



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS DE UN EDIFICIO REFORZADO MEDIANTE MUROS Y
ENCAMISADO DE COLUMNAS CON UN ENFOQUE LINEAL Y POR
DESEMPEÑO”**

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

Guillermo Celaya Hernández

Asesor:

Dr. Manuel Jara Díaz

Morelia, Michoacán. Septiembre de 2021



Dedicatoria

El tiempo se encarga de mostrarte a las mejores personas en tu vida...

Dedico esta tesis a mis abuelos †Serafín Celaya Villicaña, †Otilia Castro Martínez, †Jesús Hernández Lulo, María Cortes Pérez, quienes fueron, son y serán los pilares de mi familia.

Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo a la facultad de ingeniería civil y a mis profesores que me formaron y capacitaron para poder llegar hasta donde me lo proponga.

Agradecer a mi asesor Dr. Manuel Jara Díaz, quien con sus conocimientos y apoyo me guio a través de cada una de las etapas de este proyecto para alcanzar los resultados que buscaba y hacer nacer en mí el gusto por investigar y no darme por vencido por más difícil que parezca el problema. Agradecer por la confianza y atender de la mejor manera todas las dudas y consultas, por los innumerables consejos que me servirán sin duda en mi vida profesional y personal.

Agradecer al CONACYT por el apoyo otorgado durante la elaboración de esta tesis.

Un agradecimiento a la Dra. Luisa Nicté Equihua Anguiano quien me inspiro para tomar la decisión de titularme por tesis. Y por la ayuda dentro de los temas sobre Geotecnia y Modelado Computacional.

Agradezco el apoyo por parte de mi gran amigo Adrián Avalos Barrientos durante la realización de este trabajo. Un placer coincidir, por sus palabras de apoyo que me ayudaron a seguir adelante.

Quiero hacer un agradecimiento muy especial a mis padres Miguel Ángel Celaya Castro y Maricela Hernández Cortez y hermana Jennifer Paloma Celaya Hernández que me ayudaron y apoyaron desde el inicio de mi formación y gracias a ellos hoy soy una mejor persona.

Objetivos

Estudiar el comportamiento de un edificio que se dañó durante el sismo de 1985 y que se reforzó por medio de la adición de muros de concreto y el encamisado de columnas y trabes. Para el análisis de la respuesta se consideraron diferentes condiciones de modelado con un enfoque lineal; entre las características que se estudiaron se encuentra el cambio de la inercia efectiva de los elementos estructurales según distintos reglamentos de construcción, se consideraron distintas alternativas de modelado de los muros de mampostería, se analizó el efecto de los cambios de propiedades en los materiales que se emplearon en el edificio original y en el edificio reforzado, y bajo distintas demandas de aceleración mediante espectros de diseño y espectros de respuesta derivados de la aceleración a la que fue sometida la estructura por excitaciones sísmicas producto del sismo del 2017.

Para evaluar la respuesta del edificio se comparan los periodos de vibrar de las estructuras, la demanda sísmica para cada uno de los casos, los desplazamientos que se producen, las derivas y los elementos mecánicos en las columnas más esforzadas.

Además, se analiza la respuesta del edificio original y reforzado mediante un análisis estático no lineal (“Push-over”), con la finalidad de observar y comparar las respuestas con los análisis lineales y estimar la efectividad del refuerzo que se empleó en el edificio. La comparación se realiza mediante las curvas de capacidad para cada caso.

Dado que el edificio se encuentra en la zona del lago de la Ciudad de México, se compara el comportamiento del edificio modelado como empotrado en su base y considerando la interacción suelo-estructura, para estimar el impacto que tiene la flexibilidad del suelo en un sitio de alta compresibilidad y baja resistencia al corte.

Resumen

Es importante saber cuáles son las opciones que tenemos para disminuir todo riesgo de colapso en las edificaciones del país, debido a los fuertes sismos que las aquejan. Como lo mostró el sismo de 2017, la mayor parte de los daños se concentraron en edificios construidos con las normas anteriores a 2004, por lo que es importante estudiar las técnicas de rehabilitación que se han usado en México.

La metodología empleada en este proyecto es el modelado de un edificio construido en la Ciudad de México antes de 1985, estructurado con marcos de concreto y losa maciza mediante el software denominado Etabs®. Se construyen varios modelos con diferentes condiciones de análisis, tanto en el edificio con el refuerzo que se utilizó después del sismo de 1985, como en el diseño original, es decir, sin refuerzo. Se evaluó el efecto de los cambios en las propiedades del concreto como su módulo elasticidad y su resistencia a compresión; modificaciones en la inercia efectiva de los elementos estructurales basándonos en distintos reglamentos; así como el modelado de muros de mampostería.

Sumando a lo anterior se creará un modelo donde se tome en cuenta la interacción suelo estructura, y otro donde se realizará un análisis no lineal estático “push-over”. La creación de todos estos modelos servirá para hacer un análisis de sensibilidad, comparar los resultados obtenidos y crear una base de datos que servirán para estudios posteriores referentes a la rehabilitación y comportamiento de edificios.

Palabras clave: Resiliencia, Sismos, Push-Over, Rehabilitación, Sensibilidad.

Abstract

Due to the high seismicity of the country, an important task is to know the options we have to reduce the risk of buildings collapse. The 2017 Mexico City earthquake showed that most of the damage was concentrated in buildings built under pre-2004 standards, so it is important to study the rehabilitation techniques that have been used in Mexico.

The methodology followed in this study is the modeling of an actual building built in Mexico City before 1985, structured with concrete frames and solid slab using the software Etabs®. Several models are built with different analysis conditions, for the building considering the rehabilitation adopted after the 1985 earthquake and in the original building as well. We assessed the effect of the changes in concrete properties such as modulus of elasticity and compressive strength, modifications in the effective inertia of structural elements based on different regulations, as well as the way of modeling the masonry walls.

In addition, the effect of the soil underneath the building was taken into account by means of a soil-structure interaction analysis, and a nonlinear static pushover analysis was also carried out in the original and in the rehabilitated building. The analysis of all these models will be used to perform a sensitivity analysis, compare the results obtained and create a database that will be used for subsequent studies on the rehabilitation and behavior of buildings.

Índice general

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
OBJETIVOS	IV
RESUMEN	V
ABSTRACT	VI
ÍNDICE GENERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
1. INTRODUCCIÓN	1
2. SISMOLOGÍA DE MÉXICO Y SUS CONSECUENCIAS	3
2.1 SISMO DE 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985	3
2.2.-SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017	4
2.3.-ANÁLISIS TÉCNICO COMPARATIVO ENTRE EL SISMO DE 1985 Y 2017	5
3.-RESILIENCIA SÍSMICA	6
4.- SELECCIÓN Y PROCESAMIENTOS DE REGISTROS	14
4.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS	14
4.2.-PROCESAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	16
5.-TÉCNICAS DE REFUERZO ANALIZADAS	18
6.-DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	19
6.1 GEOMETRÍA DEL EDIFICIO	19
6.2 UBICACIÓN DEL EDIFICIO	21
6.2 DAÑOS REPORTADOS DESPUÉS DEL SISMO DE 1985	21

6.3 REFUERZO APLICADO AL EDIFICIO DESPUÉS DEL SISMO DE 1985	22
7.-ANÁLISIS MODAL Y DEMANDA SÍSMICA	26
7.1 MODELO ORIGINAL, (PREVIO AL REFUERZO)	29
7.2. MODELO REFORZADO	33
7.3 ANÁLISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS MODELOS ORIGINAL Y REFORZADO	36
7.4 EFECTIVIDAD DEL REFUERZO APLICADO	37
8.- COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS PARA TODOS LOS CASOS DE ANÁLISIS	42
8.1 COMPARACIÓN DE DERIVAS PARA MODELOS CON ELEMENTOS PLACA Y DIAGONALES EQUIVALENTES	46
8.2 COMPARACIÓN DE MODELADO DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA O CONCENTRADA EN EL ÁREA REAL.	50
8.3 COMPARACIÓN DE MODELOS CON SECCIONES AGRIETADAS Y NO AGRIETADAS NTC-2017	51
8.4 COMPARACIÓN DE MODELOS CON FACTORES DE AGRIETAMIENTO DEL ACI-318 Y ACI-369	53
8.5 COMPARACIÓN DE LAS DISTORSIONES PROVOCADAS POR EL ESPECTRO DE RESPUESTA SASID Y ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA ESTACIÓN SELECCIONADA.	55
8.6 VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES EN LOS CASOS DE ANÁLISIS	57
8.7 EFECTO DE LAS VARIACIONES DE PROPIEDADES EN LOS CASOS DE ANÁLISIS	59
9.-ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSH-OVER”	61
9.1.-DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA UTILIZADOS	65
9.2.-CURVA DE CAPACIDAD RESULTADO DE ANÁLISIS (MODELO ORIGINAL Y REFORZADO)	67
9.3.-DISTORSIONES DE PISO EN ANÁLISIS PUSH-OVER VS DISTORSIONES ANÁLISIS LINEAL	68
9.4.- DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	70
10.-INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	73
10.1.-INFORMACIÓN GENERAL DEL SOFTWARE PLAXIS 2D® 2019 Y PROPIEDADES TOMADAS	79
10.2.-RESULTADOS DEL ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	83
CONCLUSIONES	88
BIBLIOGRAFÍA	92

Índice de Figuras

FIGURA 2.1.1: EPICENTRO SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2019 (SERVICIO SISMOLÓGICO NACIONAL, MÉXICO., 2019)-----	3
FIGURA 2.1: EPICENTRO DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017 (SERVICIO SISMOLÓGICO NACIONAL)-----	4
FIGURA 4.1.1: ESPECTROS DE RESPUESTA DE LA ESTACIÓN SELECCIONADA -----	15
FIGURA 4.1.3 SELECCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA OPTIMO -----	16
FIGURA 4.2.1: COMPARACIÓN DE REGISTRO CORREGIDO Y SIN CORREGIR -----	17
FIGURA 4.2.2: COMPARACIÓN DE REGISTRO CORREGIDO Y SIN CORREGIR -----	17
FIGURA 6.1.1: VISTA EN PLANTA -----	19
FIGURA 6.1.2: PLANTA DE REFERENCIA PARA ANÁLISIS -----	19
FIGURA 6.1.2 VISTA NORTE-SUR -----	20
FIGURA 6.2.1: ZONAS SÍSMICAS DEL LAGO Y LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO. FUENTE: SISMOSMEXICO.ORG -----	21
FIGURA 6.2.1: DAÑO EN PILOTE DE CONTROL. FUENTE: (AGUILAR, ET AL., 1996)..-----	22
FIGURA 6.3.1: DISPOSICIÓN DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO. FUENTE: (AGUILAR, ET AL., 1996)-----	23
FIGURA 6.3.2 ENCAMISADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES -----	23
FIGURA 6.3.3ENCAMISADO DE VIGAS -----	24
FIGURA 6.3.4 VISTA INTERIOR -----	24
FIGURA 6.3.4 REEMPLAZO DE DISPOSITIVOS DE PILOTE DE CONTROL. FUENTE; (AGUILAR, ET AL., 1996). -----	25
FIGURA 7.1.1: PERIODOS FUNDAMENTALES EN LA DIRECCIÓN DEL MODO DONDE SE ESPERA SE PRESENTEN LOS DESPLAZAMIENTOS MAYORES.-----	29
FIGURA 7.1.3 CASOS DE ANÁLISIS VS ESPECTRO DE DISEÑO 1976 (ESTE – OESTE)-----	31
FIGURA 7.1.4 CASOS DE ANÁLISIS VS ESPECTRO DE DISEÑO 1976 (NORTE – SUR)-----	31
FIGURA 7.1.5: CASOS DE ANÁLISIS VS ESPECTRO SASID.-----	32
FIGURA 7.2.1: PERIODOS OBTENIDOS PARA MODELOS REFORZADOS NORTE SUR (TRANSVERSAL). -----	33

FIGURA 7.2.2: CASOS DE ANÁLISIS VS ESPECTRO SASID.-----	34
FIGURA 7.2.3: CASOS DE ANÁLISIS REFORZADO VS ESPECTRO DE DISEÑO (1976). -----	35
FIGURA 7.2.4: CASOS DE ANÁLISIS REFORZADO VS ESPECTRO DE DISEÑO SASID. -----	35
FIGURA 7.3.1: CAMBIO PRODUCTO DEL REFUERZO APLICADO -----	36
FIGURA 7.4.1 PERIODOS MODO 1-ORIGINAL -----	37
FIGURA 7.4.2: PERIODOS MODO 1, MODELOS REFORZADOS-----	38
FIGURA 7.4.3: PORCENTAJE DE EFECTIVIDAD DEL REFUERZO APLICADO ESTE - OESTE -----	38
FIGURA 7.4.4 PERIODOS MODO 1 - REFORZADO -----	39
FIGURA 7.4.5 PORCENTAJE DE EFECTIVIDAD DEL REFUERZO APLICADO NORTE-SUR -----	39
FIGURA 7.4.6A COMPARACIÓN ENTRE ESPECTRO DE RESPUESTA Y ESPECTRO DE DISEÑO SASID -----	41
FIGURA 7.4.6B COMPARACIÓN ENTRE ESPECTRO DE RESPUESTA Y ESPECTRO DE DISEÑO SASID -----	41
FIGURA 8.1: DERIVAS DE MODELOS PREVIOS AL REFUERZO EN DIRECCIÓN NORTE-SUR Y ESTE-OESTE -----	42
FIGURA 8.2: DERIVAS DE MODELOS REFORZADOS EN DIRECCIÓN NORTE-SUR Y ESTE-OESTE -----	43
FIGURA 8.3A: PERFIL DE DERIVAS PARA DIRECCIÓN MÁS DESFAVORABLE, MÍNIMO, PROMEDIO Y MÁXIMO. ---	44
FIGURA 8.3B: PERFIL DE DERIVAS PARA DIRECCIÓN MÁS DESFAVORABLE, MÍNIMO, PROMEDIO Y MÁXIMO.----	44
FIGURA 8.4 PERFIL DE DERIVAS PARA DIRECCIÓN MÁS DESFAVORABLE, MÍNIMO, PROMEDIO Y MÁXIMO (ORIGINAL-REFORZADO)-----	45
FIGURA 8.1.1: FORMULA PARA ENCONTRAR EL ANCHO EQUIVALENTE NTC-2017-----	46
FIGURA 8.1.2: FORMULAS PARA ENCONTRAR EL ANCHO EQUIVALENTE NTC-2017 -----	47
FIGURA 8.1.3: FORMULAS PARA ENCONTRAR EL ANCHO EQUIVALENTE NTC-2017 -----	47
FIGURA 8.1.4: COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DURANTE UN MOVIMIENTO SÍSMICO. -	48
FIGURA 8.1.4: –DERIVAS QUE RESULTAN CON LOS MODELOS ORIGINALES DE ELEMENTO PLACA VS DIAGONALES EQUIVALENTES -----	48
FIGURA 8.1.5: –DERIVAS QUE RESULTAN CON LOS MODELOS REFORZADOS DE ELEMENTO PLACA VS DIAGONALES EQUIVALENTES -----	49
FIGURA 8.1.6: –MODELO CON ELEMENTOS PLACA -----	49

FIGURA 8.1.6: –MODELO REFORZADO-----	50
FIGURA 8.2.1 CAMBIOS EN LOS PERFILES DE DISTORSIÓN PRODUCTO DE LA POSICIÓN DE LA CARGA MUERTA -	51
FIGURA 8.3.1 DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LOS MODELOS NO REFORZADOS CON SECCIÓN BRUTA VS SECCIÓN AGRIETADA. -----	52
FIGURA 8.3.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LOS MODELOS REFORZADOS CON SECCIÓN BRUTA VS SECCIÓN AGRIETADA. -----	52
FIGURA 8.3.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO MODELOS CON SECCIÓN AGRIETADA-----	53
FIGURA 8.4.1: COMPARACIÓN DE DERIVAS MODELOS REFORZADOS NTC-2017 VS ACI -----	54
FIGURA 8.4.2: COMPARACIÓN DE DERIVAS MODELOS ORIGINALES NTC-2017 VS ACI -----	54
FIGURA 8.5.1A: COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO CON ESPECTRO DE DISEÑO SASID VS ESPECTRO DE RESPUESTA -----	55
FIGURA 8.5.1B: COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO CON ESPECTRO DE DISEÑO SASID VS ESPECTRO DE RESPUESTA -----	56
FIGURA 8.6.1: MOMENTOS FLECTORES 2-2,3-3 (ORIGINAL) -----	57
FIGURA 8.6.2: MOMENTOS FLECTORES 2-2,3-3 (REFORZADO)-----	58
FIGURA 8.7.1: VARIACIÓN DE INERCIAS EN LOS CASOS 1,2,210, 11 ^a ,11B,12,13,14 -----	59
FIGURA 8.7.2: INERCIA MODELO 15 -----	60
FIGURA 9.1: CURVA DE CAPACIDAD (FAJFAR Y KRAWINKLER, 2004)-----	63
FIGURA 9.2: EJEMPLO DE CURVA DE CAPACIDAD (ATC-40) -----	63
FIGURA 9.3: GRAFICA TIPO MOMENTO-CURVATURA-----	65
FIGURA 9.1.1: DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA SECCIÓN C3, COLUMNA EN ESQUINA (MODELO ORIGINAL)	66
FIGURA 9.1.2: DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA SECCIÓN C3 COLUMNA EN ESQUINA (MODELO REFORZADO) -----	67
FIGURA 9.2.1: CURVAS DE CAPACIDAD-----	68
FIGURA 9.3.1: PERFILES DE DISTORSIÓN DE ANÁLISIS ELÁSTICO VS INELÁSTICO-----	69
FIGURA 9.3.2: PERFILES DE DISTORSIÓN DE ANÁLISIS ELÁSTICO VS INELÁSTICO-----	69

FIGURA 10.0.1: PERFIL DE SUELO A MODELAR EN PLAXIS®.	74
FIGURA 10.0.2: TRANSFORMACIÓN DE LA CARGA PARA UTILIZARLA EN PLAXIS®	75
FIGURA 10.0.3: APLICACIÓN DE LA CARGA DISTRIBUIDA CALCULADA	75
FIGURA 10.0.4: DISTRIBUCIÓN DE RESORTES EN EL MODELO.	76
FIGURA 10.1.1: COORDENADAS GLOBALES PLAXIS®.	79
FIGURA 10.1.2: TIPOS DE MODELO EN PLAXIS® PLANA Y ASIMÉTRICO.	80
FIGURA 10.1.1: ARREGLO DE NODOS PLAXIS®.	81
FIGURA 10.1.1: APLICACIÓN DE LOS ELEMENTOS PLACA.	81
FIGURA 10.2.1: RESORTES DEFINIDOS EN ETABS®.	83
FIGURA 10.2.2: PERIODOS DONDE SE CONSIDERA LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA COMPARADOS CON LOS MISMOS MODELOS SIN INTERACCIÓN	84
FIGURA 10.2.3: PERFIL DE DISTORSIÓN DE MODELOS SIN REFUERZO.	85
FIGURA 10.2.4: PERFIL DE DISTORSIÓN MODELOS CON REFUERZO APLICADO.	85
FIGURA 10.2.5: MOMENTOS FLECTORES MODELOS ORIGINALES PREVIO AL REFUERZO.	86
FIGURA 10.2.6: MOMENTOS FLECTORES PARA MODELOS CON REFUERZO APLICADO	87

Índice de Tablas

TABLA 3.5.1 <i>CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS EN CARGAS MUERTAS, VIVAS, ACCIDENTALES Y SOBRECARGA</i> -----	8
TABLA 3.5.2 <i>CONDICIONES DE MODELADO PARA MUROS Y FACTORES DE AGRIETAMIENTO POR CASO DE ANÁLISIS</i> -----	9
TABLA 3.5.3 <i>PROPIEDADES DE MATERIALES PARA CADA CASO.</i> -----	11
TABLA 4.1.1 <i>SISMO 2017</i> -----	14
TABLA 6.1.1 <i>SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</i> -----	20
TABLA 7. <i>ARREGLO DE COMPARACIÓN PERIODO-ESPECTRO-ACELERACIÓN</i> -----	26
TABLA 7.2 <i>MODIFICACIONES POR MODELO</i> -----	27
TABLA 7.3 <i>FACTOR DE REDUCCIÓN INERCIAL POR AGRIETAMIENTO</i> -----	27
TABLA 7.4 <i>FACTOR DE REDUCCIÓN INERCIAL POR AGRIETAMIENTO</i> -----	28
CONDICIONES DE MODELADO PARA MUROS Y FACTORES DE AGRIETAMIENTO (CASO 1)-----	73
TABLA 10.2 <i>RIGIDEZ DE RESORTES VERTICAL EN COLUMNAS (MODELO ORIGINAL)</i> -----	77
TABLA 10.3 <i>RIGIDEZ DE RESORTES TRANSVERSAL EN COLUMNAS (MODELO ORIGINAL)</i> -----	77
TABLA 10.4 <i>RIGIDEZ DE RESORTES VERTICALES EN COLUMNAS (MODELO REFORZADO)</i> -----	78
TABLA 10.4 <i>RIGIDEZ DE RESORTES TRANSVERSALES EN COLUMNAS (MODELO REFORZADO)</i> -----	78

Capítulo 1

1. Introducción

Los sismos en México han causado muchos daños, es importante saber cuáles son las opciones que tenemos para disminuir todo riesgo en el país. La ciudad de México (CDMX), capital del país, es una zona de especial cuidado, conocida por fundarse en el hoy extinto lago de Texcoco, en este lecho de lago existen profundos depósitos de capas de arcilla lacustre, que su característica peculiar es la de amplificar las vibraciones de los sismos, lo que incrementa el riesgo de daño y posterior colapso de los mismos.

Este problema hace necesario tener especial cuidado en la construcción y mantenimiento de las edificaciones, por esto es necesario estar revisando constantemente su comportamiento para aprender lo más que se pueda de las construcciones existentes y poder aplicar ese nuevo conocimiento y reducir cada vez más los posibles errores presentes en las construcciones del país.

Existen edificios con diferentes grados de daño producto de sismo que es necesario rehabilitarlos para poder regresarlos a su funcionamiento óptimo, pero también existen edificios que ya tienen un refuerzo aplicado que son puestos a prueba nuevamente en un nuevo sismo, y es de especial interés ver el comportamiento de estos edificios ya reforzados y entender cómo se comportaron ahora con las modificaciones hechas en ellos.

En el capítulo segundo se hablará sobre la sismología del país y los sismos que más daños han causado al país en su historia más reciente, dando información importante alrededor de estos fenómenos, con el fin de entender mejor la gran afectación que pueden llegar a tener.

En el tercer capítulo hablaremos de la importancia del termino resiliencia enfocado a la reducción de riesgo y como influyo en la creación de un proyecto nacional en el cual se busca mejorar la capacidad de afrontar amenazas potenciales en el país.

En el cuarto capítulo analizaremos cual registro de aceleraciones es el que representa mejor lo ocurrido en el sismo del 2017, este registro será utilizado para ver el comportamiento del edificio antes y después del refuerzo aplicado, así como el proceso seguido para utilizar correctamente dicho registro.

En el quinto capítulo describiremos brevemente las técnicas de refuerzo analizadas en esta tesis, con el fin de recordar el objetivo de cada técnica y los posibles factores que llevan a reforzar un edificio.

En el sexto capítulo describiremos el edificio prototipo utilizado para este análisis, revisando su geometría, las secciones de concreto utilizadas en su diseño original, el daño provocado en los distintos sismos que resistió, el refuerzo aplicado después de un sismo y su ubicación.

En el capítulo 7 observaremos los cambios en las aceleraciones espectrales producto de los cambios realizados a los modelos originales previos al refuerzo y reforzados, así como observar

los cambios en los espectros de diseño del año de construcción del edificio y los actualmente utilizados. También se revisará la efectividad del refuerzo en cada modelo realizado.

En el capítulo 8 se compararán todos los casos realizados en esta investigación, con el fin de obtener toda la información proporcionada por la comparación de los perfiles de distorsión para cada modelo, como observar el cambio de comportamiento de los modelos por el refuerzo aplicado, por la decisión de modelado de muros, por la manera de modelar las cargas aplicadas al edificio y por la decisión de tomar modelos con inercia bruta y agrietada.

En el capítulo 9 analizaremos el comportamiento de los modelos previos al refuerzo y reforzado con un análisis no lineal estático incremental “push-over”, con el fin de observar el comportamiento del edificio desde un estado de carga de esfuerzo inicial hasta su colapso, y observar el incremento de resistencia provocado por el refuerzo, y el cambio en el comportamiento de algunos elementos estructurales debido a este refuerzo.

En el capítulo 10 se comparará el cambio en los modelos previos al refuerzo y reforzados, provocado al tomar en cuenta un análisis de interacción suelo estructura, llevado a cabo mediante la creación de resortes definidos con una rigidez obtenida de un desplazamiento producto de un software diseñado para crear modelos de análisis de deformaciones y estabilidad de problemas geotécnicos y utilizando las cargas producto del edificio definidas para los modelos donde no se tomó la interacción suelo estructura. Tomando propiedades de un perfil de suelo real idealizado para este fin.

Capítulo 2

2. Sismología de México y sus consecuencias

México es un país con alta actividad sísmica, esto causado por que se encuentra en un área conocida como el cinturón circumpacífico donde se concentra la mayor actividad sísmica del planeta. Esto debido a la interacción de las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, estas placas chocan entre sí produciendo los sismos que traen muchas consecuencias, como el colapso de edificios y pérdidas humanas.

La red sismológica mexicana se inauguró en el año de 1910 para la observación continua de los sismos en el país, todos estos registros se resguardan en la estación sismológica de Tacubaya y más instalaciones del instituto de geofísica de la UNAM, institución que se encarga de operar el servicio sismológico nacional (SSN) el cual reporta en promedio la ocurrencia de 4 sismos por día de magnitud mayor a 3 en la escala Richter (servicio geológico mexicano, 2020). A continuación, se habla de los dos últimos sismos que mayor afectaron al país, curiosamente en la misma fecha, pero con 32 años de diferencia.

2.1 Sismo de 19 de septiembre de 1985

El sismo que sacudió la ciudad de México en 1985 es el más fatal y destructivo incidente que cobro una gran cantidad de vidas y desafortunadamente causo el colapso de edificios, las cifras finales de aquel terrible suceso fueron según el centro de instrumentación y registro sísmico (CIRES), (2019). Un total de 20 mil fallecimientos, 2831 inmuebles afectados y 5 MMP en daños materiales. El sismo tuvo lugar el jueves 19 de septiembre de 1985, inicio a las 07:17:47 horas y alcanzó una magnitud de 8.1, escala Richter. El epicentro se localizó en el océano pacífico cerca de la desembocadura del río Balsas, en la costa del estado de Michoacán como se puede observar en la figura 2.1.1. El hipocentro se localizó a 15 kilómetros de profundidad bajo la corteza terrestre.



Figura 2.1.1: Epicentro sismo del 19 de septiembre del 2019 (Servicio Sismológico Nacional, México., 2019)

De acuerdo con el gobierno de México las zonas de afectación del sismo fueron centro, sur y occidente, en particular en la ciudad de México. Este sismo estuvo acompañado de varias réplicas las cuales terminaron por colapsar estructuras y edificios resentidos por el sismo previo. Ante la ausencia de cultura de protección civil y de protocolos de acción, las horas después del sismo terminaron en caos generalizado, calmado gradualmente por la propia sociedad civil quien comenzó a autoorganizarse en las acciones de rescate.

2.2.-Sismo del 19 de septiembre del 2017

El movimiento telúrico del 19 de septiembre de 2017 causó la pérdida de 369 víctimas mortales, 5 mil 765 viviendas dañadas y 44 puntos con derrumbes o colapsos en la capital del país, menores si se comparan con los del sismo de 1985.

El servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó un sismo con magnitud de 7.1 localizado a 8 km al Noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla, a 120 Km de la Ciudad de México. El sismo, sucedió a las 13:14:40 horas y se percibió intensamente en el centro del país, con un epicentro situado en 18.329° latitud y -98.671° longitud y a una profundidad de 57 km, en la figura 5 se puede observar el lugar donde se encuentra el epicentro



Figura 2.1: Epicentro del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Servicio Sismológico Nacional)

2.3.-Análisis técnico comparativo entre el sismo de 1985 y 2017

Ambos sismos indudablemente produjeron bastantes daños, principalmente en la ciudad de México, pero son muy diferentes entre sí. El sismo de 1985 tuvo un epicentro más alejado comparado con el de 2017 pero este produjo más daños, debido a la profundidad de ocurrencia. Esto es un factor muy importante, porque a mayor profundidad de origen del sismo, este tiene menor impacto. El hipocentro del sismo de 1985 fue de 15km y el del sismo de 2017 fue de 57km.

La forma que tiene el sismo de disipar la energía es mediante ondas que hacen vibrar la corteza terrestre, estas están clasificadas como ondas de cuerpo (Ondas P) y ondas superficiales (Ondas S), las ondas de cuerpo viajan distancias más grandes a través de la roca mientras que las ondas superficiales son producto de reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo. Las ondas de cuerpo a su vez se dividen en ondas principales (P) o de dilatación y ondas secundarias (S) o de cortante. En las ondas p, las partículas de la corteza terrestre experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación, mientras que las ondas s se mueven transversalmente. También se agrega que las ondas principales tienen mayor velocidad que las ondas secundarias, pero las ondas secundarias producen un movimiento del terreno más intenso (Bazán y Meli, 1999)

Esto es importante, ya que la ciudad de México sufrió las consecuencias del sismo de 1985 con menos profundidad y mayor distancia, lo que se traduce a afectaciones producto de las ondas secundarias que producen un movimiento más intenso, sumando la refracción causada por el material de baja densidad del lecho, se entiende por qué este caso más daños.

En comparación el sismo del 2017 ocurrió a una profundidad más grande, a una distancia menor, lo que se tradujo a daños menores, pero igual importantes y lamentables.

Capítulo 3

3.-Resiliencia Sísmica

Sin duda el termino resiliencia es conocida en diversos sectores de la ciencia, desde física, ingeniería, psicología e incluso economía, con su respectiva definición. Para esta ocasión se tomará dicho termino con un enfoque diferente. De acuerdo con la Dirección General de Protección Civil y Emergencias, 2014, se necesita un mejor entendimiento del término “resiliencia”, desde el punto de vista de la reducción del riesgo para evitar confusiones y eliminar cualquier ambigüedad en su utilización.

Tomando la definición de resiliencia hecha por la organización de las Naciones Unidas en su estrategia internacional para la reducción de desastres, “la resiliencia es la capacidad de un sistema, comunidad o sociedad potencialmente expuesta a una amenaza para adaptarse, resistir y cambiar para alcanzar y mantener un nivel aceptable de funcionamiento, así como aprender de los desastres pasados para mejorar la reducción del riesgo” (Dirección general de desastres, 2004).

Con este término en mente y debido a los constantes sismos que aquejan al país y la necesidad de desarrollar e implementar políticas públicas de gran alcance, geográfico, temporal y sectorial, para prevenir y mitigar el riesgo, surge un proyecto denominado “Resiliencia sísmica”, apoyado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), donde participan diversas instituciones como la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH), Universidad Nacional Autónoma de México (Instituto de Ingeniería, Centro Regional de Investigaciones Multidisciplinarias e Instituto de Geografía, Universidad Autónoma de Chiapas, Universidad Autónoma Metropolitana Y Universidad de Colima.

Dicho proyecto se organiza en distintos temas relacionados con la reducción del riesgo, como la Evaluación Estructural, Rehabilitación Estructural, Dimensionamiento social de la Resiliencia Sísmica, Distribución Especializada y Divulgación Social de la Resiliencia Sísmica. Para mayor información sobre este proyecto consultar el sitio web **resilienciasismica.unam.mx**

Con la finalidad de hacer un análisis de sensibilidad para establecer que tanta variabilidad puede tener tomar distintas consideraciones para el modelado de edificios en programas basados en el método matricial de rigideces, se propusieron luego de diversas discusiones entre los dirigentes del programa, distintos casos de análisis específicos para la tarea 2.1, rehabilitación de edificios, la cual se encuentra contenida dentro del tema 2 mencionado anteriormente, la cual será la que se desarrollará en este documento. Por cada caso de análisis se creará un modelo con las condiciones originales del edificio y otro con el refuerzo aplicado. Todos estos modelos se realizarán en el software ETABS. Donde el peso propio de la estructura provendrá de las dimensiones nominales definidas en el programa, los elementos viga y columna serán definidos por barras con las propiedades específicas para cada estructura.

Las propiedades de los materiales serán definidas mediante las normas técnicas complementarias 2017 (NTC-2017) así como también se revisará si los diafragmas de piso cumplen con los

requisitos marcados en dicho reglamento. La carga viva, muerta y accidental no serán afectadas por ningún factor. En zonas rígidas (nodos) se tomará un factor de 0.5, debido a que son pequeños y no se podría considerar una rigidez alta. Para todos los modelos se tomaron alternativas de análisis basadas en distintas normas y guías de construcción. Un punto importante dentro de estos casos es que los análisis se centraran en observar el comportamiento de las columnas, esto porque en la mayoría de los edificios se observa que la columna es la primera en donde se observan daños a pesar que los edificios se diseñen bajo el conocido criterio de columna fuerte viga débil. A continuación, en diversas tablas se mostrarán las distintas consideraciones aplicadas a cada modelo.

Tabla 3.5.1

<i>Consideraciones de análisis en cargas muertas, vivas, accidentales y sobrecarga</i>					
Casos	Referencia	Carga muerta	Sobrecarga	Viva	Espectro
1	NA	Distribuida	NTC-2017	NTC-año	Diseño original
2	Secc agr.	Distribuida	NTC-2017	NTC-año	Diseño original
3	Secc agr.	Real	NTC-2017	NTC-año	Diseño original
10	NA	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
11a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
11b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
12	Secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
13	Ec	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
14	Factores secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
15	Factores secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
20	NA	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
21a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
21b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
22	Secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
23	Ec	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
24	Factores secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017
25	Factores secc agr	Distribuida	NTC-2017	NTC-2017	Registro 19/sep/2017

Nota: Por cada caso de análisis se creará un modelo con las condiciones originales del edificio y otro con el refuerzo aplicado.

Tabla 3.5.2*Condiciones de modelado para muros y factores de agrietamiento por caso de análisis*

Casos	Referencias	Muros	Pretilos	Columnas	Vigas	Muros de Concreto	Muros Mamp
1	NA	Placas(Shell)	Placas(Shell)	Bruta	Bruta	Bruta	Bruta
2	Secc agr	Placas(Shell)	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
3	Secc agr	Placas(Shell)	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
10	NA	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Bruta	Bruta	Bruta	Bruta
11a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Bruta	Bruta	Bruta	Bruta
11b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Bruta	Bruta	Bruta	Bruta
12	Secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
13	Ec	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)

Tabla 3.5.2(continuación)*Condiciones de modelado para muros y factores de agrietamiento por caso de análisis*

Casos	Referencias	Muros	Pretilos	Columnas	Vigas	Muros de Concreto	Muros Mamp
14	Factores secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	ACI-318	ACI-318	ACI-318	ACI-318
15	Factores secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	ACI-369	ACI-369	ACI-369	ACI-369
20	NA	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
21a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
21b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
22	Secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)
23	Ec	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)	Agr (Ntc-2017)

Tabla 3.5.2(continuación)

<i>Condiciones de modelado para muros y factores de agrietamiento por caso de análisis</i>							
Casos	Referencias	Muros	Pretiles	Columnas	Vigas	Muros de Concreto	Muros Mamp
24	Factores secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	ACI-318	ACI-318	ACI-318	ACI-318
25	Factores secc agr	Tridiagonal Guía Mamp 08	Placas(Shell)	ACI-369	ACI-369	ACI-369	ACI-369

Nota: Por cada caso de análisis se creará un modelo con las condiciones originales del edificio y otro con el refuerzo aplicado.

Por último, se presentan las propiedades de los materiales para cada caso de análisis.

Tabla 3.5.3

<i>Propiedades de materiales para cada caso.</i>							
Casos	Referencias	F'c Conc.	E. Conc.	Fm mamp.	E mamp.	P.v. mamp.	G mamp.
1	NA	Proyecto	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
2	Secc agr	Proyecto	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
3	Secc agr	Proyecto	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
10	NA	Proyecto	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017
11a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Proyecto	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017

Tabla 3.5.3(continuación)*Propiedades de materiales para cada caso.*

Casos	Referencias	F'c Conc.	E. Conc.	Fm mamp.	E mamp.	P.v. mamp.	G mamp.
11b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
12	Secc agr	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
13	Ec	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
14	Factores secc agr	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
15	Factores secc agr	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
20	NA	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
21a	Placas vs Diagonales (1 diagonal)	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
21b	Placas vs Diagonales (3 diagonales)	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
22	Secc agr	Proyecto	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
23	Ec	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017
24	Factores secc agr	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017

Tabla 3.5.3(continuación)

Propiedades de materiales para cada caso.

Casos	Referencias	F'c Conc.	E. Conc.	Fm mamp.	E mamp.	P.v. mamp.	G mamp.
25	Factores secc agr	Guía Técnica 19	Guía Técnica 19	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017	NTC- 2017

Nota: Por cada caso de análisis se creará un modelo con las condiciones originales del edificio y otro con el refuerzo aplicado.

En los casos de análisis antes descritos se proponen cambios en los factores de inercia, esto para tomar en cuenta la reducción de inercia provocada por el agrietamiento del elemento así como modificaciones a las propiedades de material de los elementos, se analizan también dos métodos para el modelado de muros, estos son mediante placas o Shell definidas bajo la teoría del elemento finito y modelos con una y tres diagonales equivalentes, con el fin de observar su comportamiento.

En todos los casos de análisis no se tomó en cuenta la interacción suelo estructura. Donde se tomará en cuenta será en un modelo específico donde veremos que tanto varían los resultados con dicho análisis para su homologado sin interacción. Se tomarán las mismas condiciones de análisis que para el caso 1, esto porque dicho caso se basa solo en normativa mexicana.

Todas las normas y criterios utilizados vienen de teorías que cumplen con la ley de hooke (la fuerza aplicada es proporcional a las deformaciones) lo que se conoce comúnmente como la zona elástica o lineal. En el momento que esta ley deja de cumplirse entra la llamada zona inelástica o no lineal y con el fin de tomarla en cuenta en esta investigación se agregaran a los casos antes mostrados un análisis Estático no lineal “push-over”.

Este análisis no lineal también se realizará con las condiciones de análisis del caso 1, por las mismas razones que para el modelo de interacción suelo estructura.

Capítulo 4

4.- Selección y Procesamientos De Registros

Los acelerógrafos son la mejor opción que se tiene para recolectar datos del sismo y poder aprender de ellos, según (Bazán & Meli, 1999) “proporcionan la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde están colocados”. Los acelerógrafos capturan la intensidad de las vibraciones y se representan en un gráfico compuesto por dos ejes, donde las aceleraciones registradas durante el movimiento sísmico están en función del tiempo. Estos acelerógrafos proporcionan información de las aceleraciones en tres direcciones ortogonales, dirección Norte-Sur, Este – Oeste y vertical.

4.1 Selección De acelerogramas

Se tiene que escoger un acelerograma que represente lo mejor posible el movimiento del terreno en el lugar donde se ubica el edificio en análisis. Si no se escoge un acelerograma correcto se puede llegar a cometer errores en el efecto que el sismo tiene sobre la estructura.

Tabla 4.1.1

Sismo 2017			
Estación	Clave de Estación	Zona Sísmica	Distancia al Edificio (km)
Plutarco E. Calles	PE10	III-B	0.4
SCT	-	III-B	1.3
Multifamiliar Juárez	CJ03	III-B	3.0
Roma	CI05	III-B	4.3
Esc. Sec. Núm. 18	CO58	III-B	4.0
Balderas	BL45	III-B	3.9
esc. Sec. diurna 23	LI58	III-B	4.5
alameda	AL01	III-B	5.0
Esc. Sec. Tec. 2	TL55	III-B	5.3
Tlatelolco	-	III-B	6.9
Venustiano Carranza	VC09	III-B	7.1

Mediante un mapa obtenido Del sitio web (sismosmexico.org) en el cual se representan todas las zonas sísmicas del valle de México y las estaciones activas controladas por el centro de instrumentación y registro sísmico, A.C. (CIRES) y el instituto de ingeniería de la UNAM (IINGEN), se procedió a ubicar las coordenadas de ubicación del predio donde se encuentra el edificio en estudio para después seleccionar entre las estaciones mostradas en dicho mapa las estaciones más cercanas y que se encuentren en la misma zonas sísmicas (III-B) que el edificio en

análisis, en la (Tabla 5.1.1) se pueden observar las estaciones seleccionadas y la zona sísmica donde se encuentran.

Se puede apreciar que existen múltiples estaciones en la misma zona sísmica, pero se procede a escoger la más cercana (Plutarco Elías Calles), dicha selección se realizó por que hay una estación cercana al edificio en análisis y se pensaría que hay menos margen de error en las aceleraciones presentes en el suelo donde se encuentra desplantado el edificio, pero la realidad es que cualquiera de las otras estaciones mostradas podría ser seleccionada en el posible caso que la estación Plutarco Elías Calles no funcionara. Esto debido a que las aceleraciones registradas en dichas estaciones son producto de un sismo con epicentro localizado a una distancia considerablemente grande, y el error o, mejor dicho, diferencia de registro de aceleraciones entre estaciones ubicadas en la misma zona sísmica, suelen ser pequeñas, ya que las distancias entre estaciones no se comparan con la distancia al epicentro.

Para comprobar lo antes explicado se muestra en la figura 4.1.1 un espectro de respuesta obtenido de la estación SCT y otro de la estación Plutarco Elías Calles donde se representa la variación de las aceleraciones con el periodo. La zona con mayor diferencia es la que va desde un periodo de 1.5s hasta 2s con un 78% de corrimiento respecto al otro espectro en sus aceleraciones espectrales, esta diferencia se reduce al introducir más espectros de respuesta, pero se puede observar lo parecido entre ambos espectros de respuesta. Con esto vemos lo factible de utilizar un método que involucre tomar promedios de resultados para distintas estaciones y escoger la más adecuada para este edificio.

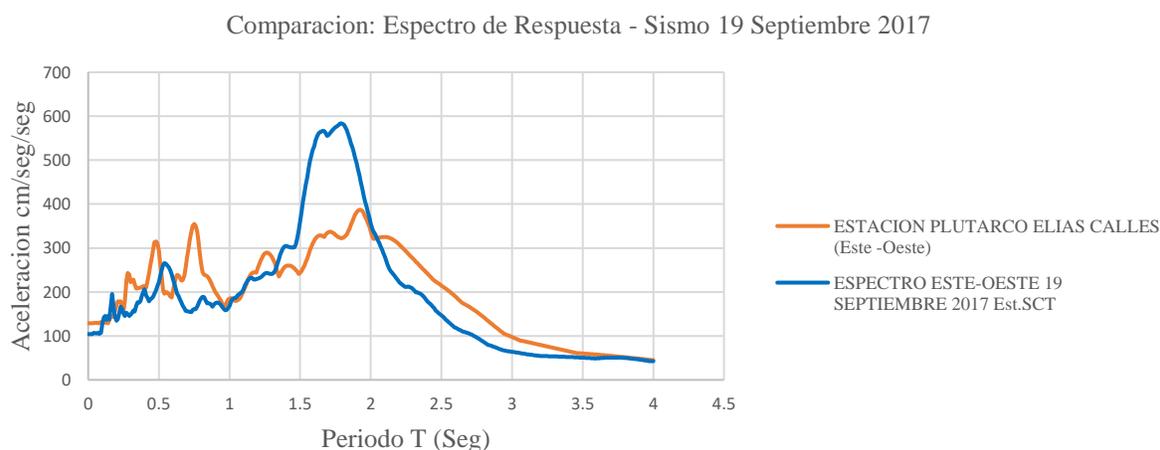


Figura 4.1.1: Espectros de respuesta de la estación seleccionada

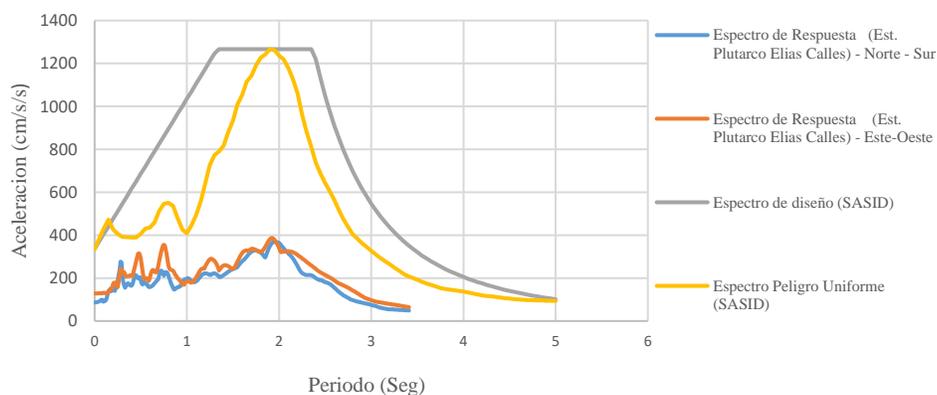


Figura 4.1.3 Selección del espectro de respuesta óptimo

Para esta investigación no se llevará a cabo ningún método donde se utilicen promedios de resultados para ver cuál es la estación más factible a utilizar, decisión tomada en el proyecto. Solo se compararán los espectros de respuesta de la estación seleccionada con los espectros de diseño y peligro uniforme definidos por él (SASID). Sin ser afectados por un factor de reducción o de amplificación ya que es un caso real, sometido a un sismo real (figura 4.1.3).

Se puede apreciar como los espectros obtenidos por la estación seleccionada guardan la misma forma que la esperada por el SASID. Y por lo tanto se considerará para esta investigación que la estación seleccionada y el edificio se encuentran en el mismo tipo de suelo y las aceleraciones de dicha estación representan fielmente las presentes en el lugar de desplante del edificio (características dinámicas del edificio) al momento del sismo.

4.2.-Procesamiento De Acelerogramas

Estos acelerogramas presentan errores que se deben corregir para que la información proporcionada por el mismo sea lo más confiable posible. Los errores más comunes presentes en estos acelerogramas y los tomados en cuenta en este análisis son:

- 1.- El corrimiento de las aceleraciones respecto a la línea base.
- 2.- Error por ruido.

Distintos softwares en la actualidad son capaces de filtrar esta información y corregirla, para esta tesis se utilizará el Seismosignal (SeismoSoft)., capaz de regresar todas las aceleraciones registradas a la línea cero de aceleraciones, desplazadas debido a diversos factores externos al acelerógrafo, como una mala nivelación de este.

También este software es capaz de filtrar los ruidos o errores producto de otras fuentes que no sean producto del sismo, como fenómenos naturales o vibraciones causadas por agentes externos. Este programa no puede procesar la totalidad de los registros de la estación, por esto el registro de aceleraciones se debe recortar, y solo tomar las zonas de interés, normalmente en estas zonas se encuentran las aceleraciones mayores.

En la siguiente figura se puede apreciar el acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017 tomado de la estación seleccionada (figura 4.2.1) original y corregido con el programa Seísmosignal, como puede apreciarse hay muy poco cambio, esto debido a que estas correcciones toman mayor efecto al momento de calcular los desplazamientos producto de estas aceleraciones. (figura 4.2.2).

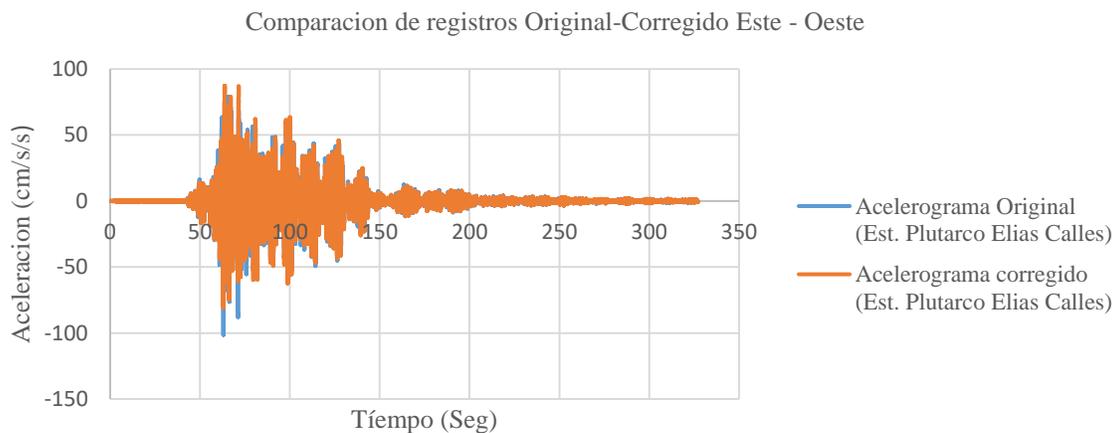


Figura 4.2.1: Comparación de registro corregido y sin corregir

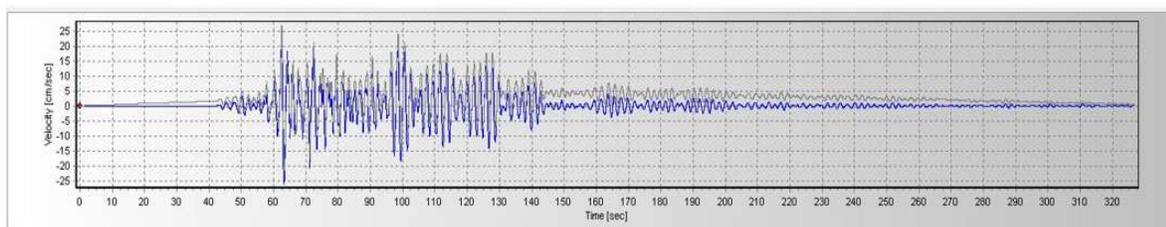


Figura 4.2.2: Comparación de registro corregido y sin corregir

Capítulo 5

5.-Técnicas de refuerzo analizadas

Actualmente la rehabilitación de edificios es un procedimiento altamente usado, esto debido al cambio climático, como la industria de la construcción es uno de los sectores que más contaminan, recurrir a esta práctica resulta acertado para el planeta ya que se reduce la energía utilizada y las emisiones asociadas. También en ocasiones los países emergentes carecen de recursos para demoler y construir de cero una estructura.

Existen muchas técnicas de rehabilitación aplicadas a edificios, pero en esta tesis se analizará el comportamiento solo de dos de ellas, estas técnicas son el encamisado de elementos viga y columna con concreto reforzado y adición de muros de concreto.

De acuerdo con (UNAM,y otros 2019) la utilización de la técnica de encamisado de elementos estructurales así como de la adición de muros de concreto dependerá del modo de falla de los marcos existentes, el cual se identificará con el resultado de una evaluación estructural. En el caso de las columnas el encamisado se usa principalmente para incrementar la resistencia a flexión, flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación. Este método consiste en añadir una capa de concreto alrededor de los elementos existentes, dicha capa de concreto debe estar reforzada por medio de barras corrugadas longitudinalmente y transversalmente.

En el caso de la adición de muros de concreto a la estructura, estos principalmente sirven para incrementar la rigidez y resistencia lateral, combatir las tan conocidas plantas débiles o flexibles y reducir desplazamientos. Este método por lo regular se usa complementado con otra técnica de refuerzo.

Además se menciona que las técnicas de refuerzo deben cumplir ciertas condiciones para garantizar su óptimo funcionamiento, uno de los principales puntos a tener en cuenta al momento de proponer una técnica de refuerzo a un edificio, es que este sistema sea capaz de resistir las cargas de diseño de las normativas vigentes, mediante la participación de la estructura original y el refuerzo aplicado.

Las técnicas de refuerzo y métodos para realizarlas son tan amplias que hacen imposible explicar con detalle cada uno de ellos en esta tesis, para encontrar mayor información con todos los detalles se recomienda recurrir a normativas y guías de construcción como la publicada en diciembre del 2019 “Guía técnica para la Rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México” por el instituto de ingeniería de la UNAM, y la secretaria de obras y servicios.

Capítulo 6

6.-Descripción del Edificio

El edificio prototipo para esta tesis se tomó de (Aguilar, et al, 1996), construido en el año de 1978, utilizado para resguardar equipo telefónico importante para las comunicaciones en el país, dicho edificio está estructurado mediante columnas y vigas de concreto reforzado y losas bidireccionales, forma más común en la que están estructurados los edificios en la ciudad de México. Sufrió daños serios con el sismo de 1985 y posterior a esto se reforzó mediante encamisado de vigas y columnas con concreto reforzado y adición de muros de concreto. Este edificio también recibió daños con el sismo del 2017 pero solo estéticos menores y siguió en funcionamiento sin problemas, otro punto importante por el cual se eligió este edificio y revisar su comportamiento.

6.1 Geometría Del Edificio

Este edificio cuenta con un sótano totalmente bajo tierra con una altura libre de 2.5m y 4 pisos con 5.4m cada uno (Figura 6.1.1). El área de los niveles es aproximadamente de 376m² con excepción del nivel de sótano en el cual no existe cubo de escalera. El edificio se utiliza para albergar equipos pesados de comunicación telefónica en los pisos superiores.

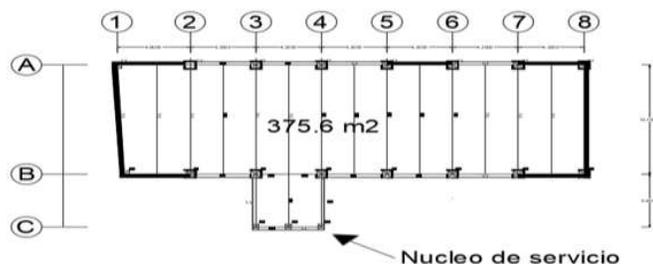


Figura 6.1.1: Vista en Planta

En la figura 6.1.2 se puede observar que para posteriores análisis se tomará en cuenta el siguiente arreglo de ejes, donde el eje (x) se va a referir como dirección Norte-Sur (longitudinal), y el eje (y) será la dirección Este-Oeste (transversal).

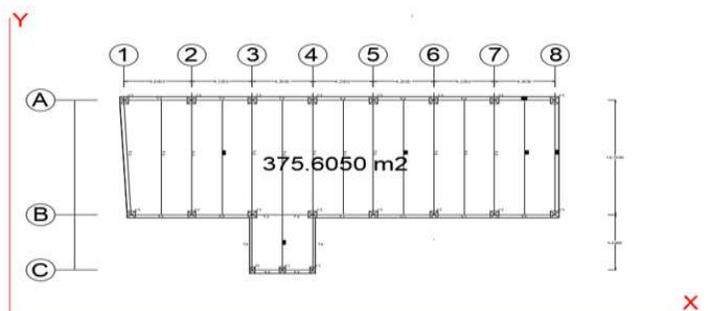


Figura 6.1.2: Planta de referencia para análisis

Hay un edificio adyacente de 2 pisos a lo largo de la línea A (Figura 6.1.2), entre las líneas 5 y 8, cuyo techo coincide con segundo nivel del edificio prototipo. En la misma imagen se puede apreciar que el nivel de sótano se encuentra bajo tierra.

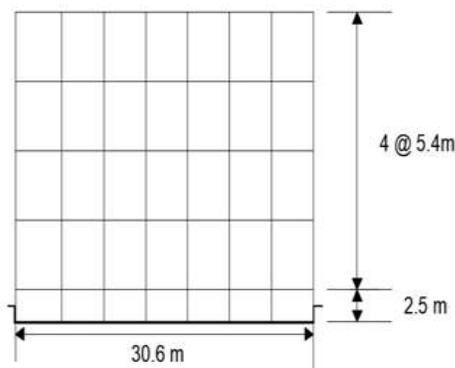


Figura 6.1.2 Vista Norte-Sur

En el diseño original, todos los muros se consideraron no estructurales, pero eran de hecho muros de relleno conectados al sistema estructural. El diseño de los elementos estructurales se presume que se realizó siguiendo los reglamentos vigentes al año de su construcción (1978). El sistema de cimentación es un cajón de concreto armado que forma el sótano y se apoya sobre pilotes de control.

Las secciones de concreto reforzado de las columnas y vigas se presentan a continuación:

Tabla 6.1.1

Secciones de elementos estructurales				
Columnas	Dimensiones (cm)	Trabes	Dimensiones (cm)	
C2	60 X 55	T2	20 x 70	
C3	60 X 65	T3	40 x 65	
C4	60 X 40			

Todas las secciones son iguales para todos los niveles, las columnas C-3, son las secciones más utilizadas, estando en las siguientes intersecciones de ejes A1 hasta A8, B1, B3, B4, B5, B7, B8, Las secciones C2 se encuentran en los ejes B2 Y B6, la sección C4 solo se encuentra en las escaleras, en las intersecciones C3 y C4.

6.2 Ubicación del edificio

El edificio este localizado en el lecho del hoy extinto lago de la ciudad de México(CDMX). Como se sabe dicho lecho está dividido por zonas (Figura 6.2.1) que se denominan: lecho del lago (Tonos rojos y negro), zona de transición (Tono amarillo) y zona de colina (tono verde) que a su vez se identifican con un numero 3,2 y 1 respectivamente. La zona 3 se divide en tres diferentes incisos a, b, c y d, siendo (d) la zona donde el lago tenia mayor profundidad y la zona (a) con menor profundidad. El edificio prototipo está localizado en la zona III-B, en la zona encerrada por el círculo rojo en la colonia Moderna.

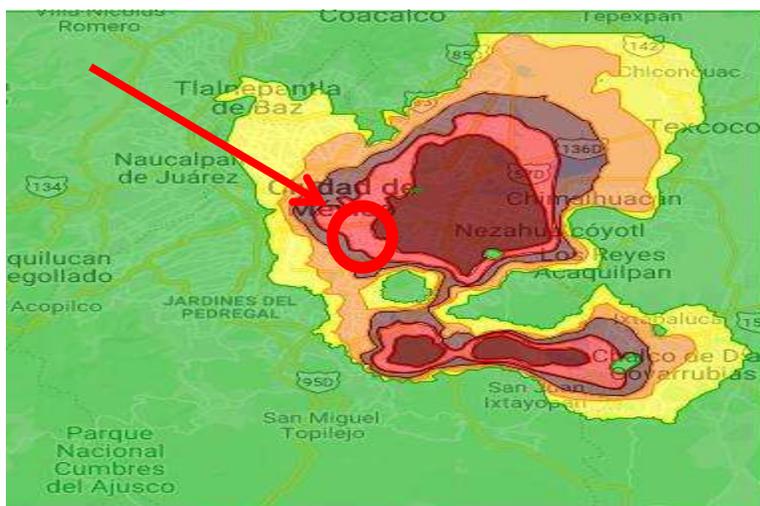


Figura 6.2.1: zonas sísmicas del lago y localización del edificio. Fuente: sismomexico.org

6.2 Daños reportados después del sismo de 1985

Los daños producto de este sismo fueron múltiples. El plan de construcción asimétrico, debido a la posición del núcleo del servicio (figura 6.1.2), creó efectos de torsión en la estructura. Además, hubo golpes con el edificio de dos niveles adyacente al edificio debido a la pequeña separación entre ellos. Como resultado las columnas de las esquinas en la línea 8 fueron severamente dañadas, y se produjo desprendimiento de concreto en todos los niveles. También en los nodos de viga-columna y en las vigas de esta línea tenían grietas diagonales extensas. Casi todas las columnas restantes experimentaron algunas grietas en todos los niveles. Las columnas alrededor del núcleo de servicio y en la línea A tenían grietas de más de 1 mm de ancho. Además, todas las vigas tenían grietas diagonales en los primeros tres niveles, el mayor daño fue en las líneas 1 y 8. Las losas estaban agrietadas antes del sismo de 1985.

Después del terremoto estas grietas se hicieron más notables. Ninguna de las grietas tenía más de 1mm de ancho. La fachada y los muros centrales de servicio se fracturaron por completo en los pisos 2 y 3. El tabique tenía grietas moderadas. La mayoría de estos muros fueron golpeados por equipos que estaban mal sujetos. En la mayoría de las cabezas de los pilotes de control, las varillas de anclaje roscadas del dispositivo de control se doblaron, como se muestra en la (figura 6.2.1).

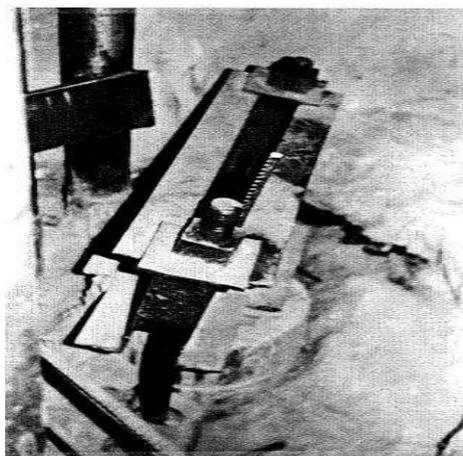


Figura 6.2.1: Daño en pilote de control. Fuente: (Aguilar, et al., 1996)..

6.3 Refuerzo aplicado al edificio después del sismo de 1985

Para el proyecto de refuerzo se analizaron diferentes alternativas. Al final se tomó la decisión de usar muros de concreto y encamisado de columnas y vigas por que el tiempo estimado de construcción fue menor, esto era justo lo que se necesitaba por que no se podía dejar incomunicado a la población. Se aplicaron las normas de emergencia para estructuras del grupo A, que incluye edificios de comunicación. Se aplica un factor de importancia de 1.5 para el diseño sísmico. Se colocaron en la dirección corta, muros en forma de (C) con 25 cm de espesor en ambos extremos del edificio. Además, se agregaron muros de concreto de 20 cm en el núcleo de servicio a lo largo de la línea C.

Los muros continúan desde los cimientos hasta el techo. Aumentando la rigidez y resistencia pensado para reducir desplazamiento, y modificar periodos buscando una reducción en las aceleraciones en el espectro. Las columnas en las esquinas y las tres columnas en la línea C fueron demolidas y reconstruidas junto con los nuevos muros. La disposición de los muros de concreto armado se muestran en la (figura 6.3.1).

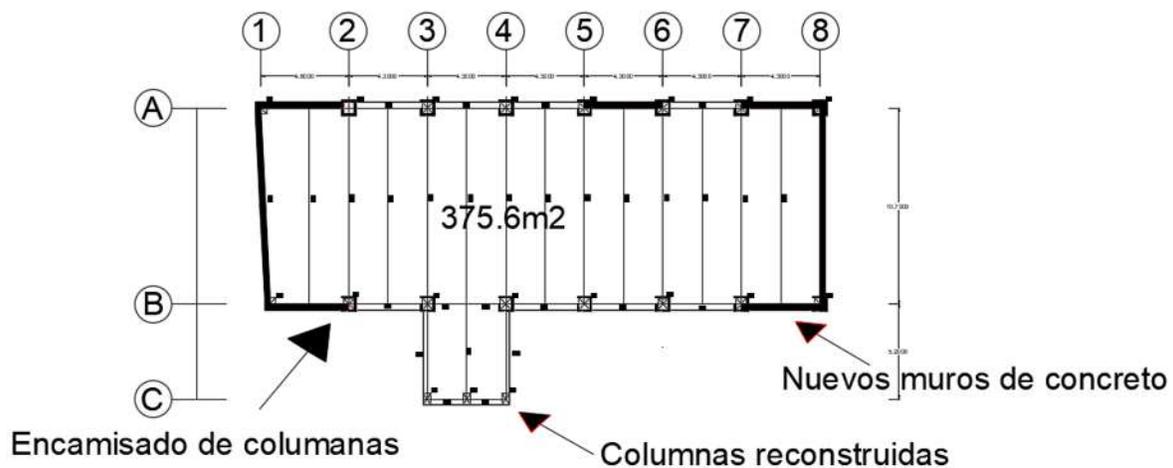


Figura 6.3.1: Disposición de los muros de concreto armado. Fuente: (Aguilar, et al., 1996)

En la (figura 6.3.2) puede apreciarse un detalle en planta del encamisado de la columna. Las vigas se encamisaron solo en una longitud de aproximadamente 1.10 metros desde la unión con las columnas existentes. El espesor de este encamisado fue de 10 cm

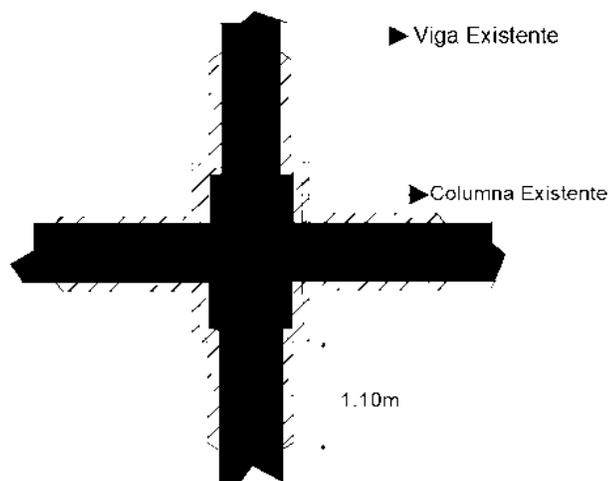


Figura 6.3.2 Encamisado de elementos estructurales

La (figura 6.3.3) muestra las alternativas utilizadas para el revestimiento de vigas. La alternativa 2 se utilizó en las vigas debajo de las unidades de equipos telefónicos en funcionamiento y la alternativa 1 para todas las demás. En la (figura 6.3.4) se puede observar una vista interior de los elementos reforzados terminados. También para las vigas el espesor de encamisado fue de 10 cm,

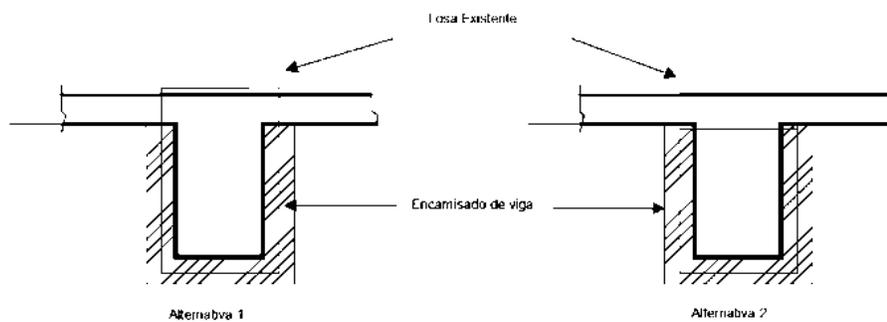


Figura 6.3.3 Encamisado de vigas



Figura 6.3.4 Vista interior

La resistencia del concreto utilizada para la adaptación fue de 250 kg/cm² con aditivos para controlar los cambios de volumen. La estructura existente fue construida con la misma resistencia de concreto. Para aumentar la unión entre el concreto existente y el nuevo, la superficie de los elementos reforzados se astillo y humedeció hasta la saturación durante al menos dos horas antes del colado. Las grietas en los elementos existentes con anchos de 1.0 mm y mayores se inyectaron con resinas epoxi antes del encamisado. El sistema de cimientos con 24 pilotes existentes se actualizo con 70 nuevos pilotes de control debajo de los muros de concreto. Los dispositivos de control de pilotes dañados fueron reemplazados, como se muestra en la (figura 6.3.4). Se puede apreciar que se aumentaron los puntos de apoyo para los dispositivos de control para obtener una mayor estabilidad y tratar de evitar la falla reportada.

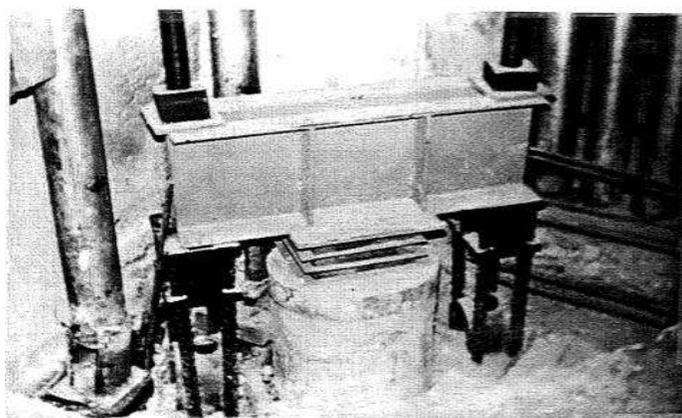


Figura 6.3.4 Reemplazo de dispositivos de pilote de control. Fuente; (Aguilar, et al., 1996).

La losa de los cimientos también se actualizo incrementando su espesor a lo largo del perímetro del edificio donde se colocaron las nuevas pilas. La configuración de los edificios y el esquema de refuerzo permitieron mantener la operación en la construcción. Según la compañía telefónica, el equipo en este edificio que controla 28000 líneas telefónicas mantuvo operaciones al 98% de su capacidad durante los trabajos de construcción.

Capítulo 7

7.-Análisis Modal y Demanda Sísmica

Mediante el análisis modal espectral se encuentra la aceleración máxima a la que está sometido un edificio en un punto geográfico determinado y en un tipo de suelo específico, mediante la comparación entre el periodo obtenido del edificio prototipo y un espectro de respuesta o un espectro de diseño para el sitio.

Con el fin de observar mejor el comportamiento de todos los casos y ver el cambio en las aceleraciones producto de las variaciones en las propiedades que se estudiaron, compararemos los valores de las aceleraciones mayores con cada uno de los espectros seleccionados, realizando distintos arreglos para esto, se puede apreciar mejor en la tabla 7.1. Los modelos 20 a 25 y 10 se omiten debido a que tienen las mismas propiedades que los casos 10 a 15 y 1 respectivamente, solo cambia el espectro propuesto.

Tabla 7.1

Arreglo de comparación periodo-Espectro-aceleración

Casos	Arreglo de espectros "Resiliencia sísmica"	Arreglo espectral utilizado 1	Arreglo espectral utilizado 2	Arreglo espectral utilizado 3
Caso 1	diseño original	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 2	diseño original	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 3	diseño original	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 11a	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 11b	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 12	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 13	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 14	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original
Caso 15	NTC 17	registro 19S	NTC 17	diseño original

Este análisis también es importante realizarlo entre los tipos de modelos originales y reforzados para saber qué efecto tuvo el refuerzo aplicado. De acuerdo con la figura 6.1.2, se realizará en la dirección Norte-Sur (Longitudinal) y Este-Oeste (Transversal), encontrando que los periodos más grandes resultado de los casos de análisis se encuentran en la dirección transversal (modo 1), y debido a que donde se encuentran periodos más grandes se entiende que será la dirección con los desplazamientos mayores son los que se muestran a continuación.

Tabla 7.2

Modificaciones por modelo					
Casos	Agrietamiento	E	F'c	Muros de Carga	Cargas
Caso 1	área Bruta	NTC-2017	NTC-2017	Placas	UNIF.
Caso 2	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	Placas	UNIF.
Caso 3	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	Placas	Real
Caso 11a	área Bruta	NTC-2017	NTC-2017	Diagonal Equivalente (1)	UNIF.
Caso 11b	área Bruta	NTC-2017	NTC-2017	Diagonales Equivalente (3)	UNIF.
Caso 12	NTC-2017	NTC-2017	NTC-2017	Diagonales Equivalente (3)	UNIF.
Caso 13	NTC-2017	Guía Tec.	Guía Tec.	Diagonales Equivalente (3)	UNIF.
Caso 14	ACI-318	Guía Tec.	Guía Tec.	Diagonales Equivalente (3)	UNIF.
Caso 15	ACI-369	Guía Tec.	Guía Tec.	Diagonales Equivalente (3)	UNIF.

Para recordar los cambios en cada uno de los casos de análisis se muestra en la tabla 7.2 un resumen de las modificaciones que se observó causaron más cambio en los resultados hechas a cada modelo.

En las tablas 7.3 y 7.4 se muestran los factores de inercia utilizados para muros de mampostería, muros de concreto, vigas y columnas.

Tabla 7.3

Factor de reducción inercial por agrietamiento		
Casos	Muro de mampostería	Muro de concreto
Caso 1	1	1
Caso 2	0.5	0.5
Caso 3	0.5	0.5
Caso 11a	1	1
Caso 11b	1	1
Caso 12	0.5	0.5
Caso 13	0.5	0.5
Caso 14	0.5	0.5
Caso 15	0.5	0.5

Tabla 7.4

Factor de reducción inercial por agrietamiento			
Casos	Columnas		vigas
	Eje 2-2 (Transversal)	Eje 3-3 (longitudinal)	Eje 3-3 (longitudinal)
Caso 1	1	1	1
Caso 2	0.7	0.7	0.5
Caso 3	0.7	0.7	0.5
Caso 11a	1	1	1
Caso 11b	1	1	1
Caso 12	0.7	0.7	0.5
Caso 13	0.7	0.7	0.5
Caso 14	0.7	0.7	0.35
Caso 15	Piso5	Piso 5	
	0.3	0.3	0.3
	Piso 4	Piso 4	
	0.3	0.3	0.3
Caso 15	Piso 3	Piso 3	
	0.35	0.35	0.3
	Piso 2	Piso 2	
	0.42	0.42	0.3
Caso 15	Piso 1	Piso 1	
	0.44	0.44	0.3

Nota: El factor para el caso 15 varía en función de la carga axial aplicada. Según el ACI-369

7.1 Modelo Original, (Previo al refuerzo)

En la (figura 7.1.1) se muestran los periodos obtenidos para todos los casos y se observará que influencia tiene en las demandas que se obtienen con los distintos espectros:

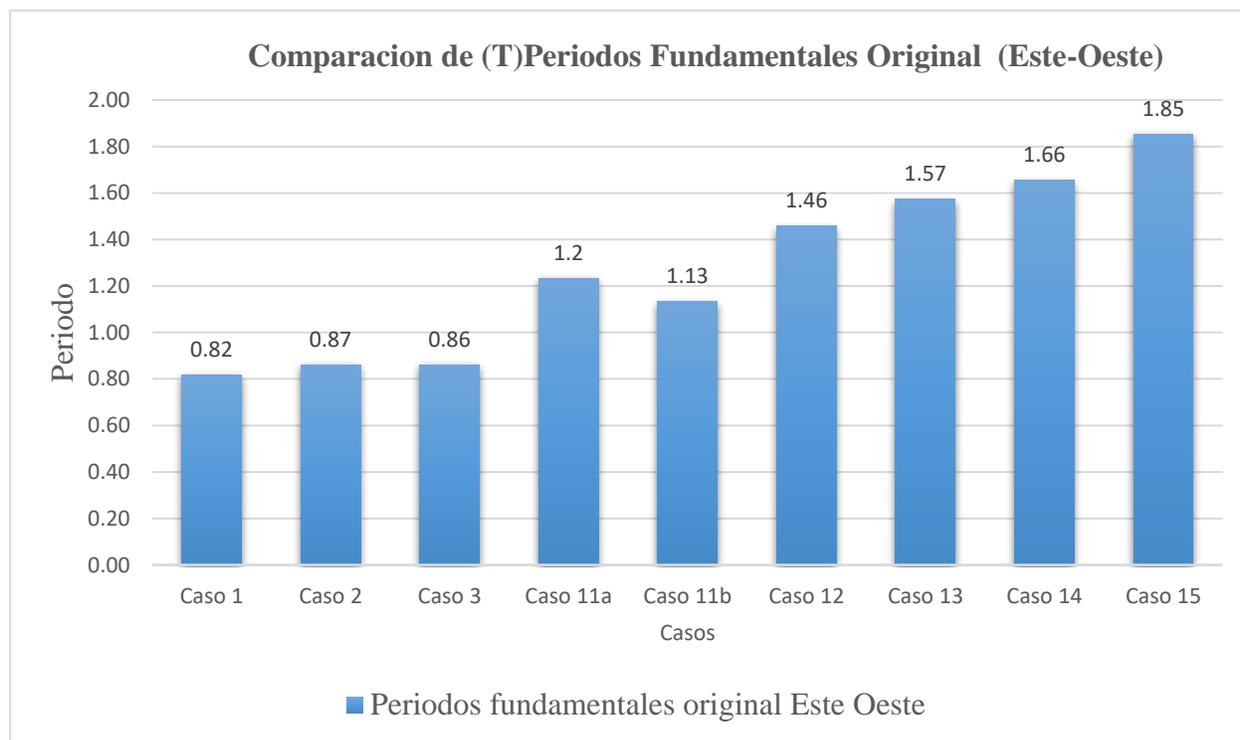
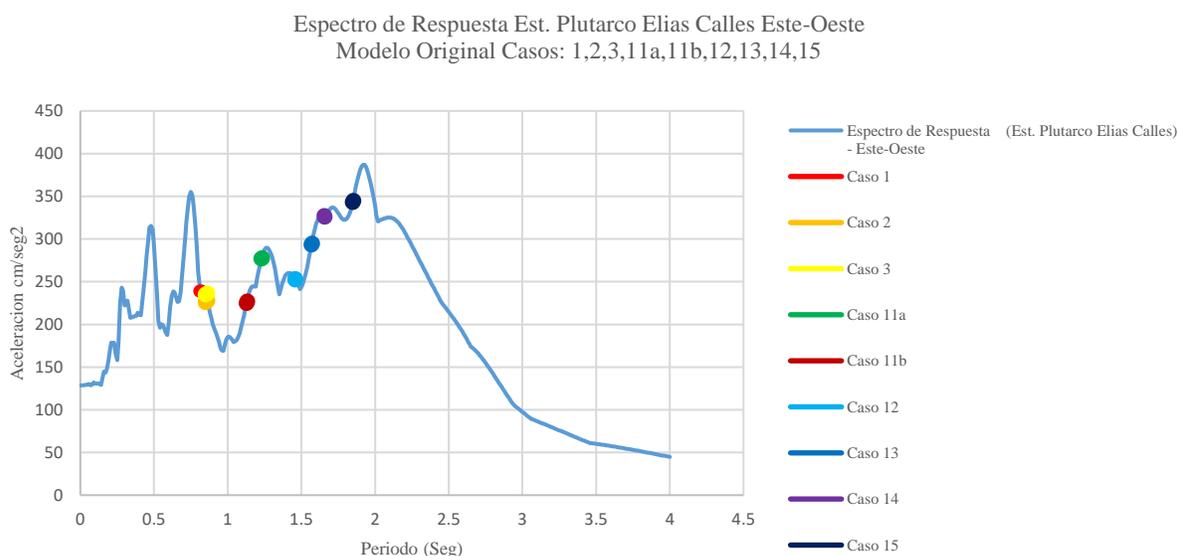


Figura 7.1.1: Periodos fundamentales en la dirección del modo donde se espera se presenten los desplazamientos mayores.

Se observan los cambios tan grandes en los periodos entre los modelos extremos de análisis. El periodo más pequeño, en dirección Este-Oeste fue de 0.82s (modo 1) para el caso 1 donde se utilizó solo normativa mexicana e inercia bruta. El periodo mayor en dirección Este-Oeste fue de 1.85s para el caso 15, en este modelo se utilizaron los factores de agrietamiento de la norma ACI-369 utilizada para edificios existentes. El incremento de periodo es de 125.6% en los casos extremos.

Al comparar estos periodos con el espectro de respuesta de la estación seleccionada la aceleración espectral modal asociada para el caso 1 es de 239.2 cm/seg², mientras que la aceleración espectral asociada para el caso 15 es de 344.79cm/seg², es decir, se tiene un incremento en las aceleraciones del 44.1%. Como se puede ver esta diferencia es importante, causada principalmente por la alta sensibilidad de modelado, y por el cambio de las propiedades entre cada modelo.

En la figura 7.1.2 se puede apreciar la variación de los distintos modelos sobre el espectro de respuesta de la estación seleccionada (Plutarco E. Calles) en los casos previos al refuerzo en la dirección transversal.



Los cambios observados en el espectro de respuesta son grandes, y se ve fácilmente debido a que proviene de un registro real donde las aceleraciones cambian mucho. Caso contrario en los espectros de diseño donde surgen a partir de cientos de registros donde lo que representan es una especie de envolvente mayorada a todas las aceleraciones registradas hasta el momento de creación de dicho espectro de diseño, las aceleraciones van incrementándose de manera controlada, hasta donde las aceleraciones de todos los espectros comienzan a reducirse y llegar a un punto donde las aceleraciones dejan de producir fuerzas considerables.

Esta simplificación ocasiona que las aceleraciones presentes para cada modelo realizado no cambien con la misma frecuencia, aunque el valor del periodo sea muy diferente, esto se puede observar en la (figura 7.1.3), donde se muestran las demandas correspondientes al espectro de diseño del reglamento de 1976. Tomando los valores de periodo fundamental transversal (modo 1) en el caso 1 con 0.82s y caso 15 con 1.85s se tiene una velocidad constante de 235.44 cm/seg². No en todos los casos sucede que todos los periodos resultantes estén en la meseta del espectro y el resultado sea una aceleración constante, en la (figura 7.1.4) se muestra el mismo espectro de diseño pero ahora comparado con los periodos fundamentales longitudinales (Modo 2), donde se puede apreciar que parte de los periodos resultaron estar en la rama ascendente del espectro ocasionando que la aceleración se modifique para la mayoría de los modelos.

El periodo fundamental para la dirección longitudinal (modo 2) en el caso 1 es de 0.5s, este modelo registro la aceleración más baja con $169.4 \text{ cm}\cdot\text{seg}^2$. Para el caso 15 se registró un periodo de 0.89s, pero este modelo ya alcanzo a estar dentro de la meseta, con una velocidad de $235.44 \text{ cm}\cdot\text{seg}^2$.

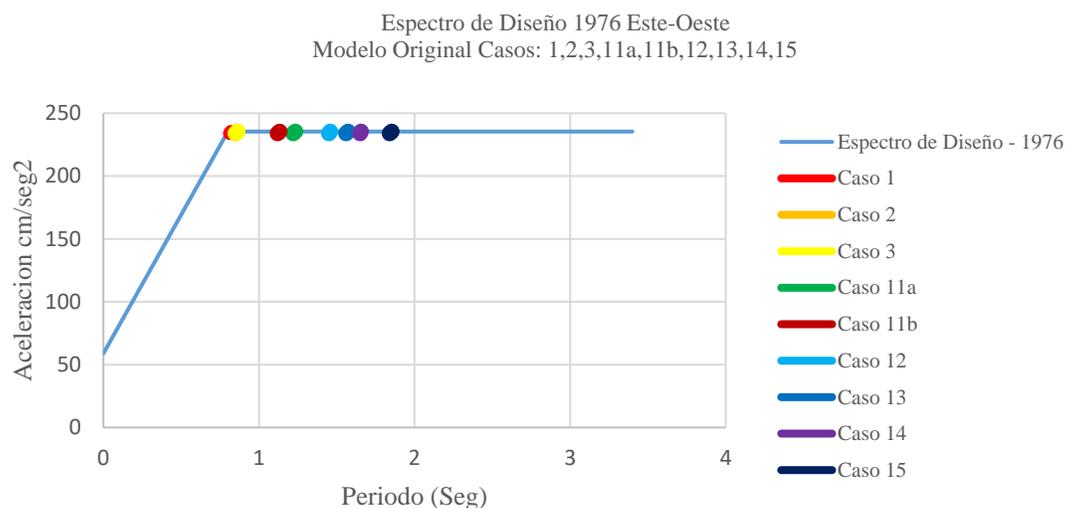


Figura 7.1.3 Casos de análisis vs Espectro de Diseño 1976 (Este – Oeste)

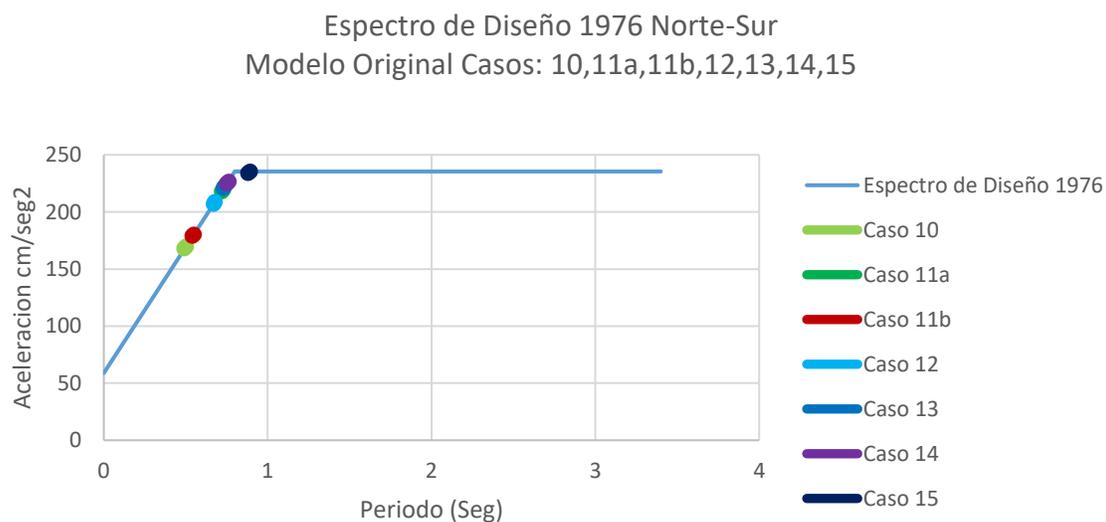


Figura 7.1.4 Casos de análisis vs Espectro de Diseño 1976 (Norte – Sur)

Para la comparación entre los periodos y el espectro proporcionado por el SASID (figura 7.1.5) también se observa que los cambios en las aceleraciones son menores. Tomando los periodos en dirección transversal (modo 1) se observa que el valor de aceleración más pequeño registrado para el caso 1 es de 206 cm/seg^2 y para el caso 15 con 202 cm/seg^2 . También se observa que este espectro se modificó comparado con el de 1976 debido a la actualización de los registros utilizados en su creación.

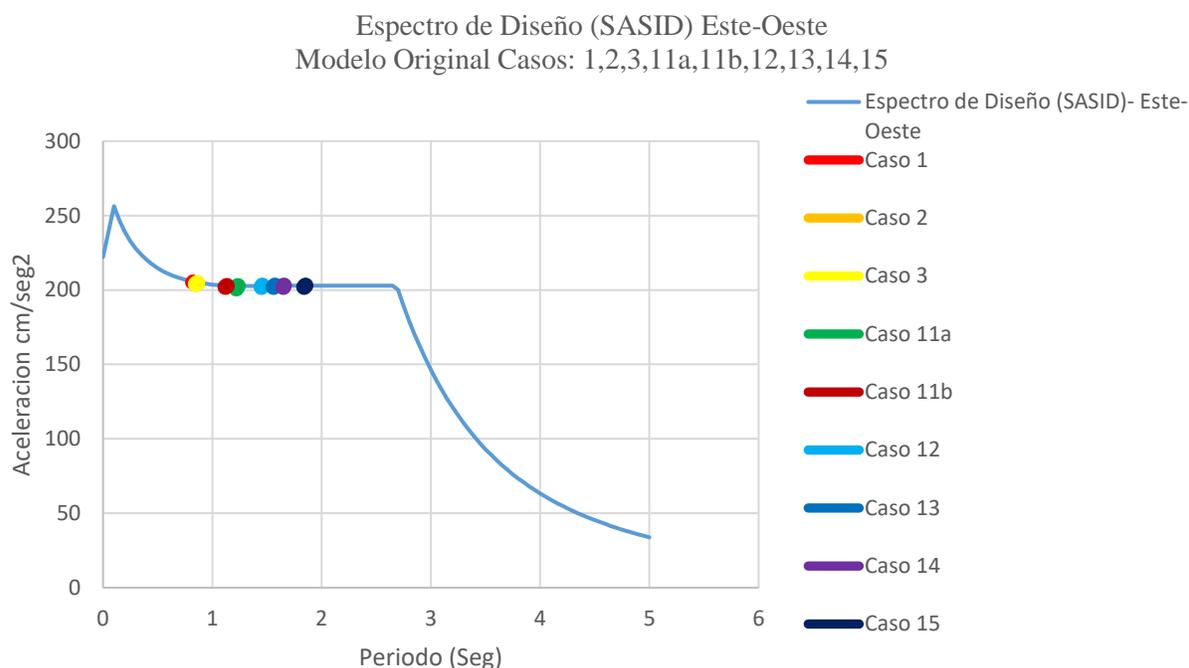


Figura 7.1.5: Casos de análisis vs espectro SASID.

Se observa que con los espectros de diseño no se produce una diferencia en la demanda, dado que casi en todos los casos, los periodos quedan en la zona de meseta del espectro. Sin embargo, en otros edificios puede que los periodos queden en la zona creciente del espectro o en la zona descendente.

7.2. Modelo Reforzado

Como ya se comentó el edificio en análisis se reforzó posterior al sismo de 1985, por lo tanto, el modelo mostrado previamente no muestra las aceleraciones presentes durante el sismo de 2017 en el edificio actual, pero nos sirve como precedente para observar si las modificaciones hechas al mismo lograron tener un cambio positivo en dichas aceleraciones. Ahora realizaremos el mismo análisis que en los modelos originales previos al refuerzo para los modelos reforzados y observar los cambios producto de dicho refuerzo sobre los periodos fundamentales donde se espera se presenten los desplazamientos mayores y las aceleraciones espectrales asociadas.

Con el refuerzo aplicado al edificio se redujo el periodo principalmente por los muros de concreto aplicados y por el incremento en las secciones de viga y columna debido a que estas modificaciones incrementaron la rigidez del edificio, por esto, cambian los periodos, lo que finalmente conlleva a aceleraciones espectrales asociadas al modo totalmente diferentes. También se observó que para los modelos reforzados el cambio tan fuerte provocó que los periodos asociados al modo 1 en lugar de presentarse en la dirección Este-Oeste (Transversal) ahora se presentan en dirección Norte-Sur (longitudinal). Los periodos presentes para los modelos reforzados se presentan en la (figura 7.2.1).

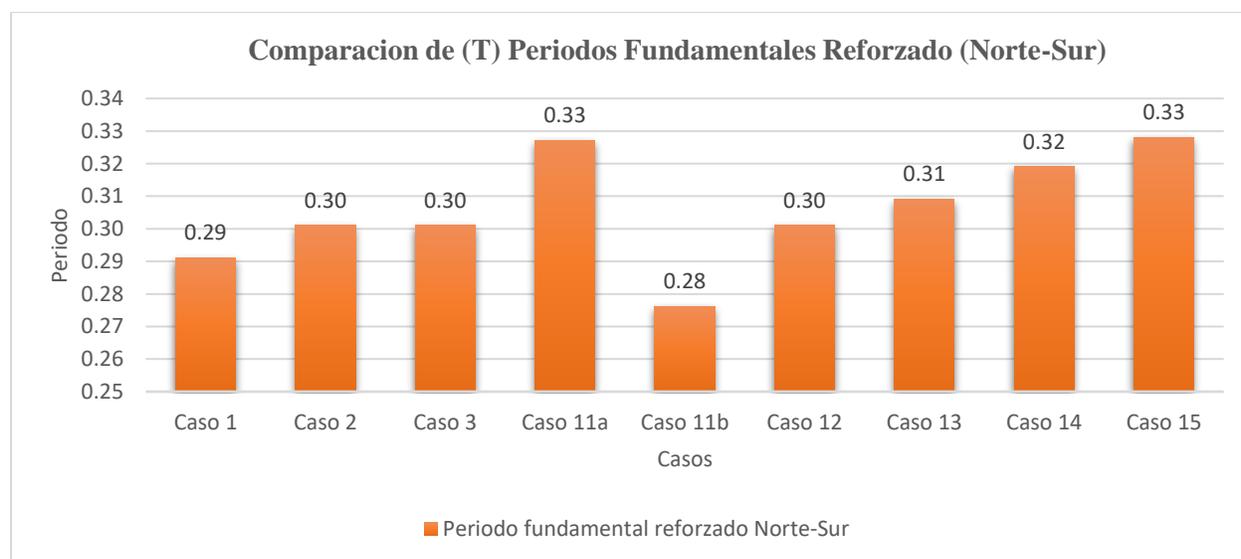


Figura 7.2.1: Periodos obtenidos para modelos reforzados Norte sur (transversal) modo 1.

Se observa una reducción en los periodos producto del refuerzo, la diferencia entre cada modelo es menor, por lo tanto, también nos damos cuenta que entre más flexibles los modelos mayores la diferencia de resultados.

En la (figura 7.2.2) se puede apreciar la variación de los periodos en los distintos modelos de los edificios reforzados, con las mismas consideraciones de análisis que para los modelos sin refuerzo sobre el espectro de respuesta del 19 de septiembre del 2017.

Al igual que para los modelos previos al refuerzo solo se presentarán los casos extremos y se compararán los cambios que existen entre ellos. En dirección Norte-Sur se obtuvo para el caso 1 un periodo de 0.29s (modo 1) y una aceleración de 272.6cm/seg², para el caso 15 un periodo de 0.33s (modo 1), y una aceleración espectral de 155.6 cm/seg² presentando un porcentaje de cambio en los periodos de 13.8% y para las aceleraciones un 43% respecto de la aceleración más pequeña.

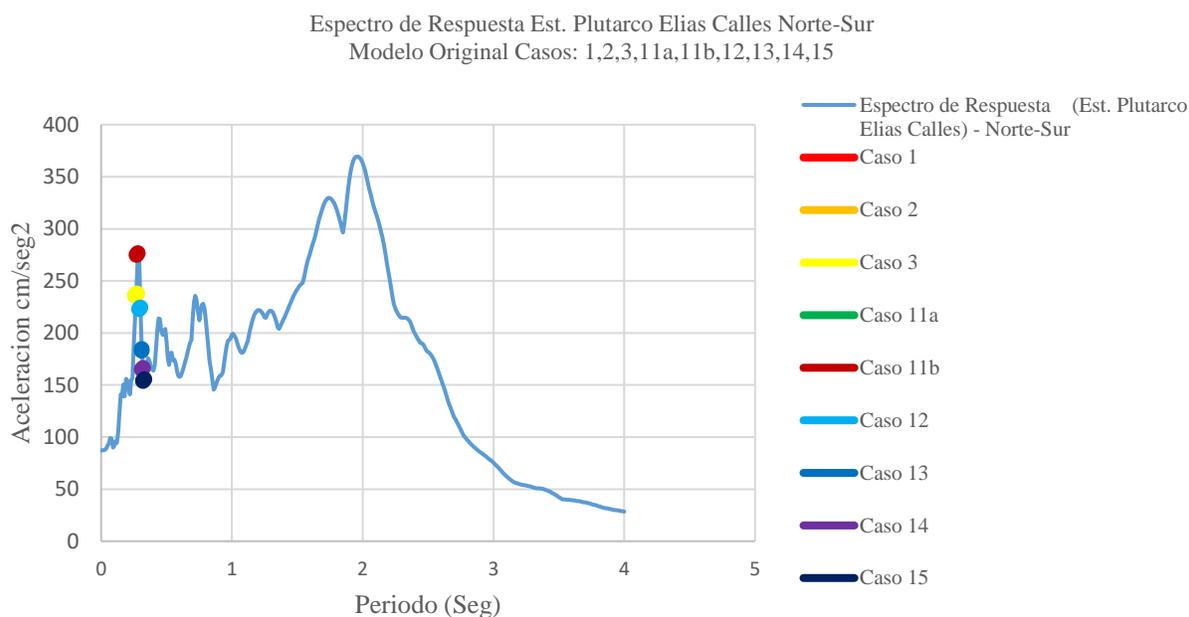


Figura 7.2.2: Casos de análisis vs espectro SASID.

Ahora se compararan los cambios en el espectro de diseño de 1976 (Figura 7.2.3) y el espectro de diseño de 2017 proporcionado por el SASID al igual que para los modelos sin refuerzo. Se observa la misma demanda para todos los periodos ya que los valores de periodos casi no se modificaron. Todos los casos tienen practicamente la misma aceleración, entre 118.5 a 125.3 cm/seg^2 en el caso del espectro de diseño de 1976, y 214 a 218 cm/seg^2 para el espectro del SASID.

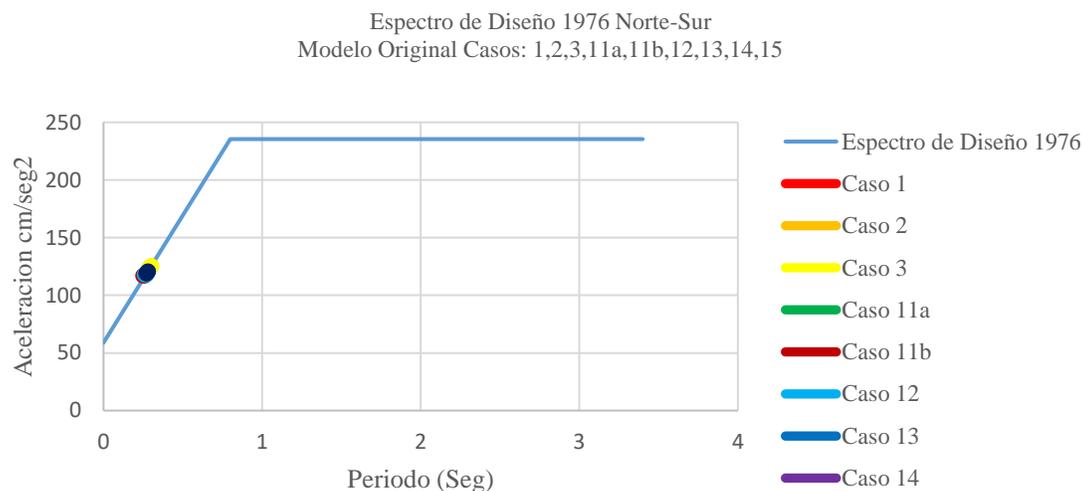


Figura 7.2.3: Casos de análisis reforzado vs Espectro de diseño (1976).

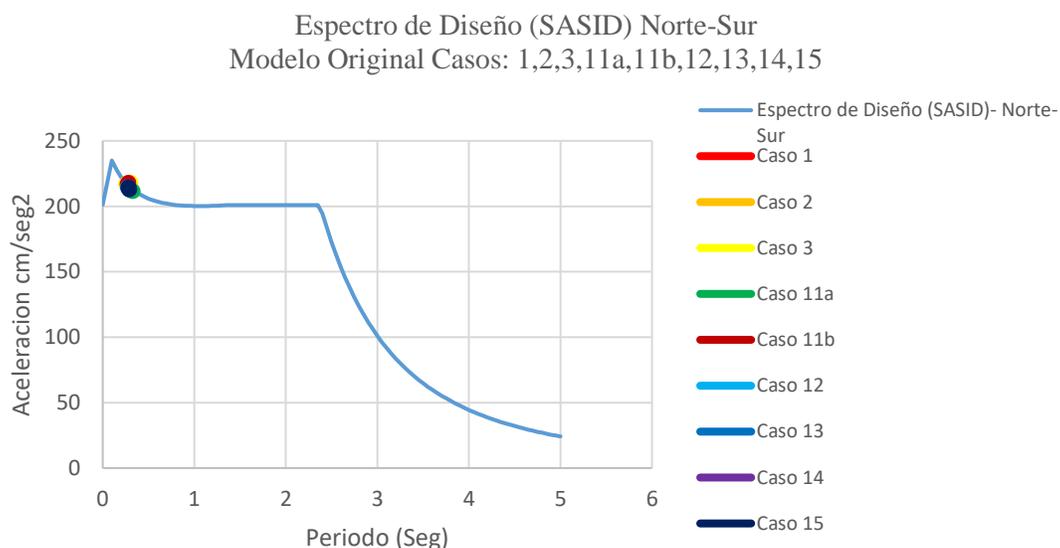


Figura 7.2.4: Casos de análisis reforzado vs Espectro de diseño SASID.

Como ya se sabe un modelo matemático no representa lo que realmente sucede en un edificio real, pero nos da una idea cercana a lo que podría ocurrir, depende de los criterios tomados que tan cerca se puede estar, el punto principal de esta investigación es justo ese, evaluar las diferencias que se producen con los distintos modelos. Se puede apreciar que en los casos presentados la alta

rigidez producto del refuerzo ayudo a reducir la diferencia mostrada en los modelos originales. También se observó que los porcentajes de cambio entre los valores de periodo y aceleración pueden parecer insignificantes cuando se comparan con un espectro de diseño, pero al momento de compararse con un espectro obtenido de un registro real, estas diferencias crecen y se hacen importantes.

7.3 Análisis de los desplazamientos en los modelos original y reforzado

La flexibilidad del edificio se modificó, lo que se traduce a que los desplazamientos máximos en dirección del Modo 1 se presenten ahora en la dirección Norte-Sur y no en Dirección Este-Oeste como originalmente se observó para el caso sin refuerzo, este fenómeno se presentó en todos los modelos reforzados. Este cambio sugiere que el refuerzo aplicado se pensó para que los desplazamientos esperados mayores se presenten en la dirección menos desfavorable del edificio (longitudinalmente).

Para observar esto se presenta en la (figura 7.3.1) los desplazamientos máximos del último piso resultado de aplicar una combinación de carga donde se toma en cuenta las cargas gravitacionales y se aplica en el edificio el espectro de diseño original de 1976 en dirección Norte-Sur y Este-Oeste en los modelos del caso 1 en condiciones sin refuerzo y con refuerzo aplicado. El desplazamiento mayor para el caso original fue en dirección Este-Oeste y para el modelo reforzado en dirección Norte –Sur.

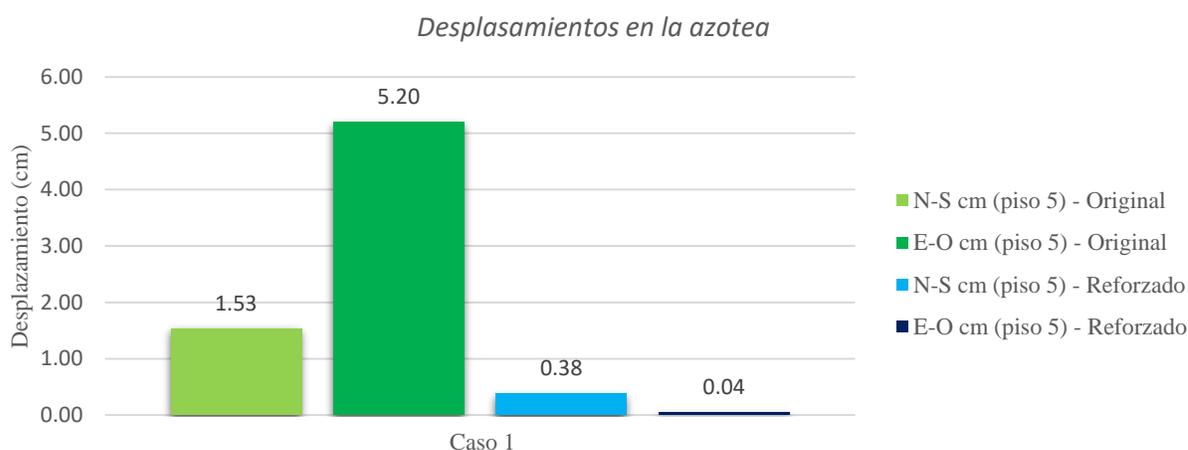


Figura 7.3.1: Cambio producto del refuerzo aplicado

Con el refuerzo aplicado se logró modificar el comportamiento del edificio logrando reducir los efectos de torsión, así como modificar el comportamiento. La reducción del desplazamiento presente comparando como ejemplo los casos extremos caso 1 (sección con inercia bruta) en los

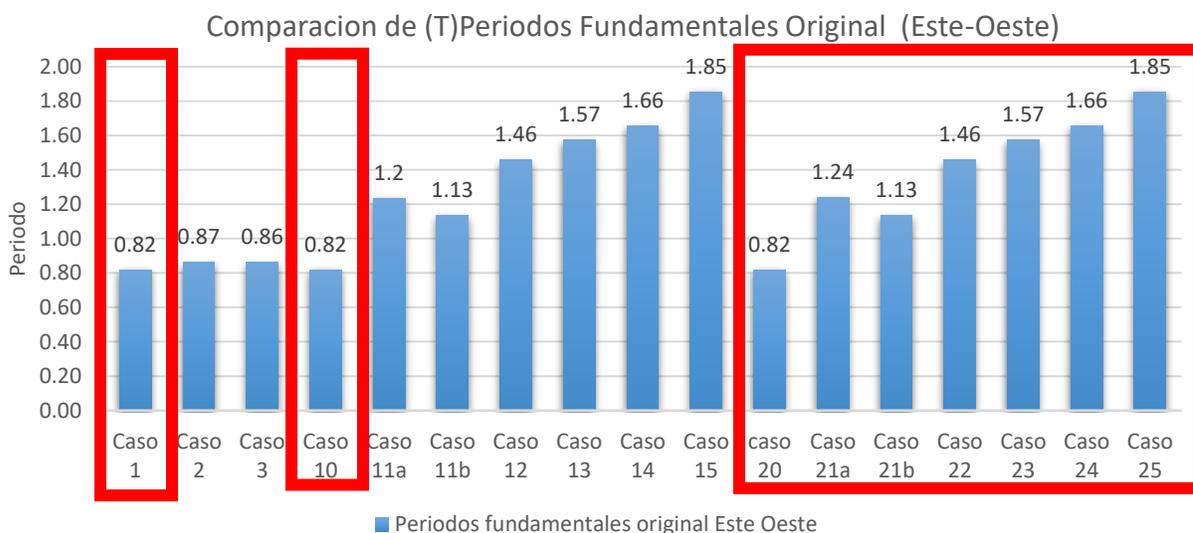
modelos original y reforzado, caso 25 (sección con factores de reducción de inercia ACI-369) también en sus modelos original y reforzado fue el 94.2% para el caso 1 y de 98% para el caso 25. Por los resultados obtenidos se intuye que el reforzo propuesto en 1985 derivó en resultados muy favorables para el edificio pues se logró correr el periodo en la dirección más desfavorable (Este-Oeste) a una zona espectral donde se tienden a presentar aceleraciones más pequeñas, y se comprueba por que para este sismo del 19 de septiembre del 2017 este edificio se comportó de mejor manera y solo se necesitaron mejoras menores y pudo seguir en funcionamiento, lo cual es muy importante dado que se trata de una central telefónica y la interrupción del servicio trae consecuencias muy negativas.

Con este análisis quedo claro los cambios tan importantes que surgen al tomar distintas decisiones en la creación de modelos representativos tridimensionales y la falta de análisis de este problema puede parecer pequeño en algunos casos, como en el edificio reforzado, pero hay casos como en el modelo previo al reforzo con una rigidez menor y estas diferencias crecen bastante.

7.4 Efectividad del reforzo aplicado

Con el fin de verificar que tanta efectividad tuvo el reforzo aplicado se revisaran los periodos en dirección este-oeste y norte-sur mediante una comparación entre los periodos en los modelos originales y reforzados obteniendo un porcentaje de cambio entre ellos, ya que con este porcentaje de cambio en el periodo puede tomarse como referencia para ver en qué casos de análisis es más efectivo el reforzo aplicado. Entre mayor es el porcentaje, menos efectivo fue el reforzo en ese modelo. Ahora se presentarán todos los casos propuestos en el programa “Resiliencia Sísmica” en dirección Este-Oeste, se puede observar claramente en la (figura 7.4.1) que los casos 20 a 25 y el

Figura 7.4.1 Periodos Modo 1-Original



caso 1 y 10 se repiten, pero a cada uno se aplica diferente espectro (los periodos encerrados con el recuadro rojo). En la figura 7.4.2 se pueden apreciar los periodos en la misma dirección (Este-Oeste) pero para los modelos reforzados con los que se compararán los periodos obtenidos de los modelos previos al refuerzo.

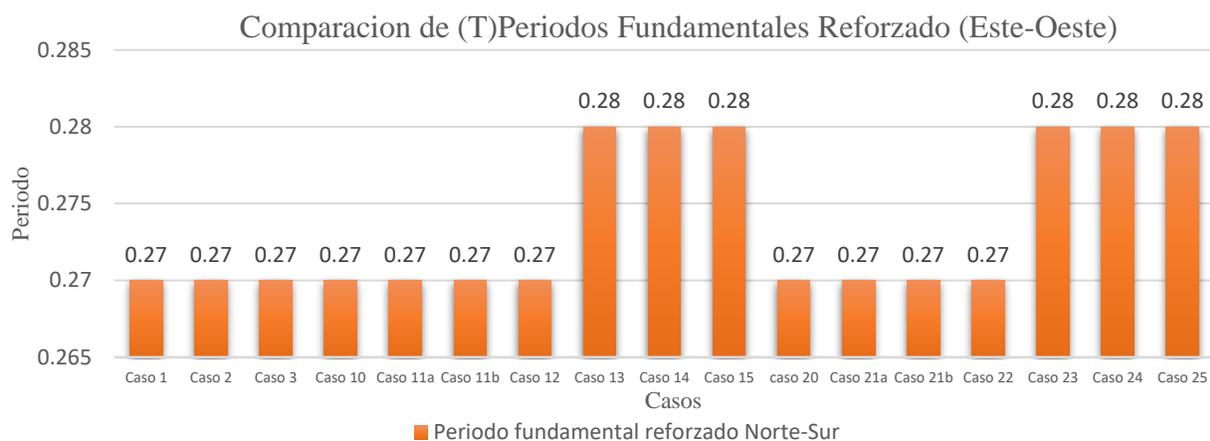


Figura 7.4.2: Periodos modo 1, modelos reforzados

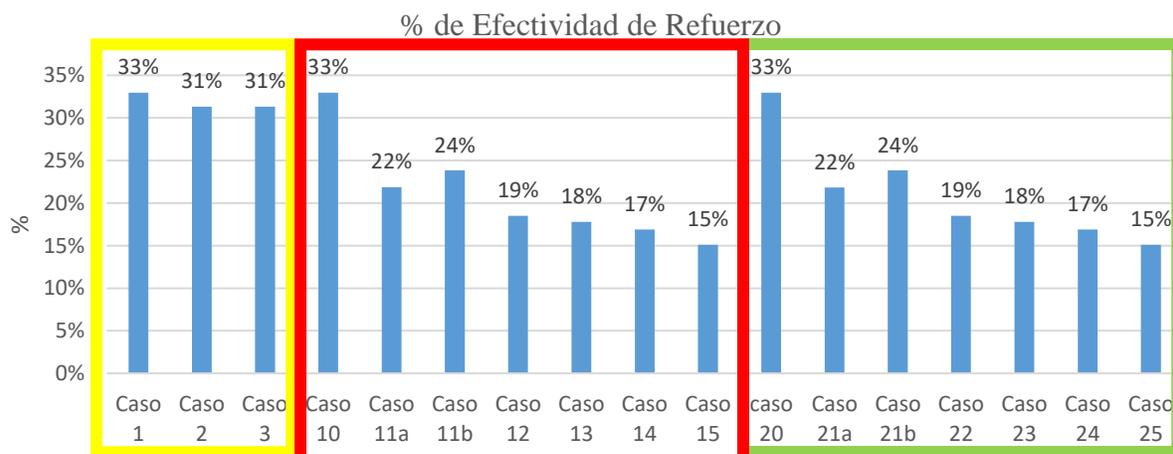


Figura 7.4.3: Porcentaje de efectividad del refuerzo aplicado Este - Oeste

En el recuadro amarillo se aplica el espectro de diseño de 1976, con el recuadro verde el espectro del SASID y con el recuadro rojo el registro del 19 de septiembre del 2017.

Los periodos presentes en dirección transversal se redujeron bastante debido al refuerzo, se observa que en especial se buscó reducir los desplazamientos en la dirección más desfavorable Este-Oeste con el refuerzo agregado. En la figura 7.4.3 están los porcentajes de cambio en los periodos del modo donde se espera obtener desplazamientos mayores (modo 1) en casos originales se puede observar que los modelos donde no se tomó en cuenta el factor de reducción de inercia, el porcentaje siempre es mayor por lo tanto el refuerzo es menos efectivo.

En la figura 7.4.4 se muestran los periodos en dirección Norte-Sur en los modelos originales y en la figura 7.4.5 los periodos para los modelos reforzados también en dirección Norte-Sur. Se puede apreciar que para los modelos donde no se utilizaron los factores de reducción, los porcentajes también son mayores (figura 7.4.6).

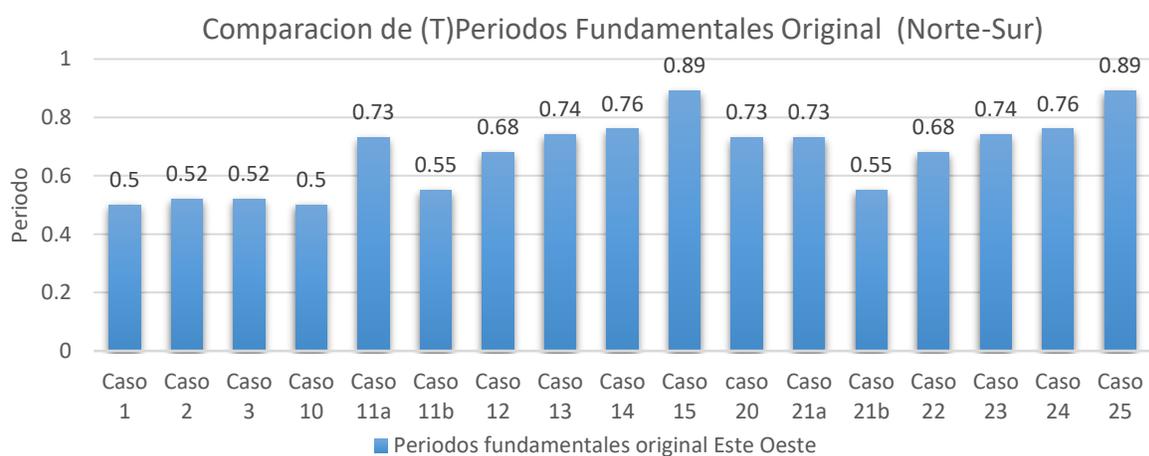


Figura 7.4.4 Periodos modo 1 - Reforzado

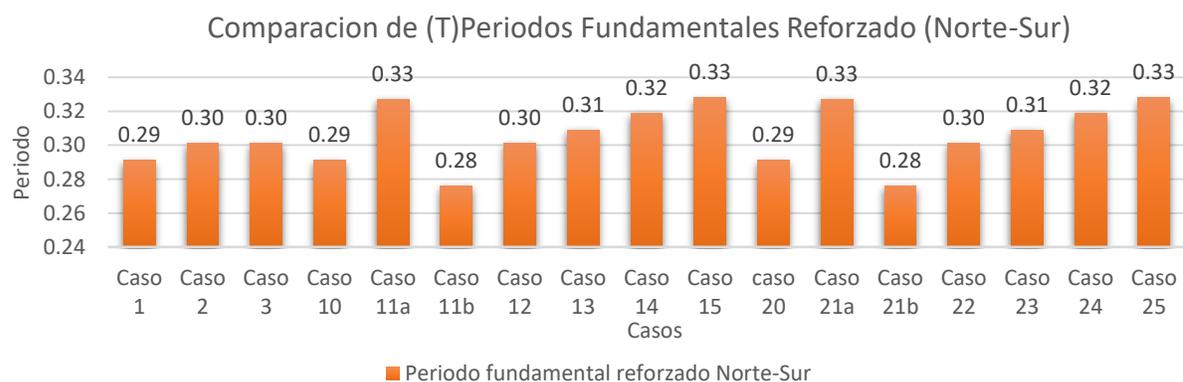


Figura 7.4.5 Porcentaje de efectividad del refuerzo aplicado Norte-Sur

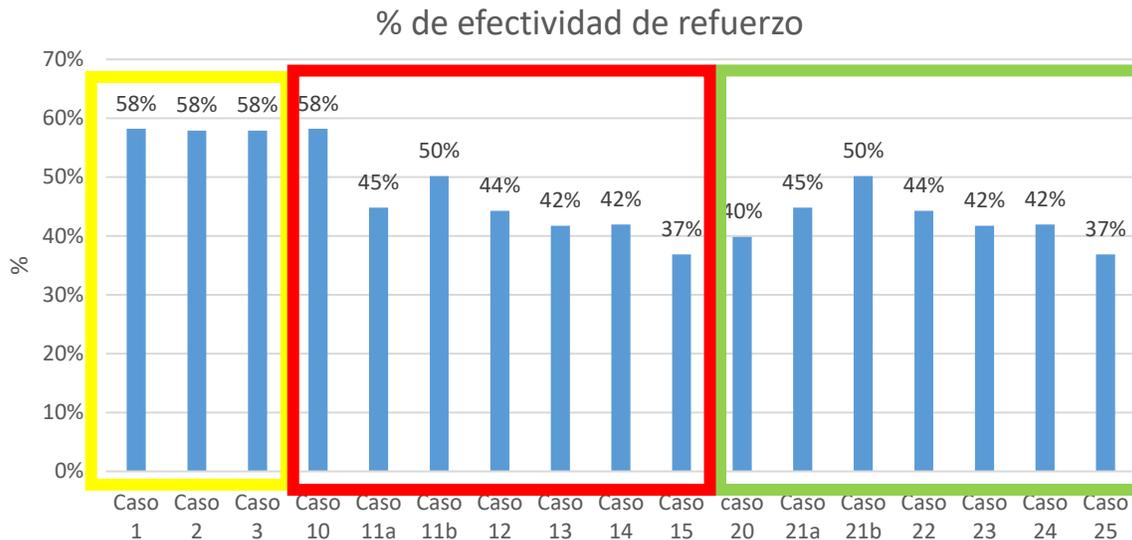


Figura 7.4.6: Porcentaje de efectividad del refuerzo aplicado Norte-Sur

Esto lleva a preguntarse cuál de estos modelos sería el correcto a utilizar. La realidad es que esto se vuelve más complejo. Ningún modelo se puede considerar erróneo, ya que todas las modificaciones y consideraciones de análisis fueron tomadas de reglamentos y normas de construcción. Cada uno de los modelos trataría de representar algún criterio seguido por algún especialista. La idea de presentar todos estos modelos es comparar, y observar las consecuencias de las distintas decisiones tomadas en cada modelo. Se observó un gran cambio entre cada uno de los modelos principalmente debido a la utilización de factores de reducción de inercia. Punto a tomar en cuenta en próximas investigaciones.

Como comparación adicional, en las figura 7.4.6 a y b se muestran los espectros elásticos de diseño proporcionados por el SASID utilizados, estos espectros se redujeron por los factores que se proponen en las normas, en este caso se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, un factor de hiperestaticidad $P = 1$ (en la dirección larga del edificio) y $p = 0.8$ (en la dirección corta del edificio) utilizando un factor por importancia para el edificio A1 y un factor de Irregularidad de 0.8, estos espectros se comparan con los espectros de respuesta obtenidos para el sismo del 19 de septiembre del 2017 en ambas direcciones de análisis. Se puede observar que en ambas direcciones las aceleraciones presentes durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 superan las aceleraciones del espectro de diseño, pero como el espectro proporcionado para el SASID considera los factores de reducción que se recomiendan en las normas para el edificio, las aceleraciones propuestas para diseño resultaron estar muy cercanas a las presentes en los modelos reforzados. Por lo que se vuelve a comprobar que los modelos matemáticos si pueden llegar a ser confiables. Pero depende de muchos más análisis poder calibrar mejor dichos modelos y nunca dejar de mejorar.

Comparacion- Espectro de Diseño (SASID) Norte-Sur y Espectro de Respuesta Est.
Plutarco Elias Calles

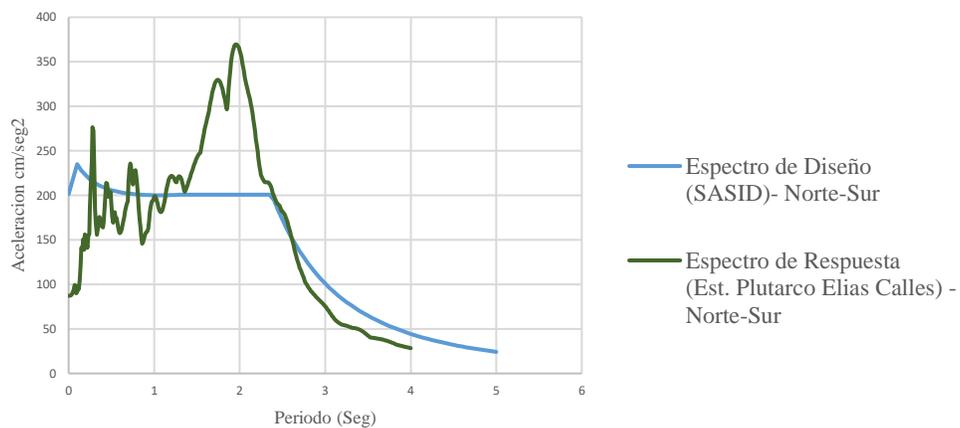


Figura 7.4.6a Comparación Entre Espectro De Respuesta Y Espectro De Diseño SASID

Espectro de Respuesta Est. Plutarco Elias Calles Este-Oeste
Modelo Original Casos: 10,11a,11b,12,13,14,15

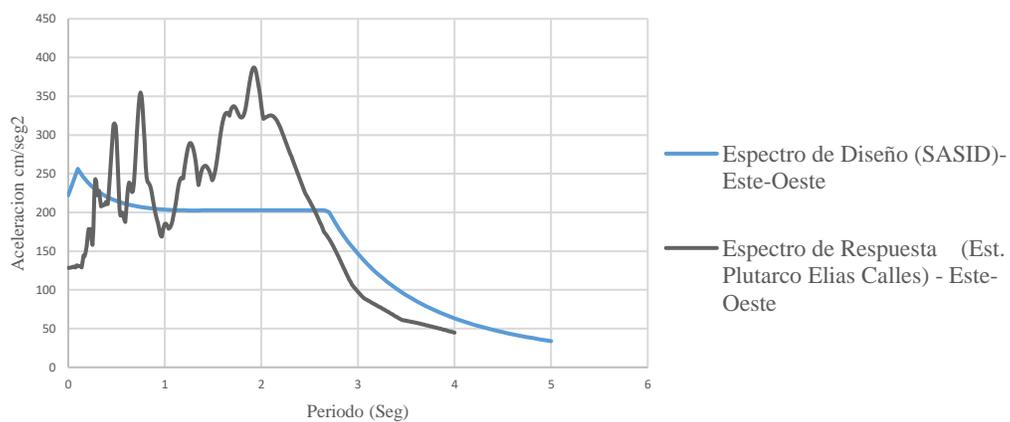


Figura 7.4.6b Comparación Entre Espectro De Respuesta Y Espectro De Diseño SASID

Capítulo 8

8.- Comparación de las respuestas para todos los casos de análisis

Ahora compararemos los efectos de las consideraciones de análisis para cada caso mediante los resultados de las derivas o distorsiones de piso para la evaluación de los desplazamientos. Estas derivas de piso son una relación adimensional entre el desplazamiento lateral que ocurre en un entrepiso y su altura, este valor nos interesa mucho porque con los valores obtenidos en los perfiles de distorsión podemos asociarlos a un grado de daño, con valores definidos en las normas se establece un límite que indica donde se deja de cumplir la condición de servicio, y otro límite que no se debe superar ya que se considera que al llegar a este valor el edificio estaría en riesgo de colapso.

Para mostrar la diferencia entre todos los casos de análisis se presentan las derivas resultantes de cada caso para los modelos originales en la figura 8.1 y para los modelos reforzados en la figura 8.2, con las combinaciones de sismo para los modelos donde se utilizan espectros de diseño (0.3sism.Y+1sism.X y 0.3sism.X+1sism.Y), mientras que para los modelos donde se utilice la estación más cercana al edificio se utilizara el espectro de respuesta en dirección Norte-Sur y Este-Oeste según la dirección en análisis. Las derivas se comparan con las distorsiones de servicio de

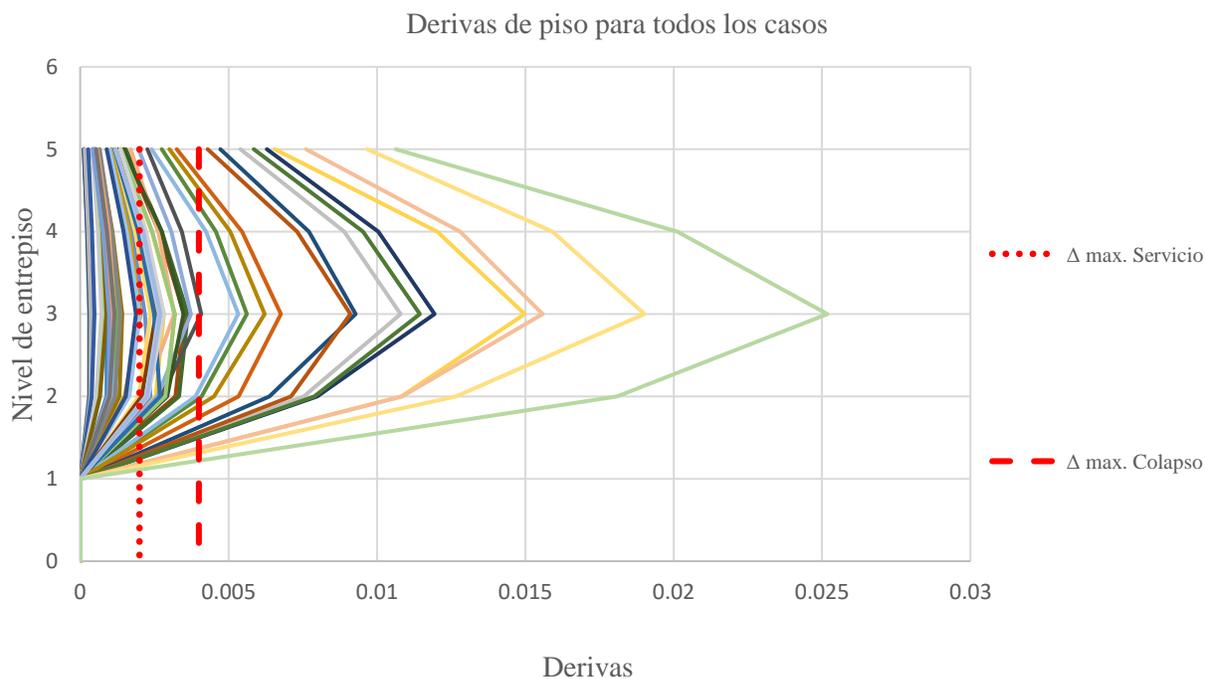


Figura 8.1: Derivas de modelos previos al refuerzo en dirección Norte-Sur y Este-Oeste

las NTC-2017 ya que estamos comparando las respuestas elásticas. Para los modelos originales también se compara con la distorsión marcada por las mismas normas para colapso y como se puede observar también se supera por mucho.

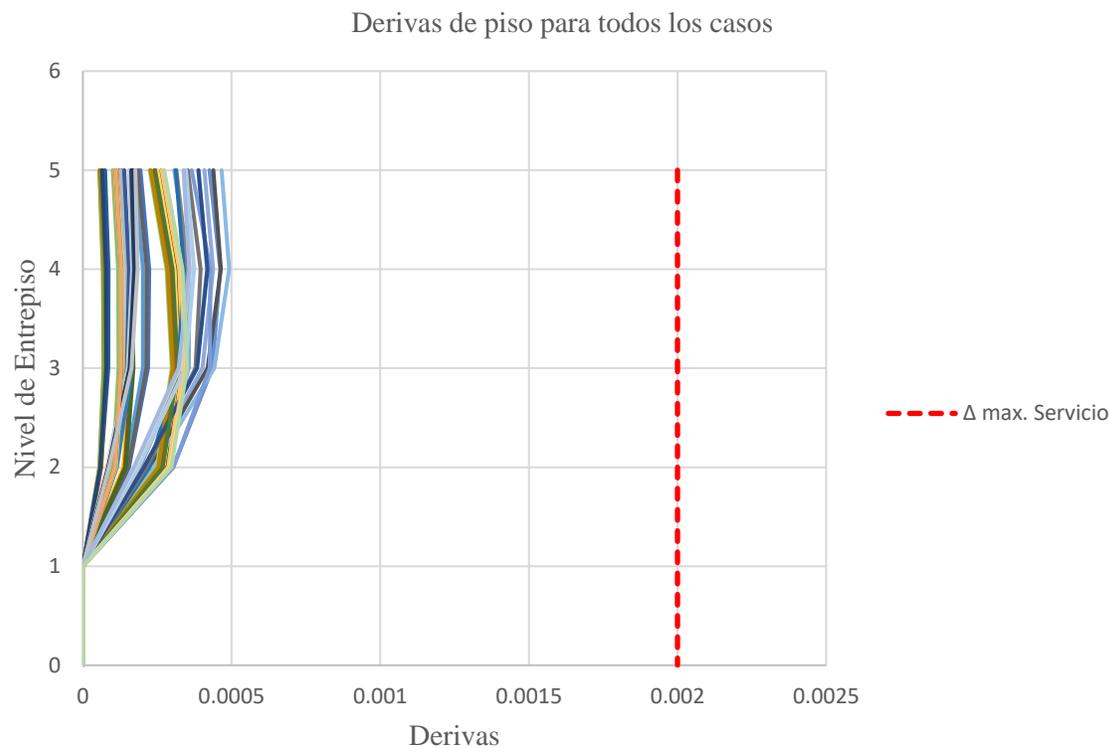


Figura 8.2: Derivas de modelos reforzados en dirección Norte-Sur y Este-Oeste

Se observa que la distorsión mayor en la mayoría de los casos se presenta en el piso 3 para los modelos originales, siendo la dirección Este-Oeste donde se presentan las derivas más desfavorables, se pueden ver diferencias importantes entre modelos, esto no solo debido al aumento de flexibilidad de cada modelo sino también por el cambio tan fuerte en el espectro, en comparación para los modelos reforzados la deriva mayor para todos los modelos se presenta en el nivel 4 principalmente, pero en dirección Norte-Sur y también se observa una reducción muy importante en las distorsiones, que en ningún caso superan el límite de distorsión de las normas, producto del cambio en la flexibilidad. Se observa que las derivas en todos los modelos original y reforzado tienen la misma forma en ambas direcciones de análisis y también se aprecia que las distorsiones de piso son muy grandes en todos los niveles de los modelos originales debido a la doble altura de cada nivel, pero esto se soluciona con el refuerzo aplicado.

Con el fin de observar mejor el impacto de los casos de análisis se tomarán los valores de distorsión para la dirección más desfavorable (este-oeste) y se obtendrá el promedio, así como el perfil de distorsión mayor y menor para los casos de modelado original y reforzado, de esta manera se puede apreciar el rango de cambio que existe entre ellos. En la figura 8.3a se puede ver el rango de cambio de los casos de análisis en los modelos originales y en la figura 8.3b de los modelos reforzados.

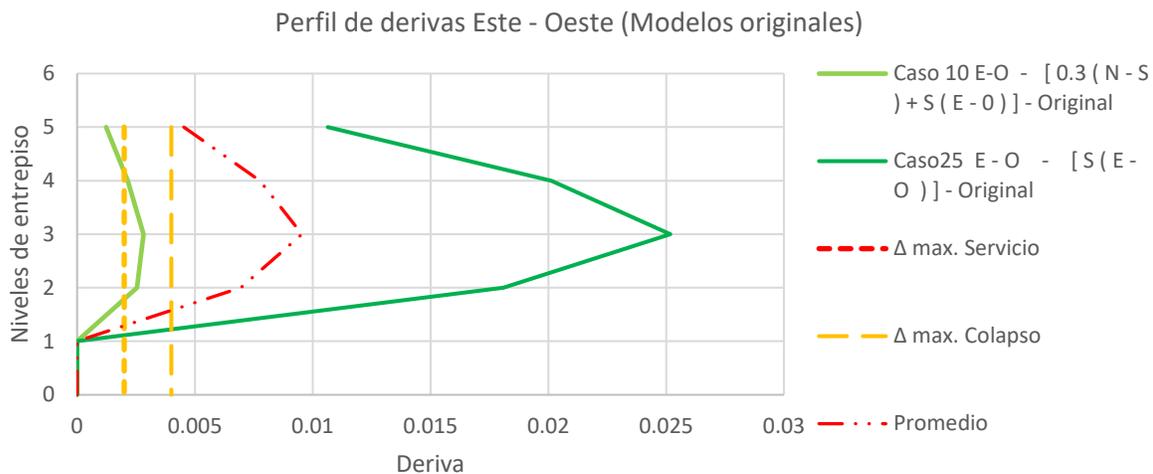


Figura 8.3a: Perfil de derivas para dirección más desfavorable, Mínimo, Promedio y Máximo.

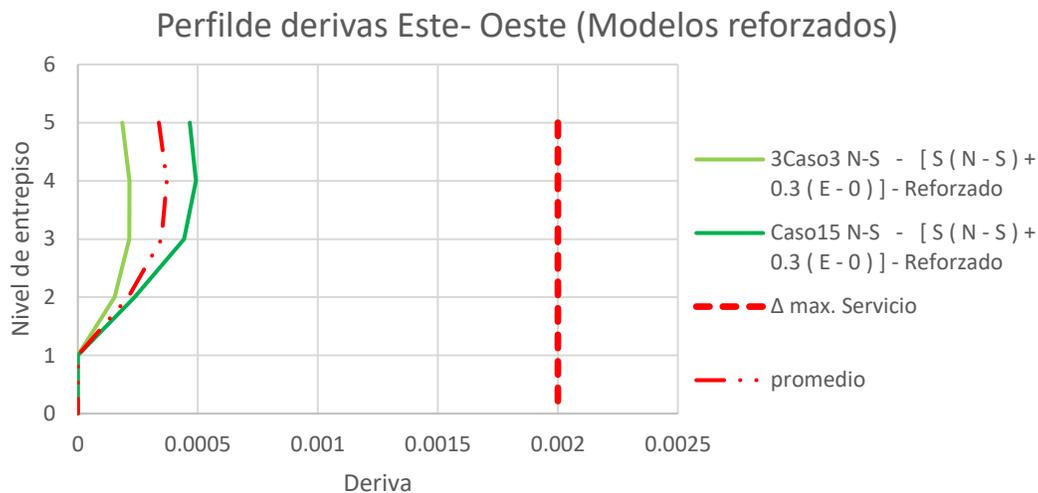


Figura 8.3b: Perfil de derivas para dirección más desfavorable, Mínimo, Promedio y Máximo.

Con el fin de observar donde se encuentran los modelos reforzados con respecto a los modelos originales se realiza una comparación entre todos los resultados (figura 8.4).

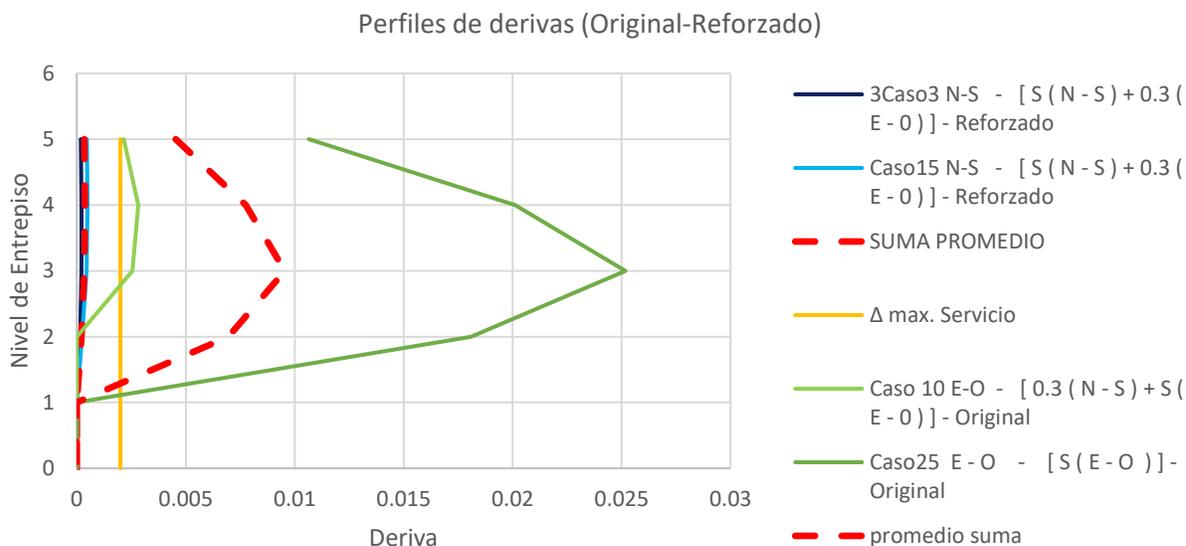


Figura 8.4 Perfil de derivas para dirección más desfavorable, Mínimo, Promedio y Máximo (Original-Reforzado)

Se puede apreciar que los cambios en los modelos reforzados se redujeron producto del aumento en la rigidez en estos modelos.

Se considera importante revisar el efecto de la interacción suelo estructura pues la rigidización que se logra con los muros se puede ver disminuida por la deformación del suelo. Si el efecto es importante, la eficiencia del refuerzo sería menor a lo que se obtiene con un modelo de base rígida. Además, el suelo en el que se ubica el edificio es muy flexible y la interacción con el suelo puede modificar de forma significativa alguno de los resultados. Para mostrar la importancia de este análisis en el capítulo 10 se toma como ejemplo el caso 1 considerando la interacción suelo estructura en la dirección más desfavorable.

8.1 Comparación de derivas para modelos con elementos placa y diagonales equivalentes.

Otra variable que se estudió, fue la forma en que se modelaron los muros de mampostería. Se utilizaron tres alternativas: elementos finitos tipo cascarón (“shell”), diagonal equivalente y tres diagonales equivalentes en cada panel. En este apartado veremos cuál es el cambio producto de la manera que se escogió para modelar los muros de mampostería del edificio.

Para el cálculo de la diagonal equivalente y las tres diagonales se recurrió a las NTC-2017, donde existen ciertas variables a definir para poder calcular la diagonal equivalente que se pueden observar en la figura 8.1.1. Estas condiciones son conocer la altura libre de entrepiso $H=4.7\text{m}$, espesor del muro $t=15\text{cm}$, material del cual está construido el muro expresando por medio del módulo de elasticidad del material $E=12000\text{ kg/cm}^2$, la longitud del muro (L) y el ángulo que forma la diagonal del muro (θ_d) con la horizontal, estas dos últimas condiciones son diferentes dependiendo del muro que se esté analizando.

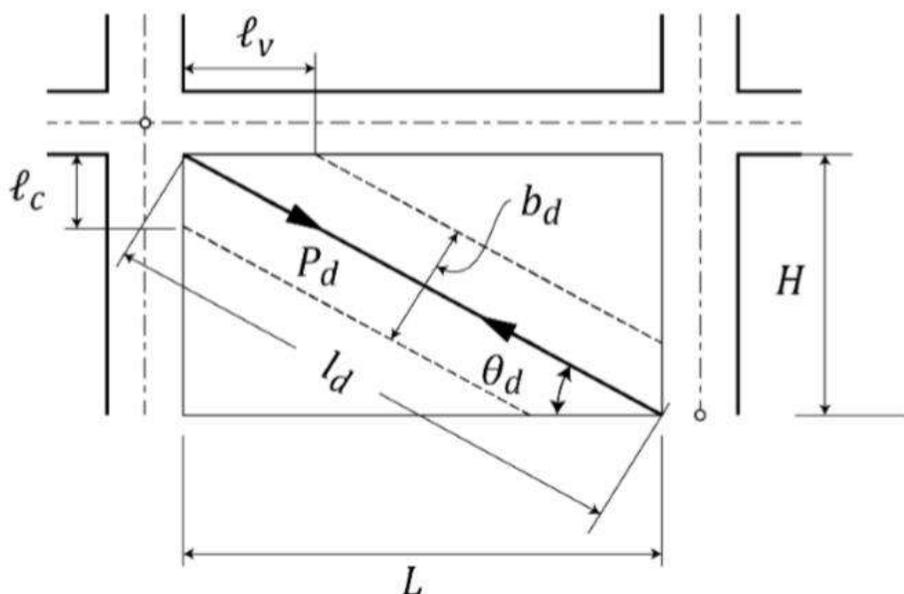


Figura 8.1.1: variables para definir diagonal equivalente NTC-2017

Estas variables sirven para ser utilizadas en las fórmulas mostradas en la figura 8.1.2, que son utilizadas para calcular las distancias l_v y l_c representadas en la imagen anterior, así como la dimensión (b_d) que es el ancho de la sección equivalente que representara al muro. Otras variables que no se definieron que están presentes en las fórmulas son: E_f = módulo de elasticidad de la mampostería E_m = módulo de elasticidad del concreto, I_c = momento de inercia de la sección transversal bruta de la columna, I_v = momento de inercia de la sección transversal bruta de la viga.

$$l_v = \pi \left(\frac{4E_f l_v L}{E_m t \sin 2\phi_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad b = \frac{1}{2} \sqrt{l_c^2 + l_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f l_c H}{E_m t \sin 2\phi_d} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Figura 8.1.2: Formulas para encontrar el ancho equivalente NTC-2017

Utilizando las ecuaciones mostradas en la figura 8.1.2, se procede a calcular el ancho de la diagonal (b_d), pero el resultado no cumple con la condición de que (b_d) tiene que ser menor que el factor $l_d/4$ donde l_d que es la longitud de la diagonal equivalente, esto ocurrió en todos los muros debido a la altura de entrepiso. Por lo tanto, se toma el valor de $l_d/4$ como el valor de (b_d) para cada muro analizado. Ahora conociendo el ancho b_d de cada muro se multiplica cada valor por el espesor del muro (15cm), obteniendo la rigidez del resorte que se definirá en Etabs. Después se procede a calcular la rigidez de la diagonal equivalente de cada uno de los muros, obteniendo valores muy parecidos para todos los muros, por lo que se utilizó un valor de rigidez para todos los muros de 4500 ton/m.

Para la creación de las tres diagonales se dividirá el área del resorte definido para cada diagonal equivalente, la manera de repartir esta área se puede ver en la figura 8.1.3, dividiendo el área de los resortes extremos entre 4, y el área del resorte interno entre 2. Obteniendo una rigidez para los resortes extremos de 1125 ton/m y 2250 ton/m para el resorte central.

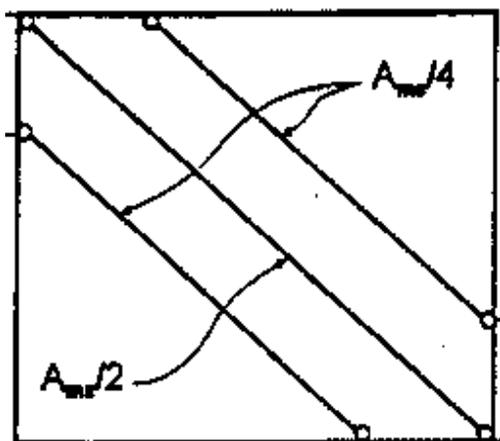


Figura 8.1.3: División del área del resorte para 3 diagonales

Es importante revisar esta manera de modelar los muros debido a que el elemento shell definido por etabs se crea automáticamente y se considera ligado a la viga o columna que lo rodean, pero la realidad es que los muros se separan de los elementos de concreto al deformarse lateralmente, como se ve en la figura 8.1.4.

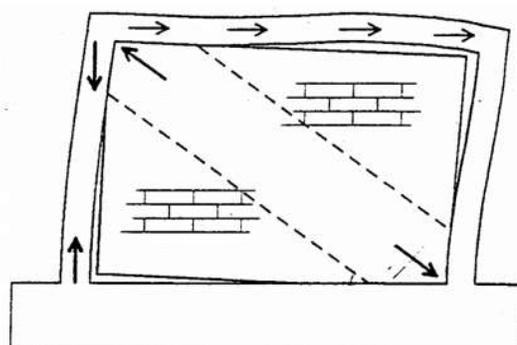


Figura 8.1.4: Comportamiento de los muros de mampostería durante un movimiento sísmico.

Con el fin de comparar los modelos con elementos placa y tres diagonales se tomó el perfil de distorsión del caso donde los muros se modelaron con elemento finito tipo cascarón (caso 10) y con 3 diagonales equivalentes (caso 11b), en la figura 8.1.4 se pueden observar los perfiles obtenidos en dirección Este-Oeste para los modelos originales, previos al refuerzo. Estos modelos utilizan la inercia bruta, ósea que no fueron afectados por ningún factor de reducción de inercia.

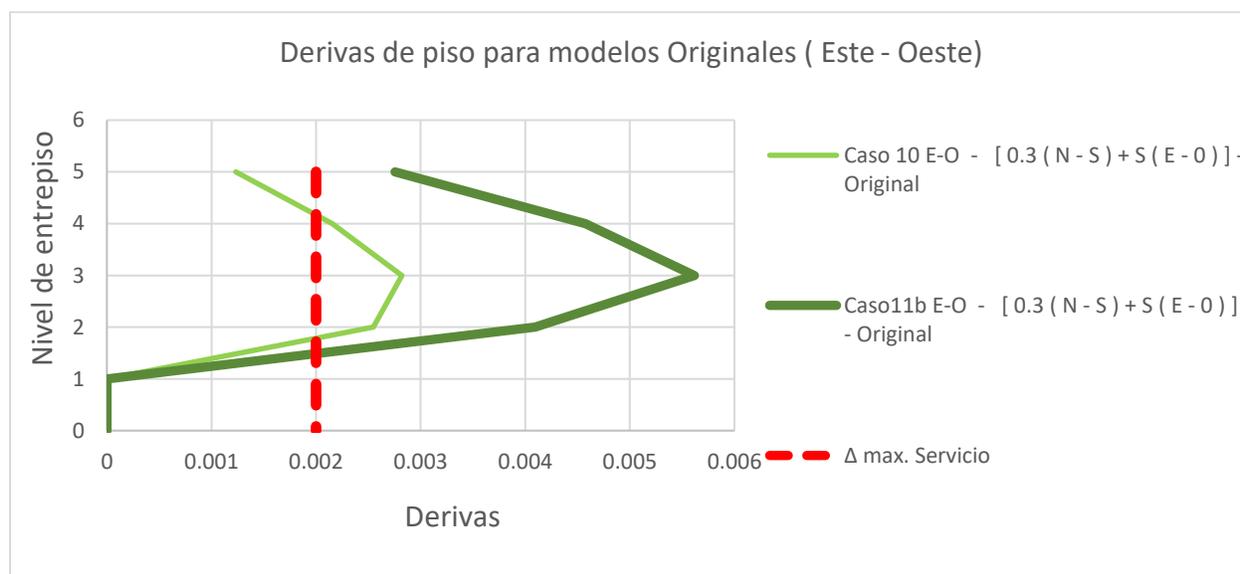


Figura 8.1.4: –Derivas que resultan con los modelos Originales de Elemento placa vs Diagonales equivalentes

Las menores derivas corresponden a los edificios donde los muros de mampostería se modelaron como elementos placa, en los modelos originales y las mayores para los edificios con 3 diagonales. Observando un cambio en la deriva máxima con respecto a la menor del tercer nivel del 100%.

Ahora vamos a comparar los perfiles de distorsión para los mismos casos (Caso 10 y 11b) obtenidos para los modelos reforzados en la misma dirección (Este-Oeste) en la figura 8.1.5. En estos modelos reforzados en dirección se obtuvo el mismo perfil de distorsiones, esto debido a que en esa dirección todos los muros de mampostería se sustituyeron por muros de concreto y no hay cambio en la configuración de distorsiones entre un modelo y otro. A continuación, se describe esto.

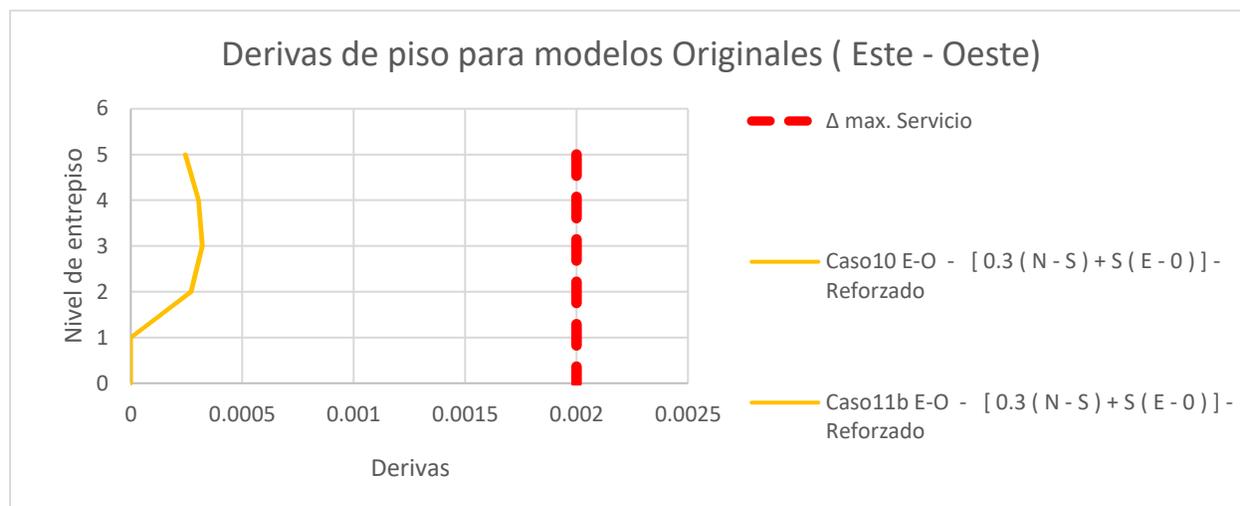


Figura 8.1.5: –Derivas que resultan con los modelos Reforzados de Elemento placa vs Diagonales equivalentes

El caso 10 fue uno de los casos donde los muros se representaron con elementos placa, en la figura 8.1.6 se puede ver el modelo para el caso 10, y todos los casos donde se modelaron los muros de la misma manera.

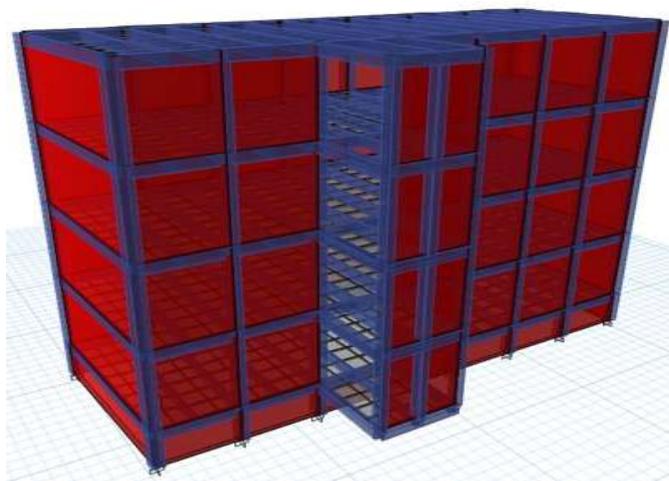


Figura 8.1.6: –Modelo con elementos placa

El caso 11b y todos los modelos reforzados que entran a esta categoría se modelaron combinando las diagonales equivalentes para los muros de mampostería y los elementos placa para los muros de concreto utilizados para refuerzo como se puede observar en la figura 8.1.6.

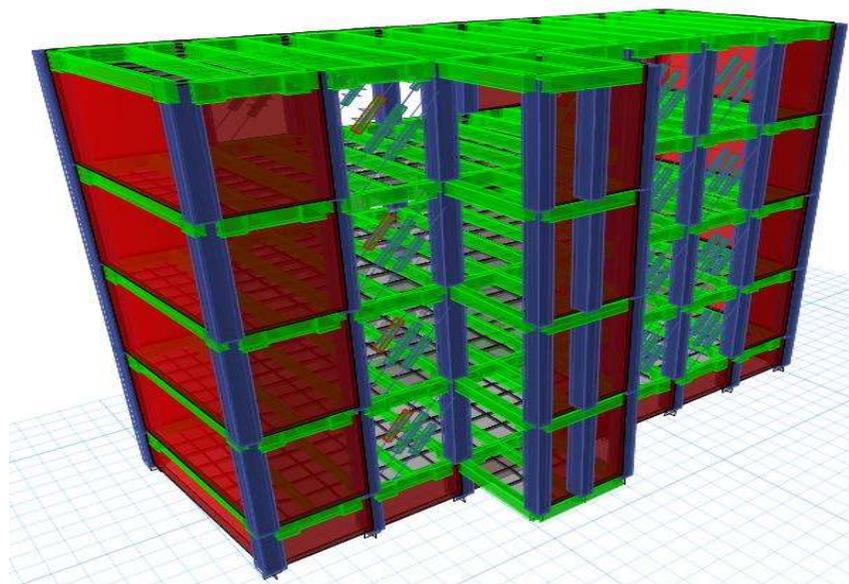


Figura 8.1.6: –Modelo reforzado

Se puede ver que la distorsión para el modelo con elementos placa se presenta una menor flexibilidad comparado con las diagonales equivalentes. Lo anterior se cumple en todos los modelos de casos originales en ambas direcciones de análisis. La razón de tal comportamiento se atribuye a que el modelo con elementos placa se encuentran firmemente conectados a lo largo de las vigas y columnas, mientras que los modelos de diagonales intentan reproducir una situación más realista, en la que los muros se despegan del marco, como ya se explicó anteriormente.

8.2 comparación de modelado de carga muerta distribuida o concentrada en el área real.

Se analiza la influencia de la forma en que se aplica la carga muerta adicional sobre la estructura. Las dos alternativas que se consideraron son las que se aplican mayormente. La primera consiste en aplicar la carga muerta adicional distribuida de manera uniforme sobre toda la losa; la otra es aplicar la carga directamente en el lugar en que gravita, por ejemplo, la carga de un muro divisorio se aplica como una carga lineal directamente en el sitio en el que se ubica el muro. Se considera que la posición de las cargas tiene mucho que ver en el diseño de edificios, ya que dependiendo de la manera en que se distribuya, puede causar respuestas diferentes en la estructura debido a la excentricidad que puede producir la distribución real de cargas y afectar resultados en los desplazamientos, derivas y elementos mecánicos.

En este caso, el edificio es una central telefónica y cuenta con equipos cuyo peso es $300\text{kg}/\text{cm}^2$. Con el fin de tomar una mejor decisión en el modelado de las cargas producto de los equipos de comunicación resguardados en el edificio en análisis se propusieron los casos 2 y 3, donde se pretende observar el cambio de las respuestas del edificio al tomar las cargas distribuidas en toda el área del piso donde se encuentran los equipos telefónicos y hacer la distribución del peso sólo

donde se encuentra dicho equipo. En la figura 8.2.1 se puede observar los cambios en los perfiles de distorsión al tomar estas decisiones en la dirección más desfavorable para los modelos original y reforzado. Se observó un incremento del 3.5% en el valor de deriva más grande de estos dos casos (modelos originales), dicho cambio resultó en un cambio pequeño para este edificio y distribución de carga.

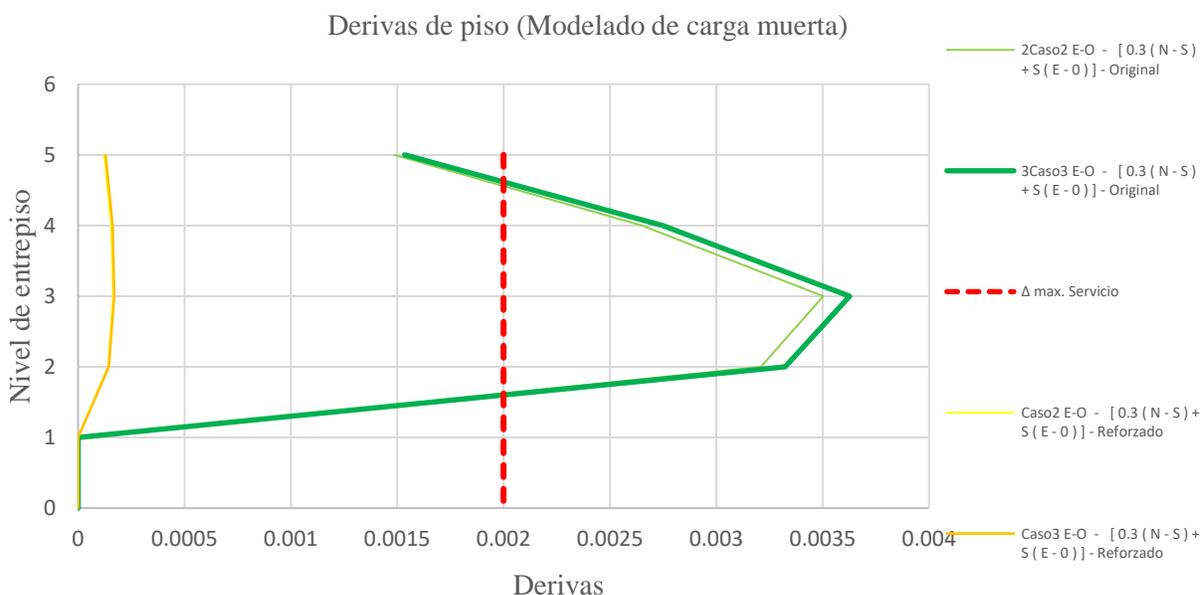


Figura 8.2.1 Cambios en los perfiles de distorsión producto de la posición de la carga muerta

8.3 Comparación de modelos con secciones agrietadas y no agrietadas NTC-2017

Una forma común de considerar el agrietamiento del concreto es el de reducir la inercia bruta de los elementos mediante factores que se proponen en distintas normas. En los modelos de análisis lineal se tomará en cuenta el efecto de agrietamiento como lo propone las NTC-2017, y se compara con el modelo en el que se usa la inercia gruesa, es decir, sin reducir, también tomando en cuenta el tipo de modelado de los muros de mampostería, para los modelos sin refuerzo, y para los modelos reforzados para la dirección más desfavorable (Este-Oeste).

Tomando el caso 1 donde se toma la inercia sin ser afectada por algún factor, y el caso 2 donde sí se afecta por los factores que propone la NTC-2017, ambos casos con muros modelados como placas, se observa un incremento de 9.8% en la distorsión más desfavorable del nivel 3 respecto al modelo con sección bruta. Esto se puede ver en la figura 8.3.1

También se toma el caso 11b donde se toma la inercia bruta calculada para las diagonales equivalentes, y el caso 12 donde esta misma rigidez si es afectada por los factores propuestos por la NTC-2017, ambos casos con muros modelados con diagonales equivalentes, el factor de

agrietamiento tuvo mayor efecto, se observó un incremento del 65.2% en la distorsión más desfavorable del nivel 3 respecto al modelo con sección bruta. Esto se puede ver en la figura 8.3.1.

También se observa que para los modelos reforzados el factor de agrietamiento no tuvo gran efecto debido a que los muros de concreto colocados para el refuerzo del mismo absorben todas las solicitaciones en su mayoría (figura 8.3.2).

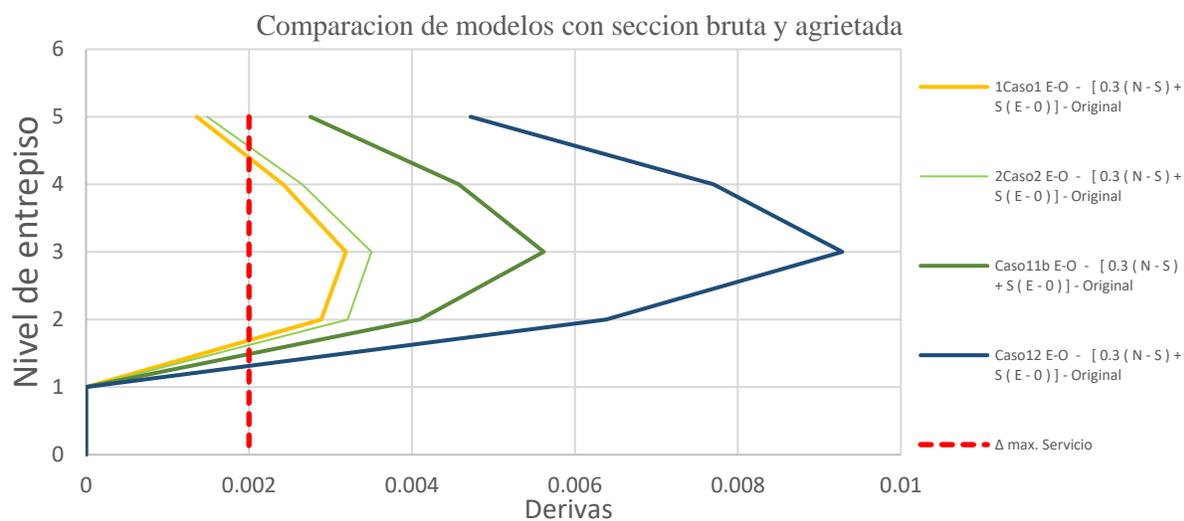


Figura 8.3.1 Distorsiones de entrepiso para los modelos no Reforzados con Sección Bruta vs Sección agrietada.

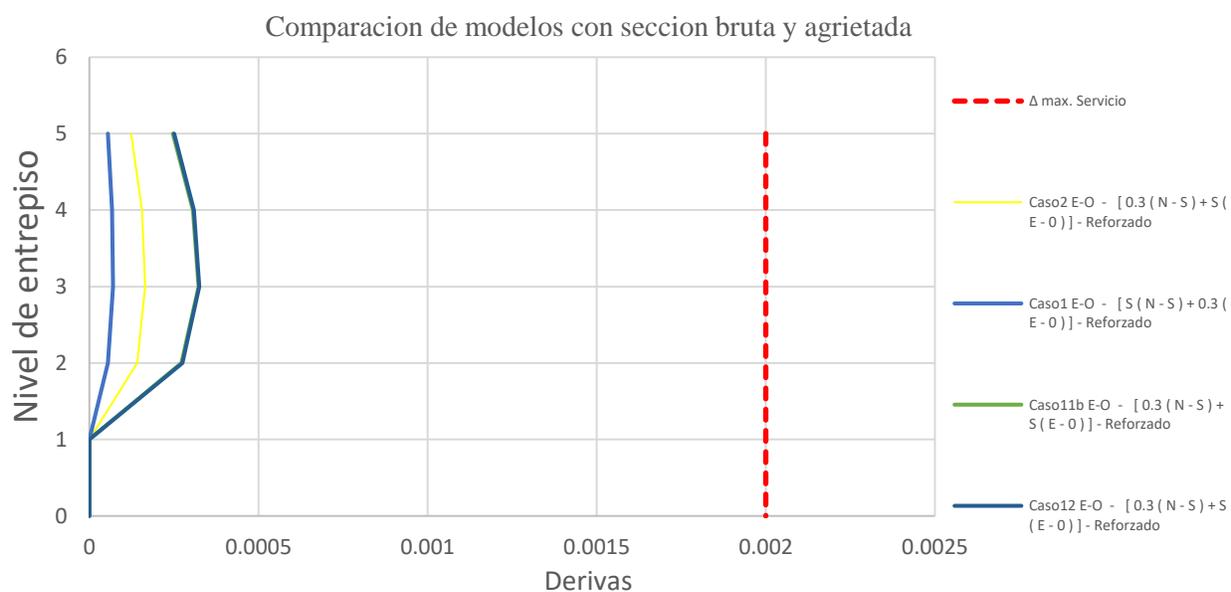


Figura 8.3.2 Distorsiones de entrepiso para los modelos Reforzados con Sección Bruta vs Sección agrietada.

Como ya se vio en el apartado anterior, los modelos con 3 diagonales equivalentes tienden a ser más flexibles, ahora con el cambio en las inercias la diferencia de perfil de distorsiones se hace menor al comparar modelos afectados por factores de reducción de inercia y el modelado de muros como placas y diagonales equivalentes, se toma el caso 2 donde los muros se modelaron con elementos placa afectados por factores de inercia y el caso 12 donde los muros se modelaron con tres diagonales equivalentes y afectadas por factores de reducción de inercia, este cambio se puede ver en la figura 8.3.2. La distorsión mayor presente en el tercer nivel sufrió un cambio de 66%.

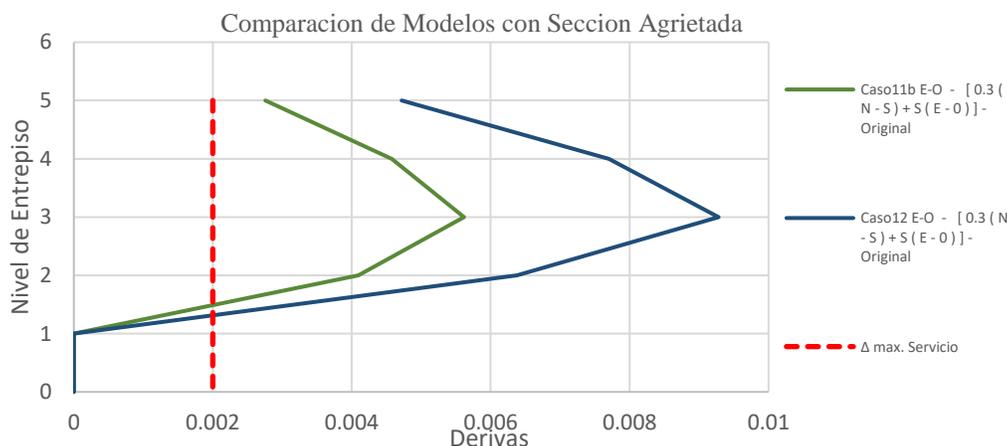


Figura 8.3.2 Distorsiones de entrecimso modelos con sección agrietada

8.4 Comparación de modelos con factores de agrietamiento del ACI-318 Y ACI-369

Al igual que en el apartado anterior se consideran factores de reducción de inercia, pero en este caso los valores se toman de las normas ACI-318 (caso 14) para edificios nuevos y del ACI-369 (caso 15) para la rehabilitación de edificios ya existentes. Con el fin de observar el cambio entre estos modelos y también observar donde nos encontramos con las normativas mexicanas respecto a la normativa del ACI.

En los resultados se puede observar que los modelos donde se utilizaron los factores del ACI resultaron más flexibles, esto debido no solo a los factores de reducción de rigidez sino también a su posición espectral. En el apartado 8.7 se explicará el por qué este factor afecta tanto el comportamiento de los modelos.

Podemos observar en la figura 8.4.1 que en los modelos reforzados no cambian tanto los resultados, debido a que los muros de concreto toman la mayor parte de las acciones, mientras que en los modelos originales (figura 8.4.2) se puede observar que si se presenta un cambio importante. Tomando como referencia el caso 12 (perfil de distorsión azul) donde se utilizaron factores de agrietamiento de la NTC-2017, el modelo donde se utilizaron los factores del ACI-318 (caso 14) tuvo un incremento en la deriva más desfavorable del piso 3 del 28.6%, ahora el caso 15 donde se utilizó el ACI-369 tuvo un incremento del 61.4% en la deriva más desfavorable del piso 3.

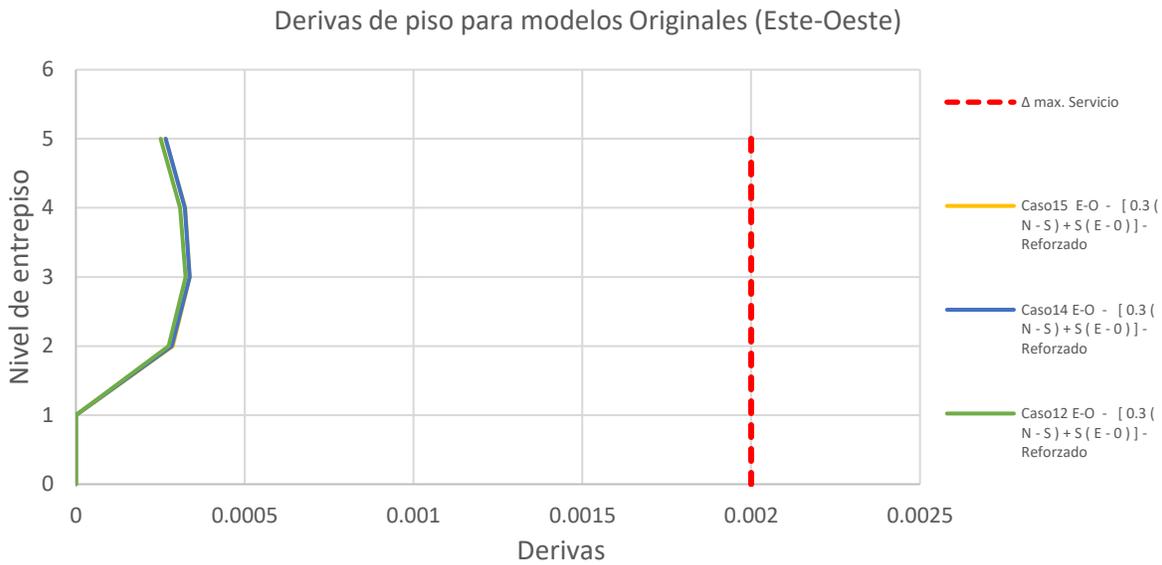


Figura 8.4.1: Comparación de derivas Modelos Reforzados NTC-2017 VS ACI

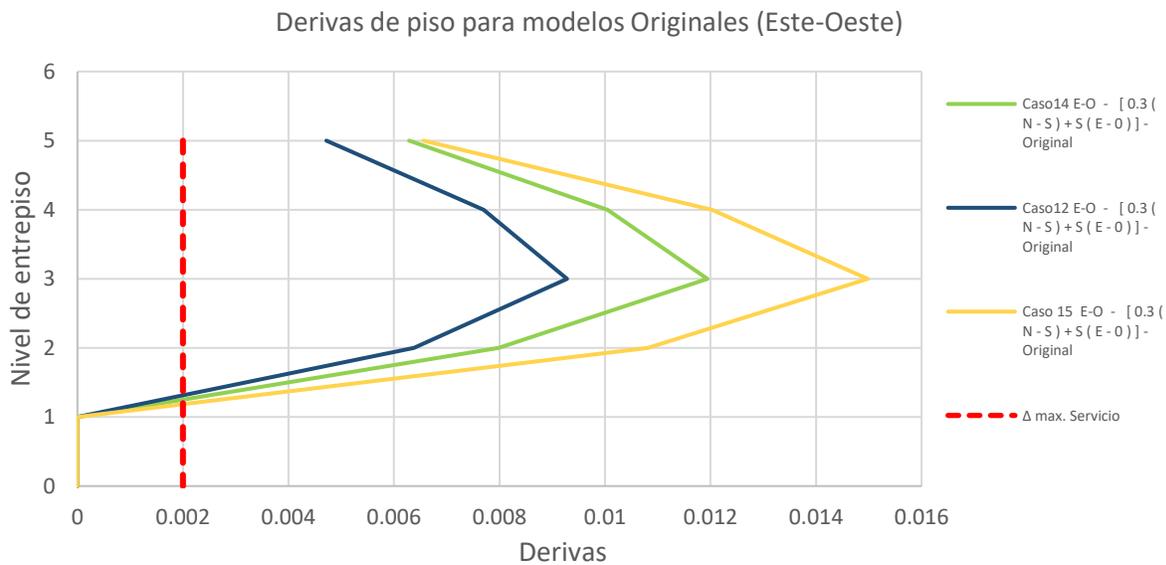


Figura 8.4.2: Comparación de derivas Modelos Originales NTC-2017 VS ACI

8.5 Comparación de las distorsiones provocadas por el espectro de respuesta SASID y espectro de respuesta de la estación seleccionada.

En las figuras 8.5.1 a y b se muestran los perfiles de distorsión para la dirección Norte-Sur y Este-Oeste cuando se utiliza el espectro de diseño que propone el SASID (casos 10 a 15) para el sitio donde se localiza el edificio y el espectro de respuesta registrado en 2017 en la estación sísmica más cercana (casos 20 a 25). Se puede observar que el modelo 25 (perfil de distorsión naranja) donde se utilizan los factores de reducción de inercia del ACI-369 y el espectro de respuesta registrado en 2017, es el que presenta el perfil de distorsión mayor, este perfil crece respecto a su homólogo (caso 15) donde se aplicó el espectro proporcionado por el SASID un 23%.

En la comparación donde no se considera ningún factor de reducción de inercia (caso 10) con el espectro que proporciona el SASID y el caso donde con el espectro de respuesta del 2017 (caso 25) no presenta mayor cambio en el perfil de distorsión (perfiles de distorsión verde).

Se puede observar también que todos los modelos donde se utiliza el espectro de diseño SASID los perfiles de distorsión son menores, también se observa los saltos entre cada modelo producto de los factores de agrietamiento utilizados y por el cambio en las aceleraciones que este factor modifica.

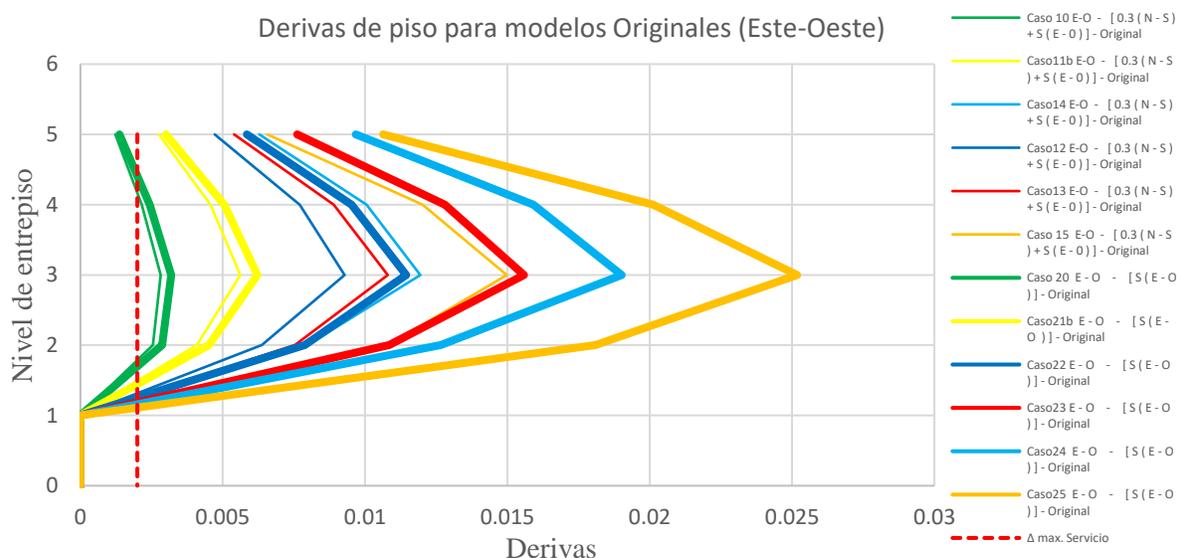


FIGURA 8.5.1a: Comparación de distorsiones de entrepiso con espectro de diseño SASID vs espectro de respuesta

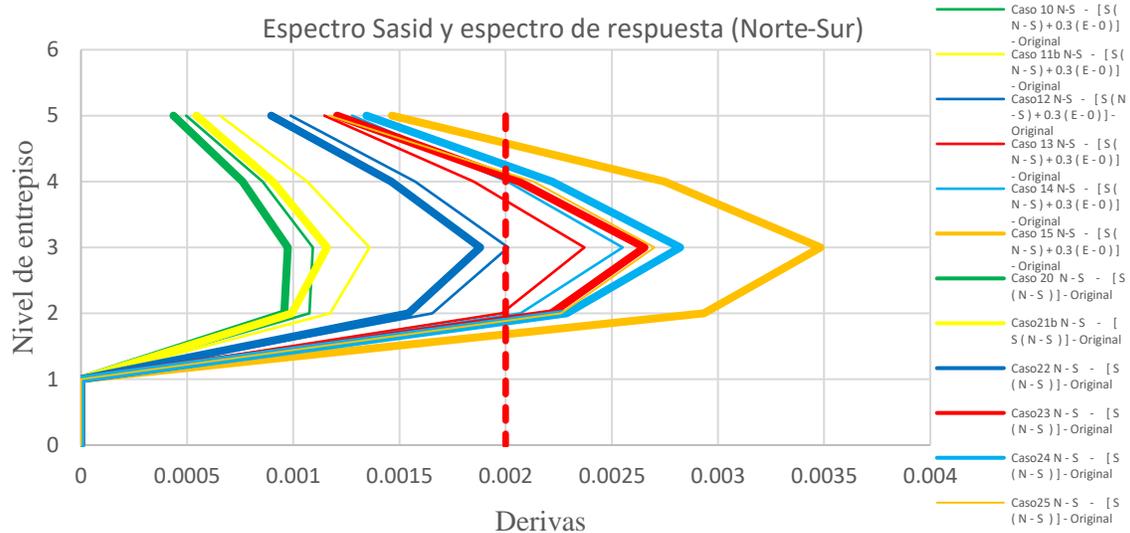


Figura 8.5.1b: Comparación de distorsiones de entresiso con espectro de diseño SASID vs espectro de respuesta

Los modelos reforzados no se agregaron en esta comparativa debido a que la variación entre cada modelo fue muy pequeña y no se alcanza a ver con claridad.

8.6 Variación de Momentos Flectores en los casos de análisis

Los elementos mecánicos en las columnas y vigas variaron mucho en todos los casos de análisis propuestos. En este apartado se analizarán los cambios ocurridos en las columnas, mediante la comparación de las variaciones en los momentos máximos presentes en cada modelo, producto de las consideraciones de análisis tomadas y del refuerzo aplicado al edificio. En la figura 8.6.1 se puede apreciar la variación de los momentos flectores máximos 2-2 y 3-3 para cada caso de análisis, para los modelos originales previos al refuerzo. El momento 2-2: Gira alrededor del eje x (Norte-Sur) y el Momento 3-3 gira alrededor del eje y (Este-Oeste).

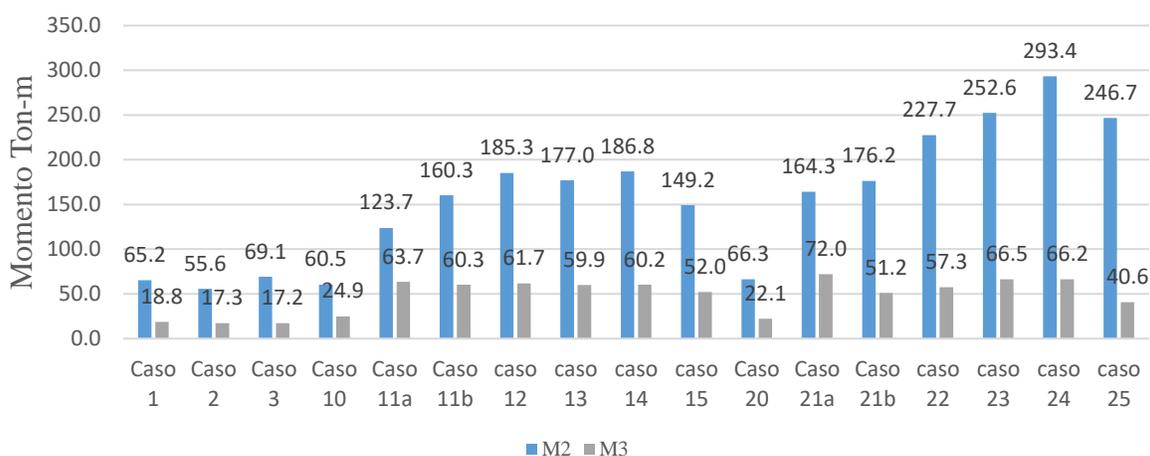


Figura 8.6.1: Momentos Flectores 2-2,3-3 (Original)

Con estos resultados se puede observar que la utilización de factores de reducción de rigidez contribuye al aumento de los momentos flectores cuando estos factores afectan por igual a todos los elementos estructurales.

Ahora en la (figura 8.6.2) se presentan las variaciones en los momentos flectores máximos de las columnas, para todos los casos en los modelos con el refuerzo aplicado.

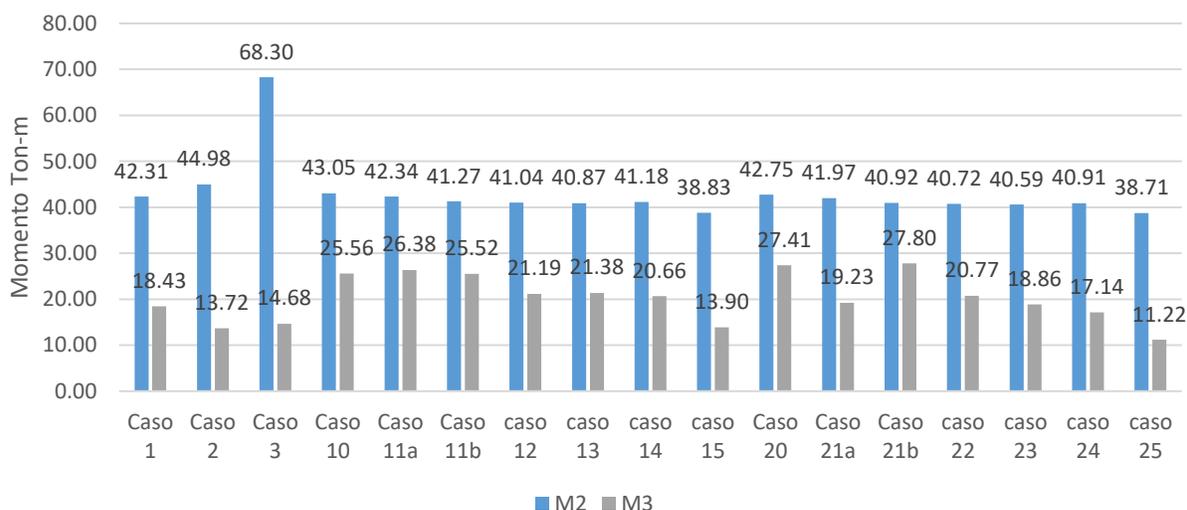


Figura 8.6.2: Momentos Flectores 2-2,3-3 (Reforzado)

El encamisado colocado en las columnas y vigas contribuye a la resistencia de las acciones sísmicas solamente. La sección original de la viga y lo que corresponde al núcleo confinado de la sección original de la columna era y seguirá siendo la encargada de distribuir la carga muerta en el edificio hasta la cimentación. En el instante que se presente un sismo el encamisado comenzará a trabajar confinando este núcleo original e incrementando la resistencia. Podemos observar en la imagen que, en la mayoría de los modelos, se redujo el momento flector, porque gran parte del sismo es resistido por los muros de concreto colocados. Este fenómeno se puede apreciar también en las cargas axiales y fuerzas cortantes del edificio. Se confirma que otro beneficio de los muros es el de reducir la demanda sobre los elementos originales.

De todos los casos mostrados el único modelo que presenta un momento flector máximo mayor es el caso 3, esto debido a que este modelo fue creado especialmente para observar que cambios ocurren debido a la distribución de la carga. Como se observó el cambio en las distorsiones de piso fue pequeña, pero se observa que el momento flector máximo se incrementa, no en todas las columnas, sólo donde se encuentra colocado el equipo telefónico.

8.7 Efecto de las variaciones de propiedades en los casos de análisis

En todos los casos de análisis existió un gran cambio en varias de las propiedades utilizadas, que contribuyeron a la obtención de los resultados tan diferentes. Uno de los valores que más cambió fue la rigidez, este valor varió debido a la modificación de los factores de agrietamiento, cuya función es modificar el valor de la inercia de los elementos estructurales, como se propone en distintos códigos. Las normas tratan con esta simplificación de representar el comportamiento inelástico del edificio, para llevar a las estructuras a su resistencia última. La principal razón de estas variaciones de inercia para estos casos propuestos es estudiar qué pasa con el edificio al aplicarle dichos factores y poder evaluar su influencia en la respuesta de los modelos.

Como se puede ver en la figura 8.7.1, las inercias brutas se utilizaron en los casos 1,10, 11^a y 11b, en los demás casos mostrados en esta figura se utilizaron los factores provenientes de la NTC-2017, con excepción del caso 14 donde se utilizaron los factores del ACI-318, pero para columnas es el mismo factor que en las normas mexicanas. Se puede observar un cambio considerable en las inercias, lo que sumado a la diferencia entre elementos placa y las diagonales equivalentes se puede ver el porqué de los resultados tan variables, y el por qué se vuelven tan flexibles en comparación con los modelos con sección bruta.

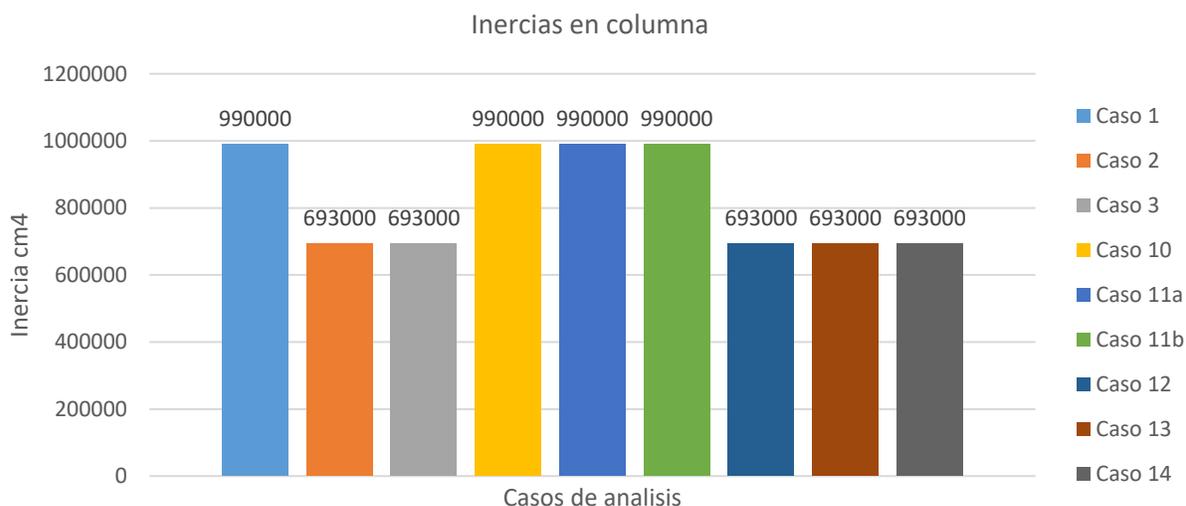


Figura 8.7.1: Variación de inercias en los casos 1,2,10, 11^a,11b,12,13,14

Sabemos que la carga axial de compresión reduce el agrietamiento (falla por tensión) de un elemento, por lo que en el código ACI-369 se propone usar distintos factores de agrietamiento en función del nivel de carga axial. Por esta razón los niveles superiores se ven más afectados que los niveles inferiores. En el modelo 15 se modifica el factor de reducción de inercia en función de la carga axial presente en las columnas. En este trabajo se decidió considerar la carga axial promedio en cada nivel para utilizar un factor de reducción uniforme por piso. En la figura 8.7.2 se pueden

observar los cambios en la inercia por cada nivel, comparados con la inercia bruta del caso 1, quedan claros los cambios que existen y por qué siempre al usar el ACI-369 se producen modelos más flexibles. Esto es importante de observar debido a que el ACI-369 se propone para la rehabilitación de edificios y será un referente al momento de crear una nueva norma y también porque muchos profesionistas recurren a dicha norma al no existir una dentro del país.

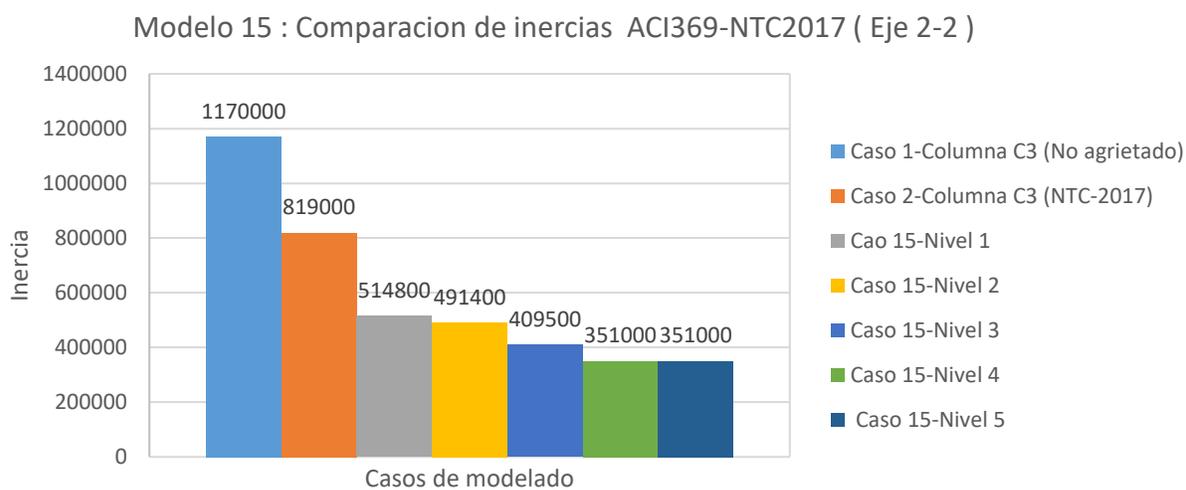


Figura 8.7.2: Inercia modelo 15

Capítulo 9

9.-Análisis estático no lineal “Push-over”

Para lograr mejores diseños se necesita conocer el comportamiento de las estructuras desde un punto de nulo esfuerzo provocado en los elementos estructurales, hasta una condición de esfuerzo que provoque el colapso de los mismos.

Según (González Cuevas, 2005) es necesario conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada. La estructura está sometida a diferentes acciones, que entre las más comunes se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos. Con dichas acciones se produce una respuesta en las estructuras o elementos que las resisten. Estas respuestas dependientes de las características de la estructura o del elemento estructural pueden presentarse como deformación, agrietamiento o vibración.

Con esto nos damos cuenta de la importancia de hacer un buen estudio de las cargas que estarán presentes en la estructura a lo largo de su vida útil y estar preparados para eventos imprevistos y más importante conocer el comportamiento de los elementos estructurales lo mejor que se pueda desde antes que se presente alguna respuesta en ellos hasta el momento después de esta respuesta.

Para el estudio de una estructura sometida a un sismo se requiere considerar el comportamiento inelástico de la misma, ya que el sismo puede llevar a la estructura en estudio hasta dicha condición. Siguiendo lo presentado en la ATC 40 (Applied Technology Council) “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” y en FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency) documentos de referencia en Estados Unidos para el análisis “push-over” se entiende lo siguiente.

Los análisis inelásticos ayudan al ingeniero a conocer mejor el comportamiento de la estructura con un nivel de refinamiento mucho más grande, esto porque se puede identificar el modo de falla mediante una idealización del colapso. El análisis denominado “push-over” es el método de análisis inelástico más básico, esto debido a que transforma las demandas sísmicas dinámicas a demandas sísmicas estáticas, que son aplicadas lateralmente a la estructura incrementándolas poco a poco hasta la falla de la estructura. El análisis se basa en más alternativas, menos comunes que la tomada en cuenta en esta tesis. Tomaremos la alternativa donde se supone que la respuesta de la estructura está controlada por el modo fundamental y que la forma del modo permanece inalterada después de que la estructura falle.

Para esta investigación, en lugar de aplicar dichas fuerzas, se define un desplazamiento máximo como objetivo, y se incrementa el desplazamiento en cada etapa de análisis hasta alcanzar dicho valor objetivo. Esto visto de otra manera se incrementará el desplazamiento etapa por etapa y en cada etapa de análisis se registran los resultados obtenidos, hasta llegar a la falla, para este trabajo de investigación dicho valor de desplazamiento objetivo se encontró realizando varias modificaciones de dicho valor hasta encontrar el valor que hace que el edificio llegara a la falla o hasta donde se detiene el primer análisis. Esto debido que cuando el análisis “push-over” inicial se

detiene, se tendría que continuar con otro a partir de ese último punto. Pero para este trabajo de investigación solo con la curva de capacidad inicial es suficiente para compararlo con la curva que si llego al fallo en el primer análisis.

En cada etapa de análisis se grafica el desplazamiento logrado por cada incremento de desplazamiento y el cortante en la base. Dicho registro lleva a la creación de la curva de capacidad o empuje, en dicha curva se puede observar como el edificio pasa de estar en la zona elástica a la plástica fácilmente, esta curva representa el desplazamiento lateral en función de la fuerza aplicada o en este caso desplazamiento, esto logrado gracias a la definición de las rótulas plásticas que permiten capturar la secuencia de deformación de los elementos estructurales, la definición y comportamiento de estos conceptos se presentan más adelante.

Este método solo es válido para edificios de media y baja altura, con periodo fundamental menor o igual a 1s, para edificios de mayor altura es necesario tomar en cuenta el efecto de más modos de vibrar.

Para esta investigación solo se compararán los perfiles de distorsión obtenidos del caso 1 (donde se utilizó solamente normativa mexicana) sin análisis “push-over” y para el mismo caso, pero considerando el análisis “push-over” para los modelos sin refuerzo y con refuerzo aplicado, para también observar la diferencia en las curvas de capacidad para estos modelos y observar el cambio de comportamiento de los elementos estructurales (columnas).

Curva de capacidad

Esta curva como ya se comentó se obtiene mediante la representación de los resultados obtenidos en cada paso de análisis de la estructura. En el eje horizontal se colocan los desplazamientos laterales máximos en la azotea y en el eje vertical los valores de cortante en la base. Dicha curva proporciona mucha información sobre la estructura, puede utilizarse para definir rangos de daños en la estructura, para establecer las demandas de desplazamiento y colapso de la estructura entre otros parámetros que se pueden agregar en el eje horizontal que en función del desplazamiento o daño presente se puede relacionar a ciertos casos como el porcentaje del costo total de la estructura que costaría reparar el daño ocurrido hasta cierto punto, también asociar el desplazamiento a una probabilidad de que se presenten pérdidas humanas en diferentes rangos de la curva, o bien relacionar los desplazamientos obtenidos con los días que llevarían las obras de reparación del edificio. como se observa en la figura 9.1.

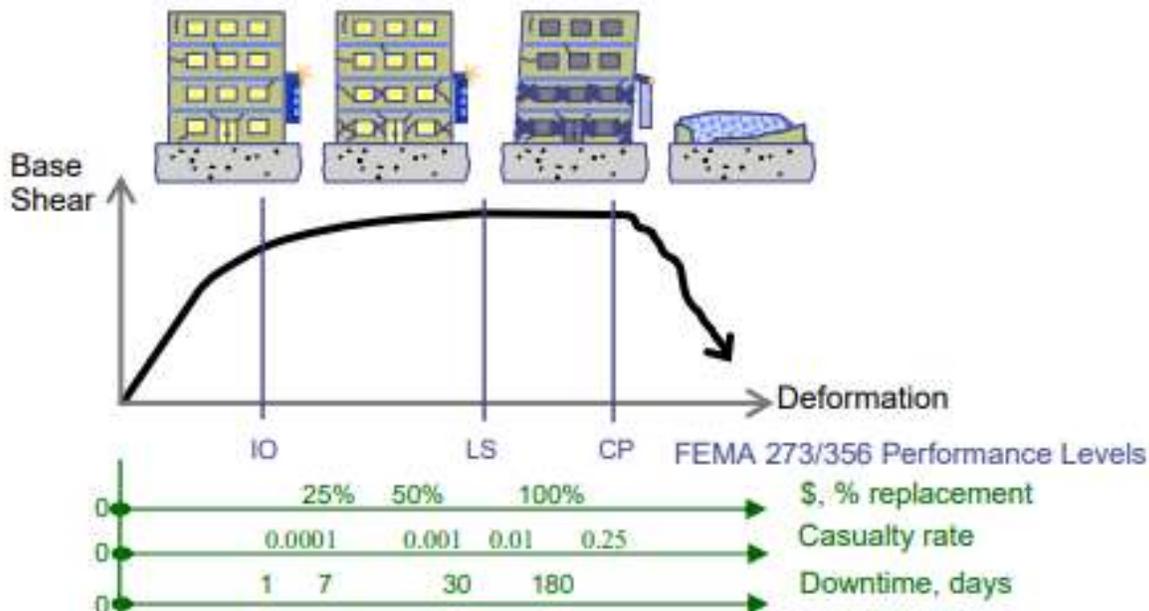


Figura 9.1: Curva de capacidad (Fajfar y Krawinkler, 2004)

La curva proporciona el comportamiento global de la estructura, en la (figura 9.2) se puede observar la representación de esta curva hecha por la ATC-40 en donde se puede observar que se divide en diferentes rangos. Se encuentra primero el rango elástico, que va desde la condición inicial del análisis hasta el primer punto de quiebre de la gráfica, cabe mencionar que si existiese una estructura con la capacidad elástica infinita se crearía una línea con pendiente igual a la pendiente inicial que seguiría indefinidamente, en lugar de reducirse como resultado de la pérdida de rigidez global de la estructura. Entonces esta curva nos muestra la pérdida gradual de dicha rigidez hasta el colapso.

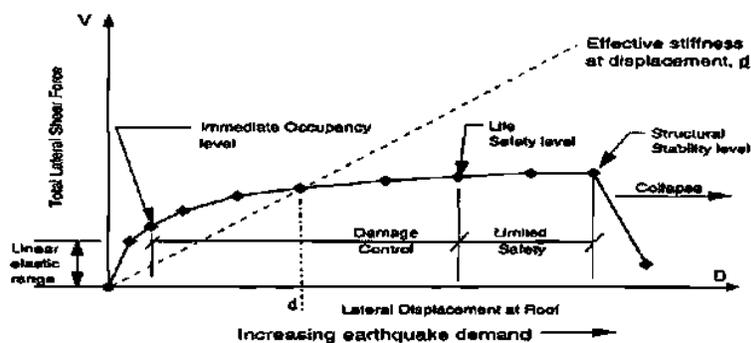


Figura 9.2: Ejemplo de curva de capacidad (ATC-40)

Otro valor importante que se puede obtener en esta curva es la rigidez secante o efectiva en cualquier punto de desplazamiento, esto se logra graficando una línea recta con inicio en el origen de la curva y final localizado en cualquier punto de desplazamiento, como se muestra con línea discontinua en la figura 9.2.

Los siguientes rangos son: daño controlado y seguridad limitada, los cuales están divididos por diferentes zonas las cuales intentan describir los posibles estados de daño en la estructura, distribuidas a lo largo de la curva de capacidad, en función del desplazamiento obtenido.

Estas zonas pueden servir para predecir hasta qué punto puede llevar el sismo de diseño a la estructura y si este está en un punto con un desplazamiento y cortante único muy alejado del colapso y se puede optimizar más el diseño y generar estructuras más económicas que no afecten la seguridad de las mismas.

Rótulas Plásticas

Como ya se explicó las estructuras en el análisis “push-over” rebasan el intervalo lineal, con esto se hace necesario conocer su comportamiento al entrar en este nuevo intervalo. Ya que la manera de crear la curva de capacidad depende de que se conozca lo mejor que se pueda el comportamiento de los elementos estructurales a lo largo de la aplicación de la fuerza o en este caso desplazamiento y así poder hacer las modificaciones en las rigideces decrecientes en los elementos en cada paso de análisis hasta el punto de falla de los mismos. Esto se logra mediante la aplicación de rótulas plásticas que por lo general se ubican en los extremos de las columnas y vigas, esto lo hace de manera automática el programa Etabs®, creándolas basado en una gráfica de esfuerzo deformación del elemento en cuestión, desde un punto de nulo esfuerzo hasta la falla del mismo. Este tipo de análisis se conoce como análisis de plasticidad concentrada, ya que la parte del elemento entre las rótulas se considera lineal y la única parte no lineal se concentra en las rótulas en los extremos.

Se localizan por lo general a una distancia del 10% y 90% de la viga o columna y en el caso de los muros, en el centro de ellos o distribuidas a lo largo de su sección, con la finalidad de capturar mejor las fuerzas de cortantes presentes en el muro.

Estas rótulas plásticas toman su nombre debido a que permiten el desarrollo del momento plástico que viene después del momento elástico para el cual están pensados la mayoría de los reglamentos, estas rótulas son definidas mediante una gráfica que representa el elemento mecánico aplicado al elemento estructural (en este caso momento) y la respuesta (en este caso curvatura) producto de ese elemento mecánico. Dicha curva permanece proporcional hasta el punto donde el concreto se agrieta, a partir de ese punto comienza la degradación de dicho elemento y entra en la zona plástica donde las deformaciones producidas en el elemento son permanentes. Esta rótula describe el comportamiento del elemento hasta el colapso.

Al igual que la curva de capacidad, este diagrama de momento curvatura está dividido por zonas, como se puede ver en la (figura 9.3) donde se representa una curva idealizada. Esta grafica representa un comportamiento dúctil, que caracteriza a una sección con cuantía de acero inferior a

la balanceada denominada sección subreforzada donde se presentan deformaciones grandes al llegar a la resistencia del elemento.

La respuesta lineal se representa entre el punto (A) componente sin carga y un punto de fluencia efectivo (B). La pendiente de (B a C) es normalmente un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica, y se incluye para representar fenómenos como el endurecimiento por deformación del acero. C tiene una ordenada que representa la resistencia última de elemento, y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia (C a D). Pasado el punto (D) la resistencia residual presente es prácticamente cero.

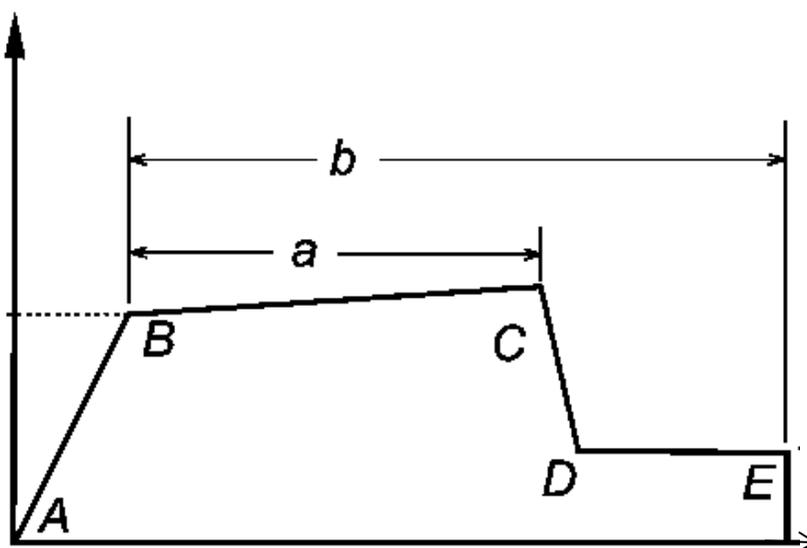


Figura 9.3: Grafica tipo Momento-Curvatura

9.1.-Diagramas momento curvatura utilizados

Para la definición de los diagramas de momento curvatura se recurrió al programa Etabs® donde se crea esta grafica basándose en modelos de esfuerzo-deformación para concreto reforzado como el modelo de Mander (1988), donde se describe su comportamiento hasta la falla del elemento.

Para la creación de estos diagramas hay que recordar las secciones utilizadas en el edificio, estas secciones están en la tabla 6.1.1, para cada sección se creó el diagrama momento curvatura, pero tomando en cuenta un promedio de la carga axial por nivel, con el fin de comenzar el análisis “push-over” tomando como inicio la condición esforzada de las columnas con las cargas gravitacionales impuestas sobre el modelo. En la figura 9.1.1 se pueden observar ejemplos de diagrama de momento curvatura utilizados en una columna de esquina con sección C3 para el modelo original.

Se muestran diagramas de la columna en diferentes niveles del edificio, como se puede observar, la carga axial sobre la columna modifica el comportamiento para la misma sección, causando que

la columna tenga un comportamiento con grandes deformaciones (Nivel 5) antes de llegar a la falla o que se presente una falla frágil (Nivel 2) con pequeñas deformaciones antes de la falla, esto es peligroso debido a que esta falla se presenta súbitamente. Podemos observar que el modelo original no se comportaría de una forma segura. También se observó que las cargas en el segundo nivel impuestas sobre la columna son mayores que en el primer nivel, esto debido a que los muros ayudan a la descarga al suelo.

Ahora en la figura 9.2 se puede observar ejemplos de las gráficas momento curvatura para el modelo reforzado para la misma columna y niveles, se observa la mejora en el comportamiento esperado de los elementos, debido a la redistribución de las fuerzas ahora en los muros de concreto y en los encamisados. También se observa que en el primer nivel los muros ayudan a transmitir las cargas al suelo.

Otra observación es que el momento resistente de las columnas reforzadas alcanza valores entre 171 y 140 t-m (figura 9.1), mientras que en las columnas originales el mayor momento resistente es de 112 t-m (figura 9.2).

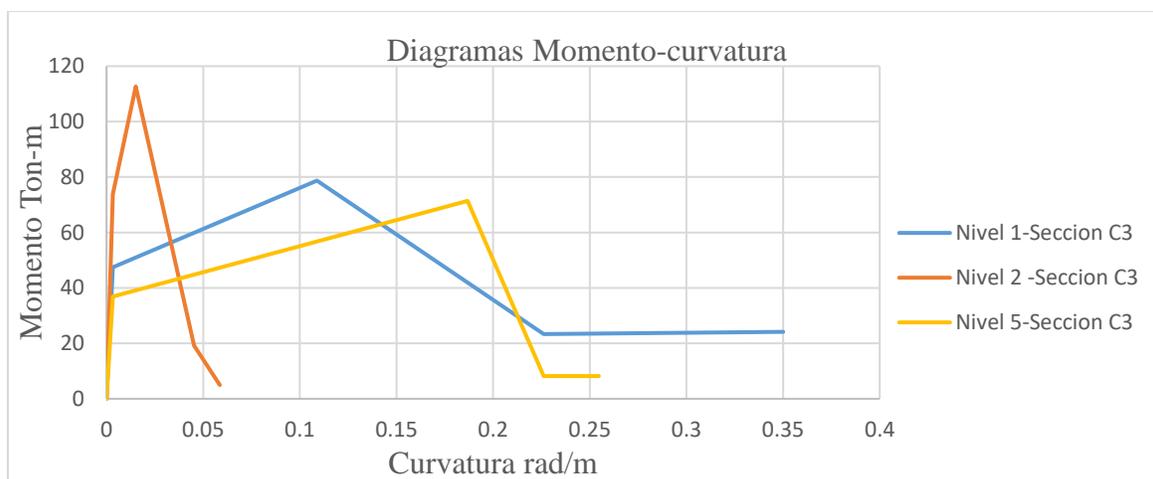


Figura 9.1.1: Diagrama momento curvatura sección C3, Columna en esquina (Modelo Original)

Ahora con el “push-over” observaremos el comportamiento global de la estructura. Estos diagramas Momento-Curvatura y por tanto el análisis “push-over” solo se realizará en la dirección más desfavorable del edificio original Este-Oeste (Transversal). Solo se definirán rótulas plásticas en las columnas y los muros con sus respectivas rótulas plásticas.

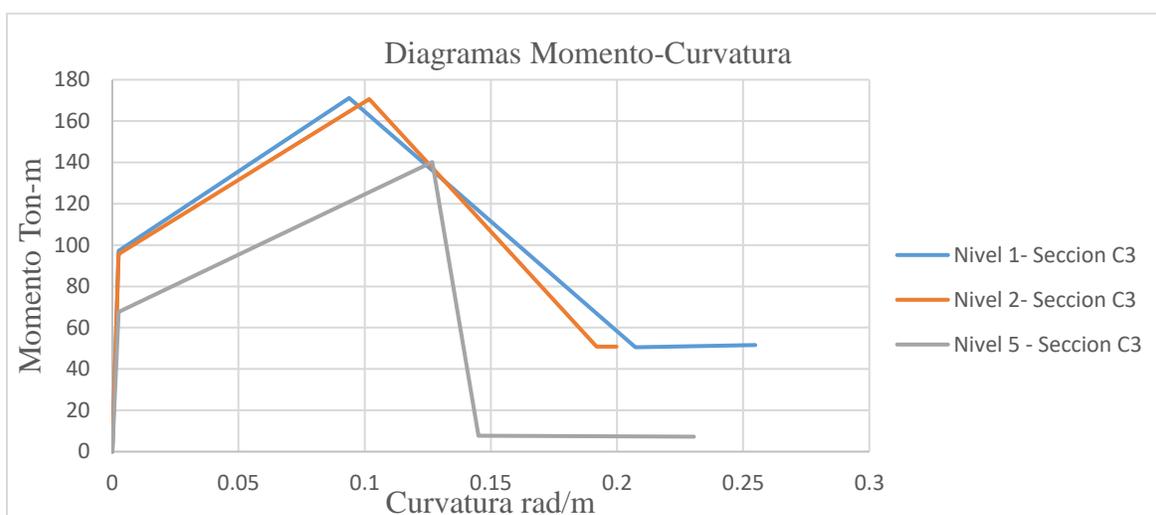


Figura 9.1.2: Diagramas Momento Curvatura sección C3 Columna en esquina (Modelo reforzado)

9.2.-Curva de capacidad resultado de análisis (modelo original y reforzado)

En la figura 9.2.1 se pueden ver las curvas de capacidad obtenidas del análisis “push-over” para el modelo original y reforzado. A primera vista se puede ver que la curva del modelo original llega a la falla (curva azul) y la curva del modelo reforzado no llega a la falla (curva roja), se necesitaría seguir el proceso con otro análisis “push-over” a partir del último punto registrado para observar la falla, esto debido a que la resistencia del edificio se incrementó a tal punto que no alcanzo a registrarse con el primer análisis.

A continuación, se darán algunos puntos importantes de estas curvas. Para el modelo original se alcanzó la fluencia a una fuerza de 1399.80 t con un desplazamiento de 7.64 cm, este modelo presento una ductilidad del 5.568, alcanzando una capacidad máxima de carga de 3117.78 t y un desplazamiento máximo antes del colapso de 42.6 cm. También se obtuvo la rigidez equivalente de fluencia con 183.05 t/cm. El modelo reforzado alcanzo la fluencia a una fuerza de 2867.82 t con un desplazamiento de 2.47 cm, presentando una ductilidad de 22.34, alcanzando una capacidad máxima hasta el final del análisis “push-over” realizado de 11172.61 t con un desplazamiento de 55.14 cm y una rigidez equivalente de fluencia de 1161.908 t/cm.

Se observó que el refuerzo utilizado incremento el punto de fluencia del edificio un 104.8% y logro reducir el desplazamiento de fluencia un 67.7%, la ductilidad se elevó 301.26%, la rigidez equivalente de fluencia creció 534.7% y la capacidad máxima creció 258.35% hasta el punto final de análisis del “push-over” analizado, lo que quiere decir que todavía resiste más el edificio, y el desplazamiento para este último punto de registro creció 29.53%.

Como podemos ver con este análisis “push-over” sabemos el comportamiento del modelo desde el inicio que tomamos como referencia con las cargas gravitacionales hasta el punto con el

desplazamiento que produjo el fallo del modelo original y el último punto registrado del modelo reforzado. El refuerzo fue muy efectivo en incrementar la resistencia.

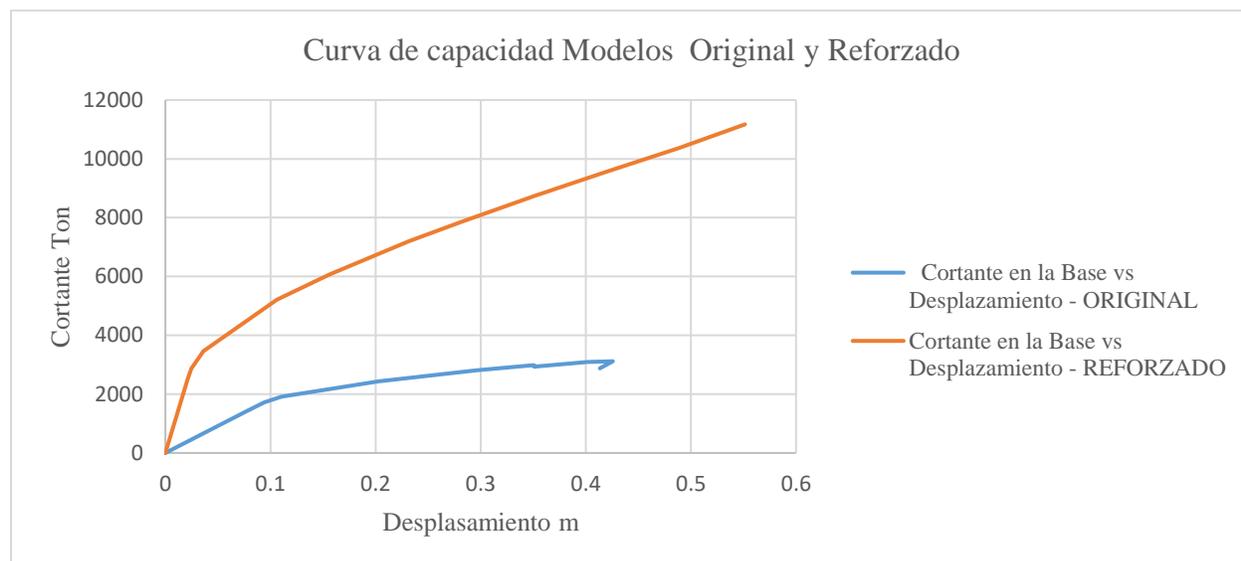


Figura 9.2.1: Curvas de capacidad

9.3.-Distorsiones de piso en análisis “push-over” Vs distorsiones análisis Lineal

Ahora revisaremos la diferencia en las distorsiones resultado de análisis lineal contra el análisis “push-over”. En la figura 9.3.1 podemos ver el perfil de distorsión causado por análisis lineal y por el análisis “push-over” en dirección Este-Oeste (Transversal) para el modelo del caso 1 donde solo se utiliza normativa mexicana. (Si se requiere conocer más sobre este caso, recurrir al capítulo 3)

Siguiendo a Bazán y Meli (1999), una medida que representa a un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el perfil de distorsión o deriva de entrepiso, usado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para cuantificar el grado de daño que podría presentarse en una estructura así como a los elementos que la conforman.

Observamos que el perfil de distorsión provocado por el análisis pushover crece mucho en comparación con el análisis lineal, este incremento se debe a la pérdida de rigidez que se produce durante la etapa no lineal. El análisis no lineal tiene en cuenta el comportamiento total del sistema hasta la falla, por lo que es recomendable utilizar cada vez más análisis no lineales.

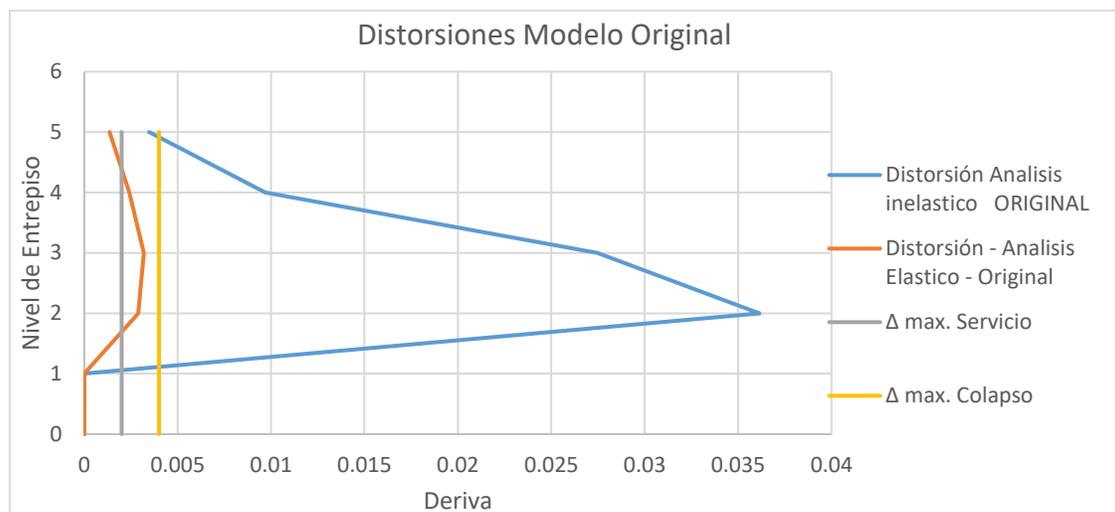


Figura 9.3.1: Perfiles de distorsión de análisis Elástico vs inelástico

En la figura 9.3.2 se puede ver la misma comparación, pero para los modelos reforzados. El perfil de distorsión causado en el modelo reforzado por análisis lineal no alcanza a distinguirse, debido a la gran diferencia con el perfil de distorsión del análisis “push-over” causado hasta este punto.

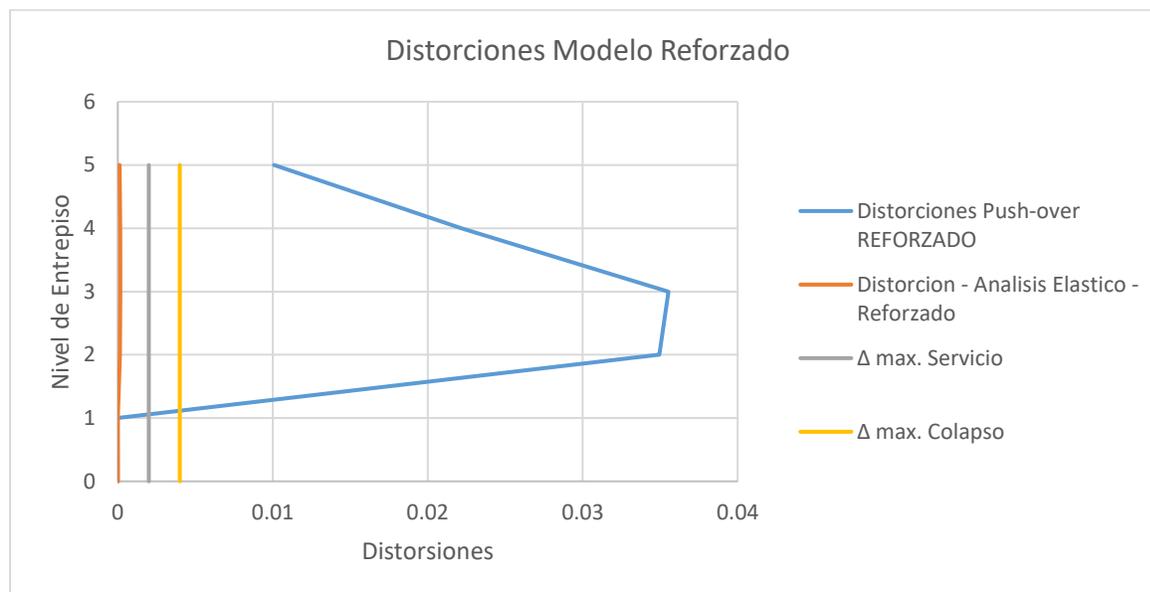


Figura 9.3.2: Perfiles de distorsión de análisis elástico Vs Inelástico

9.4.- Desempeño de la estructura

Con el análisis estático no lineal “push-over” también podemos conocer el desplazamiento máximo causado en los edificios al someterlos a algún espectro de demanda reducido, porque una vez obtenida la curva de capacidad podemos evaluar la respuesta del edificio. Este procedimiento se describe en el ATC-40 o en FEMA 356; la complejidad que lleva realizar este análisis siguiendo todo el procedimiento, sale del alcance de este trabajo.

Para obtener un punto que represente el comportamiento del edificio cuando ocurrió el sismo del 19 de septiembre de 2017, se sometió a los modelos para los casos (Caso 1 y 15) al espectro del registro de aceleraciones correspondiente a la estación más cercana, obteniendo el desplazamiento máximo para los modelos con el diseño original y el refuerzo aplicado. Compararemos los desplazamientos obtenidos para cada uno de estos modelos contra las curvas de capacidad obtenidas en el análisis “push-over”. Sin olvidar que las curvas de capacidad que se muestran describen el comportamiento de los modelos con el diseño original y reforzado solo para el caso 1, pero también se considera el desplazamiento obtenido para el caso 15, sólo para tener como referencia otro punto de un posible comportamiento en el edificio, pero sin olvidar que si se realizara el análisis “push-over” para el caso 15, la curva de capacidad que resultaría tendría un comportamiento diferente.

Como sabemos la curva de capacidad es una representación de la respuesta de la estructura hasta la falla, a través de los cambios en la rigidez de las articulaciones plásticas debido a la aplicación de cargas laterales que se van incrementando en cada una de las etapas de análisis. Con esta curva conocemos la capacidad de la estructura que depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los distintos componentes que la conforman. La ATC-40 define la demanda de desplazamiento como la máxima respuesta esperada para un edificio durante un movimiento de terreno, en este caso la demanda de desplazamiento nosotros la tomaremos como el desplazamiento causado por el espectro de respuesta aplicado a los modelos de los casos 1 y 15.

Como ya tenemos las curvas de capacidad que describen el comportamiento de los modelos con el diseño original y con el refuerzo aplicado del caso 1, y obtuvimos el desplazamiento producto de la aplicación del espectro de respuesta del 19 de septiembre del 2017 para estos dos casos, y obtenemos la ubicación de estos desplazamientos provocados por el sismo en las curvas de capacidad del modelo 1 para el edificio original y para el edificio reforzado.

En la figura 9.4.1 se puede observar la curva de capacidad con los puntos que representan el desplazamiento obtenido para los modelos del caso 1 y 15 con el diseño original, y en la figura 9.4.2 se puede observar lo mismo, pero para los modelos con el refuerzo aplicado.

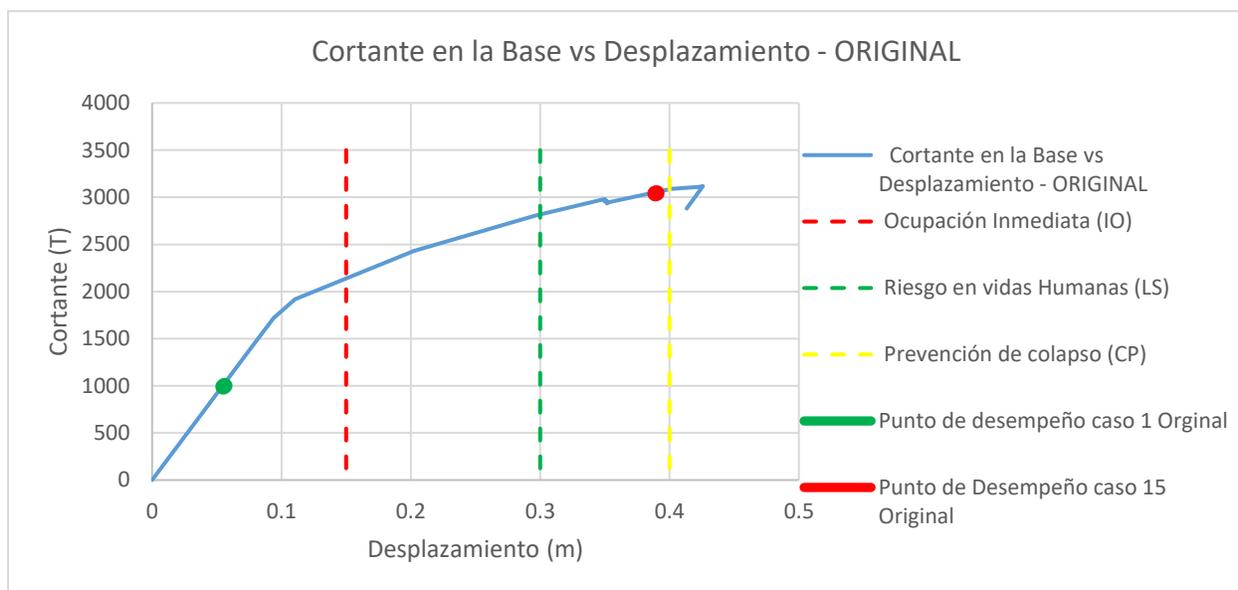


Figura 9.4.1: Puntos de desplazamiento (caso 1 y 15) y rangos de desempeño (Modelo original)

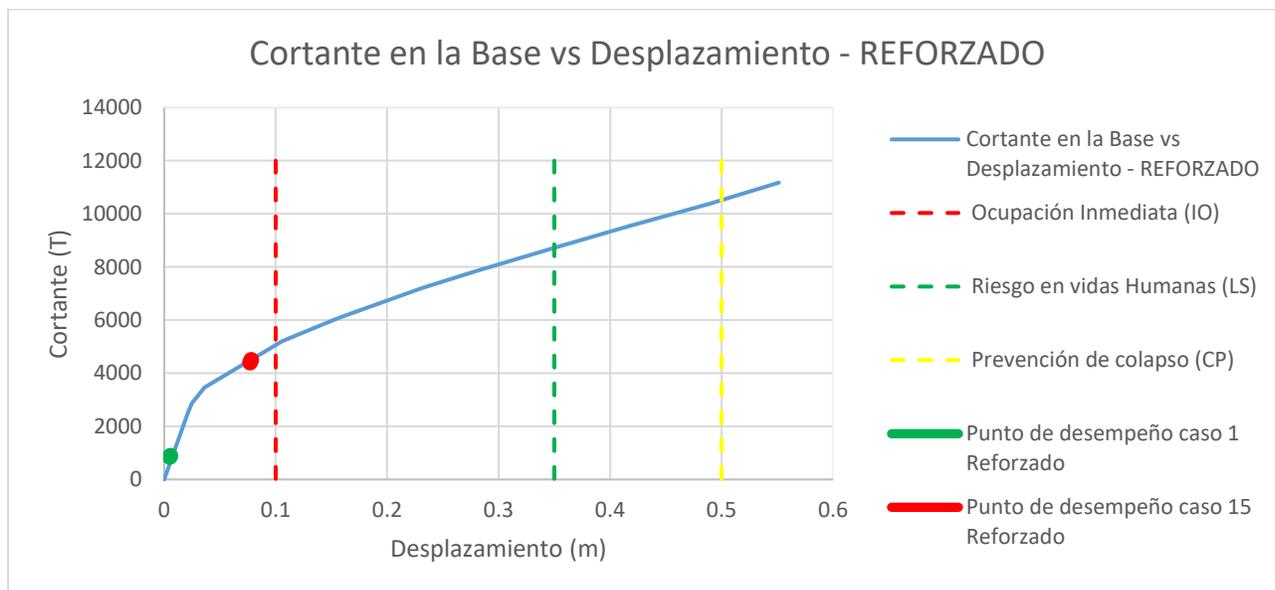


Figura 9.4.2: Puntos de desplazamiento (caso 1 y 15) y rangos de desempeño (Modelos Reforzado)

En ambas imágenes se agregaron líneas verticales que dividen la curva de capacidad en distintos sectores de desempeño, estos sectores describen una condición de daño límite a la que puede llegar un determinado edificio con un determinado movimiento de suelo. Estos sectores se definen en función del daño físico que se puede producir en el edificio y por la capacidad de seguir brindando un nivel de servicio para los ocupantes dentro de la estructura después del terremoto.

El ATC-40 y FEMA 356 proponen límites donde colocar estas líneas para formar dichos sectores, y no solo las mostradas en este trabajo de investigación, que involucran el comportamiento estructural y no estructural. En este trabajo de investigación mostramos tres líneas para explicar de manera general y un tanto superficial a los resultados que se puede llegar con este análisis. Se colocaron dichas líneas aproximadas a estos valores (valores propuestos por el autor) con la finalidad de observar donde se encuentran los distintos puntos de desempeño en cada una de las curvas de capacidad creadas.

La primera línea de izquierda a derecha crea el primer rango, si el punto de desempeño se encuentra en cualquier punto de desplazamiento antes de esta línea, el daño provocado al edificio por ese desplazamiento es muy limitado y se considera que la estructura puede ser ocupada inmediatamente después del terremoto (IO). Con la segunda línea se define el límite a partir del cual se considera que el daño causado a la estructura por ese desplazamiento pone en riesgo a las vidas humanas dentro del edificio (LS). Con la tercera línea se crea el sector donde si el punto de desempeño cae, se considera que la estructura corre riesgo de colapsar, por tanto, se deben tomar las medidas de prevención necesarias (CP).

Como se puede observar en la figura 9.4.1, el desplazamiento del edificio original, representado con el punto verde, queda a la izquierda de la primera línea (IO), lo que significa que el edificio puede ocuparse de manera inmediata después del sismo. El modelo de análisis del caso 1 con el diseño original, no utiliza ningún factor de reducción de inercia y considera las especificaciones de la normativa mexicana. Sin embargo, si el análisis se realiza con el modelo 15 también en el edificio original, el desplazamiento, representado por el punto rojo, se ubica muy cerca del límite de prevención del colapso. Para el modelo reforzado ambos puntos de desempeño se encuentran en el rango de ocupación inmediata.

Capítulo 10

10.-Interacción Suelo-Estructura

Todos los análisis anteriormente realizados, incluyendo el análisis “push-over”, se llevaron a cabo con modelos que se tomaron empotrados en la base, esto en la realidad no pasa con las estructuras, especialmente en suelos como en la ciudad de México que tienen una alta compresibilidad y baja resistencia al corte, sumándose a que en este suelo las vibraciones causadas por los sismos se refractan e incrementan su intensidad por lo que es necesario considerar este efecto del suelo sobre la estructura.

De acuerdo con Arias (2016), la interacción suelo-estructura se puede entender como los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura o en un suelo causados por la interacción entre ellos provocadas por las diferencias entre rigideces de estos elementos.

La incógnita que se tiene es encontrar estos esfuerzos y deformaciones provocados por la interacción de estos elementos. Tomando a la cimentación por una parte y al suelo por otra no se llegará a un resultado que se acerque a la realidad, por esto es importante considerar dicha interacción.

En esta tesis la interacción suelo-estructura se llevará a cabo con el fin de ver el comportamiento de los modelos al aplicar el método del elemento finito (MEF) para la modelación del suelo mediante el programa denominado Plaxis®, combinándolo con el modelo del edificio original y del edificio reforzado con las condiciones del caso 1. En la tabla 10.1 se pueden ver las consideraciones tomadas, referente al tipo de modelado de muros, y elementos estructurales del caso que se tomó para este análisis de interacción suelo-estructura. Si se requieren más detalles en el capítulo 3 se exponen todas las consideraciones tomadas.

Condiciones de modelado para muros y factores de agrietamiento (Caso 1)

Tabla 10.1

Caso	Muros	Pretilos	Columnas	Vigas	Muros de Concreto	Muros Mamp
1	Placas(Shell)	Placas(Shell)	Inercia Bruta	Inercia Bruta	Inercia Bruta	Inercia Bruta

Las propiedades con las que se modelara el suelo serán tomadas de un sondeo de cono eléctrico de 30.6 m de profundidad proporcionado por (Equihua 2020), y un sondeo de muestreo inalterado y dos pozos a cielo abierto, se despreciaran las sobrepresiones causadas por las condiciones piezométricas y se idealizara el perfil de suelo como se puede ver en la figura 10.0.1, el sitio del estudio se encuentra en la misma colonia que el edificio en análisis por lo que se tomara como igual

al suelo de desplante del edificio. Punto importante a mencionar es que en la práctica no se puede suponer un suelo, se tiene que hacer el estudio del sitio de interés. Pero en esta ocasión se realiza de esta manera ya que no podríamos recurrir a un estudio específico del suelo, y se toma uno lo más parecido para observar el comportamiento del modelo donde se considere interacción suelo estructura y poder entender que tan importante es considerarlo.

Este perfil estará compuesto por dos estratos de suelo, en la parte superior arcilla lacustre con una capacidad de carga baja incapaz de soportar las cargas transmitidas por la estructura con un espesor de 27m, y el estrato inferior será arena el cual será la encargada de soportar estas cargas transmitidas mediante los pilotes que se idealizaran en el programa, este estrato tiene un espesor de 10 m.

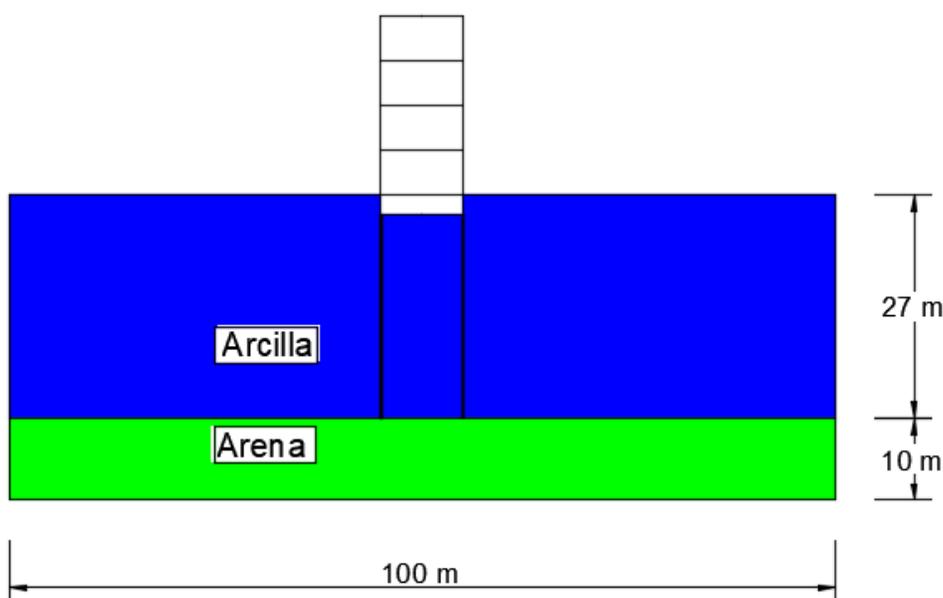


Figura 10.0.1: Perfil de suelo a modelar en Plaxis®.

Se toma un ancho de 100 m para el perfil con el fin de que los desplazamientos presentes en el suelo no se vean afectadas por las condiciones de frontera del modelo. Obtendremos los desplazamientos causados en el perfil de suelo, por las cargas obtenidas del análisis del edificio para la condición de PP+CM+CV+EQ, se omite la carga por sismo ya que después en el programa Etabs® ya se podrá utilizar cualquier combinación con la rigidez definida con las cargas gravitacionales. Debido a que el modelo del edificio se realizó en 3D y el análisis en el Plaxis® es en 2D, la carga total obtenida del modelo en 3D se distribuye por metro cuadrado ($Q = 118.89 \text{ KN/m}^2$), y se divide en una longitud promedio de 30.95m (ejes A y B en la figura 10.0.2), de manera que la carga Q que utilizaremos en el programa plaxis® es de $Q = 3.841 \text{ KN/m/m}$ para el modelo original y siguiendo el mismo proceso en el modelo reforzado se utilizara $Q = 4.426 \text{ KN/m/m}$.

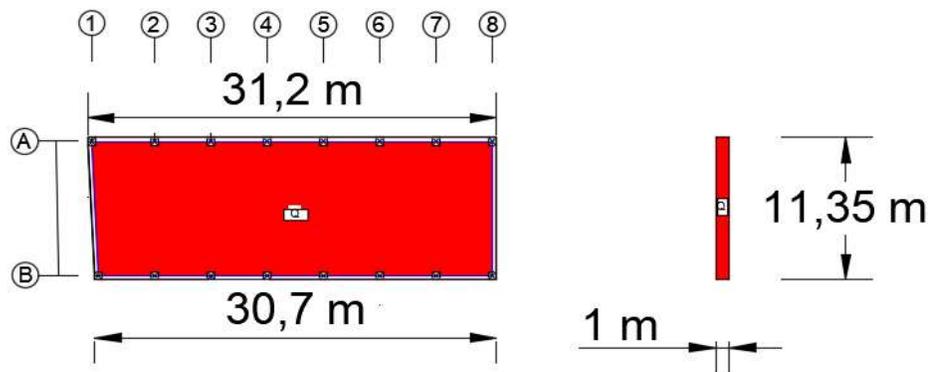


Figura 10.0.2:

Transformación de la carga para utilizarla en Plaxis®

Esta carga se aplicará distribuida en la sección de edificio modelada en Plaxis® como se puede ver en la figura 10.0.3. La estructura es considerada rígida, esto quiere decir que no se tomaran en cuenta sus deformaciones, solo su desplazamiento.

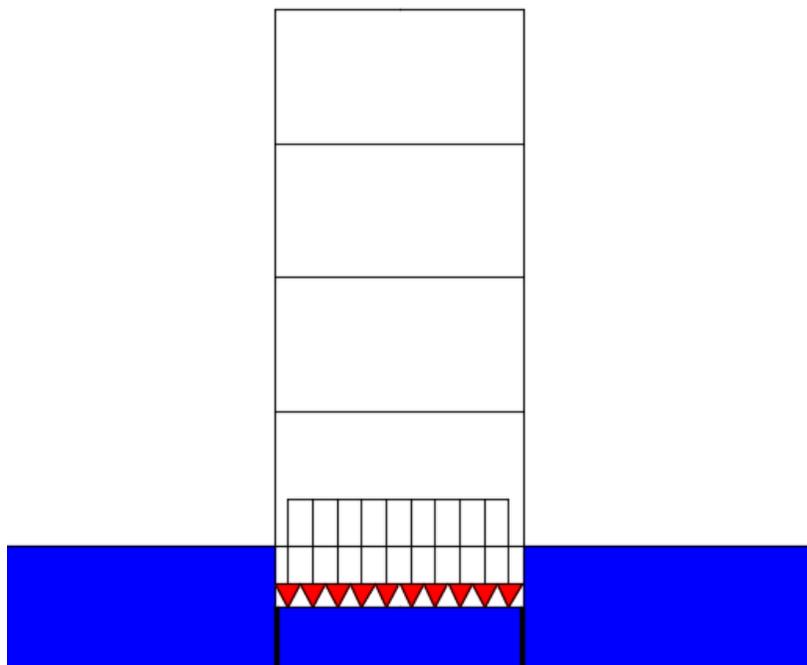


Figura 10.0.3: Aplicación de la carga distribuida calculada

Se colocan resortes que sirvan de apoyo a la estructura, debajo de los puntos donde este aplicada la carga, es decir, en cada eje de columna se colocará un resorte que representa la rigidez del suelo, que se define como la carga concentrada que es necesaria aplicar en un punto para que el suelo tenga un desplazamiento unitario, considerando que la rigidez de la cimentación no influye en el cálculo.

Esta rigidez K , también llamada coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo, tendrá propiedades de rigidez definidas en las direcciones vertical y transversal del edificio, debido que este análisis solo se llevó a cabo en la dirección más desfavorable. Una vez definida la rigidez de los resortes, se consideran con comportamiento elástico e independientes entre sí, y servirán para representar el suelo en el programa Etabs®. Esto se puede ver en la figura 10.0.4.

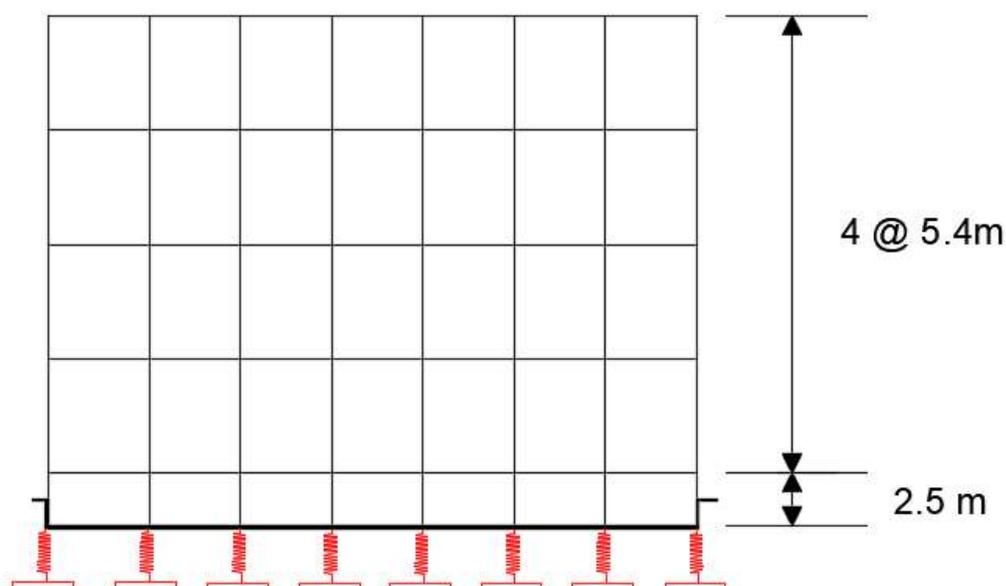


Figura 10.0.4: Distribución de resortes en el modelo.

Tomando el desplazamiento obtenido de Plaxis® y la respectiva carga de cada columna se obtiene una primera rigidez o módulo de reacción, causando una redistribución en las cargas del modelo. Este nuevo arreglo de cargas se toma y se sustituye en las anteriores para obtener otro valor de K , y se repite hasta que las fuerzas en cada resorte no presenten diferencias grandes comparadas con las anteriores. Cuando esto pase se termina el análisis y se obtiene el valor de K que representa al suelo.

Este análisis se realizará para el modelo previo al refuerzo y para el modelo con refuerzo aplicado con el fin de compararlo con los resultados obtenidos en los casos descritos en los capítulos previos. En las siguientes tablas se muestran las rigideces finales para cada resorte

Tabla 10.2 Rigidez de los resortes verticales en columnas (modelo original)

Columnas		RIGIDEZ FINAL-ITERACION 5-K(z)	
		Rigidez K- (Ton/m)	Rigidez K- (Ton/m)
B1	A1	486814.41	423165.82
B2	A2	524604.85	531578.28
B3	A3	653839.87	568783.75
B4	A4	653399.84	571036.66
B5	A5	603681.33	574173.42
B6	A6	549598.95	582092.08
B7	A7	529167.44	478932.33
B8	A8	463764.94	429085.87
		Rigidez K (Ton/m) - Escalera-K(Z)	
C3			2879.21
C3.5			2734.17
C4			3006.96

Tabla 10.3 Rigidez de los resortes transversales en columnas (modelo original)

Columnas		RIGIDEZ FINAL-ITERACION 5-K(y)	
		Rigidez K- (Ton/m)	Rigidez K- (Ton/m)
B1	A1	8817841.65	4338658.72
B2	A2	10880041.59	11555713.89
B3	A3	9265572.80	12732474.12
B4	A4	9244363.17	12644807.64
B5	A5	12344254.7	12681196.71
B6	A6	12451009.84	12818352.33
B7	A7	10619371.07	10620992.98
B8	A8	8233869.819	4464419.362
		Rigidez K (Ton/m) - Escalera-K(y)	
C3			46.30
C3.5			46.30
C4			46.30

Tabla 10.4 Rigidez de los resortes verticales en columnas (modelo reforzado)

Columnas		RIGIDEZ FINAL-ITERACION 5-K (z)	
		Rigidez K- (Ton/m)	Rigidez K- (Ton/m)
B1	A1	637235.71	579119.69
B2	A2	443456.74	430271.73
B3	A3	532854.19	452627.08
B4	A4	569291.47	472488.69
B5	A5	513669.67	522874.53
B6	A6	445614.21	510679.76
B7	A7	437575.11	410592.50
B8	A8	611968.78	558020.81
		Rigidez K (Ton/m) - Escalera-K(z)	
C3			3665.26
C3.5			3600.36
C4			3796.23

Tabla 10.4 Rigidez de los resortes transversales en columnas (modelo reforzado)

Columnas		RIGIDEZ FINAL-ITERACION 5-K(y)	
		Rigidez K- (Ton/m)	Rigidez K- (Ton/m)
B1	A1	7655398.04	3731211.52
B2	A2	10591532.46	10906710.73
B3	A3	8831347.85	11990688.33
B4	A4	8856579.17	11925575.26
B5	A5	11929954.89	11874725.05
B6	A6	12012935.3	11948481.11
B7	A7	10391658.58	10431152.76
B8	A8	6788890.342	4249790.62
		Rigidez K (Ton/m) - Escalera-K(z)	
C3			0.0417
C3.5			0.0396
C4			0.0376

10.1.-Información General del Software Plaxis 2D® 2019 y propiedades tomadas

Este software está diseñado para crear modelos de análisis de deformaciones y estabilidad de problemas geotécnicos, estos modelos son generados bajo un modelo geométrico que se crea en el plano x-y, de un sistema coordenado global mostrado en la figura 10.1.1, el eje Z se toma perpendicular a este plano.

El software toma los esfuerzos de un sistema en 3D como el mostrado en la figura 10.1.1, llevado al ambiente 2D el eje Z se toma como un esfuerzo perpendicular al plano x-y que aun siendo en 2D el programa los toma en cuenta. En un análisis axisimétrico, el eje x representa la coordenada radial, el eje (y) representa la coordenada axial y z representa la dirección tangencial. Los esfuerzos producidos en este análisis se representan siguiendo la figura 10.1.1 como el eje x siendo la tensión radial y el eje z representa la tensión circunferencial.

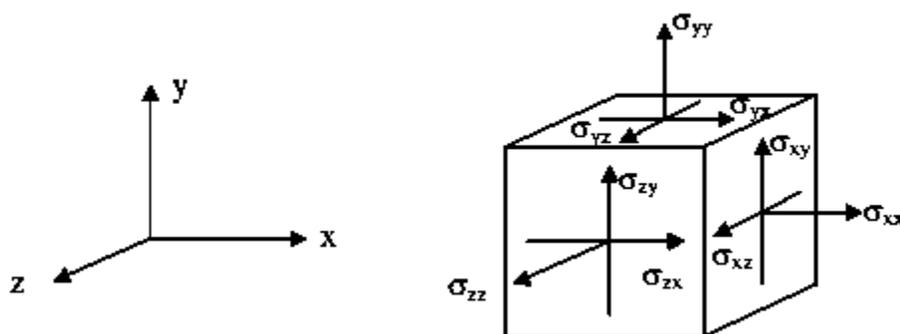


Figura 10.1.1: Coordenadas globales plaxis®.

Para entender mejor cual es la diferencia entre un análisis de deformación plana y un axisimétrico se explican a continuación:

Se pueden crear dos tipos de modelos dentro del programa, los cuales son de deformación plana y axisimétricos, los de deformación plana se utilizarán cuando se quieran modelar geometrías con una sección transversal que se pueda definir como uniforme, donde los estados de carga y esfuerzos puedan tomarse como uniformes a lo largo de la longitud perpendicular a la sección transversal (dirección z). Los desplazamientos y deformaciones en dirección z se consideran inexistentes, El modelo axisimétrico se utiliza para estructuras circulares con sección transversal radial que se pueda definir como uniforme, se tendrá un esquema de carga alrededor del eje central que permita suponer estados Tenso-Deformacionales idénticos en cualquier dirección radial, en este caso de análisis la coordenada x representa el radio y la coordenada Y corresponde al eje de simetría y no se pueden utilizar coordenadas negativas. En la figura 10.1.2 se puede observar un ejemplo de modelo de deformación plana y otro axisimétrico.

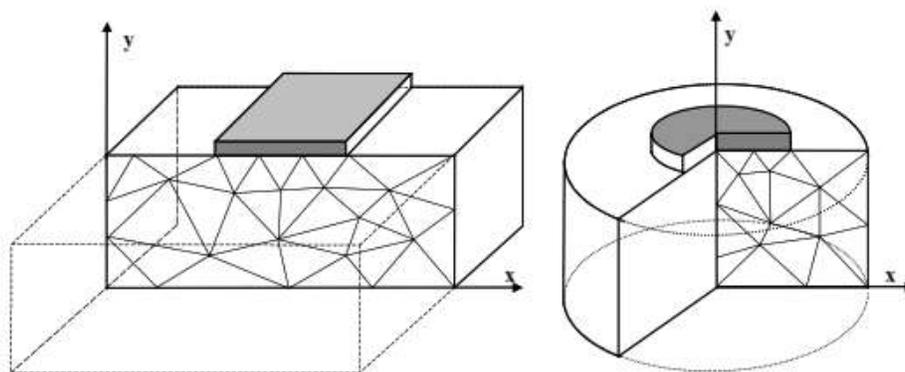


Figura 10.1.2: Tipos de modelo en Plaxis® plana y asimétrico.

El tipo de modelo que se utilizará en este caso será el de deformación plana, debido a que supondrá la losa de cimentación sobre el perfil de suelo, y esta es una placa con sección constante por lo tanto se necesita conocer el comportamiento en un ancho unitario proporcionado por este tipo de modelo además que los elementos estructurales del edificio como vigas y columnas también se consideran uniformes.

Elemento finito

El método de elemento finito (MEF) se utiliza para generar una aproximación de soluciones mediante una serie de ecuaciones diferenciales parciales donde sus incógnitas son funciones de diversas variables independientes definidas que caracterizan el comportamiento físico de un problema partiendo de ciertas propiedades definidas en cada modelo. Se forman elementos denominados nodos con dichas propiedades definidas que se distribuyen en una triangulación uniforme con un número de nodos en cada arista del triángulo o a la mitad de cada línea que forma el triángulo, la cantidad de estos nodos es definida por el usuario, dicha cantidad de nodos por triángulo definirá que tan sensible es el modelo de elementos finitos.

El programa Plaxis® presenta dos opciones para esto, como se ve en la figura 10.1.1 Donde se presentan 6 nodos o 15, entre más nodos más exactitud se consigue por tanto se elige la opción con 15 nodos ya que con esta cantidad de nodos definidos se puede conseguir una alta calidad de resultados en cálculos de hundimientos o desplazamientos.

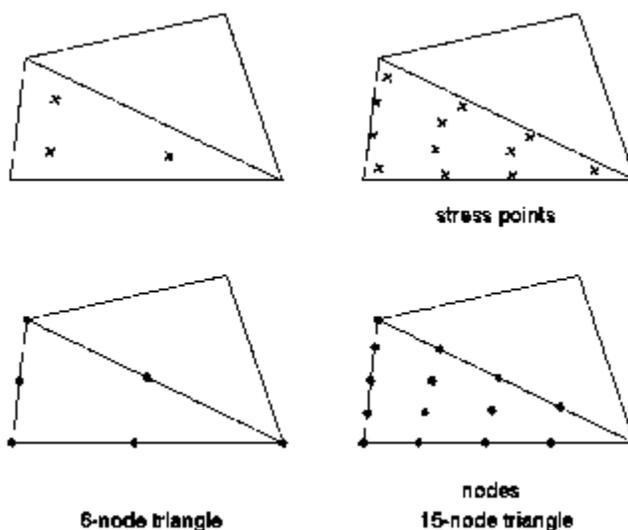


Figura 10.1.1: Arreglo de nodos Plaxis®.

Componentes geométricos

Si se requiere entender a fondo el tema del elemento finito se recomienda consultar literatura especializada en este tema. Se procede a crear diferentes modelos geométricos que representen al suelo en sus distintos estratos que lo conforman, de la misma manera al edificio, así como a los pilotes con sus respectivas propiedades.

Para crear el edificio se utilizan elementos denominados placas, los cuales son objetos estructurales que se utilizan para modelar estructuras esbeltas en el terreno o sobre él. Estas placas con rigidez a la flexión y rigidez a esfuerzos normales se pueden utilizar para simular muros, placas, laminas o revestimientos. Estos modelos se pueden observar en la figura 10.1.1. Dichas placas que se definirán con una rigidez muy elevada con el fin de que las deformaciones en estas placas se desprecien debido a lo pequeñas que resulten.

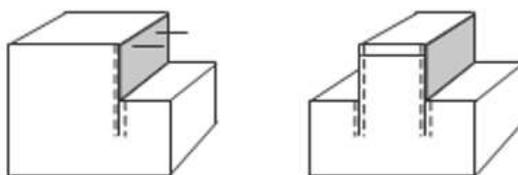


Figura 10.1.1: Aplicación de los elementos placa.

Esto porque el edificio lo estamos representando como un edificio el cual no llegaría a la falla, porque solamente se consideran cargas gravitacionales para la carga que será aplicada en Plaxis® y esta será la que causará el desplazamiento en el perfil de suelo. Ya sea para los modelos con o sin refuerzo.

Los pilotes serán modelados con anclajes nodo a nodo el cual es un resorte elástico de dos nodos con una rigidez de resorte constante. Este elemento puede ser sometido a fuerza de tracción (ancla) y también a fuerzas de compresión (por puntal). Este elemento también se modelará con una rigidez elevada al igual que las placas usadas para modelar el edificio, con el fin de que las deformaciones presentes sean despreciables.

Los componentes placas y anclajes nodos a nodo, se suponen elásticos lineales bajo la ley de Hooke.

El estrato superior de suelo se modelará siguiendo un modelo Mohr-Coulomb donde el comportamiento se supone elástico perfectamente plástico. Es necesario conocer varios parámetros elásticos básicos del suelo que servirán para definir su comportamiento como el módulo de elasticidad $E=4500 \text{ KN/m}^2$ y módulo de Poisson $V=0.3$ para definir la elasticidad del suelo. El ángulo $\phi (\phi) = 42$ y la cohesión $C = 1.6 \text{ KN/m}^2$ para la plasticidad del suelo, así como el peso específico del suelo $\gamma = 15 \text{ KN/m}^3$ (Equihua, 2020). Este modelo es una aproximación al comportamiento real del suelo, generando una rigidez media constante en el estrato que va aumentando linealmente con la profundidad.

El estrato inferior seguirá un modelo utilizado para suelo con endurecimiento (Hardening Soil Model), el cual está pensado para utilizarse en el modelado de arenas y gravas, además este tipo de modelo incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. En este modelo también se definirán ciertas propiedades producto del estudio que se mencionó anteriormente, como son el módulo de elasticidad $E=9418 \text{ KN/m}^3$, la cohesión $C=20.60 \text{ KN/m}^2$, el módulo de Poisson $V=0.2$, el ángulo de fricción interna $\phi (\phi) = 21$, el peso específico, el cual será sin saturar, debido a que se tomarán solo esfuerzos totales $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

Ambos modelos por el hecho que se despreciarán los efectos de los esfuerzos efectivos, serán tomados como drenados, es decir no se generaran excesos de presión intersticial.

10.2.-Resultados del análisis interacción suelo estructura

Una vez que se obtuvo la rigidez final de los resortes sobre los que se apoya el edificio para representar la flexibilidad del suelo, se procede a obtener los periodos resultantes para el edificio original y reforzado. En la figura 10.2.1 se puede observar el modelo del edificio original con los resortes en la base de cada columna.

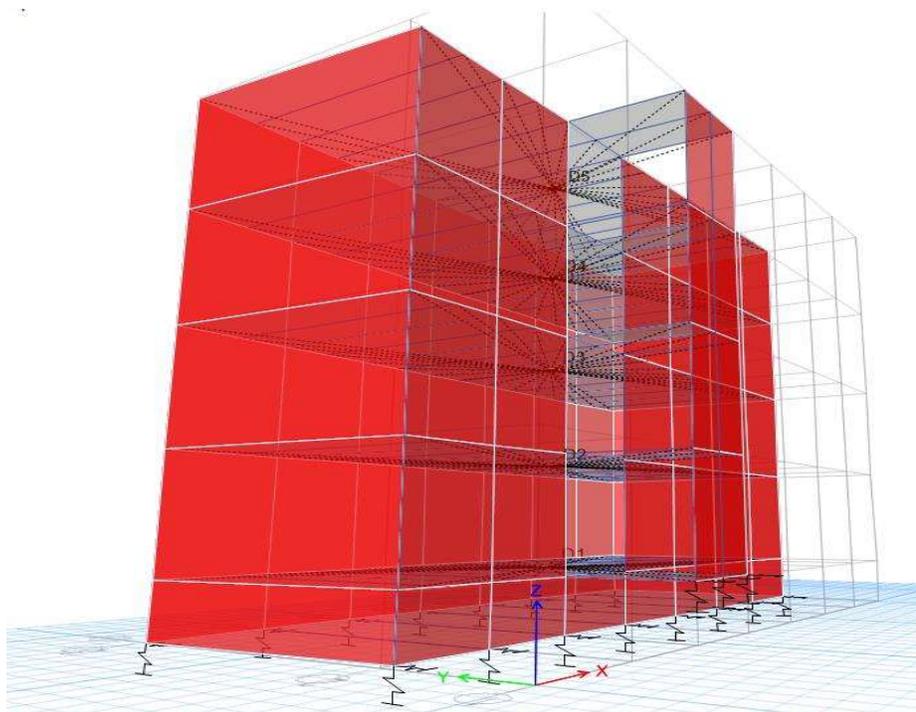


Figura 10.2.1: Resortes definidos en Etabs®.

Se procedió a obtener el periodo fundamental para los modelos original y reforzado, donde se consideró la interacción suelo estructura, con la finalidad de compararlo con el obtenido para su homologo sin interacción. En la figura 10.2.2 se puede observar esta comparación. Se observa que los periodos obtenidos con los modelos donde se consideró la interacción suelo estructura se incrementaron poco, para los modelos originales el periodo creció de 0.82s a 0.89s, presentando un cambio de 8.8%, para los modelos reforzados se observa que el periodo creció de 0.29s a 0.34s, presentando un cambio de 18.5%, con este pequeño comportamiento diferente se obtuvo una modificación en las aceleraciones espectrales asociadas al modo fundamental.

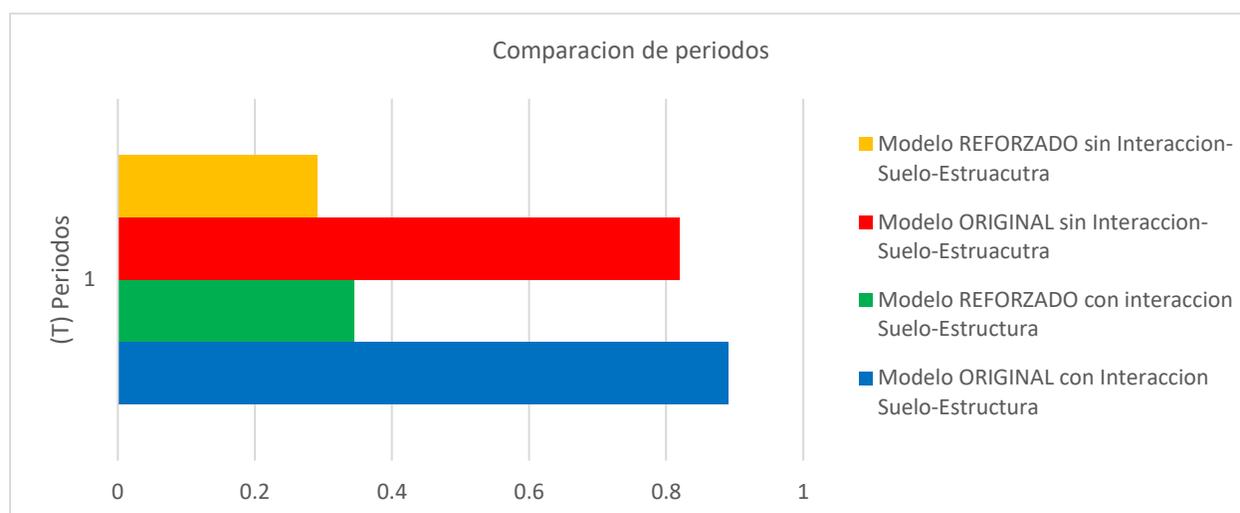


Figura 10.2.2: Periodos donde se considera la interacción suelo estructura comparados con los mismos modelos sin interacción

Para observar el cambio de estas aceleraciones se compararán los periodos con el espectro de respuesta obtenido del registro de la estación Plutarco E. Calles del sismo del 19 de septiembre del 2017. Lo que se observó en los casos previos al refuerzo y con el refuerzo aplicado es que el cambio en el periodo ocasiono que las aceleraciones se redujeran. En los modelos originales sin interacción se tenía una aceleración de 245.35 cm/seg^2 y considerando la interacción suelo estructura se obtuvo una aceleración espectral asociada al modo de 206.39 cm/seg^2 presentando un cambio a la baja del 15.8%. En el modelo reforzado sin interacción se tenía una aceleración de 239.53 cm/seg^2 y paso a una aceleración de $207.7023 \text{ cm/seg}^2$, presentando también un cambio a la baja de 13%.

Con esto nos damos cuenta que para este análisis resulto que considerar la interacción suelo estructura reduce las demandas sísmicas a las que estará impuesto el edificio. También se procederá a obtener los perfiles de distorsión y compararlos para observar que tanto cambio se presenta considerando la interacción suelo estructura. Como los periodos se compararon con el espectro de respuesta de la estación Plutarco E. Calles se utilizará el mismo espectro de respuesta en los modelos donde no se tomó la interacción suelo estructura y donde sí se tomó en cuenta, con el fin de comparar los perfiles de distorsión, utilizando las combinaciones de carga PP+CV+CM+EQ+SY en Etabs®.

En la figura 10.2.3 se observa la comparación de los perfiles de distorsión para los modelos originales previos al refuerzo, con y sin interacción suelo estructura, como ya se comentó anteriormente al considerar la interacción se logró una reducción en las demandas sísmicas, obteniendo un perfil de distorsión más pequeño, aun con el aumento en la flexibilidad del modelo debido a la interacción suelo estructura. También observamos que con esta reducción todavía no cumple con la distorsión por servicio del reglamento NTC-2017.

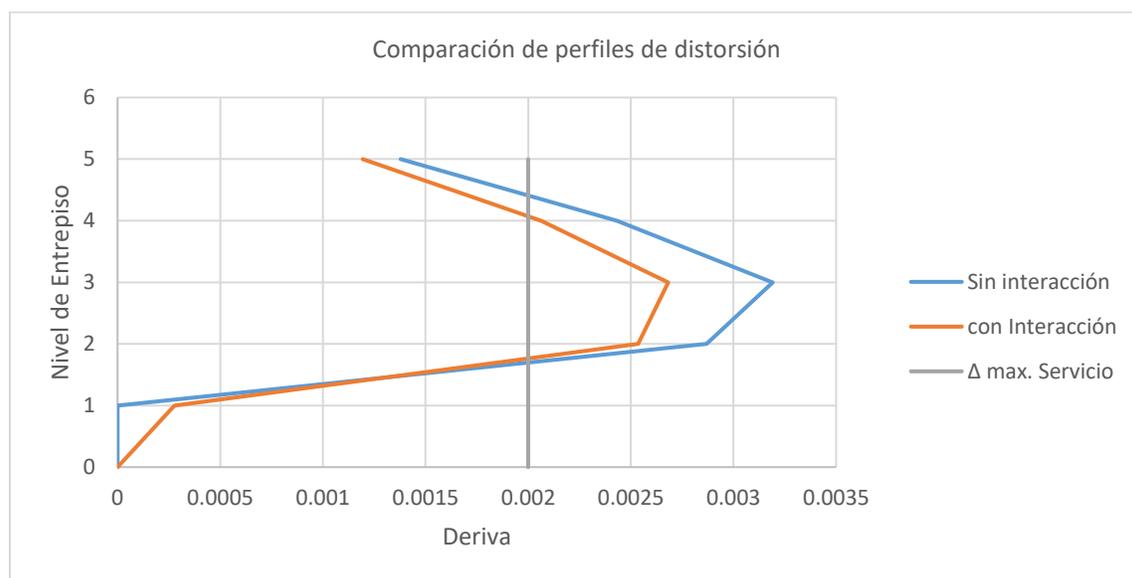


Figura 10.2.3: Perfil de distorsión de modelos sin refuerzo.

Ahora realizaremos la misma comparación, pero con modelos reforzados, en la figura 10.2.4 se puede ver esta comparación.

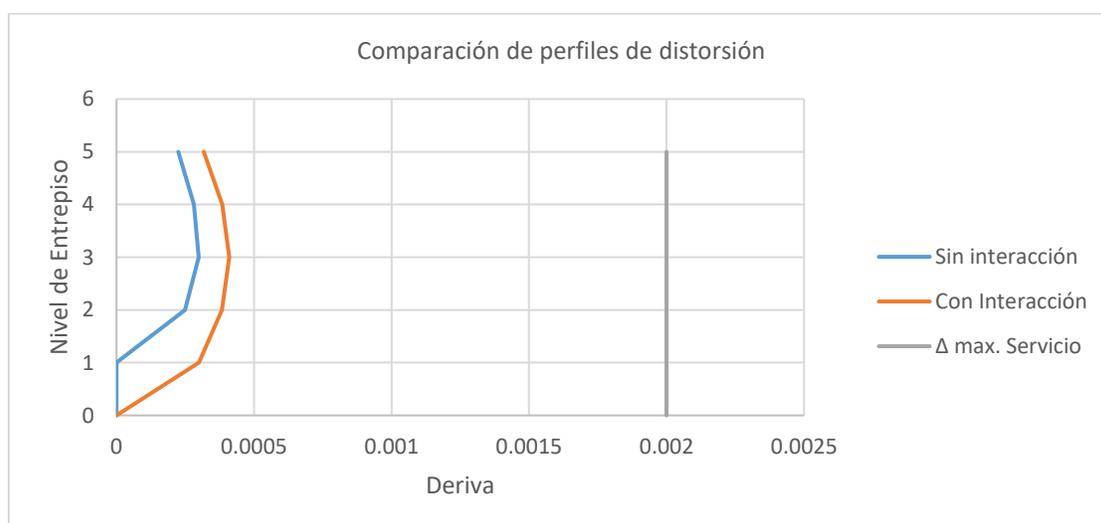


Figura 10.2.4: Perfil de distorsión modelos con refuerzo aplicado.

Como se puede observar, a pesar de que las demandas sísmicas se redujeron en el edificio reforzado, el efecto del suelo repercutió en el comportamiento de manera diferente, haciendo que el perfil de distorsión fuera mayor. La consecuencia es que el refuerzo con muros de concreto fue menos eficiente para reducir las distorsiones cuando se considera la influencia del suelo. Lo que quiere decir que, dependiendo de la rigidez propia del edificio, al considerar la interacción suelo estructura, el edificio puede reaccionar distinto, ya sea de manera positiva reduciendo los desplazamientos, o de manera negativa aumentándolos, y debido a que no podríamos conocer un valor de rigidez para el cual el edificio se comportaría de una u otra manera, se aconseja tomar en cuenta un análisis de interacción suelo estructura siempre que se pueda. En esta ocasión ese aumento fue pequeño, ya que como se puede observar los dos modelos están muy por debajo de la distorsión por servicio del reglamento NTC-2017.

También compararemos la variación de los momentos flectores máximos debido a la interacción suelo estructura. En la figura 10.2.5 se muestra esta variación para los modelos originales, y como se observa, los momentos tienden a descender, esto por el hecho de no estar empotrados en su base. Este cambio fue del 11.9% para los momentos flectores actuantes alrededor del eje débil de la sección de la columna (M2) y un cambio del 23.5% para los momentos actuantes alrededor del eje perpendicular (M3). El momento M2 gira alrededor del eje x (Norte-Sur) y M3 gira alrededor del eje y (Este-Oeste).

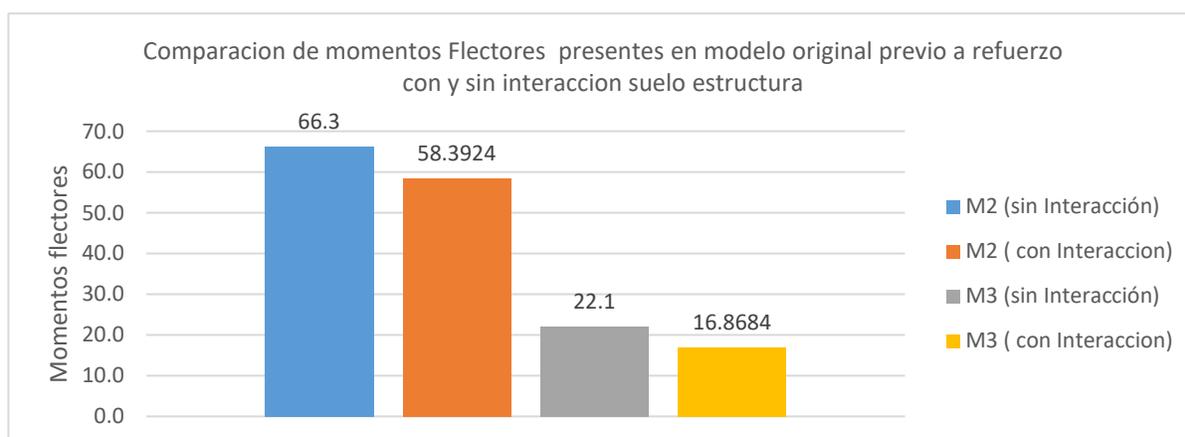


Figura 10.2.5: Momentos flectores modelos originales previo al refuerzo.

En la figura 10.2.6 se puede observar la misma comparación, pero para los modelos reforzados con muros. Se observa también una reducción en los momentos flectores producto del refuerzo, y también causado por la interacción suelo estructura. Este cambio en el momento M 2 fue de 0.09% y 33.75% para el M3.

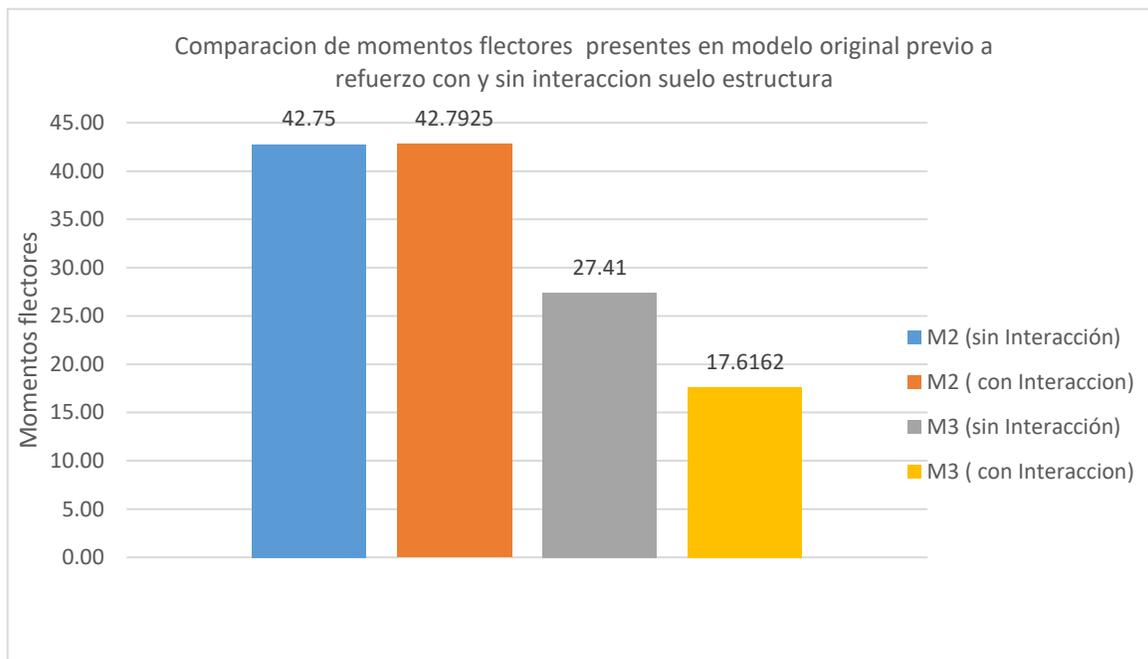


Figura 10.2.6: Momentos flectores para modelos con refuerzo aplicado

Conclusiones

Se llevó a cabo el análisis de un edificio estructurado a base de columnas y vigas de concreto con losa trabajando en dos direcciones, ubicado en el lecho del extinto lago de Texcoco en la ciudad de México. El edificio sufrió daños en el sismo de 1985 y se reforzó debido a los daños que sufrió en este evento, este refuerzo consistió en adición de muros de concreto y encamisado de vigas y columnas. Se realizaron varios modelos de análisis, con características basadas en las recomendaciones de diferentes normas de uso en México, a partir de los cuales se derivan las conclusiones que se describen a continuación.

Los daños experimentados por el edificio en el sismo de 1985 fueron originados por desplazamientos excesivos, la rotación producto de la geometría del edificio y el golpeteo provocado por otra estructura adyacente debido a la pequeña separación entre estos edificios, causando daños estructurales significativos como desprendimiento de concreto en todos los niveles y grietas diagonales en los elementos estructurales. En los modelos realizados se logró verificar la presencia de estos grandes desplazamientos y rotación, por lo tanto, con los resultados obtenidos de los modelos se llega a la conclusión de que el modelo es capaz de estimar el tipo de daño reportado.

En los casos de análisis se utilizaron diferentes valores de inercia efectiva en los elementos estructurales como vigas, columnas y muros de mampostería o concreto, propuestas por diferentes reglamentos, los cuales recomiendan valores de inercia con cambios importantes. Los factores de inercia que se consideraron corresponden a las siguientes especificaciones: **NTC-2017**, **ACI-318** (2019), y del **ACI-369** (2011), éste último es una norma para la rehabilitación de edificios existentes. También se utilizó la inercia bruta con el fin de observar el efecto de no considerar el agrietamiento que se produce antes de que la estructura alcance el límite de fluencia, ya que en la práctica no se reducen las inercias de los elementos en muchos casos.

En los modelos del edificio original, previos al refuerzo, se observó que los cambios de inercia provocan cambios fuertes en el periodo de los modelos, lo que conduce a variaciones del periodo fundamental de vibrar con cambios de hasta 125% y diferencias en las demandas de aceleraciones espectrales asociadas al primer modo de 44.1%. Se observa que los modelos donde no se toma ningún factor de reducción de inercia el cambio de periodos es mayor comparando con los modelos donde sí se utilizan estos factores, produciendo modelos con una efectividad menor del refuerzo.

Para los modelos del edificio reforzados se observó una variación en los resultados más pequeña, esto se debió al incremento de la rigidez principalmente ocasionada por los muros, obteniendo diferencias en los casos extremos en los periodos de 13.8%. Por lo que corresponde a las aceleraciones espectrales de los modelos reforzados, se observó que debido al aumento de la rigidez todos los modelos resultaron estar localizados en un área espectral pequeña, haciendo que las aceleraciones cambien poco entre sí.

Se revisó la diferencia en las demandas sísmicas debidas al cambio en los periodos tomando el espectro de diseño utilizado al construir el edificio, el espectro de diseño vigente actualmente y el registro de una estación seleccionada para el sismo del 19 de septiembre del 2017. Encontrando que las aceleraciones presentes en el espectro de diseño actual comparadas con las obtenidas en el espectro del año de construcción del edificio se incrementaron en más del 100% en el rango espectral desde un periodo de 0 a 0.8seg.

Referente a los desplazamientos, se logró observar que los máximos valores de cada modelo en su versión sin refuerzo se presentan en la dirección más desfavorable (transversal), lo que coincide con los daños reportados. Con el refuerzo aplicado se logró modificar el comportamiento del edificio logrando reducir los efectos de torsión, así como modificar el comportamiento esperado del edificio, y que los desplazamientos máximos se presenten en la dirección longitudinal, logrando reducirse, en los casos extremos (modelos 1 y 25), del 94.2% para el caso 1 y de 98% para el caso 25.

La obtención de los perfiles de distorsión para todos los modelos originales, dejó claro que el modelo no cumple con las distorsiones de servicio propuestos por la norma NTC-2017, sin embargo, con el refuerzo aplicado se lograron reducir los perfiles de distorsión al punto que todos los casos analizados cumplieron con las condiciones de servicio propuestos por el reglamento producto del incremento de la rigidez. En los modelos originales la distorsión mayor se presenta en el piso 3, con el refuerzo aplicado se modificó este comportamiento, haciendo que la mayor distorsión se presente en el piso 4.

En los modelos reforzados se observó cómo los elementos mecánicos se redujeron, producto de la adición de los muros de concreto ya que se llevan una gran parte de la acción producto de la demanda sísmica, disminuyendo la demanda en las columnas.

También se estudió el efecto de la posición de las cargas impuestas en el modelo y como puede llegar a repercutir en el comportamiento de los modelos, al considerar la carga producto de los equipos telefónicos como solo distribuido en el área real donde se encuentran (eje 4,5 y 6) o considerarla distribuida en toda el área del entrepiso. Se encontró un cambio pequeño para los perfiles de derivas, con un 3.5% de variación, pero se observó un cambio del 51.8% en el momento flector comparado con el caso donde la carga es distribuida en todo el entrepiso. Este cambio se presentó en las columnas que estaban en los ejes donde se encontraba el equipo telefónico (ejes 4,5,6). El aumento se presenta en las columnas que se encuentran transmitiendo directamente las cargas del equipo telefónico.

En esta investigación se utilizaron tres maneras de modelar los muros, con una diagonal equivalente, con tres diagonales equivalentes y con elementos placa tal y como se modelan en el programa ETABS. Siempre que se utilizaron tres diagonales se obtuvieron modelos más flexibles y con los elementos placa modelos más rígidos

Se realizaron cambios en las propiedades de los materiales al considerar los valores obtenidos de planos y los que se proponen en la Guía para Edificios Escolares cuando se desconoce la información. Con base en estas dos alternativas, el valor de $f'c$ varía de 250 a 200 kg/cm^2 y el

módulo de elasticidad se varió según el utilizado en la época de construcción $10,000\sqrt{F'c}$, o el propuesto por la NTC-2017 de $11,000\sqrt{F'c}$ pero los cambios hechos no representaron un cambio mayor, comparado con los presentes al variar los factores de inercia.

Con la creación de un modelo no lineal se construyeron las curvas de capacidad del edificio original y del edificio reforzado, las cuales mostraron el comportamiento global de los modelos en el intervalo elástico e inelástico. Se observó que el refuerzo utilizado incremento el punto de fluencia del edificio un 104.8% y logro reducir el desplazamiento de fluencia un 67.7%, la ductilidad se elevó 301.26%, la rigidez equivalente de fluencia creció 534.7% y la capacidad máxima creció 258.35% hasta el punto final de análisis del “push-over” analizado, lo que quiere decir que todavía el edificio puede desplazarse más. El desplazamiento máximo del análisis creció 29.53%.

Con el análisis “push-over” se pudo observar como las columnas de los niveles inferiores con fallas frágiles en los modelos originales, mejoraron su comportamiento mostrando un comportamiento apegado a una falla dúctil.

En el modelo donde se consideró interacción suelo estructura, la información del suelo se tomó de un estudio de cono eléctrico llevado a cabo cerca del edificio con el fin de idealizar las propiedades del suelo donde se encuentra desplantado, Este modelo presento cambios pequeños en el periodo, comparado con su homólogo sin interacción, para los modelos originales el periodo creció de 0.82s a 0.89s, representando un cambio del 8.8%, para los modelos reforzados se observó que el periodo creció de 0.29s a 0.34s, presentando un cambio de 18.5%.

Este incremento ocasiono que al edificio le correspondieran nuevas aceleraciones espectrales, estas aceleraciones para el modelo original comparándolo con el registro del sismo del 19 de septiembre del 2017 se redujeron de $245.36\text{cm}/\text{seg}^2$ a $206.39\text{cm}/\text{seg}^2$, presentando un cambio del 15.8%, para el modelo reforzado también se obtuvo una reducción de las aceleraciones de $239.53\% \text{ cm}/\text{seg}^2$ a $207.7023 \text{ cm}/\text{seg}^2$ con un cambio del 13%.

Al menos para este caso, resulta que la interacción suelo estructura contribuye a reducir las demandas sísmicas. Al realizar la comparación entre los perfiles de distorsión donde no se toma la interacción suelo estructura con los perfiles donde si se toma la interacción, se observó que como el modelo ya no está empotrado en la base, si se presentaron desplazamientos en el primer nivel, ocasionando que los perfiles de distorsión del modelo reforzado fueran más grandes. Esto solo ocurrió para el modelo reforzado, ya que para el modelo original el perfil más desfavorable fue el perfil donde no se consideró la interacción suelo estructura. Por lo que nos damos cuenta que un análisis de interacción suelo estructura puede llegar a contribuir positiva o negativamente en el comportamiento del edificio analizado.

Con todos los análisis realizados en esta tesis se llega a la conclusión que el refuerzo proporcionado a la estructura fue de gran ayuda en mejorar su comportamiento. Ya que los muros y encamisado de los distintos elementos estructurales proporcionaron un incremento considerable de la resistencia del edificio, logrando cambiar su comportamiento completamente de manera positiva. Si este refuerzo no se hubiese llevado a cabo y solo se hubiese reconstruido el edificio tal como estaba originalmente se hubiese tenido sin duda un problema más grande que lo presentado con el refuerzo, ya que para el sismo del 2017 solo se reportó un daño estético menor.

Se recomienda que se realicen más estudios, como por ejemplo considerar un modelo donde se combine la interacción suelo estructura y el análisis “push-over”, ya que en esta investigación se realizó por separado. También realizar un análisis tiempo historia donde las demandas sísmicas dinámicas no se transformen en demandas sísmicas estáticas y observar el impacto que tiene en el refuerzo que se adoptó en este edificio.

Bibliografía

ACI318-19. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI-318-19 and commentary*. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

ACI369-11. (2011). *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary*. Farmington Hills, MI 48331 USA: American Concrete Institute.

Aguilar, J., F. Breña, S., Del Valle, E., Iglesias, J., Picado, M., Jara, M., & O. Jirsa, J. (S/N de AGOSTO de 1996). *Rehabilitation Of Existing Reinforced Concrete Buildings In Mexico City*. Austin, Texas, U.S.A.

Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.

CENAPRED. (10 de noviembre de 2014). Obtenido de https://www.files.cenapred.unam.mx/es/ReunionNacionalGeologicos2014/RedNacionalEvaluadores/EvaluacionEdificios/2014Evaluaciondeedificios_05-Danio.pdf

Centro de Instrumentación y Registro Sísmico(CIRES), A. C. (2005-2020). Obtenido de <http://www.cires.org.mx/index.php>

CICM, C., SMIG, S., SMIE, S., & AI. (19 de SEPTIEMBRE de 2017). <https://www.sismosmexico.org/informes>. Recuperado el 8 de NOVIEMBRE de 2019, de Sismos México: https://bb73d1f9-fa3c-4648-8b09-83941d2bbc33.filesusr.com/ugd/3e775b_6e4fff6862c749069396975e7c7f9a01.pdf

Colegio de Ingenieros Civiles de México(CICM), S. M. (2017). *Sismos México*. Obtenido de Mapa enfocado en especialistas técnicos: <https://www.sismosmexico.org/mapas>

Dirección General de Protección Civil y Emergencias. (2014). *Por Qué Hay Que Hablar De Resiliencia En La Gestión Del Riesgo De Desastres? Reduccion del Riesgo de Desastres*, S/N.

E. Carreño, B. B. (Noviembre de 1999). *Registro y tratamiento de Acelerogramas*. Obtenido de <file:///C:/Users/Memo/Desktop/tesis%20ejemplos%20para%20escribir/12923-Texto%20del%20artículo-13003-1-10-20110601.PDF>

Equihua, L. N. *Recomendaciones Geotécnicas para el Perfil de Suelo* (2020)

Gaceta oficial de la ciudad de México;. (15 de Diciembre de 2017). <http://www.smie.org.mx/>. Obtenido de Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural : <file:///C:/Users/Memo/Downloads/normas-tecnicas-complementarias-ciudad-mexico-2017.pdf>

- González O. M., Robles, F (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa.
- González de vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Education.
- Hernández H. (S/n de junio de 2018). *Diseño estructural de Cimentaciones someras.*, México.
- Juárez , A., L. Moncada, J., Baltazar, E., & Ed. Era, M. 1.-1. (7 de noviembre de 2019). *El Sismo Del 19 De Septiembre De 1985*. Obtenido de <http://www.cires.org.mx/>: http://www.cires.org.mx/1985_es.php
- Mendoza López, D. J. (20 de Septiembre de 2007). *Comportamiento Y Diseño De Cimentaciones Profundas En La Ciudad De México*. Ciudad de México, México. Obtenido de https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_34_34_183_comportamiento_y_diseno_de_cimentaciones_profundas_en_ciudad_de_mexico.pdf
- Murià, D. (20 de Septiembre de 2007). *Experiencia Mexicana Sobre La Respuesta Sísmica De Edificios Instrumentados*. CDMX, México.
- NTCC-17. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No.220 Bis, Diciembre 2017.
- NTCCA-17. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No.220 Bis, Diciembre 2017.
- NTCS-17. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 361, junio 2020.
- Servicio Sismológico Nacional, México., U. (8 de noviembre de 2019). <http://www.ssn.unam.mx>. Obtenido de Catálogo de sismos: <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>
- (SASID), s. d. (2020). Obtenido de id.unam.mx/webNormasCDMX/
- UNAM, S. M. (2019). *Guía Técnica para la Rehabilitación sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México*. Ciudad d eMéxico: N/A.