciones de carga gravitacionales y sísmicas para posteriormente determinar las fuerzas internas de los elementos estructurales y diseñarlos. al igual que el análisis estático lineal, finalmente se aplican las cargas se realiza el análisis estructural y se determinan los desplazamientos de piso y con ello sus derivas para compararlos con el código vigente.

4.3 Análisis Estático No lineal

Para el análisis estático no lineal se debe tomar en cuenta el análisis estático lineal, el proceso inicial es el mismo al análisis de estático lineal hasta la determinación de la fuerza sísmica lateral aplicada a lo largo de la altura de la edificación, con la diferencia que ahora los elementos estructurales van a ser sometidos al rango no lineal esto quiere decir que las propiedades físicas de los materiales van a pasar a su rango no lineal. Lo que se realiza es aplicar estas fuerzas laterales sísmicas a la estructura y empujar el edificio lateralmente hasta que los elementos estructurales pasen al rango no lineal, esto significa que los elementos estructurales conformados de diferentes materiales tendrán un comportamiento no lineal de los mismos y se provocará la falla de estos.

En este caso podemos analizar dentro de las curvas constitutivas de los materiales, a qué nivel de deformación el material empieza a fallar, y poder identificar qué elementos empiezan a fallar primero y cuál es su tipo de falla.

Este análisis se lo realiza específicamente con la asignación y cálculo de rótulas plásticas que se conoce como una plasticidad concentrada en algunos puntos específicos de los elementos estructurales, en vigas en los extremos de estas, y en las columnas de igual forma, para poder recrear un sistema de falla en los extremos de las vigas y columnas. Para poder realizar este tipo de análisis en estructuras nuevas que cumplen con la normativa actual vigente en la región se debe tomar en cuenta que el diseño por capacidad de los elementos es importante caso contrario de realizarse este tipo de análisis en estructuras y a existentes en donde el diseño por capacidad no fue tomado en cuenta, será complicado determinar el desempeño de la estructura mediante este análisis.

En resumen, lo que se quiere en este análisis es empujar la estructura y ocasionar la falla en las rótulas plásticas de las vigas y columnas para sí formar una curva de capacidad fuerza deformación de techo que nos va a ayudar a realizar el análisis de desempeño de la edificación.

Finalmente, para determinar el desempeño de la edificación a través de este método de análisis lo que se debe hacer es aplicar la demanda sísmica a esta curva de capacidad en donde uno de los métodos para determinar el punto de desempeño es la intersección de estas 2 curvas a través del método de la fema 356.

4.4 Análisis Dinámico No lineal

El análisis dinámico no lineal consiste en someter a la estructura a cargas laterales dinámicas que provienen de un evento sísmico real en la zona geográfica de interés de forma que se analice el comportamiento de la estructura mediante indicadores como desplazamientos, derivas, fuerzas internas de los elementos, comportamiento de los

materiales en el rango lineal como no lineal, entre otros. Para este análisis lo que se realiza inicialmente es el diseño de la estructura como tal, y posteriormente realizar el cálculo de las rótulas plásticas de los elementos estructurales, las cuales están ubicadas en puntos específicos de los mismos. En vigas se colocan las rótulas plásticas en los extremos de estas y en columnas de igual forma. Se realiza el análisis de las curvas constitutivas de los materiales que se están utilizando en los elementos estructurales y se determinan diferentes niveles de deformaciones de esos materiales con la finalidad de realizar un control más minucioso del comportamiento de los materiales como una forma puntual para posteriormente analizar globalmente la edificación.

Una vez modelada la estructura con la plasticidad concentrada, se somete a un evento sísmico real el cual ocasiona respuestas dinámicas del desplazamiento en la estructura a diferentes frecuencias lo que produce fuerzas internas diferentes y extremas a lo largo del evento sísmico. Estas fuerzas ocasionan que las rótulas plásticas experimenten deformaciones que afectan a los materiales y a su vez se pueda determinar estos niveles de deformación que experimentan los materiales, los cuales algunos pueden ser aceptables y otros no aceptables, ocasionando la falla de los materiales en los elementos estructurales ubicados puntos específicos de los mismos, para con eso analizar cuál sería la falla global y local de la estructura.

Y con estas fallas se puede determinar varios indicadores que nos pueden servir para poder verificar y/o tomar decisiones que puedan ayudar a reducir o minimizar el nivel de daño en la estructura con la finalidad de alcanzar la resiliencia sísmica. Este tipo de análisis requiere de un proceso de modelado y análisis más minucioso y un conocimiento más preciso sobre el comportamiento de los materiales y de las estructuras.

4.4.1 Sistema Estructural

El sistema seleccionado para este edificio fue un sistema de un núcleo de muros tipo C, acoplados con vigas de acople. Mientras que el sistema de columnas y vigas perimetrales prácticamente son el sistema resistente a carga gravitacional.

4.4.2 Diseño Estructural

Para el diseño estructural de la edificación de 20 pisos se propuso lo siguiente los 10 primeros pisos serán utilizados para oficinas y los 10 restantes para vivienda.

El material propuesto para esta edificación es de hormigón armado y los elementos estructurales propuestos son columnas, vigas descolgadas, muros estructurales y vigas de acople. La losa de entrepiso de esta edificación es considerada como una losa post tensada que trabaja en el rango lineal.

Los materiales por utilizarse en este tipo de construcción es un hormigón de 380 kg/cm² y acero de refuerzo de 4200 kg/cm².

El sistema estructural utilizado aquí es un sistema mixto o dual el cual está conformado por unas columnas perimetrales y un núcleo de muros de sección transversal tipo C conectados con vigas de acople. Estos muros son el sistema sismo resistente de toda la edificación mientras que las vigas y columnas perimetrales están actuando como el sistema resistente gravitacional.

- Edificio de Hormigón Armado
- Muros estructurales HA acoplados con vigas de acople.
- 20 de Pisos de altura (h total = 70 m)
- Ubicación: Ciudad de Manta
- Tipo de suelo D
- Sismo 7.8 M Pedernales 16 Abril 2016 19:00 h
- Tipo de uso de la edificación
Residencia 10 piso y 10 pisos Oficinas

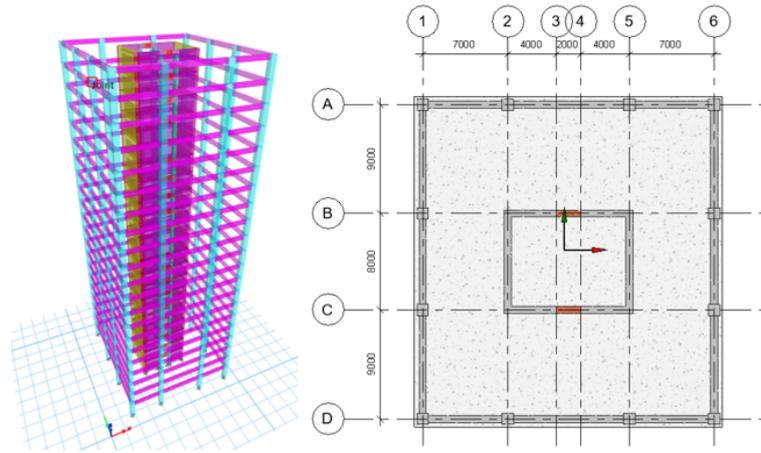


FIGURA # 3. PLANTEAMIENTO ESTRSUTURAL

ESPECTRO DE ACELERACIONES ELASTICO NEC

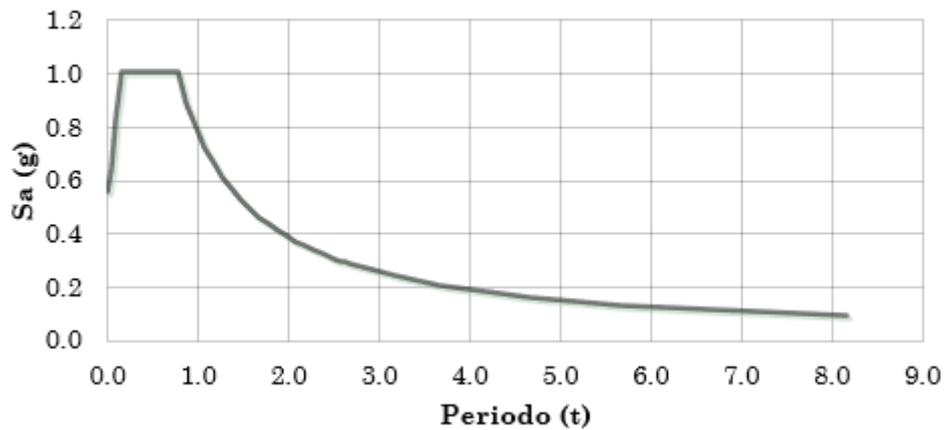


FIGURA # 4. ESPECTRO DE DISEÑO

Previo a un análisis estructural realizado a esta edificación en un software de análisis estructural llamado ETABS, se realizó inicialmente un pre dimensionamiento de los elementos estructurales con la finalidad de obtener secciones que nos permitan en un análisis estático lineal y dinámico lineal obtener derivas menores al 0.01 y que posteriormente con el análisis estático no lineal y dinámico no lineal podamos alcanzar la resiliencia sísmica.

Una vez que se alcanzó las derivas requeridas se procedió a diseñar los elementos estructurales, para posteriormente tener como base y realizar el modelo 3D de análisis no lineal estático y dinámico en un software más adecuado como es el Perform 3D para este tipo de análisis. Estos resultados de los análisis se presentan a continuación en las siguientes figuras.

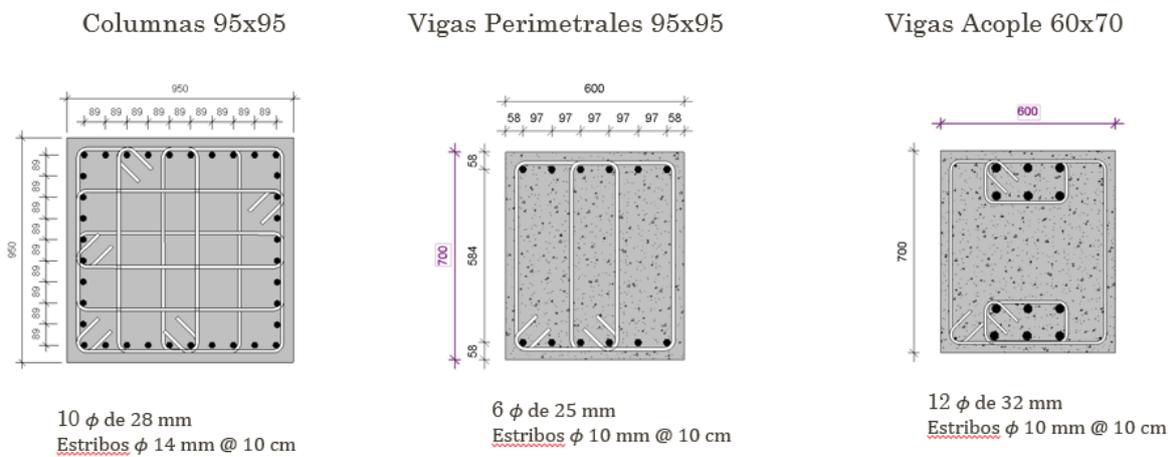


FIGURA # 5. DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS

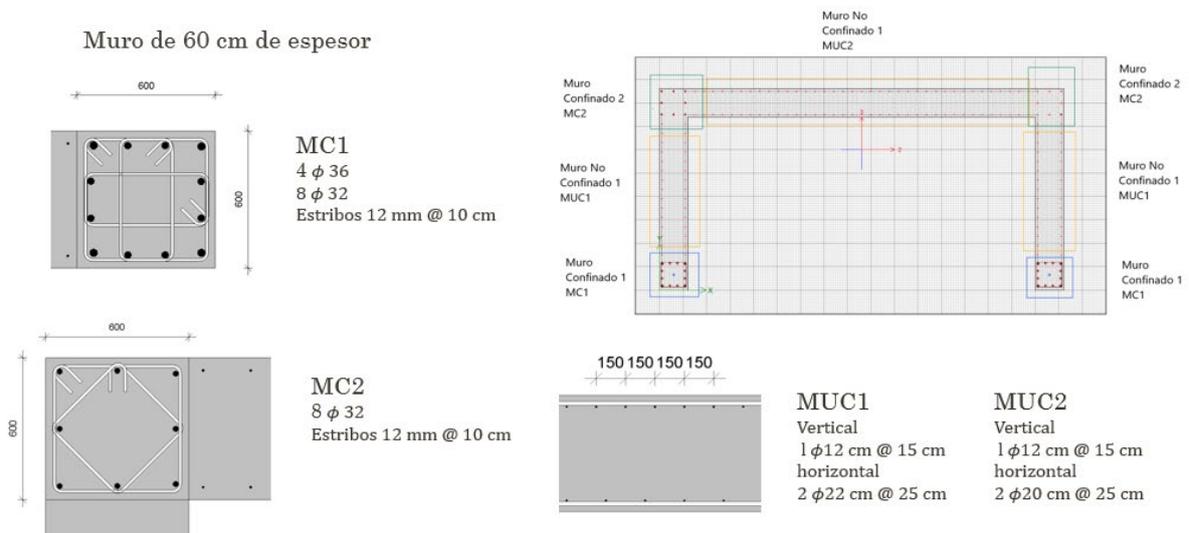


FIGURA # 6. DISEÑO DE MURO TIPO C

Los resultados obtenidos por este análisis final se encuentran a continuación de un modelo de análisis modal espectral.

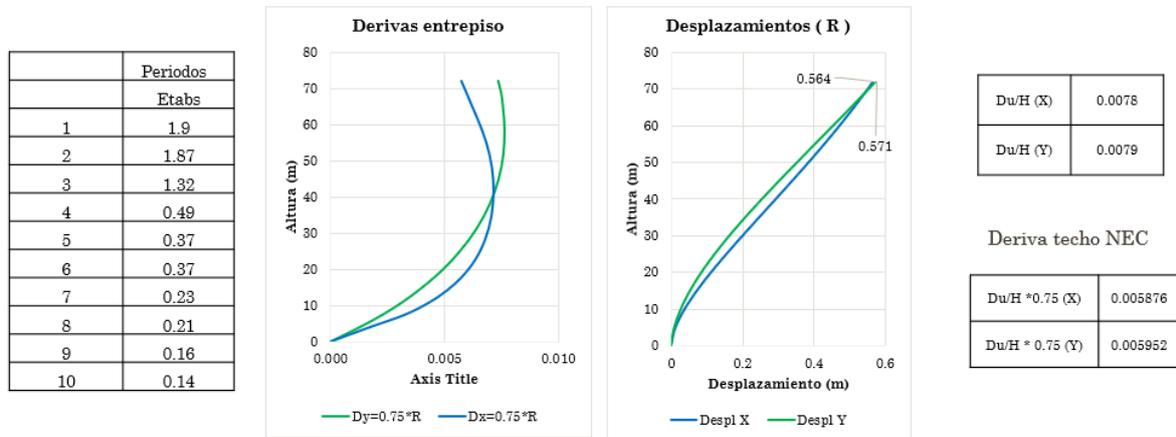


FIGURA # 7. PERIODOS, DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS

5 ANÁLISIS DE MODELO ESTÁTICO NO LINEAL

5.1 Materiales

En lo que respecta a los materiales utilizados para el análisis estático no lineal, sí uso un hormigón de una resistencia a la compresión de 380 kg/cm², el cual fue ingresado en el software de análisis como un material inelástico el cual tiene un comportamiento de degradación como se muestra en la figura.

Mientras que para el acero de refuerzo se utilizó un acero grado 60 que tiene una resistencia a la tracción de 4200 kg/cm², el cual fue ingresado en el sur de análisis como un material inelástico que tiene un comportamiento tri lineal como se muestra en la figura.

- Materiales – No Linealidad
- Hormigón $f_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
- $E_c = 235872 \text{ kg/cm}^2$
- Relación Esfuerzo - Deformación

- Materiales – No Linealidad
- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Relación Esfuerzo - Deformación

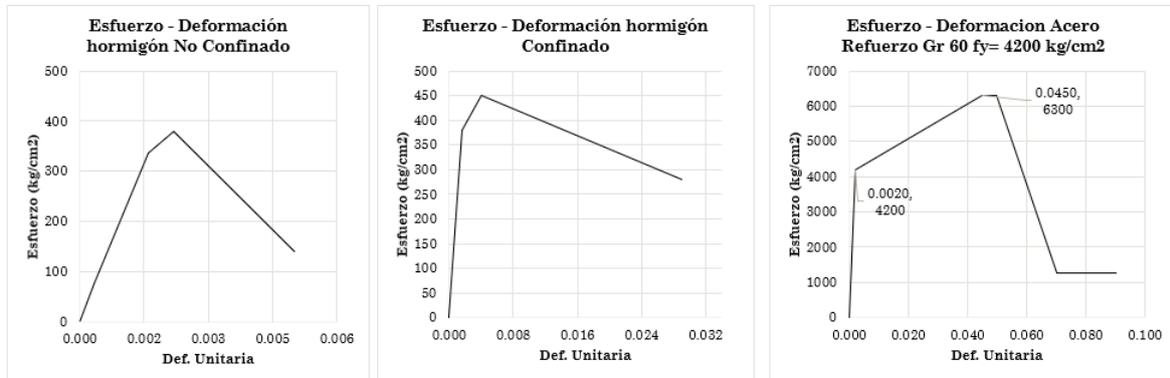


FIGURA # 8. NO LINEALIDAD DE MATERIALES

5.2 Elementos estructurales

En cuanto a los elementos estructurales estos fueron modelados de la siguiente forma. las columnas y vigas fueron modeladas con elementos rígidos en los extremos seguidos de una plasticidad concentrada o rótula plástica y en la parte central un elemento elástico de tal forma que el comportamiento no lineal que se va a registrar va a estar dirigido a las rótulas plásticas. con respecto a los muros estos fueron modelados a través de la metodología de fibras en donde lo que se realizó fue dividir al muro en varias partes y cada una de las partes modelarle a través de fibras tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo.

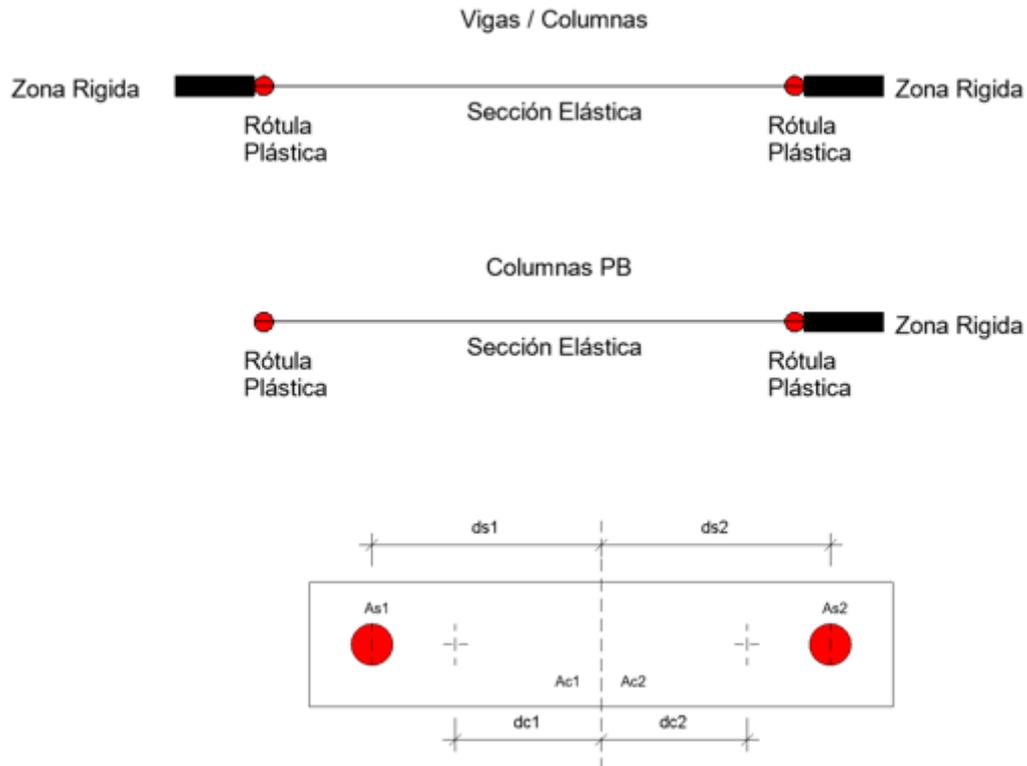


FIGURA # 9. MODELADO DE COLUMNAS VIGAS Y MUROS

5.3 Plasticidad concentrada

la plasticidad concentrada refiere principalmente a la elaboración de diagramas de momento rotación que van a estar asignados a las rótulas plásticas de los elementos estructurales que se mencionó anteriormente por lo que para este procedimiento se utilizó la norma ASCE 41 que está dirigida análisis no lineales estáticos dinámicos. en las siguientes figuras se muestra el cálculo de estas rótulas plásticas. por lo tanto tenemos rótulas plásticas para las columnas en la parte superior e inferior, para las vigas en la parte de los extremos.

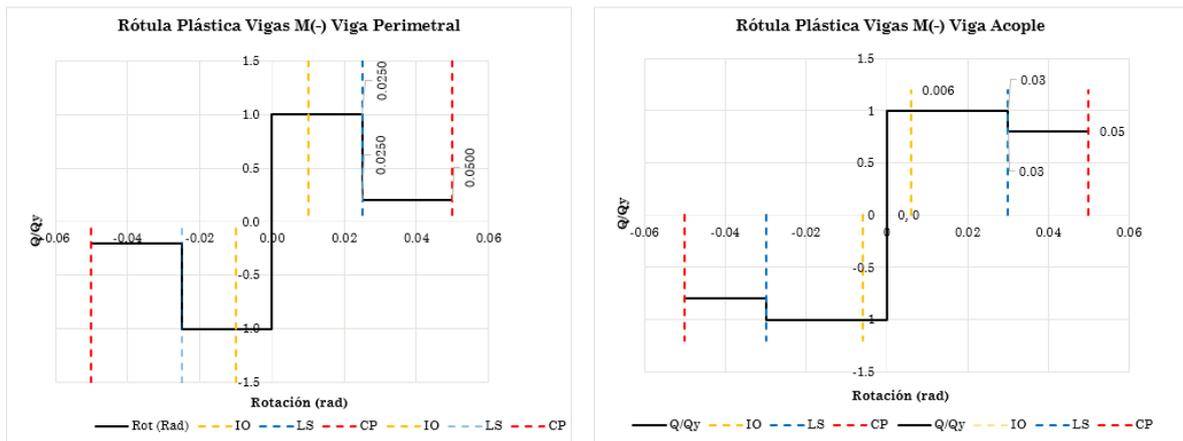


FIGURA # 10. ROTULAS PLASTICAS VIGAS

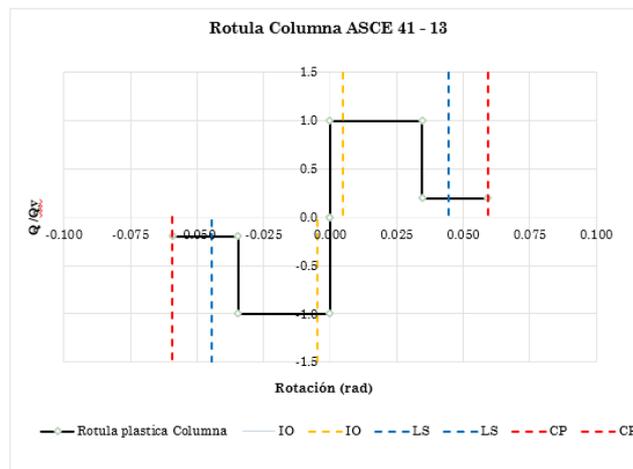


FIGURA # 11 ROTULA PLASTICA COLUMNAS

5.4 Fibras

En lo que respecta a las fibras y este tipo de modelo se realizó de tal forma que se quiso representar los muros del núcleo de la estructura a través de fibras. estas fibras fueron modeladas de tal forma que existen elementos fibra que tienen una ubicación y un área específicas que representan a los materiales constituidos en el muro como lo es el hormigón de 380 kg por centímetro cuadrado y al acero de refuerzo de 4200 kg por centímetro cuadrado, en los cabezales que son los elementos confinados y en el cuerpo de los muros que son los elementos no confinados.

- Fibras en Muros

- Muro Confinado 1 MC1
- Muro No Confinado 1 MUC1
- Muro Confinado 2 MC2
- Muro No Confinado 2 MUC2

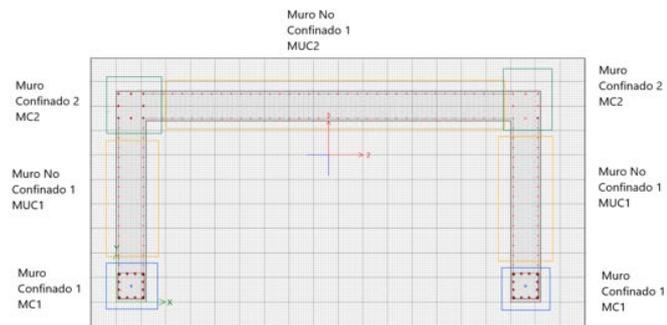
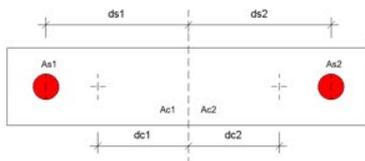


FIGURA # 12. PLASTICIDAD EN MUROS

5.5 Modelo Perform 3D

En el modelo del Perform 3 D que es un software especializado para hacer análisis dinámico no lineales y análisis estático no lineales se tuvo que realizar un modelo bastante completo de todos los elementos estructurales y los modelos constitutivos de los materiales y elementos de tipo componente de tal manera de poder representar de una forma más exacta del modelo de análisis de este edificio de 10 pisos. Adicionalmente aquí se establecieron algunos otros elementos para poder medir alargamiento del hormigón o acortamiento del mismo Adicionalmente el alargamiento o acortamiento del acero Adicionalmente también los Estados límite de acuerdo a los diagramas constitutivos de los materiales Estados límite también para las rótulas plásticas también todo lo que son derivas de entrepiso y derivas globales para finalmente tener información de discusión del comportamiento global y local de la estructura.

- Modelo 3D

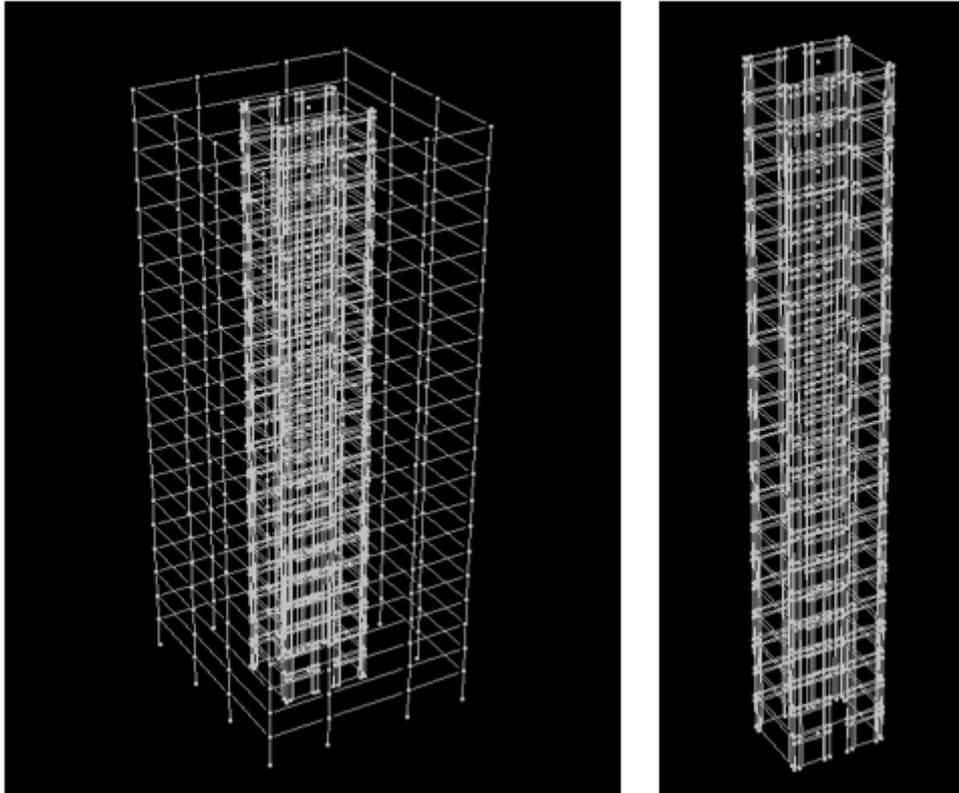


FIGURA # 13. MODELO 3D

5.6 Push Over

una vez ingresado toda esta información en el software de análisis se produce se procedió a hacer el análisis push over que es un análisis estático no lineal, en el cual lo que se realiza es colocar una fuerza lateral a todo el edificio en el modo de vibración de la dirección requerida y se empuja el edificio con esta fuerza lateral de tal manera que el edificio comienza a experimentar desplazamientos dentro del rango lineal para pasar al rango no lineal hasta provocar la falla en los elementos estructurales del edificio. esta falla va a ser concentrada en las rótulas plásticas que son los elementos que van a absorber toda la información de fuerzas esfuerzos desplazamientos y rotaciones debido a la carga lateral impuesta en el edificio.

5.7 Demanda Sísmica – Espectro de Diseño NEC15

Para obtener el punto de desempeño después de haber hecho un diagrama de carga lateral y desplazamiento de techo del edificio lo que se hizo fue utilizar el método de la norma fema 440 en el procedimiento a que especifica que se coloca la demanda sísmica y a través de un método de interacción tomando en cuenta el amortiguamiento efectivo que puede tener la estructura, se reduce la demanda sísmica hasta tener un espectro consecuente para poder realizar dicho procedimiento especificado en la norma.

5.8 Punto de Desempeño

El punto de desempeño viene dado por el análisis interactivo especificado en la norma fema 440 procedimiento A; en el que se especifica que se calcule un período cero que es una línea que sale desde el origen de la curva de capacidad con la pendiente de la parte lineal de esta curva de capacidad y que interseca con la curva de demanda, obteniendo un punto ese se lo proyecta a la curva de capacidad otra vez, para finalmente calcular un periodo efectivo que va a estar representado por un lado una línea que sale desde la curva de capacidad con una pendiente específica y que debe intersecar el punto antes proyectando desde la demanda hacia esta curva. cuando estos puntos son similares o están en la misma ubicación se puede determinar que este es el punto de desempeño del edificio para una demanda sísmica específica. En este caso el punto de desempeño es el que se muestra a continuación.

Análisis Estático No Lineal

- Push Over
 - Demanda Capacidad
 - Punto de Desempeño

Performance Point X	Sd (cm)	Sa (g)
	60.0	0.111
	Despla. (cm)	Fuerza (KN)
	60.0	11354
	Deriva	Fuerza (tonf)
	0.0083	1157

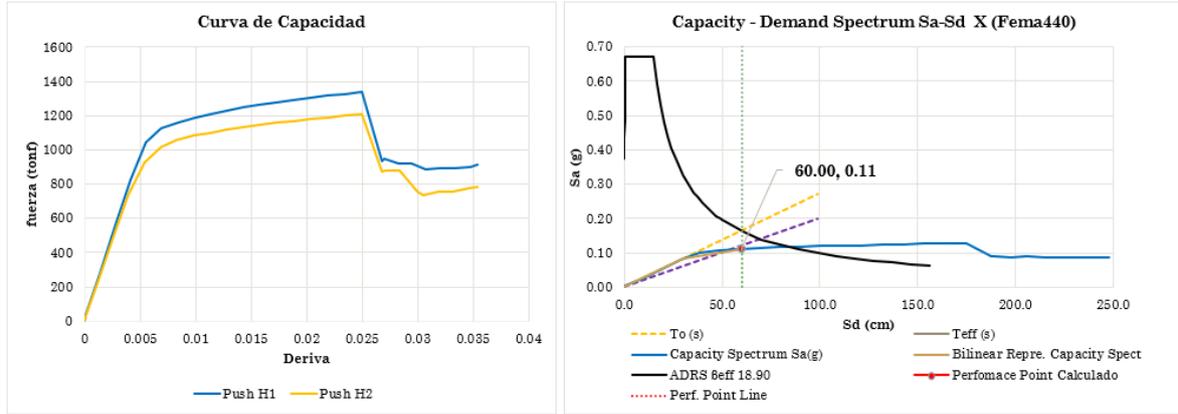


FIGURA # 14. PUSH OVER X

Análisis Estático No Lineal

- Push Over
 - Demanda Capacidad
 - Punto de Desempeño

Performance Point Y	Sd (cm)	Sa (g)
	57.0	0.101
	Despla. (cm)	Fuerza (KN)
	57.0	10331
	Deriva	Fuerza (tonf)
	0.0079	1174

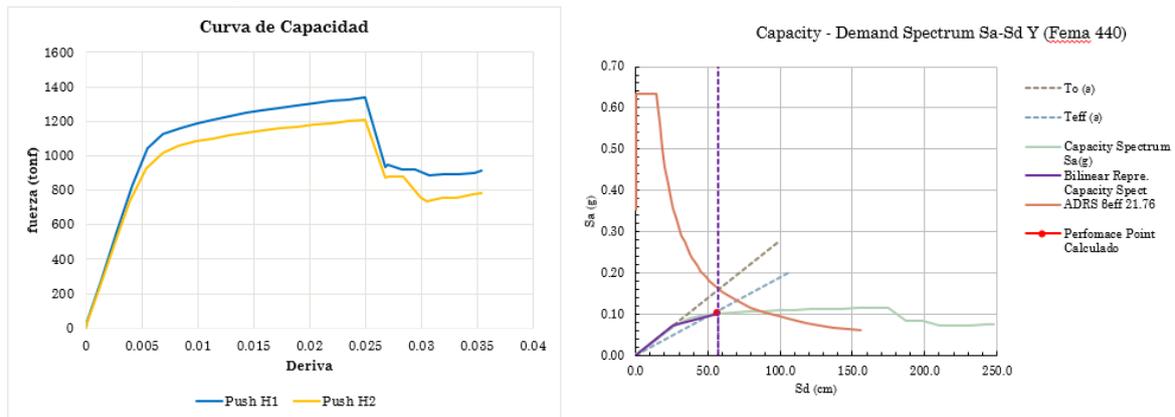


FIGURA # 15. PUSH OVER Y

También se Realizo el punto de desempeño en el Software de análisis, obteniendo resultados similares.

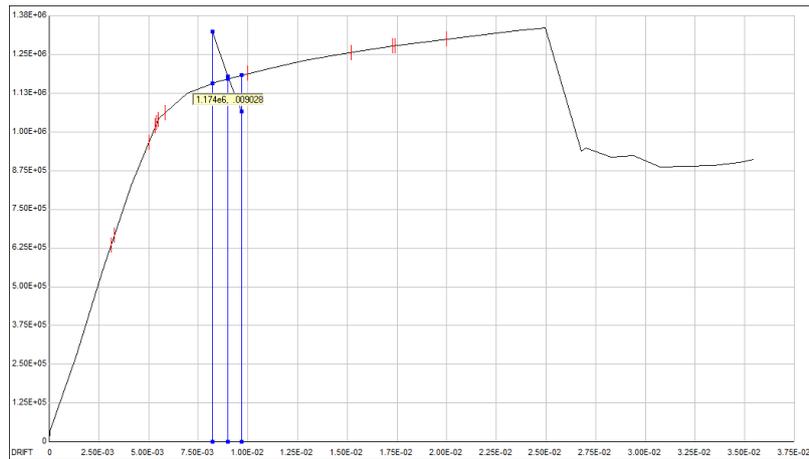


FIGURA # 16. PERFORMANCE POINT AENL

TABLA # 1 PUNTO DE DESEMPEÑO AENL

Análisis Estático No lineal			
	Desplazamiento Inelástico (m)	Altura (m)	Deriva
H1	0.6000	72	0.0083
H2	0.5700	72	0.0079

6 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

6.1 Modelo Perform 3D

Con respecto al modelo realizado para investigar el análisis dinámico no lineal se utilizó el mismo modelo ya realizado para el análisis estático no lineal sin ninguna modificación

6.2 Demanda Sísmica Registro de Manta “M 7.8 16 abril 2016”

la demanda sísmica que se va a utilizar en este análisis dinámico no lineal fue la del registro de manta del sismo de 7.8 del 16 de abril en pedernales.

Adicionalmente también se utilizó 2 réplicas un mes después de este sismo de la misma falla de la misma distancia, pero con una magnitud mucho menor. por lo tanto, estos sismos deben ser escalados y el escalamiento de los mismos se seguirá de acuerdo a la norma ASCE 7 – 10, en la que se especifica que para realizar el escalamiento de los sismos se debe utilizar el método SRSS que se muestra a continuación.

- Demanda Sísmica
 - Escalamiento de Sismos según ASCE 7 -10 (16.1.3)
 - Escalar cada par de componentes mediante el método de SRSS
 - Rango de periodos de $0.2T$ y $2.0T$

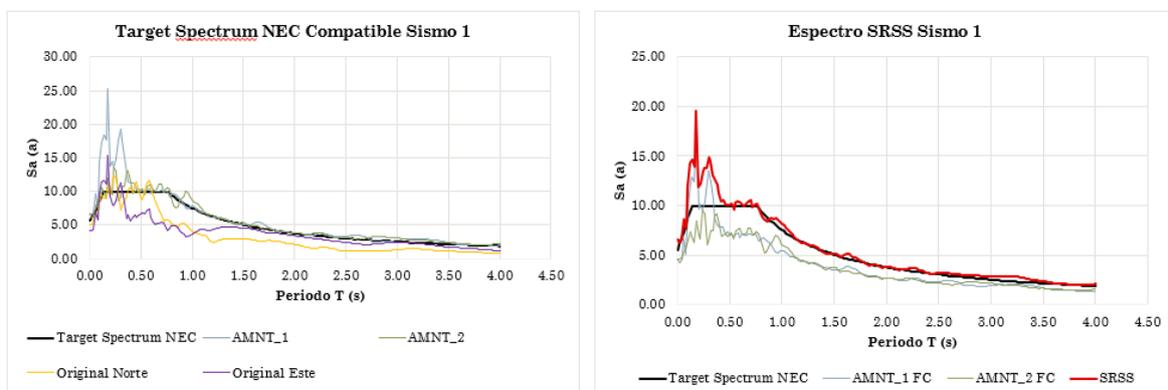


FIGURA # 17. ESCALAMIENTO DE SISMO 1

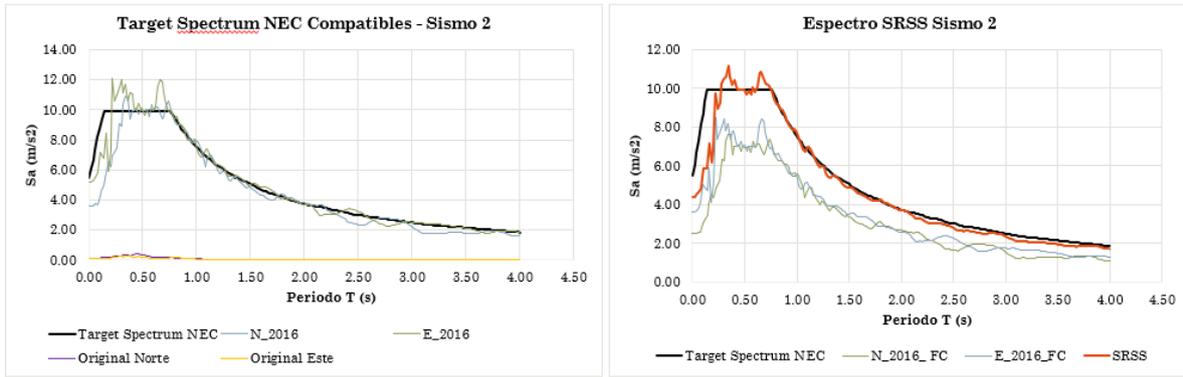


FIGURA # 18. ESCALAMIENTO DE SISMO 2

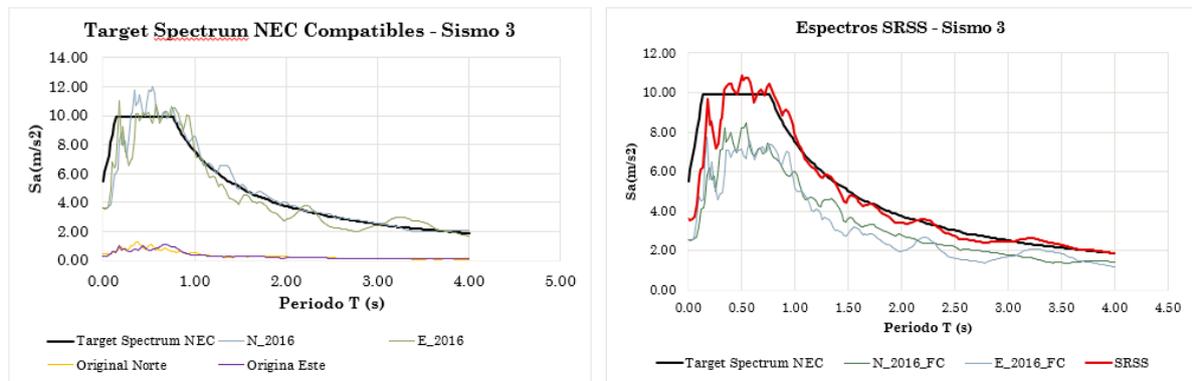


FIGURA # 19. ESCALAMIENTO DE SISMO 3

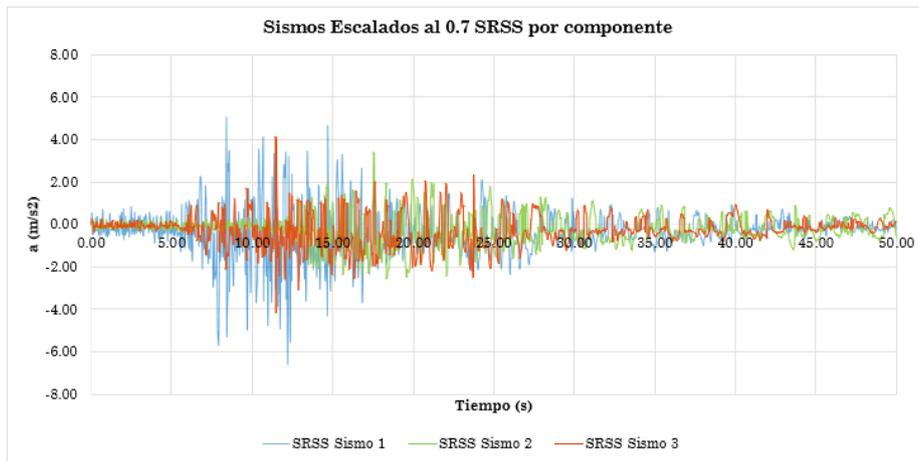


FIGURA # 20. SISMOS ESCALADOS

6.3 Análisis Tiempo Historia Perform 3D

Una vez escalados los sismos o demanda sísmica que se va a utilizar en este análisis lo que se realizó fue establecer el análisis de historia en el tiempo con la demanda sísmica de los sismos y a escalados a la estructura del modelo ya mencionado anteriormente.

6.4 Punto de Desempeño

Para determinar el punto de desempeño bajo este tipo de análisis lo que se realizó fue diagramas de desplazamiento lateral de techo y de derivas de tal forma de ver los valores que la estructura arroja ante las demandas sísmicas antes propuestas que son 3 sismos y estos valores se los muestro a continuación.

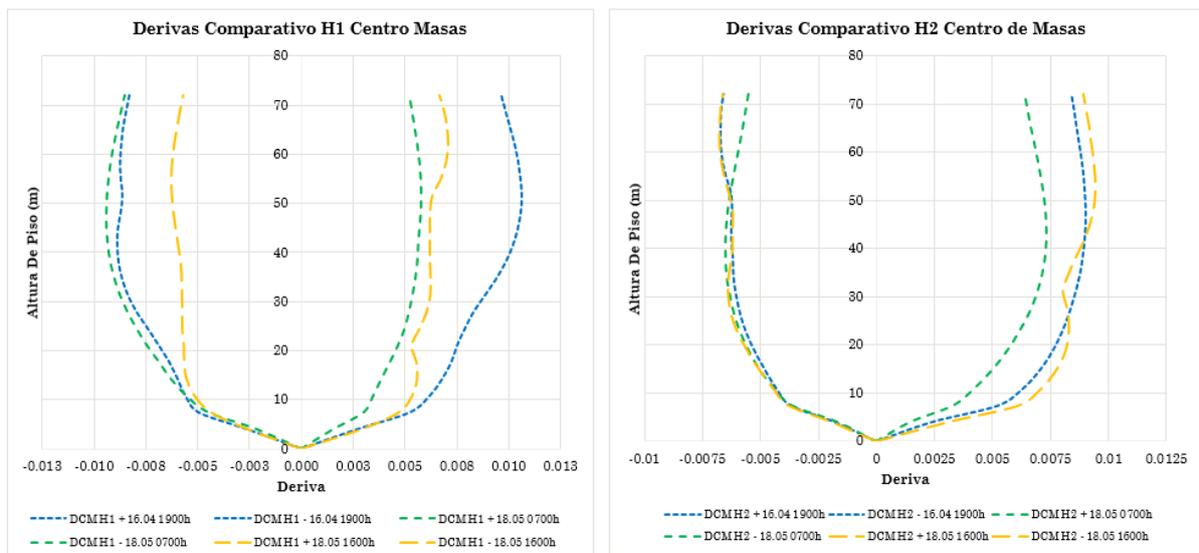


FIGURA # 21. PUNTO DE DESEMPEÑO ADNL - DERIVAS

6.5 Derivas y Desplazamientos

Respecto a las derivas de piso y derivadas totales se realizaron diagramas para tener una mejor idea de qué es lo que está pasando y cómo se está comportando el edificio ante estos sismos como se muestra en la siguiente figura.

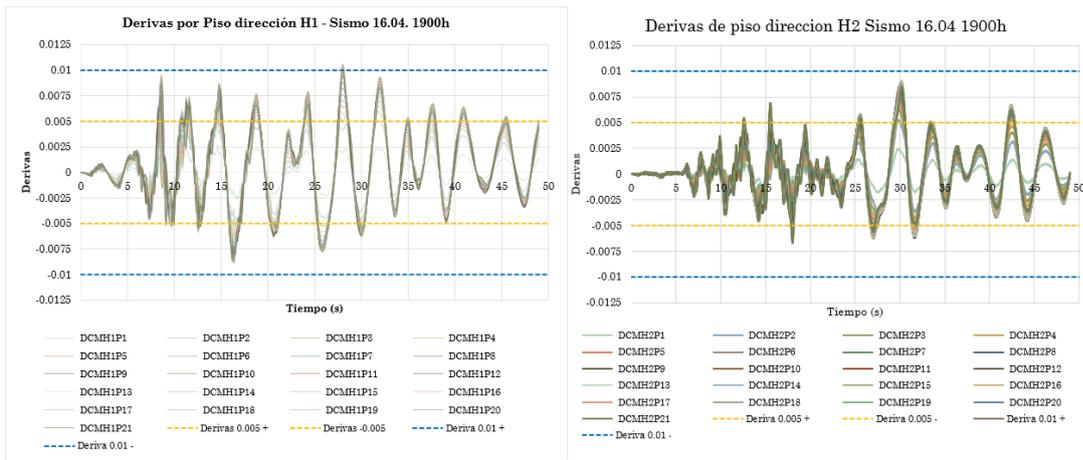


FIGURA # 22. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 1

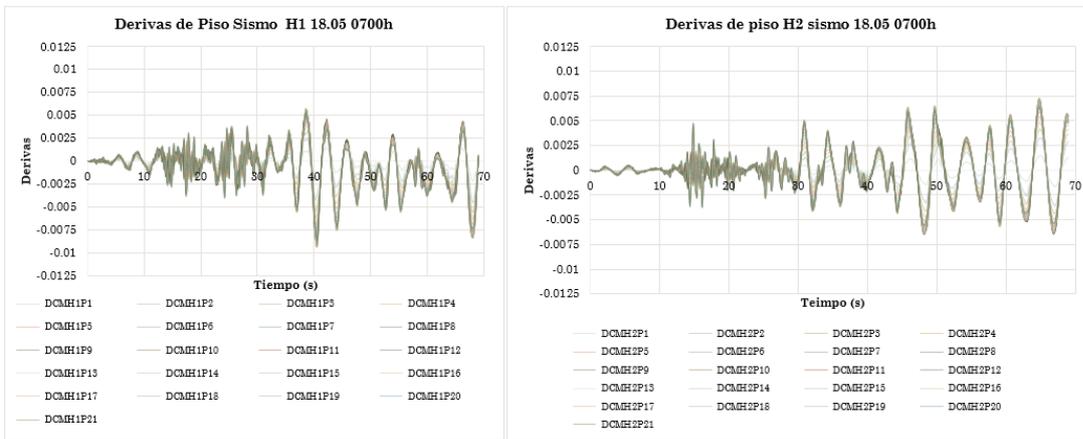


FIGURA # 23. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 2

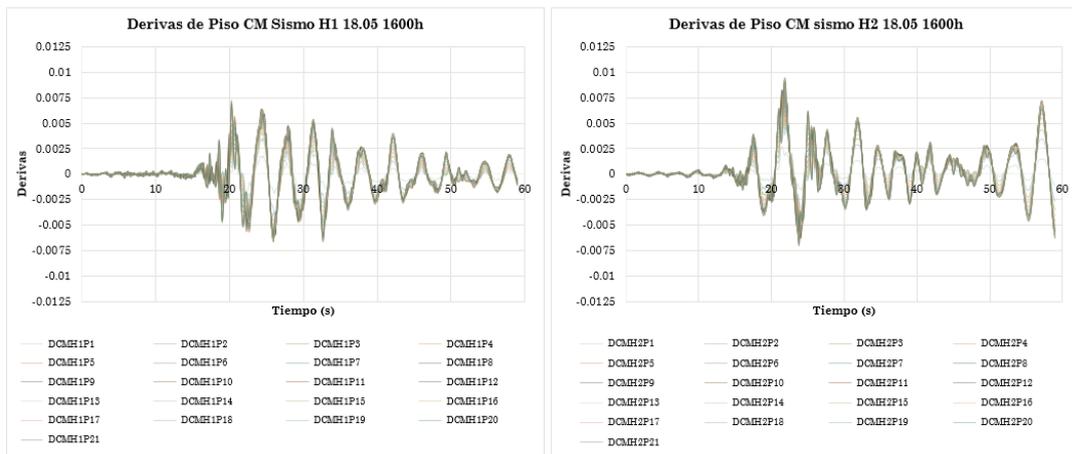
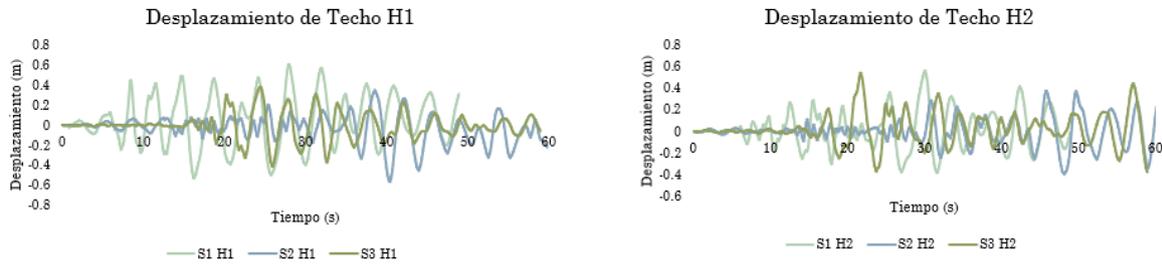


FIGURA # 24. DERIVAS DE ENTREPISO SISMO 3

Lo mismo se realizó para los desplazamientos.



Descripción	Análisis Dinámico No lineal tiempo -historia		
	S1	S2	S3
Despl. Techo H1	0.602	0.556	0.401
Despl. Techo H2	0.555	0.437	0.535
	S1	S2	S3
Deriva Techo H1	0.009	0.008	0.006
Deriva Techo H2	0.008	0.006	0.008

FIGURA # 25. DESPLAZAMIENTOS DE TECHO

6.6 Alargamiento y acortamiento del hormigón y Acero de Refuerzo

Ya con el modelo desarrollado analizado y corrido en el programa lo que se realizó es la obtención de información de resultados para realizar la evaluación de los elementos y los materiales de los mismos como lo es el alargamiento y acortamiento del hormigón y del acero de refuerzo. esto se lo visualiza en la siguiente figura

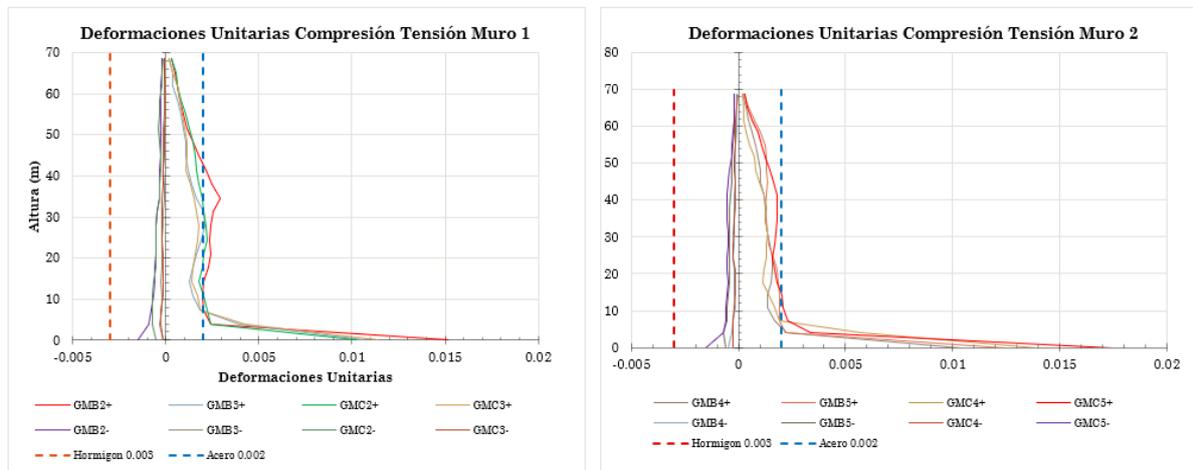


FIGURA # 26. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 1

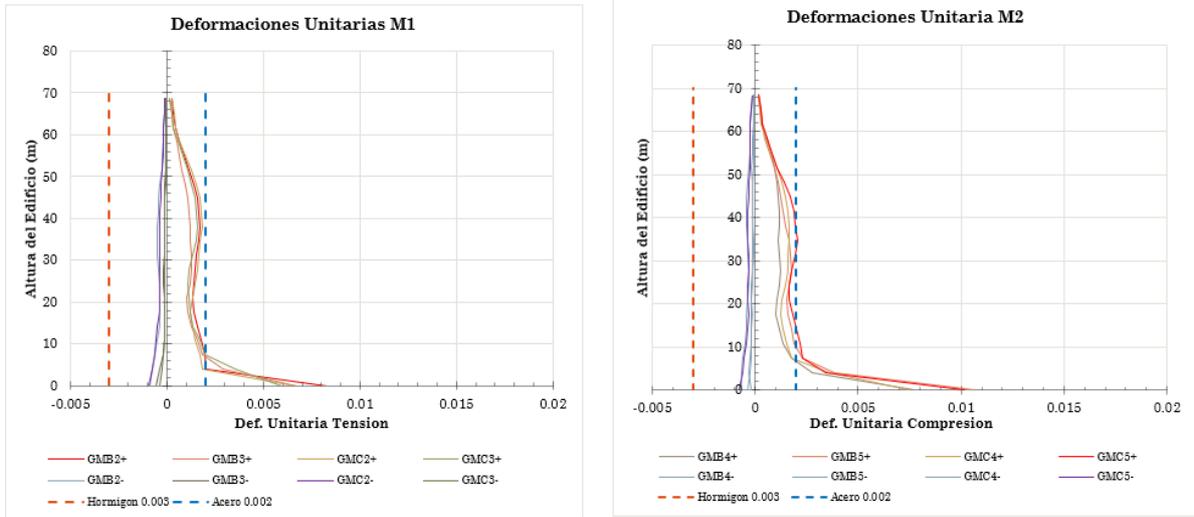


FIGURA # 27. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 2

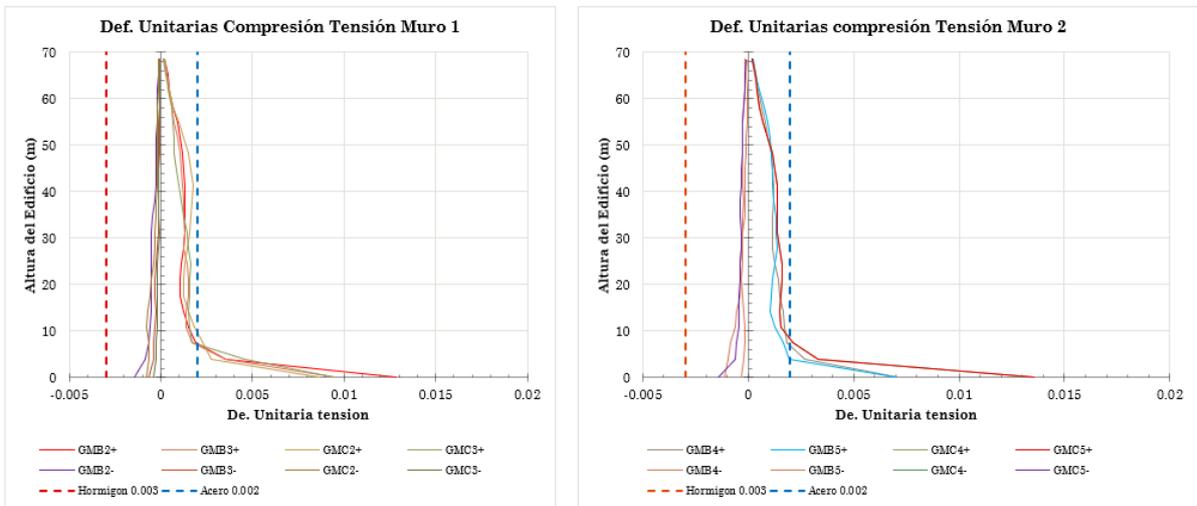


FIGURA # 28. DEFORMACIONES UNITARIAS SISMO 3

6.7 Fuerzas internas vs Fuerzas de Diseño

respecto a las fuerzas internas y fuerzas de diseño en los siguientes diagramas se muestra la fuerza de corte y momento que se están desarrollando en el núcleo de la estructura y en toda la estructura qué significa que están incluidas las columnas como se muestra en la figura.

• Cortes y Momentos en Muros Núcleo

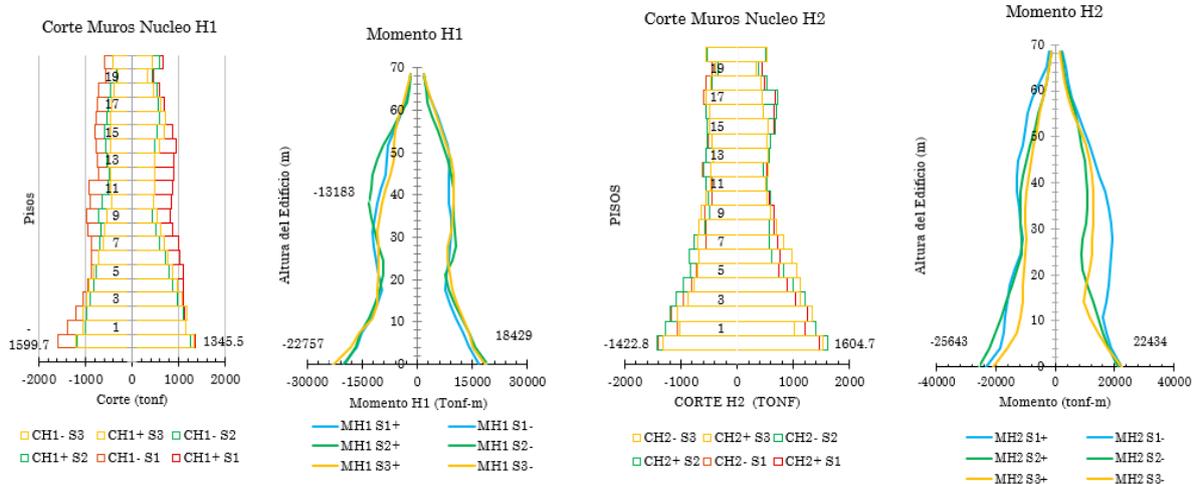


FIGURA # 29. CORTES Y MOMENTOS SISMO 1

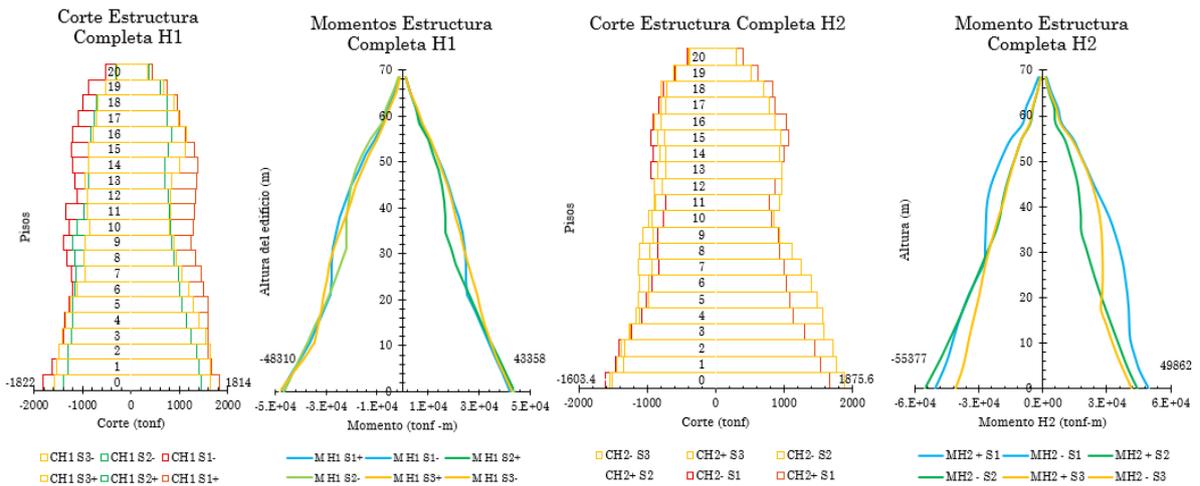


FIGURA # 30. CORTES Y MOMENTOS SISMO 2

• Corte máximo en Muros

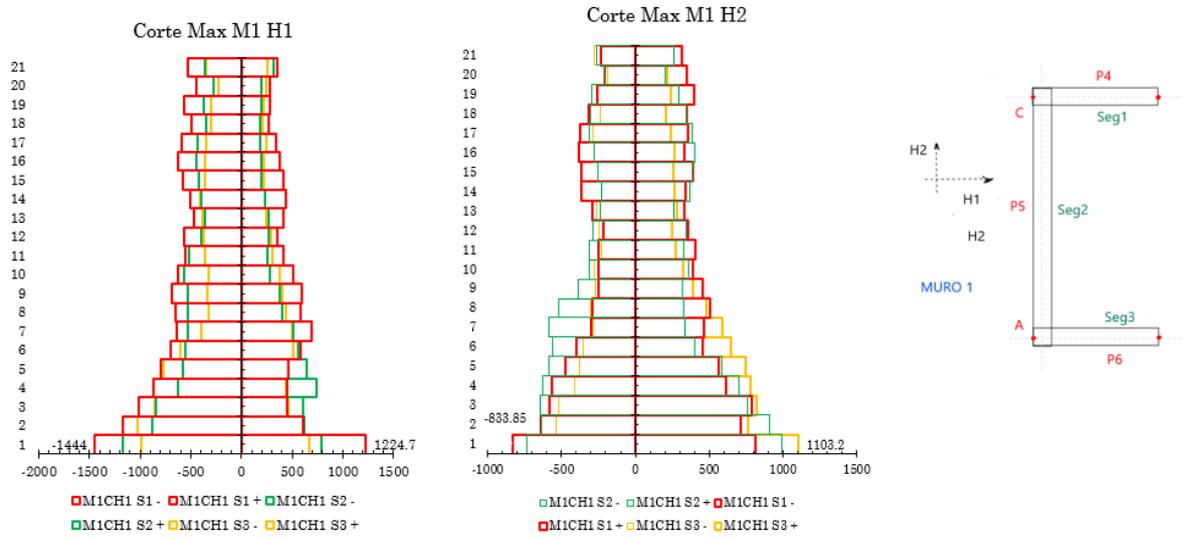
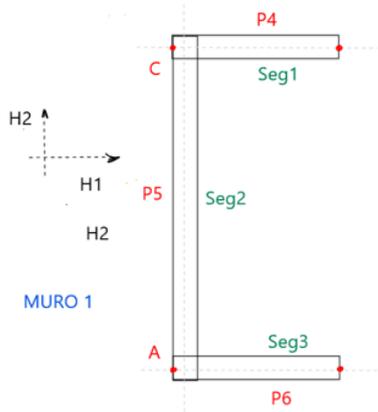


FIGURA # 31. CORTES Y MOMENTOS SISMO 3

Se reviso los diseños al cortante en los muros, como se muestra en la siguiente tabla.

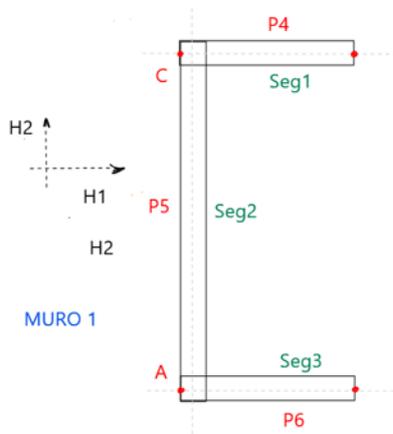
TABLA # 2. CORTE MAXIMO EN MURO 1 H1

• Corte máximo en Muro 1 H1



Corte	V Sismo 16.04 1900	Pier	V diseño = 630 tonf φVn max = 739 tonf ACI 318 - 19	Verificación
M1 Seg1 H1	474.45	P4	630	OK Corte
M1 Seg3 H1	574.68	P6	630	OK Corte
Corte	V Sismo 18.05 0700	Pier	Vdiseño	Verificación
M1 Seg1 H1	427.05	P4	630	OK Corte
M1 Seg3 H1	384.01	P6	630	OK Corte
Corte	V Sismo 18.05 1600	Pier	Vdiseño	Verificación
M1 Seg1 H1	346.78	P4	630	OK Corte
M1 Seg3 H1	525.79	P6	630	OK Corte

TABLA # 3. CORTE MAXIMO MURO 1 H2



Corte	V Sismo	Pier	V diseño = 1000 tonf ϕV_n max = 2132 tonf ACI 318 - 19	Verificacion
M1 Seg2 H2	741.07	P5	1000	OK Corte
Corte	V Sismo 18.05 0700	Pier	Vdiseño	Verificacion
M1 Seg2 H2	943.56	P5	1000	OK Corte
Corte	V Sismo 18.05 1600	Pier	Vdiseño	Verificacion
M1 Seg2 H2	987.38	P5	1000	OK Corte

6.8 Rotaciones Vigas de Acople

Otro de los resultados que se obtuvo de este análisis fueron las rotaciones en las vigas de copia y como se muestra a continuación para cada piso y para cada viga de acople según el sismo.

- Rotaciones Vigas de Acople Sismo 1

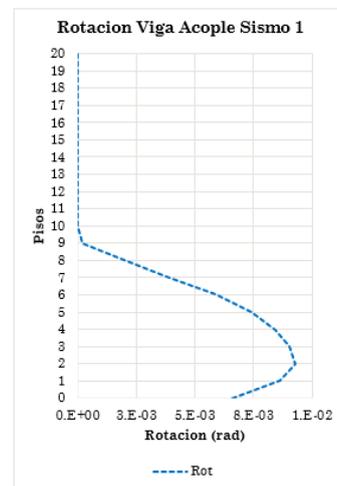
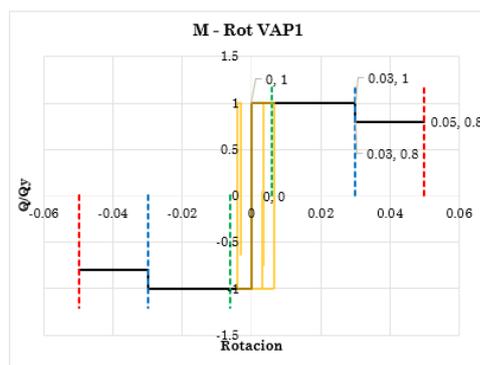


FIGURA # 32. VIGAS DE ACOLPLE SISMO 1

- Rotaciones Vigas de Acople Sismo 2

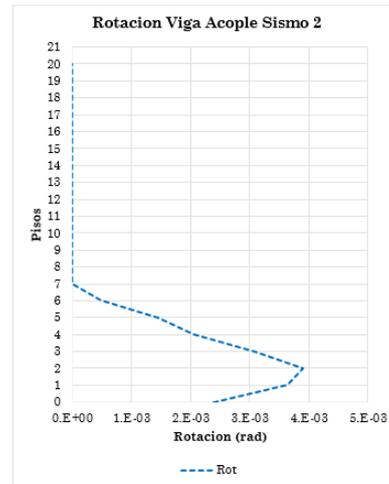
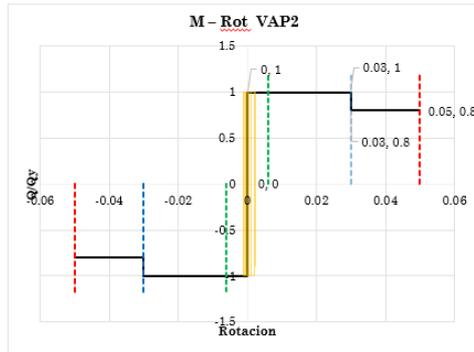


FIGURA # 33. VIGAS DE ACOLPLE SISMO 2

- Rotaciones Vigas de Acople Sismo 3

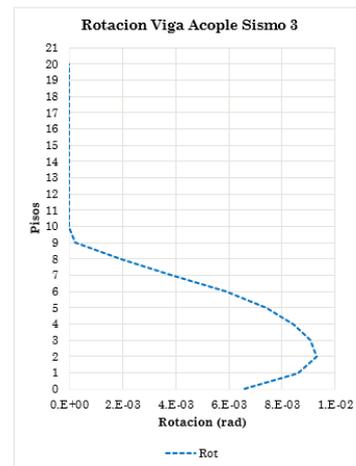
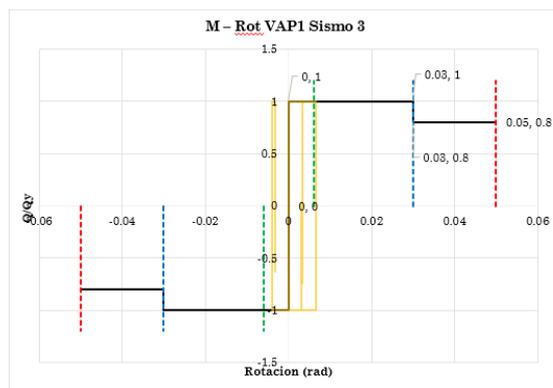


FIGURA # 34, VIGAS DE ACOLPLE SISMO 3

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN

7.1 Punto de Desempeño análisis estático lineal

El punto de desempeño del análisis estático no lineal se muestra en la siguiente figura en donde se puede observar que los valores del punto de desempeño serán comparados con el punto de desempeño del análisis dinámico no lineal.

TABLA # 4. PUNTO DE DESEMPEÑO AENL

	Análisis Estático No lineal		
	Desplazamiento Inelástico (m)	Altura (m)	Deriva
H1	0.6000	72	0.0083
H2	0.5700	72	0.0079

7.2 Punto de Desempeño análisis dinámico no lineal

el punto de desempeño del análisis dinámico no lineal que se muestra en la siguiente figura en donde se puede observar que los valores del punto de desempeño serán comparados con el punto de desempeño del análisis estático no lineal.

TABLA # 5. PUNTO DESEMPEÑO ADNL

Descripcion	Análisis Dinámico No lineal tiempo -historia		
	S1	S2	S3
Despl. Techo H1	0.602	0.556	0.401
Despl. Techo H2	0.555	0.437	0.535
	S1	S2	S3
Deriva Techo H1	0.009	0.008	0.006
Deriva Techo H2	0.008	0.006	0.008

7.3 Comparación

en la comparación de estos valores se puede observar que los valores son similares entre los 2 tipos de análisis estático no lineal y dinámico no lineal de tal forma que se puede concluir que el modelo y los resultados son consistentes desde los: de vista de análisis.

TABLA # 6. COMPARACION DE PUNTO DE DESEMPEÑO

• Desempeño del Edificio

Análisis modal Espectral

Descripción	Análisis Dinámico No lineal tiempo - historia			Análisis Estático No lineal Push Over	Análisis Modal Espectral (x R)
	S1	S2	S3		
Despl. Techo H1 (m)	0.602	0.556	0.401	0.600	0.564
Despl. Techo H2 (m)	0.555	0.437	0.535	0.570	0.571
	S1	S2	S3		
Du/H (Deriva Techo H1)	0.0084	0.0077	0.0056	0.0083	0.0078
Du/H (Deriva Techo H2)	0.0077	0.0061	0.0074	0.0079	0.0079

Despla Techo Du X (m)	0.070507
Despla Techo Du Y (m)	0.071421
Du/H (X)	0.0010
Du/H (Y)	0.0010
Du/H * R (X)	0.007834
Du/H * R (Y)	0.007936
NEC Du/H * 0.75 * R (X)	0.005876
NEC Du/H * 0.75 * R (Y)	0.005982

8 CONCLUSIONES

La comparación de derivas globales Piso-techo entre los análisis modal espectral, estático no lineal y dinámico no lineal son similares, por lo que se puede concluir que no necesariamente se necesita análisis dinámico no lineal y estático no lineal, para tener una idea clara de los desplazamientos del Edificio, simplemente con el modal espectral sería suficiente.

Se observa que al multiplicar la deriva piso techo del análisis modal espectral por 0.75 según la NEC, el valor de deriva disminuye, lo cual difiere con los análisis estático no lineal y dinámico no lineal, y puede ser no tan cercano real ya que al realizar análisis estático no lineal y dinámico no lineal, lo que se quiere es tener una idea mas representativa del comportamiento de la estructura, y podríamos estar subestimando el comportamiento global.

Al obtener derivas menores al 0.01 a lo largo de toda la estructura, se puede concluir que la estructura se comporta bastante bien ante un sismo de diseño por lo que los daños estructurales son mínimos como se observó en las deformaciones unitarias de los muros a

lo largo de toda su altura. Estos resultados ayudan al comportamiento de resiliente de la misma.

Se observo que al realizar un análisis dinámico no lineal, el desempeño sísmico del edificio es bastante bueno, obteniendo una deriva de piso techo en sentido X de 0.0083 y en Y de 0.0079 siendo menor a 0.01, para una amenaza de Diseño, lo cual no da una idea que la rigidez del edificio es muy buena y estamos protegiendo los elementos estructurales, y la vida de los habitantes.

Se observa que en los análisis dinámicos no lineales, los diagramas de momentos especialmente en los muros del núcleo, se ven afectados por los efectos de los modos de vibración superiores, desde los pisos 7 al 15, lo cual corrobora que el análisis es consistente.

También en los diagramas de corte de los muros, se observa que estos pueden resistir mediante el Corte diseño que permite la sección, el corte de Ultimo con sobre resistencia.

En los diagramas de Deformaciones unitarias, de hormigón y el acero se verifica claramente que el hormigón no llega a tu máximo punto de deformación por compresión en los niveles inferiores, mientras que no ocurre así con el acero. En lo niveles inferiores el acero empieza a fluir superando el 0.002 de deformación unitaria.

También en los diagramas de momento rotación de las vigas de acople se observa que las rotación son relativamente bajas y rodean el punto de IO ocupación inmediata de acuerdo al ASCE 41, lo cual también nos da a concluir que el edificio y los muros tiene un buen comportamiento ante el evento sísmico.

Adicionalmente en el diagrama de rotación de las vigas de acople a lo largo de la altura, es consistente encontrar en los resultados, que las mayores rotaciones de las vigas de acople se generan en los pisos inferiores del edificio.

En lo que respecta a las derivas de pisos, para los tres sismos, se observa que en el Sismo 1 la deriva mayor llega al 0.01 por ciento entre en piso 15 y 17, mientras que en los sismos 2 y 3 ninguno llega al 0.01, en ninguno de los pisos.

Las derivas tomadas en las esquinas de los muros del núcleo corroboran similarmente los valores de las derivas del centro de masas, con valores iguales menores al 0.01.

Finalmente, el desempeño del edificio mediante un análisis dinámico no lineal es muy bueno con valores de deriva globales de entre 0.006 - 0.009, y que estos valores son similares o iguales a los obtenidos mediante un análisis estático no lineal, lo cual se puede concluir que el modelo analítico desarrollado y los valores calculados para este ejercicio fueron consistentes.

9 RECOMENDACIONES

Como recomendación, se propone extender esta investigación de tal forma de tomar en cuenta los elementos no estructurales para evaluarlos y determinar un posible daño, el cual nos ayude a desarrollar un modelo más completo con el fin de determinar nuevos parámetros de evaluación para una resiliencia sísmica.

Adicionalmente se recomienda realizar un estudio completo de resistencia sísmica el cual requiere de muchos otros parámetros para la evaluación y tiempo adicional con respecto a la obtención de datos y información necesaria para dicho análisis. cabe recalcar

que este análisis que se realizó en esta tesis es el inicio para el mundo de la resistencia sísmica.

10 REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- Aguiar, R. (2013). *Seismic micro-zoning of Quito "Microzonificación sísmica de Quito"*. Quito: CEINCI - ESPE.
- Aguiar, R. (2015). Control spectra for the city of Quito - Ecuador "Espectros de control para ciudad de Quito-Ecuador". In A. Barbat, *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Barcelona.
- Aguiar, R., & Varela, F. (1998). *El Sismo de Bahía*. Quito: Centro de investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del ejército.
- Aguiar, R., Edwin, G., & Javier, V. (2010). Laws of attenuation for cortical and subduction earthquakes for Ecuador "Leyes de atenuación para sismos corticales y de subducción para el Ecuador". *Ciencia*, 13(1), 1- 18.
- Aguiar, R., Sangurima, K., Frau, C., Quishpe, M., Quishpe, D., Cuaical, S., & Chunga, K. (2013). Seismic micro- zoning of the northern center of Quito "Microzonificación sísmica del centro norte de Quito". *Investigación científica desde las aulas. Convocatoria 2013*. Quito.
- Alcaldía de Quito. (2015). *Atlas de amenazas naturales y exposición de infraestructura del distrito Metropolitano de Quito*. Quito: Alcaldía de Quito.
- Alva, J. (1999). Sismo Bahía de Caráquez. *XIII Simposio sobre prevención de desastres sismos y sistemas no convencionales en la construcción*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Asteris, P. G. (2003). Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane. *Journal of Structural Engineering*, 1071- 1079.
- Asteris, P., Kakaletsis, D. J., Chrysostomou, C., & E., S. E. (2011). Failure Modes of In-filled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 11(1).
- ATC-40, A. T. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete*. California, USA: ATC.
- Barona, D. (2010). *Vulnerabilidad sísmica del centro histórico del Sangolquí*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.
- Beauval, C., Yopez, H., Bakun, W. H., Egred, J., & Alvarado, A. (2010). Locations and Magnitudes of Historical Earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587-1996). *US Geological Survey*.
- Bourgois, J. (2013). *A Review on Tectonic Record of Strain Buildup and Stress Release across the Andean Forearc along the Gulf of Guayaquil-Tumbes Basin (GGTB) near Ecuador-Peru Border*. International Journal of Geoscience.
- Çelebi, M. (2006, November). Recorded Earthquake Responses from the Integrated Seismic Monitoring Network of the Atwood Building, Anchorage, Alaska. *Earthquake Spectra*, 22(4), 847- 864.
- Céline Beauval, H. Y. (2013). An Earthquake Catalog for Seismic Hazard Assessment in Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 103.

- CERESIS, C. R., UNESCO, & EPN, E. P. (1998). *El terremoto de bahia de Caraquez - Ecuador "The Bahia De Caraquez Earthquake _Ecuador"*. Quito-Ecuador.
- Charles DeMets, R. G. (2009). Geologically current plate motions. *GJI Geodynamics and tectonics*.
- Chatelain, J.-L., Tucker, B., Guillier, B., Kaneko, F., Yepes, H., Fernandez, J., . . . Villacis, C. (1999). Earthquake risk management pilot project in Quito, Ecuador. *GeoJournal*, 185- 196.
- Crisafulli, F., Carr, A., & Park, R. (2000). *Analytical modeling of infilled frame structures- A general review*. New Zealand: Bulletin of the New Zealand Society for earthquake engineering.
- D'Ercole, R., & Trujillo, M. (2003). *Amenazas, vulnerabilidad, capacidades y riesgo en el Ecuador. Los desastres, un reto para el desarrollo*. Guayaquil: Oxfam GB.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. A Guide for Practicing Engineers*. San Francisco: National Institute of Standards and Technology.
- Dorji, J., & Thambiratnam, D. (2009). Modelling and Analysis of Infilled Frame Structures Under Seismic Loads. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 3, 119-126.
- Douglas, J. (2016). *Ground motion prediction equations 1964- 2016*. Department of Civil and Environmental Engineering. Glasgow: University of Strathclyde.
- Ecuador, S. H. (2012). *Ivan Wong; Mark Dober; Mark Hemphill-Haley & Fabia Terra*. California ISA: 15 WCEE.
- Eguez, A., Alvarado, A., Yepes, H., Machette, M. N., Costa, C., Dart, R. L., & Bradley, L.-A. (2003). Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions. *USGS*, 77.
- Escuela Politécnica Nacional; GeoHazards International; Ilustre Municipio de Quito, ORSTOM, Quito; OYO Corporation. (1994). *The Quito, Ecuador, earthquake risk management project*. Quito: Geohazards International Publication.
- Escuela Politécnica Nacional; GeoHazards International; Ilustre Municipio de Quito, ORSTOM, Quito; OYO Corporation. (1995). *Proyecto para el manejo del riesgo sísmico de Quito*. Quito: Geohazards International Publication.
- Falconi, R. A., & Torres, C. C. (2009). "Magnitud Maxima en Zonas Fuentes para Estudios de Peligrosidad Sismica del Ecuador" [Maximun Magnitude in Source Zones to study the Seismic Reis of Ecuador]. *Ciencia*.
- FEMA440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA.
- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arede, A. (2014). *Evaluation of the effect of masonry infill walls presence in existing RC structures: Numerical and experimental study*. Weimar: Bauhaus university.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*.
- Gruenthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale 1998 EMS-98*. Luxembourg.
- Grünthal, G., & Bosse, C. (1996). *Probabilistische Karte der Erdbebengefährdung der Bundesrepublik Deutschland - Erdbebenzonierungskarte für das Nationale Anwendungsdokument zum Eurocode 8*. Potsdam: GeoForschungsZentrum Potsdam.

- Guevara-Perez, L. T. (2012). *"Soft Story" and "Weak Story" in Earthquake Resistant Design: a Multidisciplinary Approach*. Lisboa 2012: 15 WCEE.
- Gutscher, M.-A., J., M., Lallemand, S., & Collot, J.-Y. (1999). Tectonic segmentation of the North Andean margin: impact of the Carnegie Ridge collision. *Earth and Planetary Science Letters*(168), 255–270.
- H., A. K., K., A. S., Ahmed, M. H., & N., A.-M. (2013, May). Equivalent strut width for modeling R. C. infilled frames. *Journal of Engineering Sciences*, 41(3), 851- 866.
- Haro, A. G. (2016, July 15). *Ecuador Briefing Webinar, Muisne Ecuador Earthquake Clearinghouse*. Retrieved from Earthquake Engineering Research Institute: <http://www.eqclearinghouse.org/2016-04-16-muisne/>
- Hibsch, C., Alvarado, A. P., Yepes, H. A., Sebrier, M., & Perez, V. H. (1996). Falla Activa de Quito y Fuentes Sismogénicas Regionales: Un Estudio del Riesgo Sísmico del Quito (Ecuador) con el Análisis de los Sedimentos Cuaternarios. *Bull. Inst. fr. etudes andines*, 359- 388.
- Hoefler, G., J., F., Finn, W. D., Tucker, B., & Ventura, C. (1995). *Investing in Quito's future*. Stanford: A GeoHazards International Publication.
- Iaffaldano, G. (2007). *Balancing the force budget of plate tectonics along the Nazca/South America plate margin*. Dissertation.
- IGEPN. (2016). *Informe Sísmico Especial N 16*. Quito-Ecuador: IGEPN.
- INEC. (2010). Censo de Poblacion 2010. Pedernales, Manabi, Ecuador. Retrieved from <http://www.ecuadorencifras.gob.ec//censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- INEN. (1976). *Guia Popular de Construccion Sismo Resistente "Popular Guide of Seismic Resistance for Construction"*. Quito-Ecuador: INEN.
- INEN. (1977). *Codigo Ecuatoriano de la Construccion "Ecuadorian Construction Code"*. INEN.
- INEN. (1978). *Guia Practica de Mamposteria Reforzada " Practical Guide for Reinforced Masonry"*. Quito-Ecuador: INEN.
- INEN. (1978). *Guia Practica de Mamposteria Reforzada "Practical Guide of Reinforced Masonry"* . Quito-Ecuador: INEN.
- INEN. (2001). *Codigo Ecuatoriano de la Construccion. Requisitos de Diseno. "Ecuadorian Construction Code. Requirement for Design"*. Quito-Ecuador: INEN.
- Korkmaz, K., Demir, F., & Sivri, M. (2007). Earthquake Assessment of R/C Structures with Masonry Infill Walls. *International Journal of Science & Technology*, 2(2), 155-164.
- Korkmaz, K., Demir, F., Tekelli, H., & Karahan, A. E. (2008). Effects of infilled masonry walls on Nonlinear structural behavior of precast concrete structures in Turkey. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing: 14 WCEE.
- Laboratorio de Materiales de Construcción y Suelos. (2016). *Evaluación Estructural Edificio Nerea*. Laboratorio de Materiales de Construcción y Suelos. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Lallemant, D., & Kiremidjian, A. (2015, August). A Beta distribution Model for Characterizing Earthquake Damage State Distribution. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1337- 1352.

- Lui, M. K. (2016, July 15). *Ecuador Briefing Webinar, Muisne Ecuador Earthquake Clearinghouse*. Retrieved from Earthquake Engineering Research Institute: <http://www.eqclearinghouse.org/2016-04-16-muisne/2016/07/21/ecuador-briefing-webinar-video-now-available/>
- M.Chlieh, P.A.Mothes, Nocqueta, J.-M., Jarrin, P., P.Charvis, D.Cisneros, . . . H.Yepes. (2014). *Distribution of discrete seismic asperities and aseismic slip along the Ecuadorian megathrust*. Earth and Planetary Science Letters.
- Narendra Pokar, P. B. (2013). Small Scale Modelling On Effect Of Soft Storey. *International Journal of Advance Engineering Technology*.
- Naya, A. (2010). *Seismic risk in Quito: Analysis and simulations. "El riesgo sísmico en Quito: Análisis y simulaciones"*. Nice: Université Nice Sophia Antipolis.
- NEC, N. E. (2014). *Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistencia. "Seismic Risk. Seismic Resistance Design"*. Quito-Ecuador: MIDUVI.
- Ortiz, O. (2012). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador*. Madrid: Universidad Complutense de Madrid.
- PREDES. (2009). *Scenario desing of the impact of a major earthquake in Lima and Callao, Peru "Diseño de escenario sobre el impacto de un sismo de gran magnitud en Lima Metropolitana y Callao, Perú"*. Lima: Centro de Estudios y Prevención de Desastres – PREDES.
- Red Sismológica Nacional de Colombia. (2016). *Earthquake report of April 16th, 2016 in Pedernales, Ecuador, widely felt in colombian territory "Informe del sismo del 16 de Abril de 2016 en Pedernales, Ecuado, sentido ampliamente en el territorio colombiano"*. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- Rivadeneria, F., SEgovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador " Briefs Fundaments about the Earthquakes in Ecuador"*. Quito: IGEPN.
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010, March 01). Simplified Macro-Model for Infill Masonry. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3), 390- 416.
- Samoilă, D. (2012, September 18). Modelling of Masonry Infills. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, 55(2).
- Samoilă, D. (2013). Masonry infill panels - analytical modeling and seismic behavior. *IOSR Journal of Engineering*, 3(8), 30-39.
- SGR. (2016). *Informe de Situacion No. 61 07/05/2016 16:00 Terremoto 7.8 Pedernales*.
- SGR. (2016). *Informe de Situacion No. 65 16/05/2016 Terremoto 7.8 Pedernales*.
- Singaicho, J. (2016). *Continúan las réplicas del sismo de Pedernales*. Instituto geofísico. Quito: Escuela Politécnica nacional.
- Singaicho, J. (2016). *Evaluación de intensidades sismo en Pedernales*. Instituto geofísico. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Singaicho, J. (2016). *Evaluación preliminar de los acelerógrafos disponibles del sismo del 16 abril de magnitud 7.8*. Instituto Geofísico. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Singaicho, J. (2016). *Informe técnico del sismo de Pedernales*. Instituto geofísico. Quito: Escuela Politécnica nacional.
- Singaicho, J. (2016). *Más de 700 replicas han sido registradas por el IGEPN*. Instituto geofísico. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Singaicho, J. C., Laurendeau, A., Viracucha, C., & Ruiz, M. (2016). *Observaciones del Sismo del 16 de Abril del 2016 de Magnitud Mw 7.8. Intensidades y Aceleraciones. "Observations of the Earthquake on the 16th April, 2016 of Magnitude Mw 7.8. Intensities and Accelerations."*. Area de Sismología - Instituto Geofísico. Quito: IGEPN.
- Singaicho, J., Laurendeau, A., Viracucha, C., & Ruiz, M. (2016). *Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud Mw 7.8. Intensidades y aceleraciones*. Instituto geofísico. Quito: Escuela politécnica Nacional.
- The Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Guidelines for Performance- Based Seismic Design of Tall Buildings*. Berkeley: PEER.
- USGS, U. G., & EPN, N. P. (2003). *Map of Quaternary Faults and Folds of Ecuador and its Offshore Regions*.
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (2013). *Seismic Micro- zoning of soils of the Metropolitan district of Quito "Microzonificación sísmica de los suelos del distrito Metropolitano de la ciudad de Quito"*. Quito: CEINCI -ESPE.
- Villalba, P. (2015). *Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. M., Alvarado, A., Beauval, C., Monelli, D., & Danciu, L. (2014, November/ December). Probabilistic Seismic-Hazard Assessment in Quito, Estimates and Uncertainties. *Seismological Research Letters*, 85(6), 1316- 1327.
- Yépez, F. (2001). *Ultimas avances en la evaluación del. Seminario Gestión de riesgos y prevención de desastres*. Quito: FLACSO.
- Yepez, F. (2001). *Ultimo avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación "State of art of the seismic risk evaluation of Quito and futures mitigation projects"*. Quito: ITConsult.