



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA
OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO
LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER
MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)**

AUTORA: Daniela Alexandra Galarza Altamirano

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina

AMBATO – ECUADOR

2019

APROBACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Christian Medina certifico que el presente Informe del Trabajo Experimental “**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)**” realizado por la Srta. Daniela Alexandra Galarza Altamirano, egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo elaborado de manera personal e inédita.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, julio del 2019



Ing. Mg. Christian Medina

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Daniela Alexandra Galarza Altamirano, con C.I. 180498833-3 egresada de la Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil, por medio del presente, certifico que el siguiente proyecto de investigación: “**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)**”, es de mi completa autoría.

Ambato, julio del 2019



Daniela Alexandra Galarza Altamirano

AUTORA

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, julio del 2019



Daniela Alexandra Galarza Altamirano

AUTORA

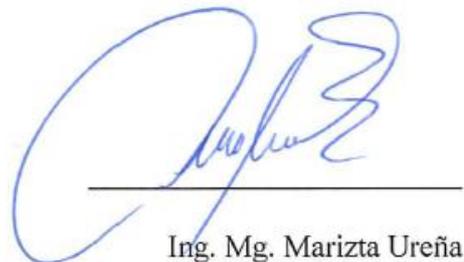
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de calificación de grado aprueban el Trabajo Experimental: “**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)**”, realizado por el Srta. Daniela Alexandra Galarza Altamirano, egresada de la Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil.

Para constancia firman:



Ing. Mg. Santiago Medina



Ing. Mg. Marizta Ureña

DEDICATORIA

“Entre tus alas dormí

Y en tu mirada tan pasiva crecí

Siempre confiaste en todo lo que soñé

Me cuidaste y me guiaste hasta aquí”

A mi madre Laura.

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Mg. Christian Medina, por su ayuda, asesoramiento y por haberme brindado su tiempo para el desarrollo del presente proyecto de titulación.

A la Ingeniería Alexandra Segura, gerente de la Cooperativa de Ahorro y Crédito OSCUS por facilitarme los planos estructurales del edificio matriz Ambato, sin los cuales no se hubiera podido desarrollar el presente proyecto.

A la planta docente de la carrera Ingeniería Civil por haberme otorgado conocimientos y siempre despejar cualquier duda a lo largo de mi carrera.

Agradezco a mis padres Antonio y Laura, que me han apoyado durante toda mi vida.

A mi sobrina Sofía, que me impulsa siempre a seguir adelante.

A Eric, hemos a travesado todo este camino juntos, gracias por haber estado a mi lado en las buenas y en las peores.

ÍNDICE GENERAL

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	II
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	III
DERECHOS DE AUTOR	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTO	VII
ÍNDICE GENERAL.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	1
RESUMEN EJECUTIVO	5
SUMMARY	6
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	6
1.1.3 Fundamentación teórica	8
1.1.4 Hipótesis.....	49
1.1 Objetivos	49
1.2.1 Objetivo general	49
1.2.2 Objetivos específicos	49
CAPÍTULO II	50
METODOLOGÍA	50
2.1 Materiales y equipos.....	52

2.1.1	Materiales	52
2.1.2	Equipos.....	52
2.2	Metodología.....	53
2.2.1	Plan de recolección de datos	53
2.2.2	Plan de procesamiento y análisis de información	53
2.2.3	Recolección de datos.....	54
CAPÍTULO III		101
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		101
3.1	Resultados del análisis Pushover.....	102
3.1.1	Curvas de capacidad.....	102
3.1.2	Desplazamientos de piso	103
3.1.3	Derivas de piso	104
3.1.4	Punto de desempeño.....	105
3.1.5	Nivel de daño	106
3.2	Resultados del análisis Pushover Multimodal.....	108
3.2.1	Períodos naturales y modos de vibración (rango elástico).....	108
3.2.2	Curva Pushover e idealización	109
3.2.3	Combinación modal	112
3.2.4	Nivel de daño	114
3.3	Resultados del Análisis Historia de Respuesta.....	118
3.3.1	Desplazamientos máximos.....	118
3.3.2	Desplazamientos por piso	119
3.3.3	Derivas de piso	120
3.3.4	Nivel de daño	121
3.4	Comparación de resultados	125
3.4.1	Desplazamientos de piso	125
3.4.2	Derivas de piso	126

3.4.3	Desplazamientos máximos.....	127
3.4.4	Cortante Basal	128
3.4.5	Ventajas y desventajas de análisis no lineales	128
3.4.6	Comparación de resultados con antecedentes investigativos.....	129
3.5	Verificación hipótesis.....	131
CAPÍTULO IV.....		132
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		132
4.3	Conclusiones	132
4.4	Recomendaciones	134
BIBLIOGRAFÍA		135
ANEXOS		139
A.	Anexos fotográficos	139
	Ensayo esclerométrico	139
	Distribución de paredes	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Especificaciones técnicas Etabs 2016.	52
Tabla 2 Especificaciones técnicas Esclerométrico.	52
Tabla 4 Resultados del ensayo esclerométricos	60
Tabla 5 Resumen de cargas gravitacionales.....	61
Tabla 6 Factores de carga sísmica y de configuración estructural	63
Tabla 7 Espectros de respuesta.....	64
Tabla 8 Secciones y áreas de aceros en columnas	71
Tabla 9 Secciones y áreas de acero en vigas.	74
Tabla 10 Información de las estaciones y características de sismos a utilizar	85
Tabla 11 Factores para el escalado espectral	92
Tabla 3 Equivalencia de niveles.....	101
Tabla 12 Descripción de formación de rótulas plástica (NSP)	107
Tabla 13 Períodos y modos de vibración	108
Tabla 14 Descripción de formación de rótulas plástica (MPA)	115
Tabla 15 Descripción de formación de rótulas plástica (MPA)	117
Tabla 16 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-Loma Prieta) ..	122
Tabla 17 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-Northridge)....	123
Tabla 18 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-San Fernando)	124
Tabla 19 Desplazamientos máximos por piso.....	125
Tabla 20 Derivas máximas.....	127
Tabla 21 Desplazamientos máximos.....	127
Tabla 22 Comparación cortante basal NSP y MPA	128
Tabla 23 Ventajas y desventajas de análisis no lineales	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Procedimiento para análisis inelásticos	8
Figura 2	Modelo estructural inelástico 3D partir de propiedades de componentes	8
Figura 3	Factores que afectan y caracterizaciones de los sismos	9
Figura 4	(a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno.....	10
Figura 5	(a) Pórtico de cortante de 2 niveles; (b) Fuerzas sobre las 2 masas	10
Figura 6	Procedimientos de análisis sísmico inelástico	11
Figura 7	Procedimientos estáticos no lineales	12
Figura 8	Proceso de análisis dinámico no lineal	13
Figura 9	Espectro sísmico elástico de aceleraciones, representa el sismo de diseño	14
Figura 10	Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona Z.....	15
Figura 11	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	15
Figura 12	Curvas de peligro sísmico NEC para Ambato y sismos de análisis	16
Figura 13	Clasificación de los perfiles de suelo	16
Figura 14	Tipo y factores de sitio	17
Figura 15	Niveles de amenaza sísmica	17
Figura 16	Placas tectónicas y zonas de actividad sísmica	19
Figura 17	Actividad sísmica en zonas definidas en el 2004	20
Figura 18	Terremotos históricos del Ecuador	20
Figura 19	Campamento en Pelileo, Hospital arruinado luego del sismo	21
Figura 20	Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado	22
Figura 21	Modelo de histéresis de Takeda.....	24
Figura 22	Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión	24
Figura 23	Modelo de histéresis de kinemático.....	25
Figura 24	Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural.....	26
Figura 25	Niveles de desempeño y rangos para objetivos principales.	26
Figura 26	SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad.....	27
Figura 27	Tipos de modelos histeréticos	28
Figura 28	Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva	29
Figura 29	Coeficientes utilizados en ecuaciones para períodos efectivos	30
Figura 30	Conversión del espectro de respuesta.....	32

Figura 31	Conversión del espectro de capacidad.....	32
Figura 32	Capacidad y demanda inicial de ADRS espectro	33
Figura 33	Representación bilineal de la capacidad espectro.....	34
Figura 34	Posible comportamiento de puntos usando MADRS.	35
Figura 35	Curvas de Pushover para un edificio de 20 piso con y sin efectos $P - \Delta$	45
Figura 36	Influencia de los supuestos de modelado en la deriva.....	46
Figura 37	(a) Rótula de viga, (b) Rótula de columna y (c) Modelos de piso débil...	47
Figura 38	Hospital Olive View, terremoto San Fernando, 1971.	48
Figura 39	Edificio Oscus	50
Figura 40	Losa almacén (N+0.00m)	55
Figura 41	Losa banco (N+3.15m).....	56
Figura 42	Losa mezanine (N+6.30m)	57
Figura 43	Losa administración (N+9.45m).....	58
Figura 44	Losa Tipo (N+12.6m+31.5m).....	59
Figura 45	Espectros de respuesta	65
Figura 46	Render del modelo.....	66
Figura 47	Definición de las propiedades lineales y no lineales del hormigón.....	67
Figura 48	Definición de las propiedades lineales del acero.....	68
Figura 49	Definición losa de 20cm, 25cm	69
Figura 50	Definición del muro de sótano	69
Figura 51	Definición de columnas.	73
Figura 52	Inercias agrietadas, refuerzo transversal y longitudinal de columnas	73
Figura 53	Definición de vigas	76
Figura 54	Inercias agrietadas, refuerzo transversal y longitudinal para vigas	76
Figura 55	Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	77
Figura 56	Asignación de rótulas plásticas en vigas	77
Figura 57	Datos de fuente de masa	78
Figura 58	Definición del espectro de respuesta para un $T_r =$ de 475 y 2500 años ...	78
Figura 59	Definición de patrones de carga	79
Figura 60	Caso Gravitacional	80
Figura 61	Datos de caso Pushover X	80
Figura 62	Datos de caso Pushover Y	81
Figura 63	Datos de caso Gravitacional	82

Figura 64 Casos pushover sentido X	82
Figura 65 Casos pushover sentido Y	84
Figura 66 Registro sísmico evento Loma Prieta (17/10/1989)	86
Figura 67 Registro sísmico evento Northridge (17/01/1994)	87
Figura 68 Registro sísmico evento San Fernando (09/02/1971).....	88
Figura 69 Ajuste espectral Loma Prieta (N-S).....	89
Figura 70 Ajuste espectral Northridge (N-S).....	90
Figura 71 Ajuste espectral San Fernando (N-S)	91
Figura 72 Acelerogramas escalados para $T_r=475$	93
Figura 73 Casos modales	94
Figura 74 Definición del acelerograma Loma Prieta en dirección E-O y N-S	94
Figura 75 Definición del acelerograma Northridge en dirección E-O y N-S	95
Figura 76 Definición del acelerograma San Fernando en dirección E-O y N-S.....	95
Figura 77 Historial de tiempo coincidente con el espectro de respuesta LP-EO-475	96
Figura 78 Definición de rampa gravitacional	96
Figura 79 Caso de carga: gravitacional.....	97
Figura 80 Amortiguación de integración directa	97
Figura 81 Caso de carga: TH LP 475.....	98
Figura 82 Amortiguación de integración directa	98
Figura 83 Caso de carga: TH NR 475.....	99
Figura 84 Amortiguación de integración directa	99
Figura 85 Caso de carga: SF NR 475.....	100
Figura 86 Amortiguación de integración directa	100
Figura 87 Curvas de capacidad sentido X - Y	102
Figura 88 Máximos desplazamientos de piso	103
Figura 89 Máximas derivas de piso	104
Figura 90 Punto de desempeño	105
Figura 91 Formación de rótulas plásticas	106
Figura 92 Modos de vibración	108
Figura 93 Curvas Pushover para los tres modos traslacionales en dirección X.....	109
Figura 94 Curvas Pushover para los tres modos traslacionales en dirección Y.....	110
Figura 95 Combinación modal de los máximos desplazamientos de piso.....	112

Figura 96 Combinación modal de las derivas de piso	113
Figura 97 Formación de rótulas plásticas de modos en sentido X.....	114
Figura 98 Formación de rótulas plásticas de modos en sentido Y	116
Figura 99 Desplazamientos máximo.....	118
Figura 100 Desplazamiento por piso	119
Figura 101 Derivas máximas	120
Figura 102 Formación de rótulas plásticas	121
Figura 103 Comparación de desplazamientos de piso.....	125
Figura 104 Comparación de derivas	126

RESUMEN EJECUTIVO

TEMA: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA).

AUTORA: Daniela Alexandra Galarza Altamirano.

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina.

Para la investigación en primera instancia se consiguió los planos estructurales del edificio “Oscus”, además se obtuvo la resistencia a compresión de concreto mediante ensayos esclerométrico, la normativa vigente en el año de construcción fue el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77 en base al ACI 318-71).

A partir de esta información se modeló el edificio en tres dimensiones en el software Etabs 2016, tomando en cuenta parámetros de no linealidad. Para la definición de la demanda se utilizó el espectro de respuesta y acelerogramas propiamente seleccionados, ajustados y escalados de acuerdo a la NEC-SE-DS para un sismo con probabilidad de excedencia de 50 años del 10% ($T_r = 475$ años; Raro).

Se recopiló información necesaria a partir de publicaciones tales como: FEMA-440, FEMA-356 y ATC- 40 además de artículos científicos. Se realizó procedimientos de análisis sísmicos no lineales como: Historia de Respuesta (NL-RHA), Pushover (NSP) y Pushover Multimodal (MPA), mediante la definición de sus respectivos casos modales, una vez finalizado el análisis se procedió al procesamiento de resultados, los cuales fueron comparados en términos de desplazamientos, derivas, capacidad y nivel de daño, en donde se pudo detectar algunas deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de los análisis. De las metodologías alternativas de análisis sísmico estudiadas, la que produce los errores más pequeños es el análisis MPA, por tal razón, se concluye que es la más adecuada. Los tres análisis determinaron que la estructura llega a su desplazamiento máximo antes de cumplir con su desplazamiento objetivo lo que significa una gran inconsistencia en su desempeño sísmico demostrando su alta vulnerabilidad y riesgo de posible colapso.

SUMMARY

THEME: EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF THE OSCUS BUILDING THROUGH COMPARISON OF THE STATIC ANALYSIS NO LINEAR (PUSHOVER), STATIC ANALYSIS MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) AND DYNAMIC NO-LINEAR (TIME HISTORY).

AUTHOR: Daniela Alexandra Galarza Altamirano.

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina.

For this investigation, in first instance the structural plans of the building "Oscus" were obtained, in addition the resistance to compression of concrete was obtained by means of sclerometric tests, the current regulations in the year of construction was the Ecuadorian Code of Construction (CEC-77 in base of ACI 318-71).

Based on this information, the building was modeled in three dimensions in Etabs 2016 software, considering non-linearity parameters. For the definition of the demand, the response spectrum and appropriately selected accelerograms were used, adjusted and scaled according to the NEC-SE-DS for an earthquake with probability of exceeding 50 years of 10% ($T_r = 475$ años; Rare).

Necessary information was gathered from publications such as: FEMA-440, FEMA-356 and ATC-40 in addition to scientific articles. Non-linear seismic analysis procedures were performed, such as: Time History (NL-RHA), Pushover (NSP) and Multimodal Pushover (MPA), by defining their respective modal cases, once the analysis was finished, the results were processed, which were compared in terms of displacements, drifts, capacity and level of damage, where it was possible to detect some deficiencies, limitations, advantages and disadvantages of the analyzes. Of the alternative seismic analysis methodologies studied, the one that produces the smallest errors is the MPA analysis, for this reason, it is concluded that it is the most appropriate. The three analyzes determined that the structure reaches its maximum displacement before fulfilling its objective displacement which means a great inconsistency in its seismic performance demonstrating its high vulnerability and risk of possible collapse.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes investigativos

1.1.1 Antecedentes

Las edificaciones de hormigón armado construidas hace décadas son vulnerables debido a que responden al nivel de conocimiento, avance computacional y calidad de materiales de la época. Estas construcciones existen en grandes ciudades lo que hace urgente verificar el desempeño de estas estructuras ante eventos sísmicos [1], [2].

Desde que los ingenieros reconocieron que durante los terremotos las estructuras entran en el rango no lineal, se han desarrollado técnicas para el análisis sísmico ya que, tiempo atrás solo se basaban en procedimientos lineales. La no linealidad fue investigada por agencias las cuales publicaron el ATC-40, ATC-55, FEMA-273, FEMA-356 y finalmente el FEMA-440 que tiene como objetivos: proveer pautas aplicables a la evaluación y diseño de estructuras, facilitar la comprensión de principios básicos, así como las capacidades y limitaciones asociadas a los procedimientos [3].

La mayoría de los ingenieros estructurales actuales utilizan el análisis modal espectral y siguen el requisito de detalle sísmico del código para asegurar ductilidad bajo el comportamiento inelástico de la estructura, no obstante, los edificios sufrirán deformaciones plásticas durante los eventos sísmicos lo que requiere una evaluación más precisa para verificar los supuestos básicos de diseño sísmico [4].

El método Pushover es un eficiente procedimiento para determinar la resistencia sísmica, en combinación con el espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad, permite evaluar la capacidad y el comportamiento de los elementos estructurales sometidos a la acción de un terremoto. Este análisis ha sido incorporado en varios códigos y es altamente recomendado por instituciones de investigación [5].

En el 2018 Handana y sus col. analizaron el edificio de 3 pisos “Wari Medan Building” en la ciudad de Sumatra-Medan, mediante análisis Pushover en el software SAP2000, determinaron el punto de desempeño, cortante basal, desplazamiento,

niveles de desempeño, derivas entre otros resultados, concluyendo que el edificio es seguro y de inmediata ocupación [6].

Mouzzoun y sus col. en el año 2013 evaluaron un edificio residencial de 5 pisos de concreto armado, comprobaron parámetros dinámicos como períodos fundamentales, frecuencias naturales, modos de deformación, etc., posteriormente se realizó el análisis Pushover para determinar el desempeño sísmico del edificio localizando la formación de rótulas plásticas. La investigación utilizó SAP2000 y bajo el código sísmico RPS2000 (Marruecos) se determinó que el edificio tiene un buen comportamiento bajo sismos de moderada intensidad pero es vulnerable bajo sismos severos [2].

Rana y sus col. en el 2004 presentaron su investigación basada en el análisis Pushover de un edificio de 19 pisos de concreto con muros de corte en San Francisco, diseñado en base al UBC-97, el análisis Pushover se utilizó para verificar el desempeño sísmico (Seguridad de vida) [7].

Sonaih y Ghazali en el 2016, evaluaron la respuesta sísmica de edificios típicos de hormigón armado, cuando el concreto comienza a deteriorarse gradualmente y hacer una comparación entre la cortante basal y los desplazamientos en diferentes estados de carga sísmica. Se diseñaron edificios de 5, 15, 20 y 30 pisos de acuerdo con el código ACI 318-08/IBC 2009, mediante SAP200 se realizó el análisis Pushover [8].

Los procedimientos estáticos no lineales llevan implícitas la hipótesis de que la estructura está dominada por el primer modo de vibración, lo que restringe su campo de aplicación [9]. El ATC-40 denota que el Pushover es válido para estructuras con períodos cercanos a 1.0seg [10] y debido que el comportamiento de estos edificios bajo cargas sísmicas no puede ser descrito solo en el primer modo de vibración se podría considerar un Pushover Multimodal para tomar en cuenta modos de vibración más altos para estructuras con períodos más largos [11].

El análisis Pushover Multimodal (MPA) ha sido investigado por varios autores para determinar las demandas sísmicas de edificios de hormigón armado, el cual toma en cuenta las contribuciones de modos superiores, el análisis produce mejores estimaciones de la deriva de entrepiso que los vectores de carga única, aunque los modos más altos generalmente contribuyen poco al desplazamiento [3].

Chopra y Goel en el 2001, encontraron que el MPA original proporcionaba buenas resultados del desplazamiento de piso y deriva de entrepiso, pero no estimaba las rotaciones de las rótulas plásticas con una precisión aceptable para un edificio de acero de 9 pisos [12].

Chintanapakdee y sus col. en su investigación del 2003, mediante el MPA estimaron la deriva de entrepiso en edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos, concluyendo que la precisión de las derivas de entrepiso depende del nivel del piso y del grado de inelasticidad, la precisión fue mejor para los edificios más cortos y para los pisos inferiores y medios de los edificios más altos, para los pisos superiores de pórticos altos, el procedimiento de MPA no fue capaz de proporcionar una estimación razonable de la deriva de entrepiso para muchos movimientos del terreno [13].

Chopra y sus col. en el 2004 compararon las derivas de entrepiso obtenidas con los MPA original y modificado para un conjunto de pórticos "genéricos" y de SAC y encontraron que el MPA modificado es una alternativa atractiva al MPA original, porque conduce a una estimación más amplia de la demanda sísmica [14].

Goel y Chopra (2004) describen una versión "mejorada" del MPA, que considera los efectos de $P-\Delta$ en todos los modos considerados y que agrega un paso especializado para estimar las rótulas plásticas sobre la base de la deriva del entrepiso y un supuesto mecanismo inelástico. Se encuentra que el procedimiento de MPA "mejorado", es mejor que las estimaciones de modo único, pero sobreestima la rotación en los pisos inferiores y subestimándola en los pisos superiores de los momentos de 9 y 20 pisos [15].

Sextos y Balafas en el 2011 investigaron la viabilidad para aprovechar el interfaz de programación API por SAP para desarrollar una nueva herramienta computacional que implemente las especificaciones de MPA para evaluar el comportamiento sísmico del puente de forma organizada y automática. El artículo concluye con la aplicación y demostración del software desarrollado, para el caso de un puente de hormigón armado existente ubicado a lo largo de la autopista Egnatia en Grecia y que el MPA es un eficiente análisis para diseño sísmico [16].

El análisis Pushover Multimodal parece producir resultados más confiables que del análisis Pushover sin embargo la recomendación, es que al momento de interpretar los resultados se los realice con un grado apropiado de precaución [3].

A pesar de que el análisis Historia de Respuesta es la alternativa que presenta mejores resultados ante demandas sísmicas, su complejidad y altos estándares, va más allá de aplicación práctica y es apropiado solo para la investigación y análisis de estructuras de especial importancia.

Epackahi y sus col. en el 2017 evaluaron un edificio residencial de concreto armado de 56 pisos basado en análisis Historia de Respuesta, se evaluó el desempeño no lineal en dos niveles sísmicos, seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), en conclusión se han especificado las zonas vulnerables de la estructura y sus condiciones de seguridad globales [17].

Berahman en su artículo del 2010 presenta la evaluación del desempeño sísmico del edificio híbrido Icon Hotel's el cual es verificado bajo el procedimiento del análisis dinámico no lineal para diferentes puntos de desempeño determinando así que la construcción esencialmente cumple con los objetivos de desempeño [18].

Benoit y sus col. luego del terremoto del 2010 en Haití investigaron un edificio de 12 pisos que tuvo un buen comportamiento durante el sismo para entender su respuesta dinámica, los objetivos de la investigación fueron: comprender las causas que llevaron al daño estructural observado; estimar la probable excitación sísmica en el edificio, el modelo se lo realizó en el software SeismoStructFE mediante análisis Historia de Respuesta [19].

El análisis estático no lineal y el dinámico no lineal han sido comparados en varios estudios:

Penelis y Papanikolaou en el 2013 estudiaron un edificio de 16 pisos (Bucarest-Rumania) que fue diseñado mediante los códigos EC2 y EC8 usando el análisis elástico modal espectral. Considerando que el edificio presenta torsión en el rango no lineal, fue necesario verificar su diseño utilizando el análisis dinámico (Historia de Respuesta) y procedimientos estáticos. Los resultados obtenidos determinaron la idoneidad del código EC8 para enfoques dinámicos y estáticos no lineal avanzados [20].

Causevic y Mitrovic en 2010 compararon los análisis no lineales: dinámico y estático de acuerdo a la normativa europea y US provisions. Concluyeron que los procedimientos estáticos no lineales difieren en su aplicaciones, simplicidad y transparencia. Teniendo en cuenta que el análisis Historia de Respuesta es el método más preciso, sus resultados fueron utilizados para evaluar otros métodos, se obtienen los desplazamientos objetivos máximos en todos los métodos, los valores para el análisis estático no lineal son similares y corresponden al valor medio obtenido por el análisis no lineal Historia de Respuesta [21].

Finalmente, Mora y sus col. en el año 2006 compararon el análisis dinámico cronológico no lineal, Pushover tradicional, y dos procedimientos modales en el cual concluyo que las metodologías modales son una buena aproximación para la determinación del comportamiento sísmico de edificios [22] .

1.1.2 Justificación

El Servicio Geológico de Estados Unidos estima que más de un millón de movimientos telúricos ocurren en el mundo cada año, ninguno puede ser previsto, pero el diseño, construcción y reforzamiento pueden minimizar las pérdidas humanas y el daño estructural [23].

Los terremotos que han ocurrido recientemente en el mundo, han resaltado la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes en áreas urbanas, ya que su normativa de construcción no contaba con parámetros de ingeniería sísmica como las aplicadas en la actualidad [1].

El 5 de mayo de 1949 un terremoto de $M_w=6.8$, golpeo Tungurahua, la cifra de muertes fue de más 6000 personas y 100 000 quedaron sin hogar siendo una de las catástrofes naturales más desastrosas en la historia del Ecuador [1], [24].

Un edificio es planeado para funcionar durante un cierto período de servicio y durante este tiempo son vulnerables a sufrir daños, reevaluar el desempeño sísmico de estas estructuras es un asunto urgente como parte del manejo del impacto de terremotos ya que el posible colapso de la estructura pondrá en peligro la seguridad de los usuarios, en la gran mayoría de ciudades del Ecuador existen construcciones antiguas de diversos materiales: adobe, piedra, ladrillo y hormigón armado con varillas lisas [25].

Las estructuras que pueden ser vulnerables deben identificarse y debe considerarse un nivel de desempeño "aceptable". En los últimos años, se han aplicado con mayor frecuencia nuevos métodos de análisis sísmico que contienen conceptos de ingeniería basados en el desempeño [26].

Para evaluar edificios están disponibles varios procedimientos de análisis inelástico, que cuentan con combinaciones de tipos de modelos estructurales y caracterizaciones de movimientos de tierra, la selección depende en el propósito del análisis, en los objetivos de desempeño, los aceptados niveles de incertidumbre, la cantidad de recursos y memoria de cálculo [3].

El procedimiento estático no lineal (NSP) se ha convertido en un procedimiento común en la ingeniería estructural, calculando de demandas sísmicas mediante un aumento monótono de las fuerzas laterales con una invariable distribución en altura

hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo, este procedimiento toma en cuenta el modo fundamental de respuesta [27].

Para superar estas limitaciones varios investigadores han propuesto distribuciones de fuerza adaptativa que siguen más de cerca las distribuciones de fuerzas de inercia que varían en el tiempo [26], [28], se ha desarrollado un procedimiento de análisis de Pushover Multimodal (MPA) [12], que toma en cuenta varios modos de vibración [27], [29].

Para obtener demandas sísmicas más realistas, se realizará el análisis Historia de Respuesta que ha demostrado ser una opción más factible que el enfoque estático no lineal pero debido a su complejidad y altos estándares, va más allá de aplicación práctica y es apropiado solo para la investigación y análisis de estructuras de especial importancia [6].

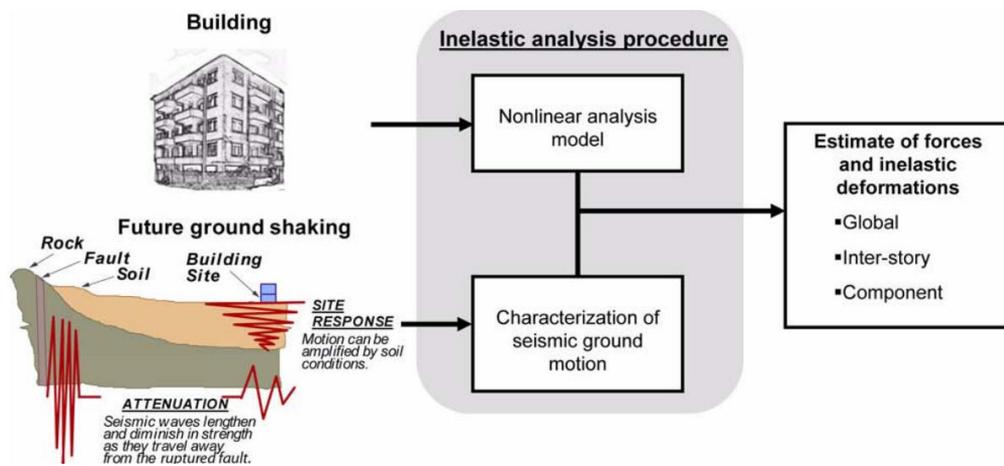
La presente investigación tiene como objetivo comparar los resultados de tres análisis no lineales: estático, multimodal y el dinámico historia de respuesta para determinar el nivel de desempeño estructural, el edificio en estudio es la Cooperativa de Ahorro y Crédito OSCUS ubicado en las calles Bolívar y Lalama en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, el cual fue construido en la década de los 70' bajo la normativa Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77).

1.1.3 Fundamentación teórica

1.1.3.1 Visión general de los procedimientos del análisis sísmico inelástico

Para la evaluación y diseño de estructuras se utiliza el análisis sísmico inelástico que tiene como objetivo predecir el comportamiento de la estructura en un futuro terremoto y estimar la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas. El diseño basado en desempeño (PEB) caracteriza el daño esperado en elementos estructurales y no estructurales. La diferencia entre los distintos análisis no lineales depende del nivel de detalle del modelo estructural y la caracterización sísmica [3].

Figura 1 Procedimiento para análisis inelásticos

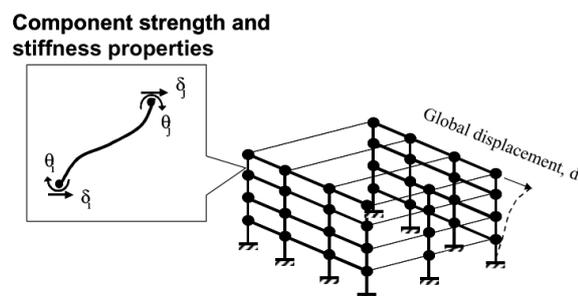


Fuente: FEMA 440

1.1.3.1.1 Modelo Estructural

Los modelos estructurales en el análisis inelástico poseen propiedades post elásticas de resistencia y deformación en adición a las propiedades inelásticas iniciales [3].

Figura 2 Modelo estructural inelástico 3D partir de propiedades de componentes



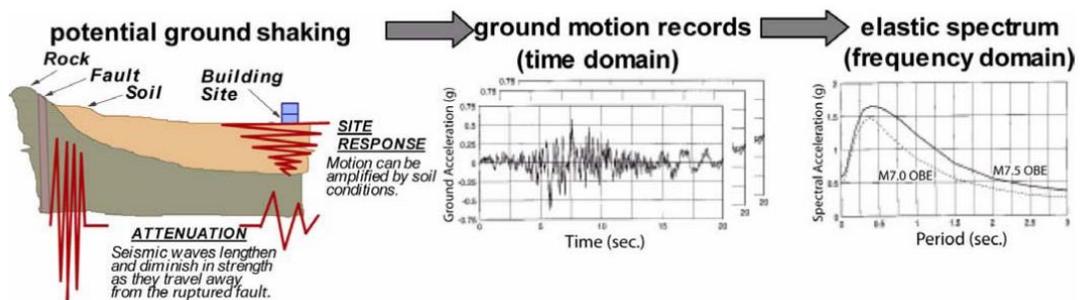
Fuente: FEMA 440

1.1.3.1.2 Caracterización del movimiento sísmico del suelo

En un terremoto, la amplitud, la fase y el contenido de frecuencia dependen de las características del origen (magnitud, mecanismo de ruptura, orientación del plano de falla con respecto al sitio), además, las características del temblor se ven afectadas por la atenuación que se produce cuando las ondas sísmicas se propagan a través de la roca desde el origen hasta el sitio y por los efectos locales de sitio [3].

La fuente, la atenuación y los efectos del sitio, que se representan en la Figura 3, afectan el carácter del temblor del suelo expresado por los registros de movimiento del suelo, gráficos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de un punto en la superficie del suelo en función del tiempo. Los registros de movimientos del suelo se pueden definir como espectros elásticos de respuesta que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta [3].

Figura 3 Factores que afectan y caracterizaciones de los sismos



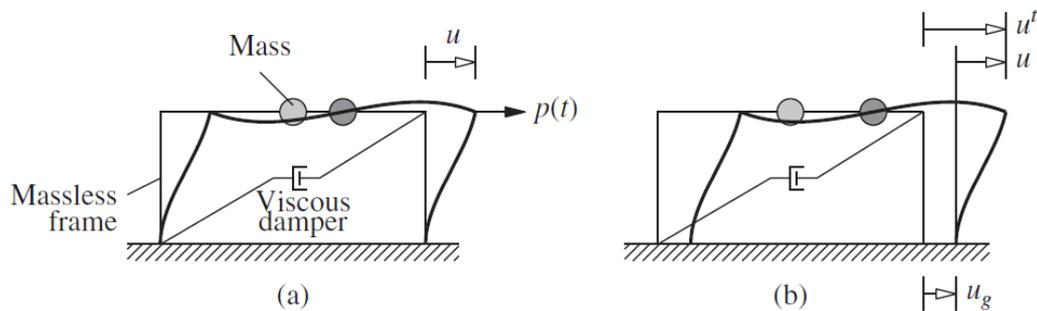
Fuente: FEMA 440

1.1.3.1.3 Sistemas simples de un grado de libertad SDOF

La Figura 4 representa el SDOF, que consiste en una masa m concentrada en el nivel de techo, un pórtico sin masa que provee rigidez y un amortiguador viscoso que disipa la energía de vibración del sistema. Se supone que vigas y columnas son axialmente indeformables. Este sistema puede ser considerado como una idealización de una estructura de un piso, cada miembro estructural (viga, columna, muros, etc.) de la real estructura contribuye a las propiedades inerciales (masa), elásticas (rigidez o flexibilidad), y de disipación de la energía (amortiguamiento) de la estructura, sin embargo, en el sistema idealizado, cada una de estas propiedades se concentran en 3 componente distintos: masa, rigidez, amortiguamiento [30].

El número de desplazamientos independientes requeridos para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición original se denomina el número de grados de libertad (GDL). El problema de análisis estático debe formularse con tres GDL (el desplazamiento lateral y la rotación de los dos nudos) para determinar la rigidez lateral del pórtico. Se considerarán dos tipos de excitación dinámica: (1) la fuerza externa $p(t)$ en la dirección lateral (Figura 4-a), y (2) el movimiento del terreno $u_g(t)$ inducido por un sismo (Figura 4-b). En ambos casos u indica el desplazamiento relativo entre la masa y la base de la estructura [30].

Figura 4 (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno

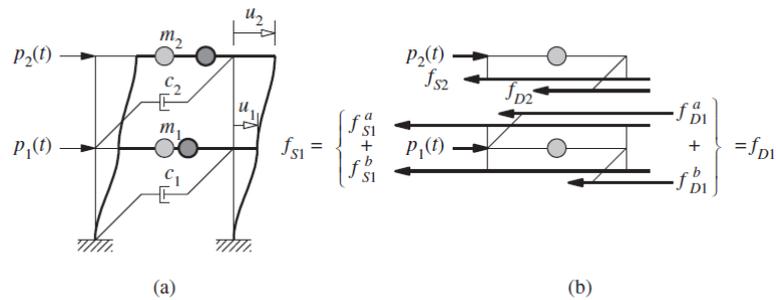


Fuente: Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering

1.1.3.1.4 Sistemas de múltiples grados de libertad MDOF

En los sistemas estructurales debido a que la respuesta en el tiempo (desplazamientos o giros) varían tanto en amplitud como en deformación se deben modelar como sistemas MDOF. Las edificaciones de altura corresponden a un modelo matemático de 3 grados de libertad por cada piso que se resuelve si cada uno de los entrepisos corresponden a diafragmas infinitamente rígidos, es decir, que no exista la posibilidad de alargamientos del sistema de piso ni deformaciones fuera de su plano [30].

Figura 5 (a) Pórtico de cortante de 2 niveles; (b) Fuerzas sobre las 2 masas



Fuente: Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering.

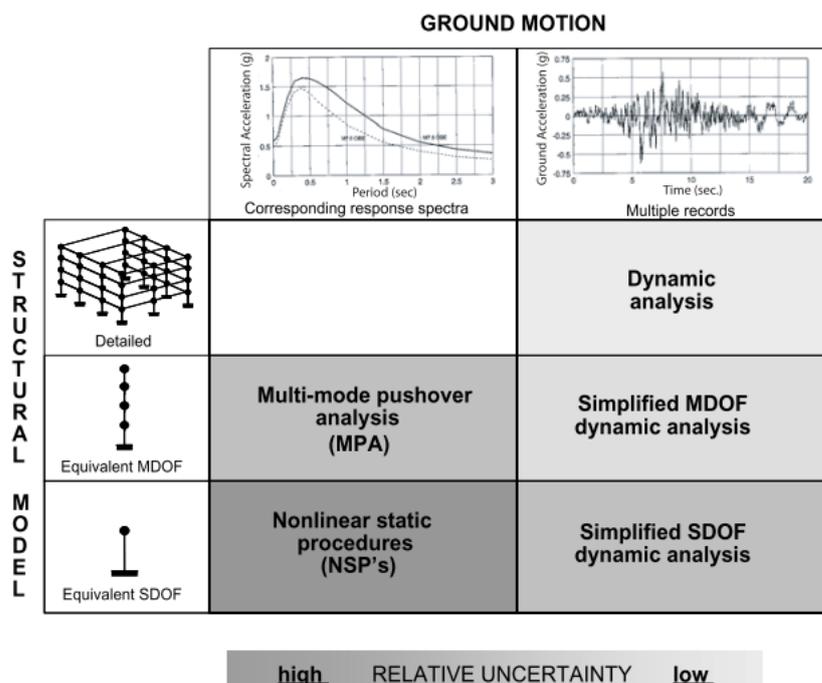
En el caso de MDOF, se tiene diferentes formas modales con que el sistema vibra, por lo cual la solución radica en la obtención de cada una de las frecuencias de vibración de la estructura en sus formas modales [30].

1.1.3.1.5 Opciones para análisis inelásticos

Varias combinaciones de tipos de modelos estructurales y caracterizaciones del movimiento sísmico definen una serie de opciones para el análisis inelástico.

La selección depende del propósito del análisis, los objetivos de desempeño, el nivel aceptable de incertidumbre, la disponibilidad de recursos y la suficiencia de datos [3].

Figura 6 Procedimientos de análisis sísmico inelástico

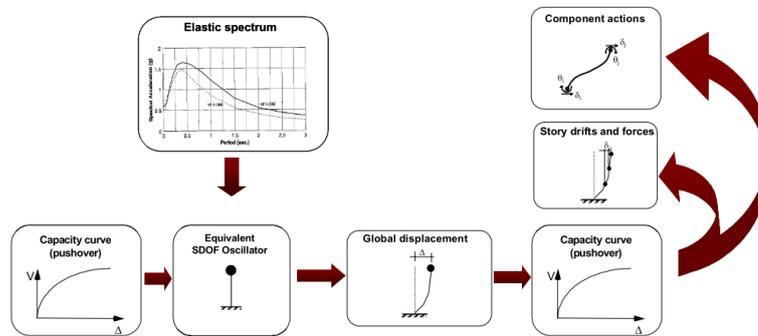


Fuente: FEMA 440

Análisis estático no lineal (NSP)

Se basa en convertir modelos MDOF a un modelo equivalente SDOF y representar los sismos con espectros de respuesta que producen desplazamientos máximos Globales, derivas de piso, fuerzas y las acciones de componentes están relacionadas con la demanda global de la curva de capacidad [3].

Figura 7 Procedimientos estáticos no lineales



Fuente: FEMA 440

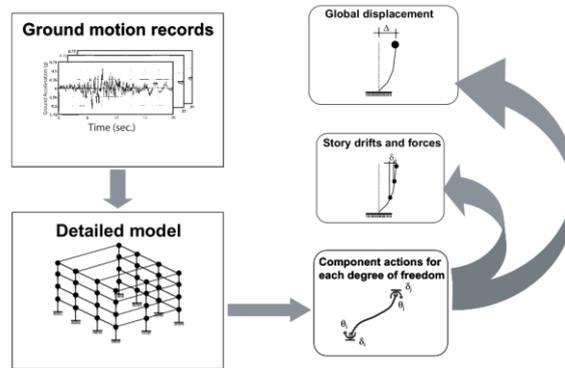
Análisis Pushover Multimodal (MPA)

Es un procedimiento basado en la dinámica de estructuras, que mantiene la simplicidad conceptual y atractivo computacional [3]. En el MPA, la respuesta sísmica del edificio se determina empujando la estructura en cada modo a su desplazamiento objetivo usando una invariante distribución de la fuerza lateral, la respuesta del edificio se obtiene combinando la respuesta en cada “modo”. La suposición fundamental de este procedimiento es el desacoplamiento y la superposición de las repuestas modales [31].

Análisis dinámicos no lineales (NL-RHA)

Este análisis usa la combinación de registros de sismos con un detallado modelo estructural que teóricamente es capaz de producir resultados con una incertidumbre relativamente baja produciendo deformaciones por cada grado de libertad dando como resultado niveles de demandas más altos (elementos de distorsión, derivas de piso, desplazamientos de techo) derivados de las acciones de los componentes básicos [3].

Figura 8 Proceso de análisis dinámico no lineal



Fuente: FEMA 440

1.1.3.2 Parámetros iniciales

1.1.3.2.1 Demanda

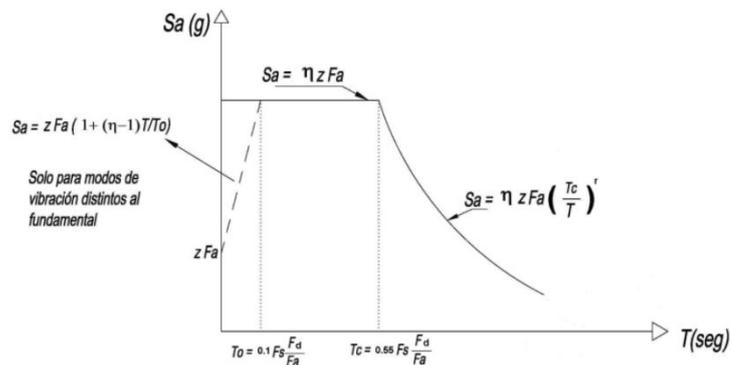
Es la representación de la estructura de resistir complejas combinaciones de desplazamiento horizontales que varían con el tiempo, es la aceleración que el suelo transmite a la estructura durante el sismo [32].

Caracterización del movimiento sísmico del suelo

Espectro de Diseño

Está basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociados con el sitio de emplazamiento de la estructura y a las normativas de cada país.

Figura 9 Espectro sísmico elástico de aceleraciones, representa el sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0,1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado. Depende de la región

$$\eta = 1.80 \text{ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)}$$

$$\eta = 2.48 \text{ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos}$$

$$\eta = 2.60 \text{ Provincias del Oriente}$$

F_a = Coeficientes de ampliación de suelo en la zona de período corto.

F_d = Coeficientes de ampliación del suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s = Coeficientes de ampliación del suelo, considerando el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del período del sitio.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependientes de período o modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o = Período de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

T_c = Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración.

r , Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

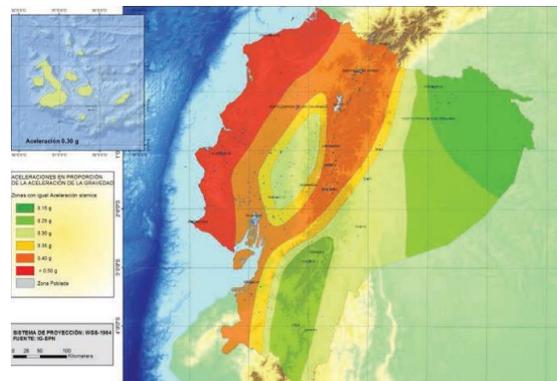
$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ Para tipo de suelo E

Zonificación sísmica y curvas de peligro sísmico

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años ($T_r=475$ años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Figura 10 Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC-SE-DS

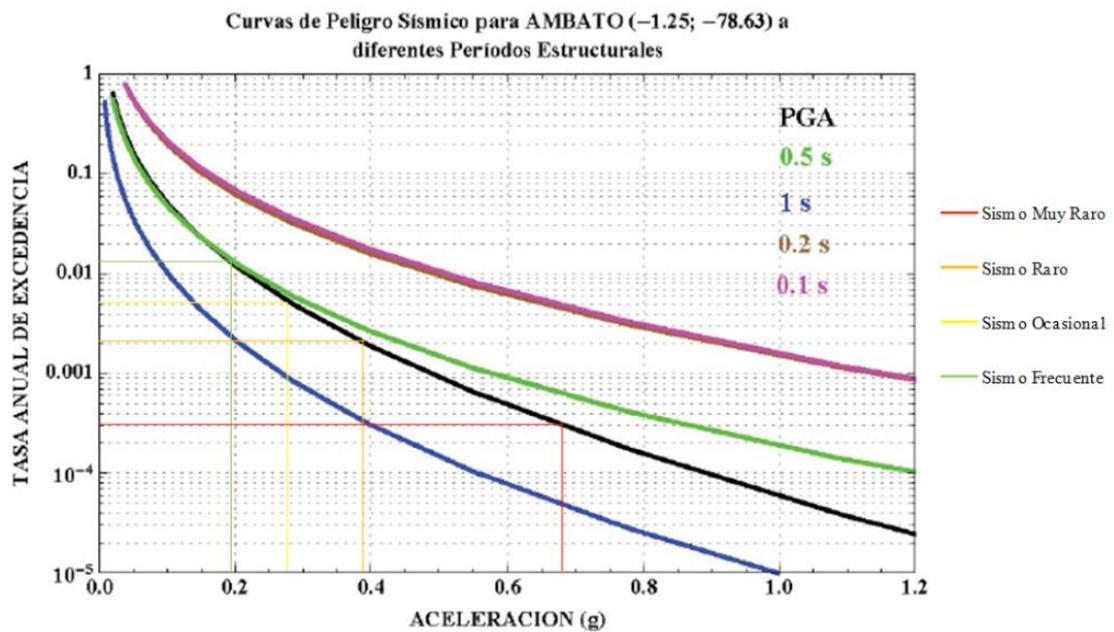
Figura 11 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es utilizada diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento el desempeño, por lo que se proporciona las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia [33].

Figura 12 Curvas de peligro sísmico NEC para Ambato y sismos de análisis



Fuente: NEC-SE-DS

Geología local

Figura 13 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Fuente: NEC-SE-DS

Coeficientes de amplificación de suelo

Figura 14 Tipo y factores de sitio

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

(a) Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto, F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

(b) Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

(c) Comportamiento no lineal de los suelos, F_s

Fuente: NEC-SE-DS

Estructuras de ocupación especial y esencial

Niveles de amenaza sísmica

Figura 15 Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS

Según la NEC-SE-RE para la selección del objetivo de desempeño para estructuras esenciales se debe realizar la verificación en 2 niveles (Figura 15 y Figura 25)

- Seguridad de vida ante amenaza sísmica con $T_r = 475$ años.
- Prevención de colapso ante amenaza sísmica con Seguridad de vida ante amenaza sísmica con $T_r = 2500$ años.

Acelerogramas

Es el registro de la aceleración en función del tiempo en un sitio determinado, como el suelo o las estructuras de un movimiento sísmico, es un serie temporal o cronológica de las aceleraciones que se registra en tres componentes: dos en el plano horizontal (longitudinal y transversal) y otra en sentido vertical [34]. En el registro se puede notar una aceleración máxima y duración de la excitación sísmica. Presentan propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio [33]. Además poseen información como la magnitud, la duración, frecuencia, propagación de la onda, tiempo de duración, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo etc. [35].

Tipos de acelerogramas

Acelerograma Real: Son registros de la vibración del suelo producido por la liberación de energía teniendo toda la información del sismo [36].

Acelerograma artificial: Son generados para que coincida con espectro de respuesta del sitio, para crearlo es necesario tener información sobre el movimiento sísmico esperado, así como también del espectro de respuesta generado por el código [36].

La NEC-2015 establece que cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos se generarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados [33].

Acelerograma sintético: Creados por métodos deterministas para los períodos largos y para períodos cortos es el método estocástico, estos métodos se aproximan a los efectos de los movimientos sísmicos ayudando a superar la falta de acelerogramas reales [36].

Componentes de los acelerogramas

Para considerar los efectos torsionales los acelerogramas deben aplicarse con dos componentes, por lo cual es necesario efectuar la raíz cuadrada de la suma de los

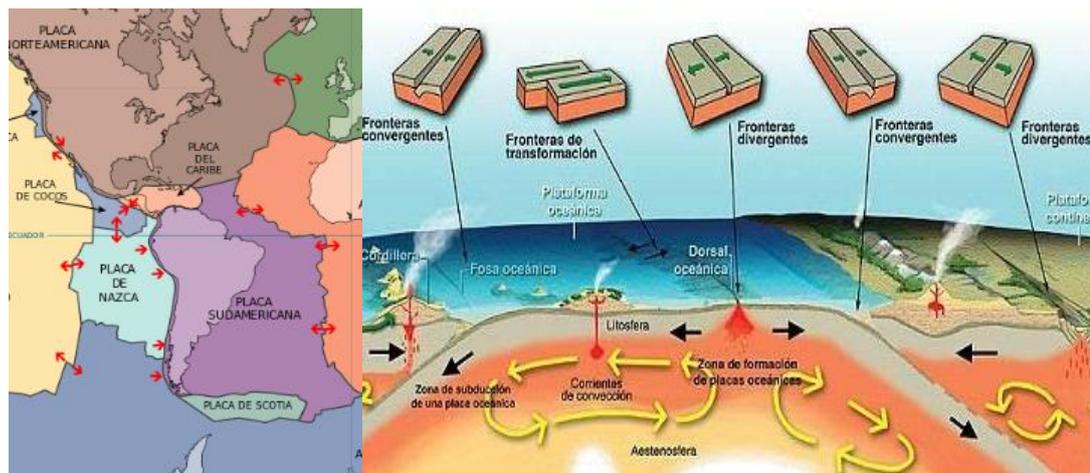
cuadrados de los espectros característicos del sitio para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5% y los acelerogramas deben ser escalados para que el valor promedio de los espectros registrados no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% considerado para el sismo de diseño para períodos entre 0.2T y 1.5T [33].

Peligro Sísmico

Tectónica de placas

La actividad geológica proviene de la interacción de las placas produciendo tres tipos de límites tectónicos: límites convergentes, donde las placas se acercan unas a otras, límites divergentes, donde se separan, y límites transformantes, donde las placas se mueven de lado en relación unas con otras.

Figura 16 Placas tectónicas y zonas de actividad sísmica



Fuente: Recurso de Internet

Zonas sísmicas del Ecuador

Subducción

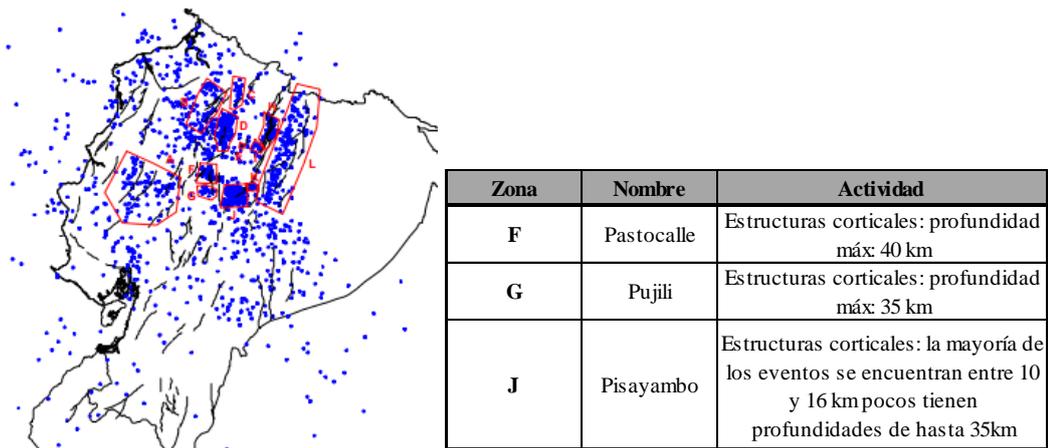
- **Sismos interplaca:** Profundidad <40km, son los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de la zona de convergencia[37][38].
- **Sismos intraplaca:** Profundidad entre 40 y 300 km, son los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamerica. Magnitudes hasta 9,5 [37][38].

Tipo corticales-superficiales

Profundidad <40km, son los sismos superficiales que ocurren dentro de la placa sudamericana. Asociados a sistemas de fallas activas y capaces de deformar la superficie [39]. Generar eventos de $M_w < 7,5$, pueden ser catastróficos si se producen cerca de centros poblados, la corta distancia no permite que la energía liberada se disipe [40].

En la Figura 17 se puede observar registros sísmicos del 2004 en las cuales la provincia de Tungurahua se encuentra en las zonas F-G-J, en donde la actividad relacionada es con una estructura cortical a profundidades menores a 40km.

Figura 17 Actividad sísmica en zonas definidas en el 2004



Fuente: RENSIG

Terremotos Ecuador

Figura 18 Terremotos históricos del Ecuador

CIUDAD	AÑO	MAGNITUD	DATOS
Esmeraldas	1906	8.8	Uno de los más grandes registrados en el mundo
Ambato	1949	6.8	Cerca de 5050 fallecidos (USGS)
Reventador	1987	6,1-6,9	Provoco deslizamientos de lodo y avalanchas de rocas destruyendo parte del oleoducto ecuatoriano
Bahía de Caráquez	1998	7.2	60% de las edificaciones de la zona destruidas.
Pedernales	2016	7.8	6 622 viviendas derribadas 12 edificios de salud afectados 281 instituciones educativas con daños diversos 71 km de vías pérdidas Cifra oficial de víctimas: 671 personas

Fuente: Daniela Galarza A.

Terremotos Ambato

La ocurrencia puede tener fuentes diferentes que son la cortical, subducción intraplaca y la volcánica. El terremoto de 1949 se produjo por el cruce de varias fallas de noroeste a sureste en el valle interandino, que fueron creadas por la subducción de la dorsal de Carnegie [37],[38].

Terremoto 5 de agosto de 1949

Ocurrió a las 14h08 (hora local) un sismo de $M_w=6,8$ en la escala de Richter y de IV en la escala de Mercalli cuyo hipocentro estuvo ubicado a 15km bajo la corteza. El terremoto golpeo la provincia de Tungurahua y se sintió también en Chimborazo, Cotopaxi, Guayas y Pichincha dejando 5050 personas fallecidas según el USGS y dejó unas 100 000 personas sin hogar. El terremoto fue precedido por un temblor premonitorio, que hizo que las personas huyeran a las calles, cuando se produjo el evento mayor, la iglesia “La Matriz”, los cuarteles, la mayoría de los edificios incluido el nuevo hospital colapsó, la red de agua potable, líneas telefónicas y telegráficas se inhabilitaron. Se abrieron grandes grietas en el suelo, hubo deslizamientos de laderas, inundaciones causadas por el taponamiento de canales de drenaje, la Libertad-Pelileo, se hundió 460m dentro de un pozo de alrededor de 800m de diámetro, incluido sus 100 habitantes [41].

Figura 19 Campamento en Pelileo, Hospital arruinado luego del sismo



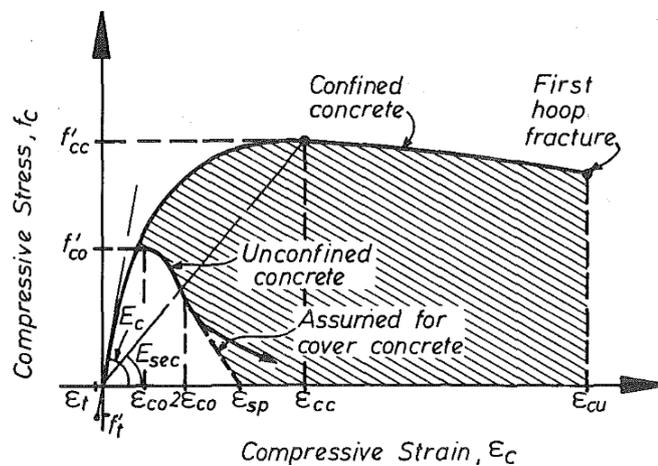
Fuente: Recurso de Internet

1.1.3.2.2 Modelos de comportamiento de los materiales

Hormigón

Las columnas de concreto reforzadas son regiones en donde se forman rótulas plásticas, el refuerzo debe ser dúctil para asegurar la redistribución de momento y así evitar el colapso durante un sismo. En el diseño se debe proveer de suficiente refuerzo transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales y la falla por corte [42].

Figura 20 Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado



Fuente: A. J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, 1988

Ecuaciones

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec. 1}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{Ec. 2}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec. 3}$$

Relación de módulos de elasticidad

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. 4}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Ec. 5

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right)$$

Ec. 6

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

Ec. 7

Donde:

f'_{cc} , Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

f'_c , Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado

fl , Presión radial máxima efectiva del confinamiento

f_c , Esfuerzo de compresión del concreto

ε_c , Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ε_{cc} , Deformación de compresión

k_e , Factor de efectividad del confinamiento

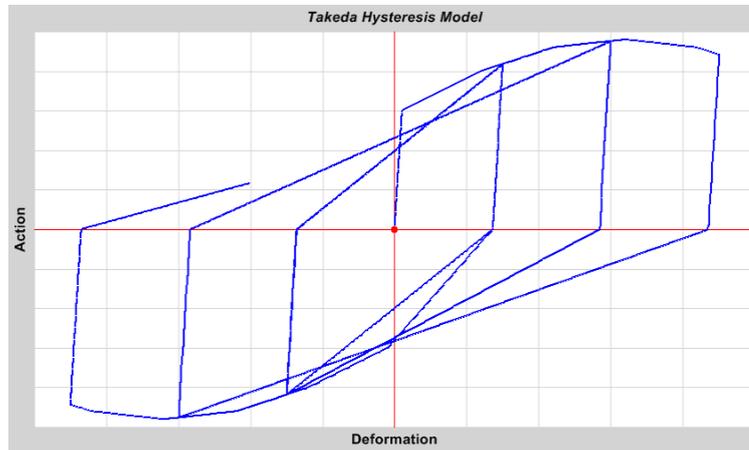
ρ_s , Radio volumétrico del refuerzo transversal

f_{yh} , Esfuerzo de fluencia del acero transversal

Modelo de histéresis

El modelo de Takeda, es muy similar al kinemático, pero utiliza la curva histéresis degradada, no requiere muchos parámetros y es más apropiada para el concreto que para metales. Se disipa menos energía que el modelo kinemático. La descarga es a lo largo de los segmentos elásticos, similar al modelo kinemático. Al cargar nuevamente, la curva sigue una línea secante a la curva de carga en la dirección opuesta. El punto objetivo de esta secante se produce a la máxima deformación que ocurre en esa dirección bajo los ciclos de carga previos. Esto resulta en una cantidad decreciente de disipación de energía con grandes deformaciones [43].

Figura 21 Modelo de histéresis de Takeda

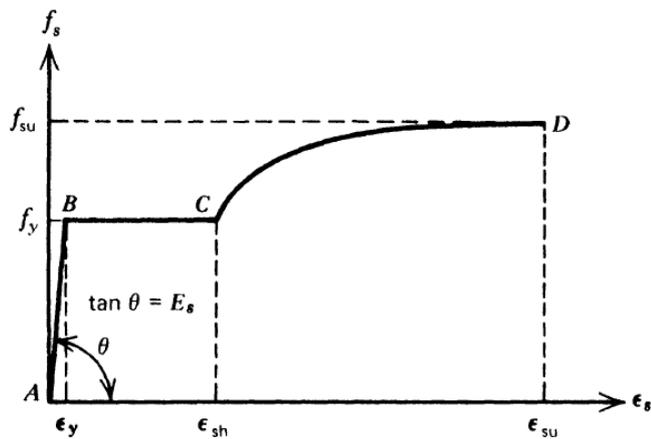


Fuente: Computers and Structure

Acero

El modelo de Park consiste en una aproximación de la curva esfuerzo/deformación a tensión del acero, el modelo considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir cargas [44].

Figura 22 Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión



Fuente: T. Paulay y R. Park, *Reinforced Concrete Structures*. 1975

Ecuaciones

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = E_s \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y$$

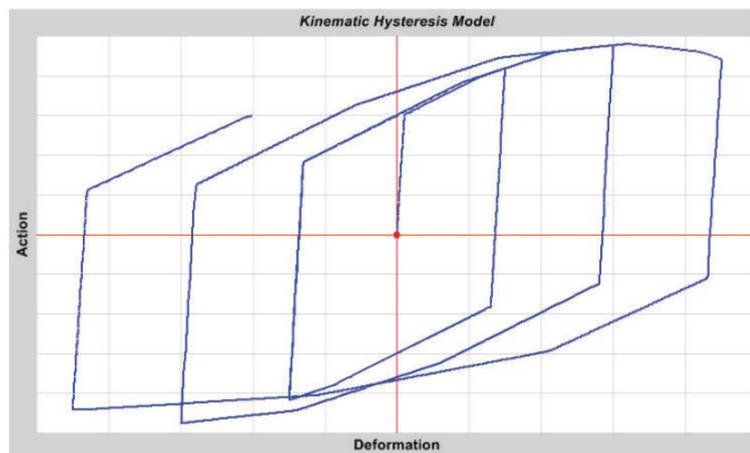
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^2$$

Modelo de histéresis

El modelo cinemático disipa una cantidad considerable de energía y es apropiado para materiales dúctiles. Bajo las reglas del endurecimiento cinemático, la deformación plásticas en una dirección “hala” la curva para la otra dirección junto con ella. Al cargar y descargar, la curva sigue un patrón hecho de segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos cargados previamente y sus pares opuestos hasta que se vuelve a juntar con la curva patrón al cargar en la otra dirección.

Figura 23 Modelo de histéresis de cinemático



Fuente: Computers and Structure

1.1.3.2.3 1.1.3.3.3 Desempeño

Agencias como VISION 2000, ATC-40 y FEMA 273-356, proponen niveles de desempeño. La implementación del ATC-40 depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y rotación de rótulas, presenta niveles para del desempeño estructural y no estructural, la asociación de daños en elementos estructurales y no estructurales.

Figura 24 Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Fuente: ATC-40

Figura 25 Niveles de desempeño y rangos para objetivos principales.

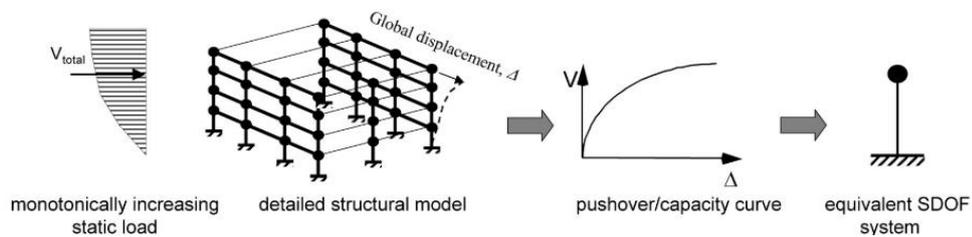
1-A OPERACIONAL	Operacional	
1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	Ocupación Inmediata	IO
3-C SEGURIDAD	Seguridad de vida	LS
5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	Prevención del Colapso	CP

Fuente: Daniela Galarza A.

1.1.3.3 Análisis Pushover

Sirve para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo en el techo D_t . La curva Pushover se genera al someter un modelo estructural a uno o más patrones de carga lateral y luego aumentar la magnitud de la carga total para generar una relación no lineal de fuerza-deformación inelástica para la estructura a nivel global, el vector de carga suele ser una representación aproximada de las aceleraciones relativas asociadas con el primer modo de vibración [45].

Figura 26 SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad



Fuente: FEMA 440

1.1.3.3.1 Método del espectro-capacidad (CSM)

En un sistema no lineal el desplazamiento máximo se estima con la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta elástica el cual es reducido para tomar en cuenta la energía disipada por estructura flexible. El concepto básico del CSM es el sistema “lineal equivalente” donde el sistema lineal tiene una rigidez reducida ($K_{eff} = K_{secante}$) y una mayor amortiguación proporcional a la energía histerética, para estimar la repuesta del sistema no lineal [3].

1.1.3.3.2 Linealización equivalente

La base del método de espectro de capacidad es la premisa de que la respuesta máxima de un sistema inelástico se puede estimar como la respuesta máxima de un sistema elástico lineal que tiene una rigidez reducida y una mayor amortiguación que en otros, las calibraciones empíricas se utilizan para identificar la amortiguación viscosa (y, en algunos casos, la rigidez) que resultan en las mejores estimaciones de respuesta de desplazamiento máximo [3].

1.1.3.3.3 Procedimientos mejorados para la linealización equivalente

La linealización equivalente es usada para modelar la respuesta no lineal de un edificio con un oscilador SDOF, el objetivo es determinar un desplazamiento máximo utilizando un período efectivo T_{eff} y amortiguación efectiva β_{eff} . Este procedimiento no es confiable por extremadamente ductilidades altas (mayores de 10 a 12 pisos) [3].

Parámetros básicos

Amortiguamiento efectivo β_{eff}

Valores efectivos de amortiguación viscosa, expresados como porcentaje de amortiguación crítica, para todos los modelos de histéresis los tipos y los valores alfa tienen la siguiente forma:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Ec. 8

Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

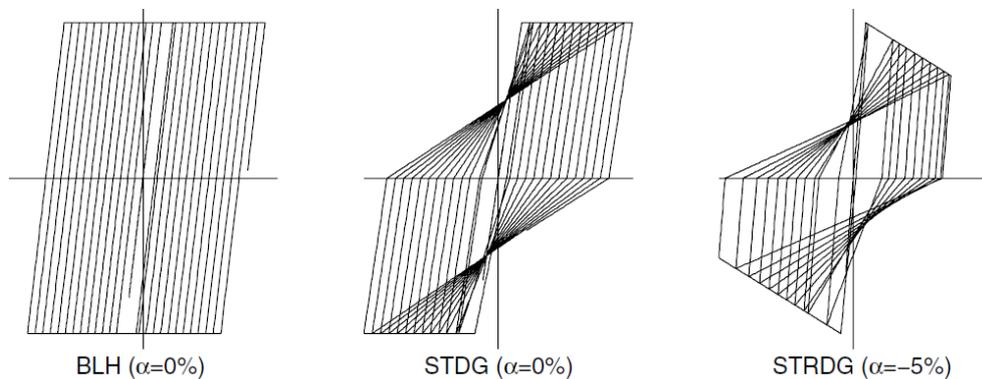
Ec. 9

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

Ec. 10

Figura 27 Tipos de modelos histéricos



Fuente: FEMA 440

BLH= Histerético bilineal, STDG=Degradación de la rigidez y STRDG= Degradación de fuerza.

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones se encuentran en la Figura 28. Los coeficientes están en función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y rigidez post elástica [3].

Figura 28 Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440

Las siguientes ecuaciones se han optimizado para el valor de amortiguación efectiva para cualquier curva de capacidad:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Ec. 11

Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Ec. 12

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) \beta_0$$

Ec. 13

Período efectivo T_{eff}

Para valores de período efectivos para todos los tipos de modelo histeréticos y los valores alfa tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 + 1]T_0$$

Ec. 14

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu-1) + 1]T_0$$

Ec. 15

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Ec. 16

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones se encuentran en la Figura 29. Los coeficientes están en función de las características del espectro de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y post-elástico, rigidez, α [3].

Figura 29 Coeficientes utilizados en ecuaciones para períodos efectivos

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
Model	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_c , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440

El uso de estos coeficientes en la Figura 29 para edificios reales está sujeto a las mismas limitaciones que para amortiguamiento efectivo. Las siguientes ecuaciones de período efectivo han sido optimizadas para la aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o valor alfa:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad \text{Ec. 17}$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec. 18}$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 19}$$

Tenga en cuenta que estas expresiones se aplican solo para $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

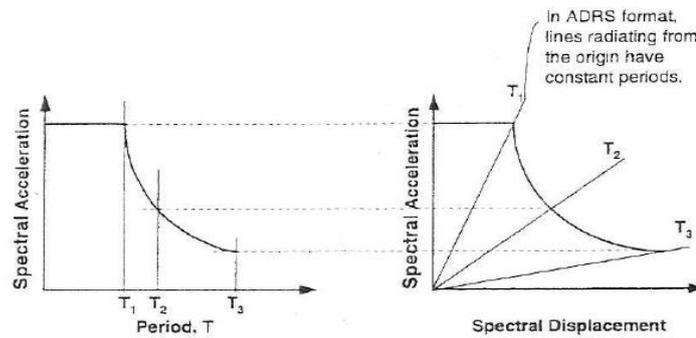
Proceso de solución

El método sirve para encontrar el desplazamiento inelástico de una estructura ante una demanda sísmica [3].

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento de tierra de interés con un amortiguamiento inicial, β_i (normalmente 5%) [3].
2. Modificar el espectro seleccionado, según corresponda, para la interacción de suelo-estructura (SSI). Esto involucra a una reducción potencial en ordenadas espectrales para interacción cinemática y una modificación en el sistema amortiguamiento del valor inicial, β_i a β_0 , a la cuenta para la amortiguación de la base. Si la amortiguación de la base es ignorada, β_0 es igual a β_i [3].
3. Convertir el espectro seleccionado, modificado para SSI cuando sea apropiado, de un sistema aceleración-desplazamiento a un formato de espectro de respuesta de acuerdo en ATC-40. Este espectro es el inicial Demanda de ADRS (Figura 30) [3].

Según ATC 40 se transforma el espectro de demanda a formato ADRS con las siguientes fórmulas:

Figura 30 Conversión del espectro de respuesta.



Fuente: ATC - 40

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

Ec. 20

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ec. 21

Donde:

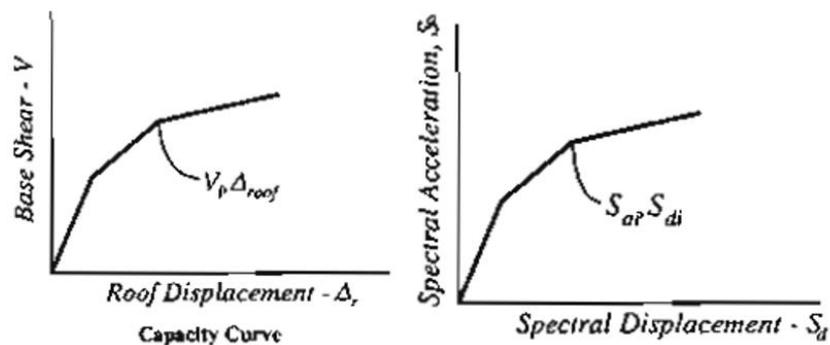
$S_d =$ desplazamiento espectral

$T =$ período de vibración del punto

4. Generar una curva de capacidad para la estructura que va a hacer analizada. Esta es una relación fundamental para un Modelo SDOF de la estructura entre espectral aceleración y desplazamiento espectral (Figura 31) [3].

Es necesario convertir la curva de capacidad que está en términos de cortante basal / desplazamiento de techo al espectro de capacidad el cual es la representación de la curva de capacidad en formato ADRS que está en términos de aceleración espectral /desplazamiento espectral. Mediante las siguientes formas:

Figura 31 Conversión del espectro de capacidad



Fuente: ATC 40.

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \phi_{1,roof})}$$

Ec. 22

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

Ec. 23

Donde:

Δ_{roof} = desplazamiento de la estructura

V_i = cortante basal i de la estructura

W = peso total de la estructura

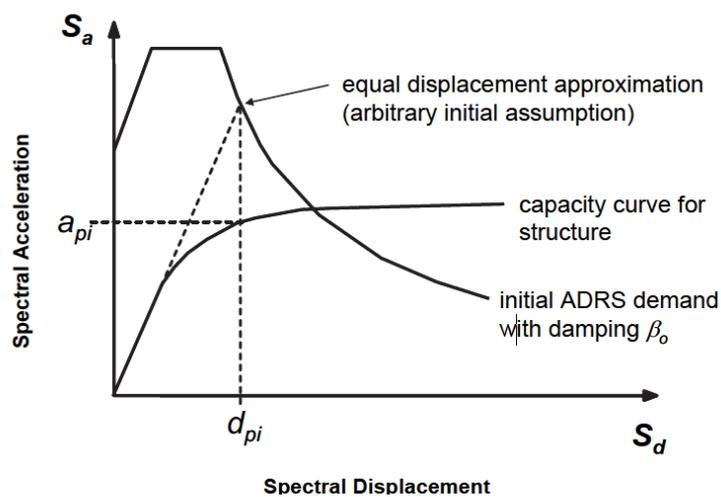
PF = factor de participación modal de la masa

$\phi_{1,roof}$ = amplitud a nivel del techo en el primer piso

α_1 = coeficiente de participación modal de la masa

5. Seleccione un punto de comportamiento inicial (máximo aceleración, a_{pi} y desplazamiento, d_{pi}). Esto puede estar basado en una aproximación de desplazamiento equitativo como se muestra en la Figura 32 [3].

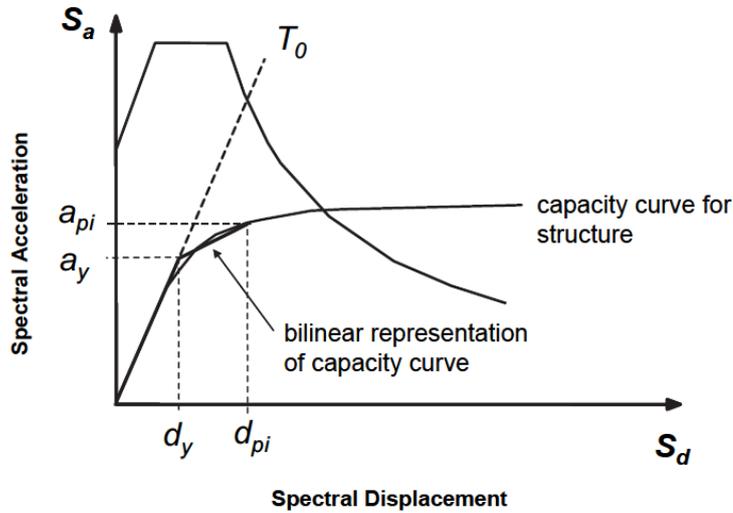
Figura 32 Capacidad y demanda inicial de ADRS espectro



Fuente: FEMA 440.

6. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos en ATC-40. Definiendo el período inicial, T_0 , rendimiento desplazamiento, d_y , y aceleración de rendimiento, a_y . (Figura 33) [3].

Figura 33 Representación bilineal de la capacidad espectro



Fuente: FEMA 440

7. Para la representación bilineal desarrollada en el Paso 6, calcule los valores de la rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ , de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - a_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad \mu = \frac{a_y}{d_y} \qquad \text{Ec. 25}$$

Ec. 24

8. Usando los valores calculados para la rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ , del Paso 7, calcule amortiguación efectiva correspondiente, β_{eff} . Del mismo modo calcular el correspondiente período efectivo, T_{eff} . El proceso esta explicado en el literal 0.

PROCEDIMIENTO C (MADRS Puntos de rendimiento)

Este enfoque usa el espectro modificado de aceleración-respuesta para múltiples supuestos soluciones (a_{pi}, d_{pi}) y las ductilidades correspondientes a generar un lugar geométrico de posibles puntos de rendimiento. El punto de rendimiento real se encuentra en la intersección de este lugar geométrico y el espectro de capacidad.

9. Usando la amortiguación efectiva determinada a partir de Paso 8, ajuste los ADRS iniciales a β_{eff} . Se debe utilizar los factores de reducción espectral para ajustar al inicial espectro de respuesta a un apropiado nivel de amortiguamiento efectivo.

10. Multiplicar las ordenadas de aceleración del ADRS para β_{eff} por el factor de modificación, M , determinado usando el período efectivo calculado, T_{eff} , en acuerdo con la Sección 6.2.3 para generar la respuesta modificada de aceleración-desplazamiento espectro (MADRS).

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Ec. 26

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Ec. 27

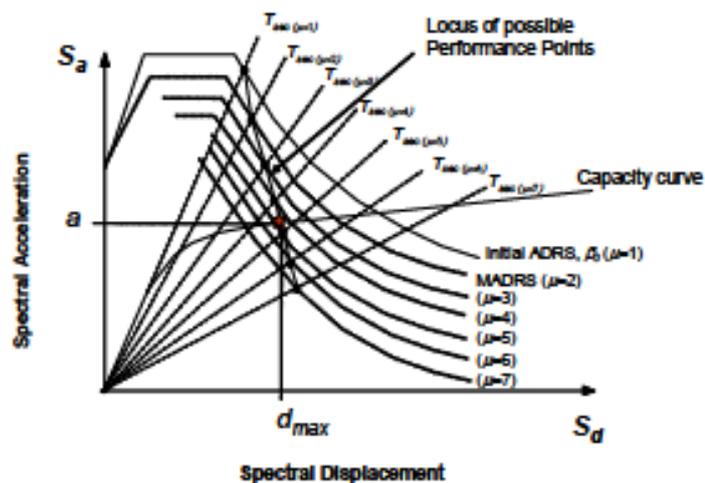
$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Ec. 28

Donde α es la rigidez post – elástica

11. Un posible punto de rendimiento es generado por la intersección del período secante radial, T_{sec} , con los MADRS

Figura 34 Posible comportamiento de puntos usando MADRS.



Fuente: FEMA - 440

12. Aumentar o disminuir el rendimiento asumido señalar y repetir el proceso para generar una serie de posibles puntos de rendimiento.

13. El punto de comportamiento real está definido por intersección geométrica de puntos del Paso 12 y el espectro de capacidad.

Tenga en cuenta que el Procedimiento C es propicio para un proceso de automatización en el que se supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad de 1.0 y los ensayos posteriores son establecer como ductilidades incrementalmente mayores (p. ej., 2, 3, 4, 5, ...) [3].

1.1.3.4 Análisis Pushover Multimodal

1.1.3.4.1 Análisis Pushover Multimodal tridimensional

Para un edificio de N-pisos, cada diafragma de piso tiene 3 grados de libertad definidos en el centro de masas. Los grados de libertad para cada piso son: traslacional a lo largo del eje X [u_{jx}], traslacional para el eje-Y [u_{jy}] y una traslación rotacional sobre el eje vertical Z ($u_{j\theta}$) [31].

El edificio está sujeto a dos componentes horizontales [$u_{xg}(t) - u_{yg}(t)$] sometidas en un punto abajo del nivel de fundación de la estructura. La variación espacial de los componentes horizontales en el suelo causa la rotación (sobre el eje vertical) de la base del edificio, dicha rotación induce el movimiento torsional en el edificio si el edificio está dominado por el modo torsional. La siguiente ecuación gobierna el movimiento tridimensional del sistema con diafragmas de piso rígidos [31].

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -\sum_{i=1}^3 [M]\{l\}_i \ddot{u}_{ig}(t) = -\{M\}_x \ddot{u}_{xg}(t) - \{M\}_y \ddot{u}_{yg}(t) - \{M\}_\theta \ddot{u}_{\theta g}(t)$$

Ec. 29

$$[M] = \begin{bmatrix} M_x & 0 & 0 \\ 0 & M_y & 0 \\ 0 & 0 & I_o \end{bmatrix}, \text{ y } [M_x], [M_y] \text{ son diagonales de las sub-matrices en orden } N, \text{ con } m_{jx}, m_{jy}.$$

La masa del j th diagrama de piso en la dirección X – Y, respectivamente, y [I_o] es la matriz diagonal de orden N con $I_{\theta j}$ el momento de inercia del del j th diagrama de piso alrededor del eje vertical a través del centro de masa [31].

$\{u\}$ es el vector de desplazamiento d piso de orden $3N$ y se expresa como $\{u\} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix}$, donde:

$$\{u_x\} = \langle u_{1x} \quad u_{2x} \quad \dots \quad u_{Nx} \rangle^T$$

$$\{u_y\} = \langle u_{1y} \quad u_{2y} \quad \dots \quad u_{Ny} \rangle^T$$

$$\{u_\theta\} = \langle u_{1\theta} \quad u_{2\theta} \quad \dots \quad u_{N\theta} \rangle^T$$

Ec. 30

$\{l\}_i$ es el vector de influencia de orden $3N$ que representa los desplazamientos de las masas resultantes del análisis estático de un desplazamiento de tierra en la dirección “ i ” de un grado de libertad. Por ejemplo, $\{l\}_x$ es un vector con dirección en X y cero las demás posiciones [31].

$$\{M\}_x = [M]\{l\}_x, \{M\}_y = [M]\{l\}_y \text{ y } \{M\}_\theta = [M]\{l\}_\theta$$

Ec. 31

Se puede simplificar la ecuación diferencial a través de análisis modal usando la masa y rigidez ortogonal de las propiedades de los modos, y la ecuación de movimiento para el n-modo se convierte:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\Gamma_{nx}\ddot{u}_{xg}(t) - \Gamma_{ny}\ddot{u}_{yg}(t) - \Gamma_{n\theta}\ddot{u}_{\theta g}(t)$$

Ec. 32

Donde

$$\Gamma_{ni} = \frac{L_{ni}}{M_n}, i = 1,2,3,$$

Ec. 33

$$L_{ni} = \{\phi_n\}^T [M]\{l\}_i$$

Ec. 34

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\},$$

Ec. 35

$\{\phi_n\}$, describe la forma del n-modo. Si la respuesta de traslación se combina con la respuesta de torsión, la forma del modo consiste en componentes distintos de cero en tres direcciones [31].

Modos torsionales y movimiento torsional en la base

Los componentes en las direcciones X e Y de $\{\phi_n\}$ están cerca de cero para un modo de vibración puramente torsional. En consecuencia, L_{nx} y L_{ny} son iguales (o cerca de cero). La ecuación para el n-modo se vuelve:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\Gamma_{n\theta}\ddot{u}_{\theta g}(t)$$

Ec. 36

La ecuación indica que se requiere un movimiento torsional en la base para excitar los modos puramente torsionales. En la ingeniería estructural, se supone que el movimiento del terreno en cualquier instante del tiempo es el mismo en todos los puntos de la cimentación (el movimiento torsional de la base simplemente no está definido), dicha excitación torsional se explica indirectamente a través de la inclusión de la torsión accidental. Por lo tanto, los modos puramente torsionales se descartan en el procedimiento MPA [31].

Fuerzas estáticas equivalentes y masas modales efectivas

Bajo excitaciones sísmicas horizontales, la distribución espacial de las fuerzas sísmicas efectivas $[M]\{l\}_i$ puede expandirse como una suma de la distribución de la fuerza de inercia modal:

$$[M]\{l\}_i = \sum_{n=1}^{3N} \{s_n^i\} = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{ni} [M]\{\phi_n\}$$

Ec. 37

La contribución de n-modo para $[M]\{l\}_i$ es:

$$\{s_n^i\} = \Gamma_{ni} [M]\{\phi_n\}$$

Ec. 38

La fuerza estática equivalente asociada con la respuesta n-modo es:

$$\{f_n^i(t)\} = \Gamma_{ni} [K]\{\phi_n\} D_n(t) = \Gamma_{ni} [M]\{\phi_n\} A_n(t) = \{s_n^i\} A_n(t)$$

Ec. 39

Por lo tanto, para el n-modo, la distribución de la fuerza estática equivalente $\{f_n\}$ en el centro de masa de los pisos del edificio es proporcional a $[M]\{\phi_n\}$. La distribución de la fuerza consiste en componentes en tres direcciones y no incluye solo fuerzas laterales y también momentos torsionales. Dicha distribución de fuerza lateral se utiliza para realizar un análisis pushover en 3D desarrollar la curva pushover para cada n-modo. En la dirección X, la cortante basal total para el n-modo es la suma de todas las fuerzas estáticas equivalentes en la dirección X [31].

$$V_{nx} = \sum_{j=1}^N S_{jn}^x A_n(t) = \{l\}_x^T \{S_n^x\} A_n(t) = \{l\}_x^T \Gamma_{nx} [M]\{\phi_n\} A_n(t) = \frac{(L_{nx})^2}{M_n} A_n(t)$$

Ec. 40

Por lo tanto, la masa modal efectiva en la dirección X – Y para el n-modo se define como:

$$M_{nx}^* = \frac{(L_{nx})^2}{M_n}$$

Ec. 41

$$M_{ny}^* = \frac{(L_{ny})^2}{M_n}$$

Ec. 42

Desplazamiento de techo máximo del sistema inelástico MDOF

Si el edificio de varios pisos sufre una deformación inelástica, la ecuación gobernante se convierte en:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R(\{u\}, \{\dot{u}\})\} = - \sum_{i=1}^2 [M]\{l\}_i \ddot{u}_{ig}(t)$$

Ec. 43

El sistema MDOF se puede descomponer en varios sistemas inelásticos SDF $3N$ utilizando los modos de vibración natural del sistema lineal correspondiente, pero la coordenada modal q_n se encuentra para ser acoplada con otras coordenadas modales [31].

Por lo tanto, es razonable suponer que el desacoplamiento de las respuestas modales es válido en la etapa inelástico. Con esta suposición, la ecuación de movimiento para el n-modo se puede derivar de la ecuación de control anterior para el sistema MDOF utilizando la ortogonalidad de masa y rigidez de los modos de vibración natural del sistema lineal correspondiente:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_{nx} \ddot{u}_{xg}(t) - \Gamma_{ny} \ddot{u}_{yg}(t), n = 1, 2, \dots, 3N$$

Ec. 44

Donde F_{sn} es una función de coordenada modal, q_n . Para cada modo de traslación específico, solo el movimiento de tierra paralelo contribuye significativamente a la respuesta estructural. Solo se utiliza el movimiento del suelo en la dirección X en la siguiente ecuación. Con $q_n(t) = \Gamma_{nx} D_n(t)$, la ecuación se convierte:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n(t) + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\ddot{u}_{xg}(t) = 1, 2, \dots, 3N$$

Ec. 45

Esta ecuación se caracteriza por

1. Frecuencia natural ω_n y relación de amortiguación ζ_n
2. Unidad de masa
3. Resistente fuerza / desplazamiento $F_{sn}/L_{nx} = D_n$ para el n-modo, puede ser obtenida desde la curva pushover utilizando:

$$\frac{F_{sn}}{L_{nx}} = \frac{V_{bn}}{M_{nx}^*}$$

Ec. 46

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}}$$

Ec. 47

El máximo valor D_n puede también ser determinado desarrollando un análisis historia de respuesta del sistema inelástico SDOF o estimando a partir de un espectro de respuesta utilizando la relación $R_y - \mu - T_n$ (FEMA-356 Método del coeficiente). Entonces, el desplazamiento máximo de techo para el n-modo se estima utilizando $\phi_{rn} \Gamma_n D_n$ [31].

El análisis pushover 3D se limita a edificios rígidos a torsión (los dos primeros períodos de vibración son predominantemente traslacionales). La respuesta estática es cualitativamente similar al comportamiento dinámico. Este procedimiento es aplicable solo a una estructura rígidamente resistente [31].

Proceso de solución

Pasos para estimar la máxima respuesta inelástica de un edificio de varios pisos tridimensional asimétrico.

1. Construir un modelo 3D y calcular los períodos naturales, T_n y los modos de vibración ϕ_n para el rango elástico del edificio.
2. Este procedimiento se limita a una estructura rígida a la torsión (los dos primeros períodos de vibración son predominantemente traslacionales) ya que la respuesta estática de la estructura es cualitativamente similar al comportamiento dinámico, por lo tanto, se considera solo modos traslacionales.
3. Para los n-modos, aplicar la distribución de la fuerza lateral $s_n^* = m\phi_n$ en el centro de masa de cada piso para desarrollar la curva Pushover (cortante de base / desplazamiento de techo ($V_{bn} - u_{rn}$)).
4. Idealizar la curva Pushover como una curva bilineal de acuerdo al procedimiento del FEMA 356.
5. Convertir la idealizada curva Pushover a la curva fuerza /desplazamiento ($F_{sn}/L_n - D_n$) para cada n-modo, y calcular el máximo desplazamiento de techo $u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n$, usando el método del coeficiente descrito en FEMA-356 y el espectro de respuesta específico del sitio.

6. De la base de datos del paso 3, extraer los valores de las respuestas deseadas r_n (desplazamientos de piso, derivas de piso, rótulas plásticas, etc) del desplazamiento máximo de techo u_{rn} calculada en el paso 5.
7. Repetir pasos del 3 al 6 con tantos modos traslacionales como se requiera para una exactitud suficiente.
8. Determinar la respuesta total (demanda) combinando las respuestas máximas modales utilizando una regla de combinación modal adecuada [31].

1.1.3.4.2 Análisis Pushover Multimodal en 2 dimensiones

La respuesta sísmica del edificio se determina empujando la estructura en cada modo en su desplazamiento objetivo “modal” utilizando una invariante distribución de fuerza lateral “modal”. La respuesta general del edificio se obtiene combinando la respuesta en cada modo mediante una regla de combinación modal [31].

Proceso de solución

Pasos para estimar la máxima respuesta inelástica de un edificio de varios pisos tridimensional asimétrico.

1. Modelar un modelo 2D y calcular los períodos naturales, T_n y los modos de vibración ϕ_n para el rango elástico del edificio.
2. Desarrollar la curva Pushover para cada uno de los primeros dos modos aplicando la distribución de la fuerza lateral igual a $m_i(\Phi_i)^n$, donde m_i es la masa de piso, y $(\Phi_i)^n$, es la coordenada modal del n-modo en el i-piso para vibración linealmente elástica.
3. Idealizar la curva Pushover como una curva bilineal y convertirla a la curva fuerza /desplazamiento $(F_{sn}/L_n - D_n)$ para un sistema SDOF, tener en cuenta que la relación bilineal depende del desplazamiento objetivo).
4. Determinar el máximo desplazamiento para cada modo para un sistema SDOF:

Método 1: Enfoque preciso (MPA original)

Realizar un NL-RHA para cada modo para un sistema SDOF para calcular el máximo desplazamiento, la relación bilineal es actualizada, y el NL-RHA se ejecuta hasta que la solución converge. Este método se repite para cada movimiento sísmico.

Método 2: Enfoque semi preciso (MPA modificado)

El desplazamiento máximo en cada modo tomar como la media del desplazamiento de sistema SDOF equivalente para 20 movimientos de suelo.

Método 3: Enfoque práctico (MPA modificado). El desplazamiento máximo para cada modo es estimado usando el método del coeficiente del FEMA-356 y la mediana del espectro elástico de espectro.

5. Empujar la estructura al desplazamiento objetivo para los 2 primeros modos.
6. Determinar la respuesta total (demanda) combinando las respuestas máximas modales utilizando una regla de combinación modal adecuada [31].

1.1.3.4.3 Reglas de combinación modal

Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

Es la respuesta máxima en cada modo se eleva al cuadrado, los picos modales al cuadrado se suman, y la raíz cuadrada de esta suma proporcionar una estimación de la respuesta máxima total. Esta regla proporciona excelentes estimaciones de la respuesta para estructuras con frecuencias naturales muy separadas [30].

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}$$

Ec. 48

Combinación cuadrática completa (CQC)

Este método toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por amortiguación modal, es aplicable a una clase más amplia de estructuras, puesto que supera las limitaciones de la regla SRSS [30].

$$r_o \simeq \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

Ec. 49

$$\rho_{in} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1+\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2}$$

Ec. 50

$$\lambda = \frac{\omega_n}{\omega_i}, i < n$$

Ec. 51

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0.05.

1.1.3.5 Análisis Historia de Respuesta

1.1.3.5.1 Ecuaciones de movimiento: formulación y solución

La Ec. 52 se modifica para reconocer el comportamiento inelástico del edificio. La relación fuerza/deformación para cada miembro estructural que sufre deformaciones cíclicas es ahora no lineal e histérica [30].

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Ec. 52

Para sistemas inelásticos, la relación no lineal entre las fuerzas laterales f_s en los N niveles del piso y los desplazamientos laterales resultantes del piso u es dependiente de la trayectoria, es decir, depende de si la deformación aumenta o disminuye durante el paso del tiempo:

$$f_s = f_s(u)$$

Ec. 53

Con esta generalización para sistemas inelásticos, la Ec. 53 se convierte en:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -m\ddot{u}_g(t)$$

Ec. 54

Esta ecuación matricial representa N ecuaciones diferenciales no lineales para los desplazamientos de N pisos $u_i(t), j = 1, 2, \dots, N$. Dada la matriz de masa estructural m , la matriz de amortiguación c , la relación de fuerza-deformación inelástica $f_s(u)$ y la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$, el análisis del historial de respuesta no lineal requiere una solución numérica de la Ec. 54 para obtener la respuesta de desplazamiento de la estructura, y las fuerzas internas se pueden determinar a partir de los desplazamientos.

La formulación de las ecuaciones diferenciales no lineales, en particular el término $f_s(u)$, es computacionalmente exigente. La matriz de rigidez estructural debe reformularse en cada instante de tiempo a partir de las matrices de rigidez tangente del elemento correspondientes a la deformación actual y su dependencia de la trayectoria, ya sea en las ramas de carga inicial, descarga o recarga de la relación fuerza-deformación del elemento, y para una gran estructura este proceso debe ser repetida por miles de elementos estructurales. Al formular estas ecuaciones, se debe considerar la geometría no lineal, ya que las estructuras sometidas a movimientos

intensos del suelo pueden sufrir grandes desplazamientos. En la ingeniería sísmica, el equilibrio no lineal y las relaciones de compatibilidad generalmente se aproximan mediante un análisis $P - \Delta$ [30].

La solución numérica de la Ec. 54 es computacionalmente exigente para sistemas inelásticos grandes debido a que estas ecuaciones diferenciales acopladas deben resolverse simultáneamente; para sistemas inelásticos no se pueden desacoplar mediante la transformación a coordenadas modales. Dichas soluciones numéricas deben repetirse en cada paso de tiempo Δt , que debe ser muy corto, lo suficientemente corto para garantizar que el procedimiento numérico converja, permanezca estable y proporcione resultados precisos [30].

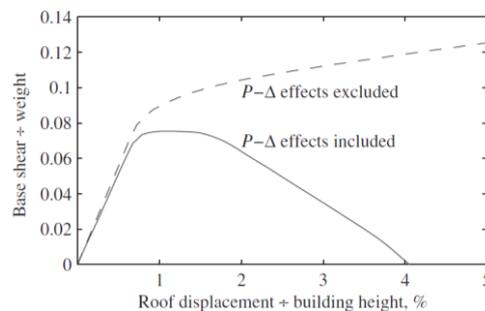
1.1.3.5.2 Cálculo de demandas sísmicas: factores para ser considerados

Se reconoce varios factores para obtener resultados significativos para la respuesta inelástica de una estructura: [30]

Efectos $P - \Delta$

El efecto de segundo orden de las cargas de gravedad que actúan sobre el estado deformado lateralmente de una estructura, conocido como efectos $P - \Delta$, puede influir profundamente en el terremoto [30].

Figura 35 Curvas de Pushover para un edificio de 20 piso con y sin efectos $P - \Delta$



Fuente: A. K. Chopra, Dynamics of Structures - (Anil K Chopra) 4th edition. 1997.

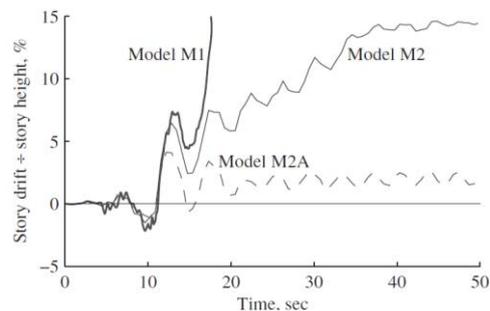
Los efectos $P - \Delta$ reducen ligeramente la rigidez elástica inicial de una estructura y, por lo tanto, tendrán poca influencia en la respuesta sísmica de una estructura si permanece elástica durante el movimiento. Sin embargo, los efectos $P - \Delta$ tienen una profunda influencia en la respuesta dinámica [30].

Suposiciones de modelado

La respuesta al terremoto de un edificio puede verse influida por los supuestos en el modelado (o idealización) de la estructura para el análisis computarizado [30].

La respuesta al terremoto de un edificio puede verse profundamente afectada por las diferencias de los modelos analíticos, como lo demuestra el historial de respuesta de la deriva del segundo piso debido al movimiento del suelo

Figura 36 Influencia de los supuestos de modelado en la deriva



Fuente: A. K. Chopra, Dynamics of Structures - (Anil K Chopra) 4th edition. 1997.

Variabilidad de respuesta con movimiento del suelo

Se deben determinar las demandas sísmicas debidas a un número suficientemente grande de movimientos del terreno y se debe seleccionar los valores de la demanda que se considerarán en el diseño y evaluación de las estructuras [30].

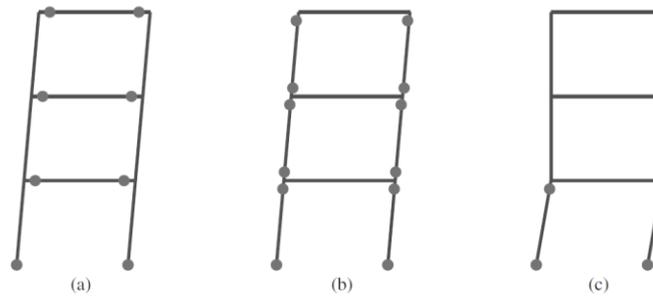
1.1.3.5.3 Demandas de deriva de piso

Influencia del mecanismo de rótula plástica

La variación en altura de las demandas de ductilidad en edificios de varios pisos depende, en parte, de las resistencias relativas de rendimientos de las vigas y columnas y las resistencias relativas de rendimientos de varios pisos. En la Figura 37.a se muestra un pórtico con columnas fuertes y vigas débiles en las que se forma un mecanismo completo con rótulas plásticas en todas las vigas a medida que aumentan las fuerzas laterales, en la Figura 37.b es un sistema con columnas débiles y vigas fuertes en el que todas las columnas desarrollan rótulas plásticas a medida que aumentan las fuerzas laterales, en la Figura 37.c se desarrolla un mecanismo de piso solo en el primer piso bajo la distribución de fuerza lateral; las fortalezas de desempeño del segundo y pisos superiores aumentan considerablemente en relación con el modelo de rótula de columna para garantizar que permanezcan elásticos. Así,

el primer piso no es más débil que en el modelo de rótula de columna; es débil solo en relación con los pisos segundo y superior, lo que implica una gran discontinuidad de fuerza en el primer piso [30].

Figura 37 (a) Rótula de viga, (b) Rótula de columna y (c) Modelos de piso débil



Fuente: A. K. Chopra, Dynamics of Structures - (Anil K Chopra) 4th edition. 1997.

En los edificios, si el primer piso es relativamente débil, generalmente también es relativamente flexible porque la rigidez y la resistencia a menudo están interrelacionadas. El comportamiento de tal edificio de primer piso blando es similar al de un edificio débil de primer piso: los pisos superiores siguen siendo esencialmente elásticos, y su rendimiento se limita al primer piso, lo que da como resultado grandes demandas de ductilidad en este piso [30].

El Olive View es un ejemplo de un edificio con un primer piso blando, fue un edificio de concreto reforzado de seis pisos con su primer piso parcialmente subterráneo. El sistema de resistencia a la fuerza lateral incluía muros de corte solo en los cuatro pisos superiores (a) Figura 38 creando una gran discontinuidad en la resistencia y la rigidez en el nivel del segundo piso. En el terremoto de San Fernando del 9 de febrero de 1971 los cuatro pisos superiores de este edificio se escaparon con un daño menor, y el daño disminuyó hacia la parte superior. La mayor parte del daño se concentró en el piso parcialmente subterráneo y en el primer piso sobre nivel del suelo. Esta deriva impuso demandas muy severas de deformación y ductilidad en las columnas del primer piso. Como resultado, las columnas fallaron de manera frágil (b) Figura 38; sin embargo, el comportamiento dúctil de las columnas reforzadas en espiral impidió el colapso (c) Figura 38. Este edificio, completado solo unos pocos meses antes del terremoto, tuvo que ser demolido.

Influencia del comportamiento inelástico

La distribución de las derivas de piso sobre la altura de un pórtico de varios pisos también depende de qué tan lejos se deforme el pórtico en el rango inelástico. Las demandas de la deriva de piso y su variación en la altura para los sistemas inelásticos difieren de las de los sistemas elásticos y dependen significativamente del factor de ductilidad, una medida del grado de comportamiento inelástico. Las derivas de piso aumentan en los pisos superiores del pórtico elástico, donde se sabe que las contribuciones de respuesta de los modos de vibración más alta son significativas. A medida que aumenta el factor de ductilidad, μ , (la resistencia del pórtico disminuye, lo que implica un mayor grado de acción inelástica), las derivas en los pisos superiores disminuyen y la mayor deriva se produce cerca de la base de la estructura.

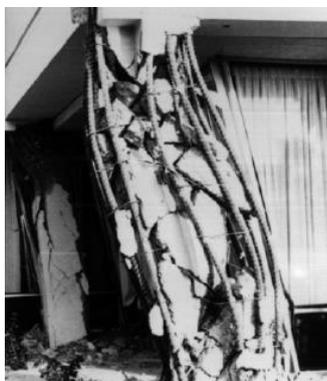
Figura 38 Hospital Olive View, terremoto San Fernando, 1971.



(a) Muros de corte solo en los cuatro pisos superiores



(b) Grandes deformaciones en el primer piso



(c) Falla frágil de una columna de esquina atada del edificio



(d) Deformación de una columna reforzada en espiral

1.1.4 Hipótesis

Los resultados obtenidos para determinar el desempeño sísmico de estructuras con períodos de vibración mayores a 1 segundo mediante los análisis Pushover y Pushover Multimodal son similares a los resultados del análisis Historia de Respuesta.

1.1 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Evaluar el desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante la comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta).

1.2.2 Objetivos específicos

- Aplicar procedimientos estáticos no lineales (NSP), análisis estático modal (MPA) procedimientos dinámicos no lineales (NL-RHA) en el edificio de la Oscus.
- Validar si los procedimientos estáticos no lineales (NSP) y análisis estático modal (MPA) para edificios con períodos de vibración mayor que 1seg ($T > 1$ seg) son efectivos, mediante la comparación con análisis dinámico no-lineal (NL-RHA).
- Determinar el desempeño sísmico ante los niveles de amenaza requeridos por la NEC 2015 en el edificio de estudio.

- Comparar resultados de los tres tipos de análisis para conocer sus ventajas y desventajas.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

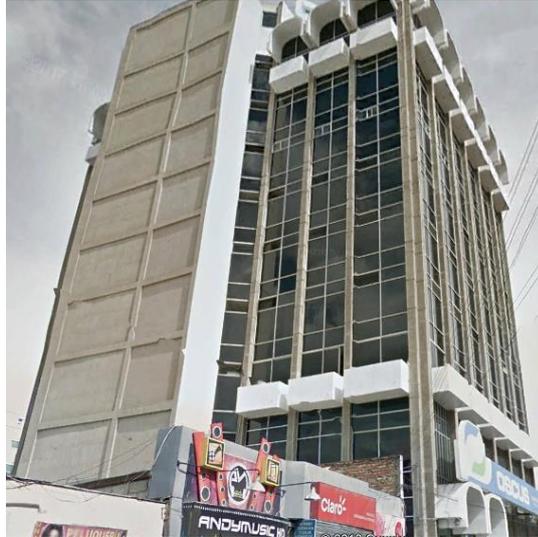
En la primera etapa de la investigación se obtuvo información necesaria para modelar el edificio en estudio “Oscus”, tales como planos estructurales y ensayos de materiales.

La información acerca de tipos de análisis no lineales se obtuvo a partir de artículos científicos, libros y trabajos de titulación. Los códigos empleados para el trabajo fueron CEC 77, NEC 2015 en el ámbito nacional y normativas extranjeras: FEMA-440, FEMA-356, ASCE/ SEI 41-13, ATC- 40.

Mediante la información recopilada para llevar a cabo el estudio propuesto se procederá a describir los parámetros de los análisis Pushover, Pushover Multimodal e Historia de Respuesta, efectuados en el software de diseño ETABS 2016.

Una vez realizado los 3 análisis sísmicos se realizará una comparación de los resultados obtenidos por establecer las diferencias de resultados, llegando a la conclusión de que análisis es el más efectivo y así obteniendo el desempeño sísmico del edificio.

Figura 39 Edificio Oscus



Fuente: Daniela Galarza A.

La edificación por evaluar en el presente trabajo experimental consiste en un edificio hormigón armado de 10 pisos con sótano, se levanta en un área de construcción de $500m^2$ aproximadamente.

La estructura de hormigón armado presenta losas alivianadas bidireccionales, en todos sus niveles de 20 y 25 cm de espesor, es un sistema aporticado.

Se realizará los procedimientos de análisis no lineal:

- Pushover
- Pushover Multimodal
- Historia de Respuesta

2.1 Materiales y equipos

2.1.1 Materiales

Equipo de Oficina

2.1.2 Equipos

2.1.2.1 Etabs 2016

Etabs es un software integrado para el análisis estructural y el diseño de edificios, con 40 años de investigación y desarrollo continuo, Etabs ofrece herramientas de modelado y visualización basadas en objetos 3D, análisis lineal y no lineal, contiene una amplia gama de materiales, pantallas gráficas, informes [46].

Tabla 1 Especificaciones técnicas Etabs 2016.

Detalles de producto			
Nombre		Cantidad	Duración de la licencia
Etabs Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User)		2	1 año
Detalles de Activación			
Contraseña de Activación	7b8217ce-61b7-4823-a9d4-b8c86c9f2707		
Usuario ID	6863	Nombre de usuario	Universidad Técnica de Ambato

Fuente: Computers and Structures

2.1.2.2 Martillo esclerométrico

Instrumento para la estimación no destructiva de las propiedades de resistencias del concreto, asfalto, mortero, roca [47].

Tabla 2 Especificaciones técnicas Esclerométrico.

Descripción	Equipo para ensayos de resistencia de hormigón		
			
Modelo	PROCEQ	Voltaje	110V
Fabricante	PROCEQ	Potencia	N/A

Fuente: Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing.

2.2 Metodología

2.2.1 Plan de recolección de datos

Para la evaluación la suficiente información de las características del edificio existente debe ser obtenida según la ASCE/SEI 41-13.

- Obtener los planos estructurales del Edificio Ocus.
- Realizar el ensayo esclerométrico para conocer la resistencia a la compresión de los hormigones y ensayo de tracción para conocer la resistencia a la fluencia del acero.
- Cuantificar cargas gravitacionales.
- Cuantificar cargas sísmicas, según los niveles de desempeño, para un sismo Raro se utilizará el mapa de zonificación sísmica y para un sismo Muy Raro curvas de peligro sísmico.
- Determinar valores para configuración estructural según la NEC-2015.
- Determinar el régimen tectónico de la ciudad de Ambato.
- Seleccionar acelerogramas que cumplan con requisitos de compatibilidad, realizar el ajuste espectral y escalado de acelerogramas.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información

Para el presente trabajo investigativo se utilizará el software Etabs 2016:

- Modelar la estructura en el software, definir propiedades lineales y no lineales para el acero y el hormigón.
- Definir secciones de columnas, vigas, losas y muros de sótano, asignar rótulas plásticas en vigas y columnas.
- Definir funciones para espectros de respuestas para sismos con $T_r=475$ y 2500 años.
- Definir funciones tiempo / historia para los sismos seleccionados, realizando ajustes en el dominio del tiempo.
- Realizar los análisis NSP MPA y NL-RHA para la estructura.
- Comparar los tres tipos de análisis.
- Obtener el punto de desempeño estructural.
- Definir ventajas y desventajas de los tres análisis.

2.2.3 Recolección de datos

Antes de comenzar una evaluación la suficiente información de las características del edificio existente debe ser obtenida de las siguientes fuentes como lo determina la sección C3.2 “As-Built Information” según la ASCE/SEI 41-13:

1. Observación de campo de las condiciones y configuración del edificio.

El día 25 de enero del 2019 se realizó la visita en campo, en el cual se realizó el ensayo esclerométrico, además de tomar mediciones de la longitud de las paredes en el piso 4 para tener un valor aproximado del peso de las paredes.

2. Documentos de construcción, análisis de ingeniería, informes de suelo o perforaciones.

Los planos estructurales obtenidos del archivo de documentos de la Cooperativa Oscus constan de detalles de la cimentación, columnas, vigas, losas y gradas, además, se obtuvo el “Estudio sobre Riesgo Sísmico Edificios Cooperativa Oscus” ejecutado en septiembre del 2010 en donde se realizó el análisis de RIESGO SÍSMICO ESTRUCTURAL del edificio.

3. Normas y códigos de referencia del período de construcción.

Los planos del edificio se presentaron en el año 1978 por lo tanto la normativa de construcción vigente fue el código ecuatoriano de la construcción CEC-77 que tomo como base el código estadounidense ACI 318-71.

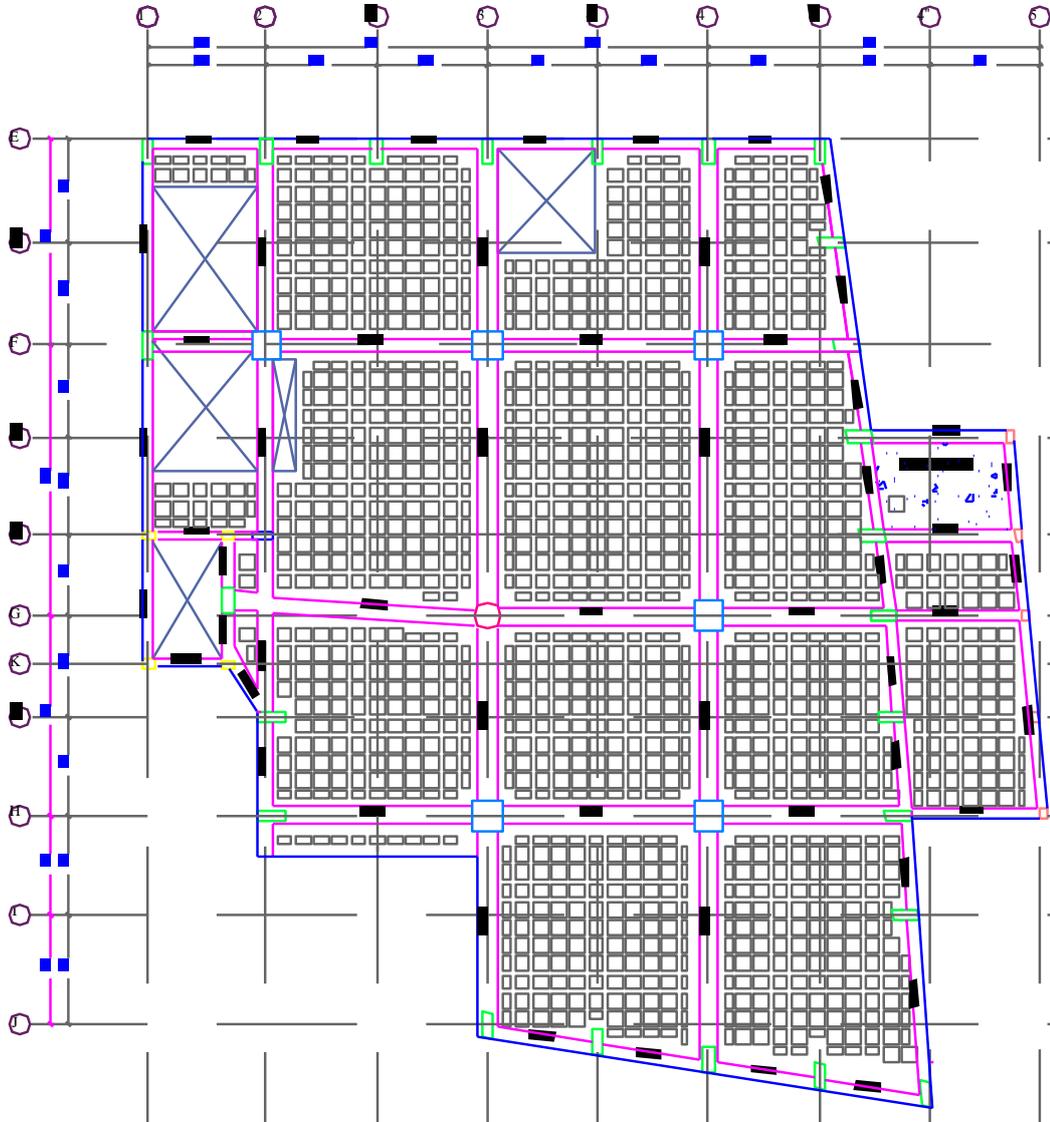
4. Ensayos destructivos o no destructivos de materiales.

Para conocer la resistencia del concreto a la compresión se realizó el ensayo esclerométrico.

5. Entrevistas con los propietarios del edificio, inquilinos, gerentes, arquitectos o ingeniero.

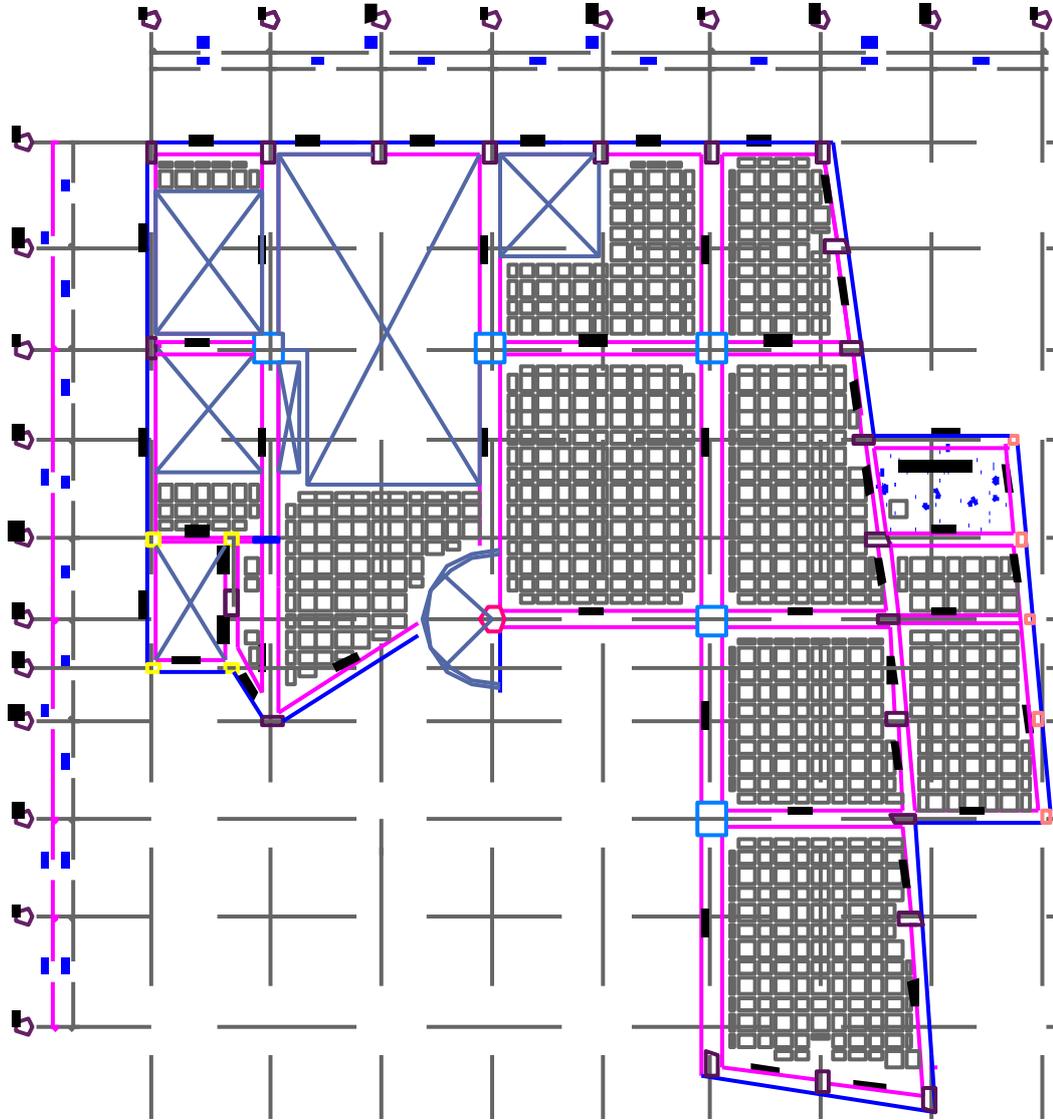
Debido a que no se pudo obtener una muestra para realizar en ensayo de la resistencia a la fluencia del acero, se comprobó el valor de las especificaciones técnicas con el ingeniero que calculo el diseño estructural de la estructura.

Figura 41 Losa banco (N+3.15m)



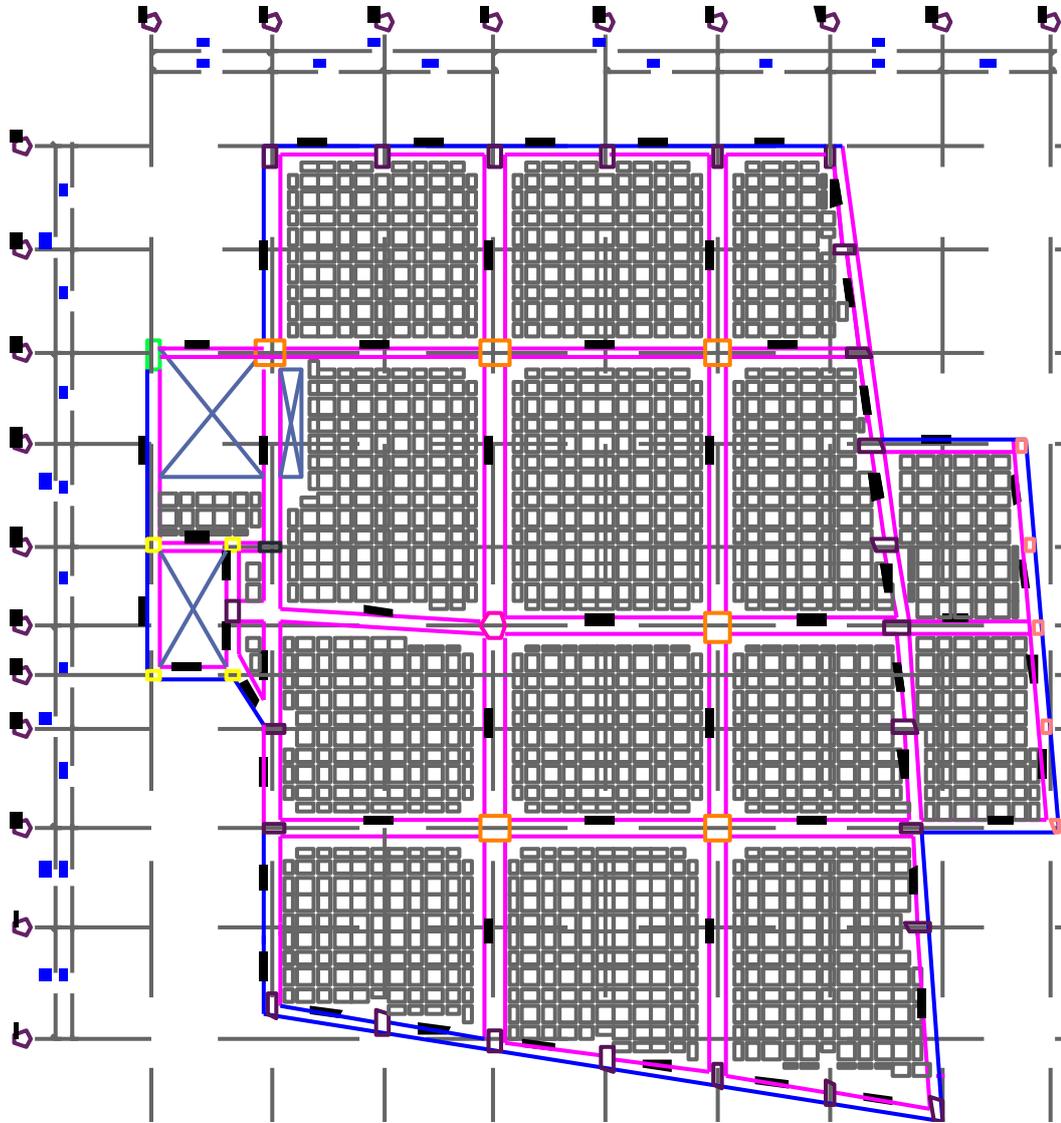
Fuente: Planos estructurales Oscus

Figura 42 Losa mezanine (N+6.30m)



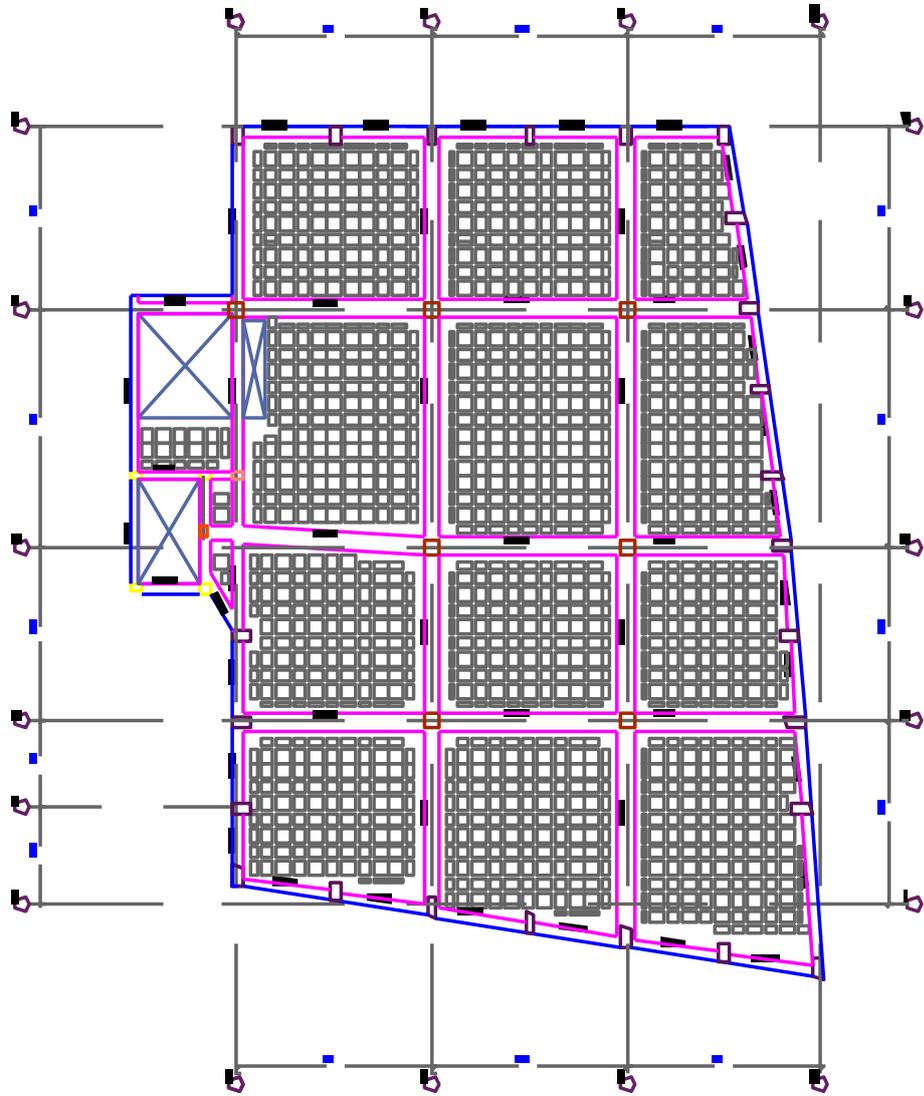
Fuente: Planos estructurales Oscus

Figura 43 Losa administración (N+9.45m)



Fuente: Planos estructurales Oscus

Figura 44 Losa Tipo (N+12.6m+31.5m)



Fuente: Planos estructurales Oscus

2.2.3.2 Resistencia a la compresión del concreto

El valor inicial de la resistencia del hormigón a la compresión fue $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ según las especificaciones técnicas. Mediante el ensayo esclerométrico se obtuvo el valor de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 3 Resultados del ensayo esclerométricos

NIVEL	COLUMNA	RESISTENCIA kg/cm^2	OBSERVACIONES
N+0.00m	H3	210	
	F"2	220	
N+3.15m	F"2	160	
	F4	830	
	G4	210	
N+6.30m	F"2	85	
	F3	185	
N+9.45m	G3	335	
	F"2	365	
	F"2	150	
	G"4'	330	
N+12.60m	H4"	355	
	J4'	385	
N+15.75m	F"2	470	
N+18.90m	G3	335	
	F"2	150	
N+22.05	G"4'	520	
	F"2	110	
	F"2	315	
N+25.20m	F4'	350	
	E4	235	
N+28.35m	(-)	(-)	No se pudo obtener datos
PROMEDIO		282.50	

Fuente: Daniela Galarza A.

2.2.3.3 Resistencia a la fluencia del acero

El valor de la resistencia a la fluencia del acero transversal y longitudinal del edificio especificado en los planos estructurales fue de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, este valor fue comprobado con el ingeniero quien diseño la parte estructural, no se pudo realizar ensayos debido a la dificultad de obtener las muestras de acero.

2.2.3.4 Cargas gravitacionales

Como no se obtuvo los planos arquitectónicos, durante la visita en campo se midió las longitudes de las paredes de un piso tipo para determinar el adicional de cargas muertas y a su vez se comprobó la ocupación de cada piso para determinar el valor de las cargas vivas.

Tabla 4 Resumen de cargas gravitacionales

PISO	CV T_n/m^2	ACM T_n/m^2	OBSERVACIONES
N+31.50m	480.00	231.64	NEC-SE-CG-T.9: Patios y terrazas peatonales
N+28.35m	360.00	138.96	NEC-SE-CG-T.9: Áreas de recreación
N+25.20m	240.00	286.66	NEC-SE-CG-T.9: Áreas de recreación
N+22.05m	240.00	286.66	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+18.90m	240.00	286.66	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+15.75m	240.00	286.66	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+12.6m	240.00	286.66	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+9.45m	240.00	281.42	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+6.30m	240.00	371.13	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+3.15m	240.00	290.81	NEC-SE-CG-T.9: Oficinas
N+0.00m	480.00	283.75	NEC-SE-CG-T.9: Áreas de recepción corredores de primer piso
N-3.15m	(-)	(-)	(-)
GRADAS	390.00		NEC-SE-CG-T.9: Escaleras y rutas de escape + 30% de impacto

Fuente: Daniela Galarza A.

2.2.3.5 Cargas sísmicas

El lugar de implantación del edificio de la estructura es la ciudad de Ambato, situada en un suelo tipo C (NEC-SE-DS; Tabla 2) perteneciente a la zona sísmica IV (NEC-SE-DS; Tabla 19). El edificio de la Oscus es de ocupación especial (NEC-SE-DS; Tabla 6) para su evaluación es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar su desempeño de acuerdo a la NEC-SE-DS y NEC-SE-RE.

Para un $T_r = 475$ años se utilizará el mapa de zonificación sísmica descrito en la (Figura 10), mientras que para un $T_r=2500$ años se utilizará las curvas de peligro sísmico (Figura 12).

Los valores de configuración estructural se toman de la NEC-SE-DS.

Tabla 5 Factores de carga sísmica y de configuración estructural

Factores de carga sísmica				
Parámetro	Factor	Valor	Numeral NEC-SE-DS	
Período de retorno Tr= 475 años				
Zona sísmica	5	0.4	3.1.1	Tabla 1
Tipo de suelo	C			
Fa		1.2	3.2.2	Tabla 3
Fd		1.11	3.2.2	Tabla 4
Fs		1.11	3.2.2	Tabla 5
Amplificación espectral	Sierra	2.48	3.1.1	
Período de retorno Tr= 2500 años				
Nivel del sismo	Muy raro (extremo)	0.65	10.4.1	Figura 14
Probabilidad de excedencia en 50 años	2%			
Período de retorno Tr(años)	2500			
Tasa anual de excedencia (1/Tr)	0.00040			
Tipo de suelo	C			
Fa		1.18	3.2.2	Tabla 3
Fd		1.06	3.2.2	Tabla 4
Fs		1.23	3.2.2	Tabla 5
Amplificación espectral	Sierra	2.48	3.1.1	
Factores de configuración estructural				
Parámetro	Factor	Valor	Numeral NEC-SE-DS	
Configuración estructural				
Importancia	Especial	1.3	4.1	Tabla 6
Respuesta estructural	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8	6.3.4	Tabla 16
Coficiente de irregularidad en planta	Irregular	0.9	5.2.3	Tabla 13
Coficiente de irregularidad en elevación	Irregular	0.9	5.2.3	Tabla 14
Altura del edificio	31.85			
C_t	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	6.3.3	Método 1
α		0.9	6.3.3	Método 1

Fuente: Daniela Galarza A.

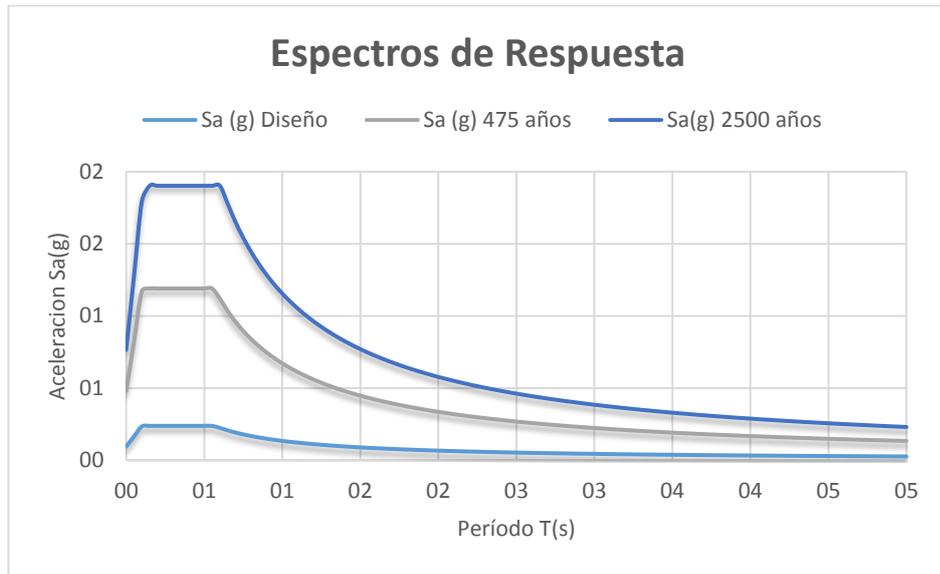
2.3.3.5.1 Espectros de respuesta

Tabla 6 Espectros de respuesta

Período T(seg)	Sa (g) Diseño	Sa (g) 475 años	Sa(g) 2500 años	Período T(seg)	Sa (g) Diseño	Sa (g) 475 años	Sa(g) 2500 años	Período T(seg)	Sa (g) Diseño	Sa (g) 475 años	Sa(g) 2500 años
0,00	0,0963	0,4800	0,7670	1,70	0,0793	0,3954	0,6800	3,40	0,0397	0,1977	0,3400
0,05	0,1657	0,8259	1,2807	1,75	0,0771	0,3841	0,6605	3,45	0,0391	0,1949	0,3351
0,10	0,2351	1,1719	1,7944	1,80	0,0749	0,3735	0,6422	3,50	0,0385	0,1921	0,3303
0,15	0,2388	1,1904	1,9022	1,85	0,0729	0,3634	0,6248	3,55	0,0380	0,1894	0,3256
0,20	0,2388	1,1904	1,9022	1,90	0,0710	0,3538	0,6084	3,60	0,0375	0,1867	0,3211
0,25	0,2388	1,1904	1,9022	1,95	0,0692	0,3447	0,5928	3,65	0,0369	0,1842	0,3167
0,30	0,2388	1,1904	1,9022	2,00	0,0674	0,3361	0,5780	3,70	0,0364	0,1817	0,3124
0,35	0,2388	1,1904	1,9022	2,05	0,0658	0,3279	0,5639	3,75	0,0360	0,1793	0,3083
0,40	0,2388	1,1904	1,9022	2,10	0,0642	0,3201	0,5505	3,80	0,0355	0,1769	0,3042
0,45	0,2388	1,1904	1,9022	2,15	0,0627	0,3127	0,5377	3,85	0,0350	0,1746	0,3002
0,50	0,2388	1,1904	1,9022	2,20	0,0613	0,3056	0,5254	3,90	0,0346	0,1724	0,2964
0,55	0,2388	1,1904	1,9022	2,25	0,0599	0,2988	0,5138	3,95	0,0341	0,1702	0,2926
0,60	0,2248	1,1204	1,9022	2,30	0,0586	0,2923	0,5026	4,00	0,0337	0,1681	0,2890
0,65	0,2075	1,0342	1,7784	2,35	0,0574	0,2861	0,4919	4,05	0,0333	0,1660	0,2854
0,70	0,1927	0,9603	1,6514	2,40	0,0562	0,2801	0,4816	4,10	0,0329	0,1640	0,2819
0,75	0,1798	0,8963	1,5413	2,45	0,0550	0,2744	0,4718	4,15	0,0325	0,1620	0,2785
0,80	0,1686	0,8403	1,4449	2,50	0,0539	0,2689	0,4624	4,20	0,0321	0,1601	0,2752
0,85	0,1587	0,7909	1,3599	2,55	0,0529	0,2636	0,4533	4,25	0,0317	0,1582	0,2720
0,90	0,1498	0,7469	1,2844	2,60	0,0519	0,2586	0,4446	4,30	0,0314	0,1563	0,2688
0,95	0,1420	0,7076	1,2168	2,65	0,0509	0,2537	0,4362	4,35	0,0310	0,1545	0,2657
1,00	0,1349	0,6722	1,1559	2,70	0,0499	0,2490	0,4281	4,40	0,0307	0,1528	0,2627
1,05	0,1284	0,6402	1,1009	2,75	0,0490	0,2444	0,4203	4,45	0,0303	0,1511	0,2598
1,10	0,1226	0,6111	1,0509	2,80	0,0482	0,2401	0,4128	4,50	0,0300	0,1494	0,2569
1,15	0,1173	0,5846	1,0052	2,85	0,0473	0,2359	0,4056	4,55	0,0296	0,1477	0,2541
1,20	0,1124	0,5602	0,9633	2,90	0,0465	0,2318	0,3986	4,60	0,0293	0,1461	0,2513
1,25	0,1079	0,5378	0,9248	2,95	0,0457	0,2279	0,3918	4,65	0,0290	0,1446	0,2486
1,30	0,1037	0,5171	0,8892	3,00	0,0450	0,2241	0,3853	4,70	0,0287	0,1430	0,2459
1,35	0,0999	0,4980	0,8563	3,05	0,0442	0,2204	0,3790	4,75	0,0284	0,1415	0,2434
1,40	0,0963	0,4802	0,8257	3,10	0,0435	0,2168	0,3729	4,80	0,0281	0,1400	0,2408
1,45	0,0930	0,4636	0,7972	3,15	0,0428	0,2134	0,3670	4,85	0,0278	0,1386	0,2383
1,50	0,0899	0,4482	0,7706	3,20	0,0421	0,2101	0,3612	4,90	0,0275	0,1372	0,2359
1,55	0,0870	0,4337	0,7458	3,25	0,0415	0,2068	0,3557	4,95	0,0272	0,1358	0,2335
1,60	0,0843	0,4201	0,7225	3,30	0,0409	0,2037	0,3503	5,00	0,0270	0,1344	0,2312
1,65	0,0817	0,4074	0,7006	3,35	0,0403	0,2007	0,3451				

Fuente: Daniela Galarza A.

Figura 45 Espectros de respuesta

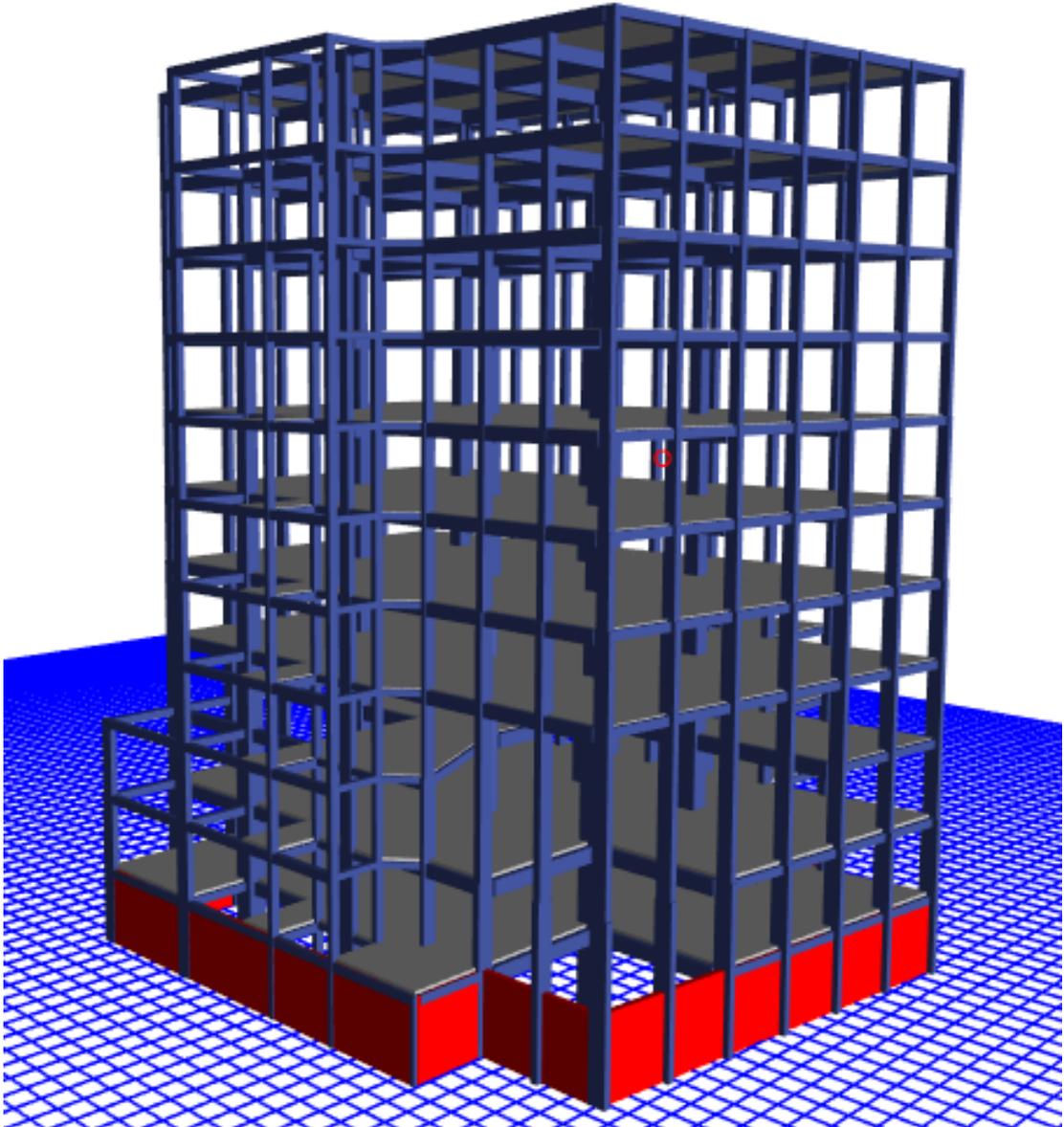


Fuente: Daniela Galarza A.

2.2.3.6 Configuración estructural

La estructura es un sistema aporticado de concreto reforzado de 31.85m de altura y con un subsuelo de -3.15m.

Figura 46 Render del modelo



Fuente: Etabs 2016

2.3.3.6.1 Definición de materiales

Hormigón

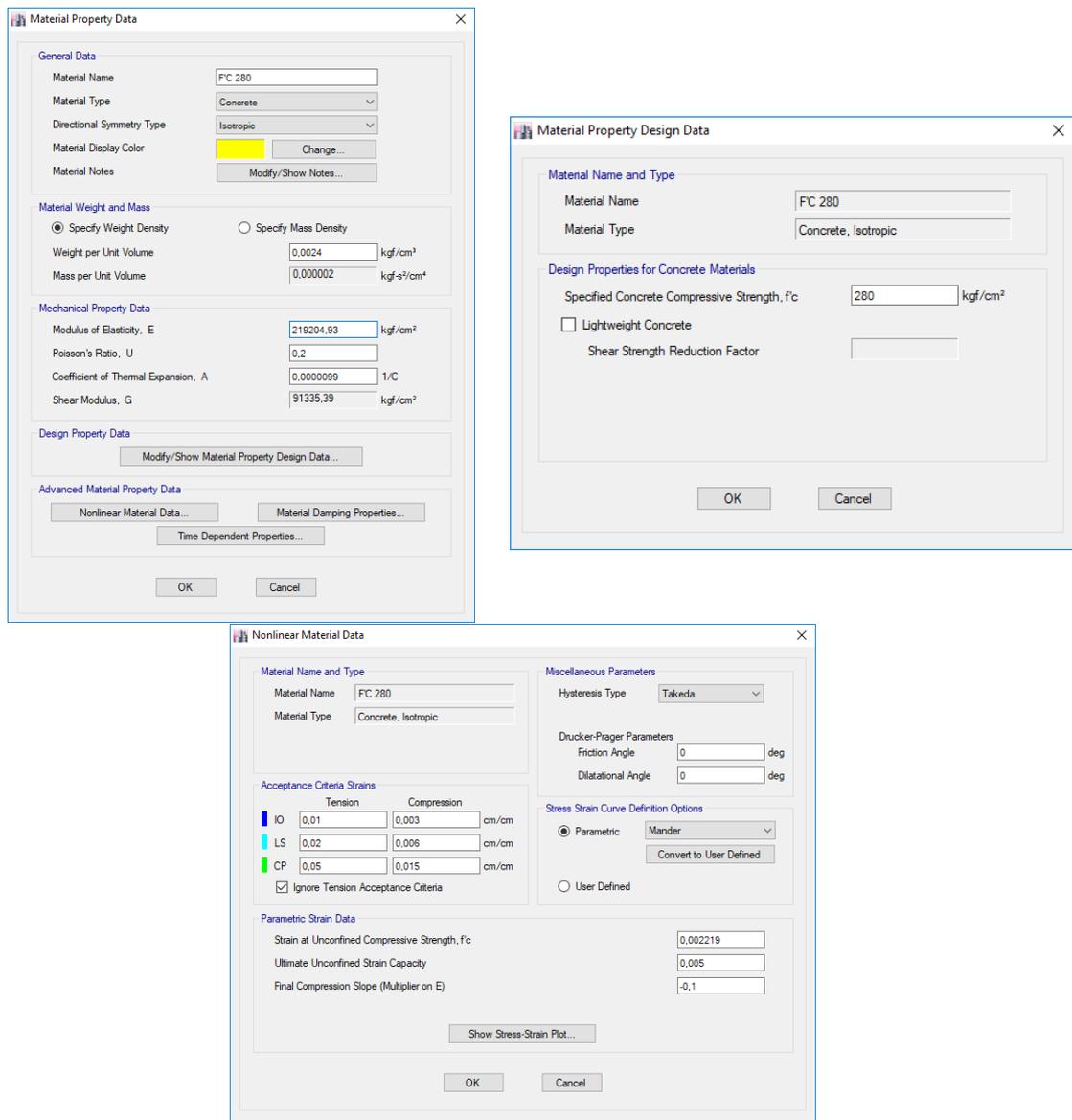
Propiedades lineales

El módulo de elasticidad se definirá a partir de $E = 13100\sqrt{f'c}$ el valor de la resistencia a la compresión del hormigón será el obtenido en el ensayo esclerométrico.

Propiedades no lineales

El tipo de histéresis será el de Takeda y la curva esfuerzo/deformación será generada por el modelo de Mander.

Figura 47 Definición de las propiedades lineales y no lineales del hormigón



Fuente: Etabs 2016

Acero

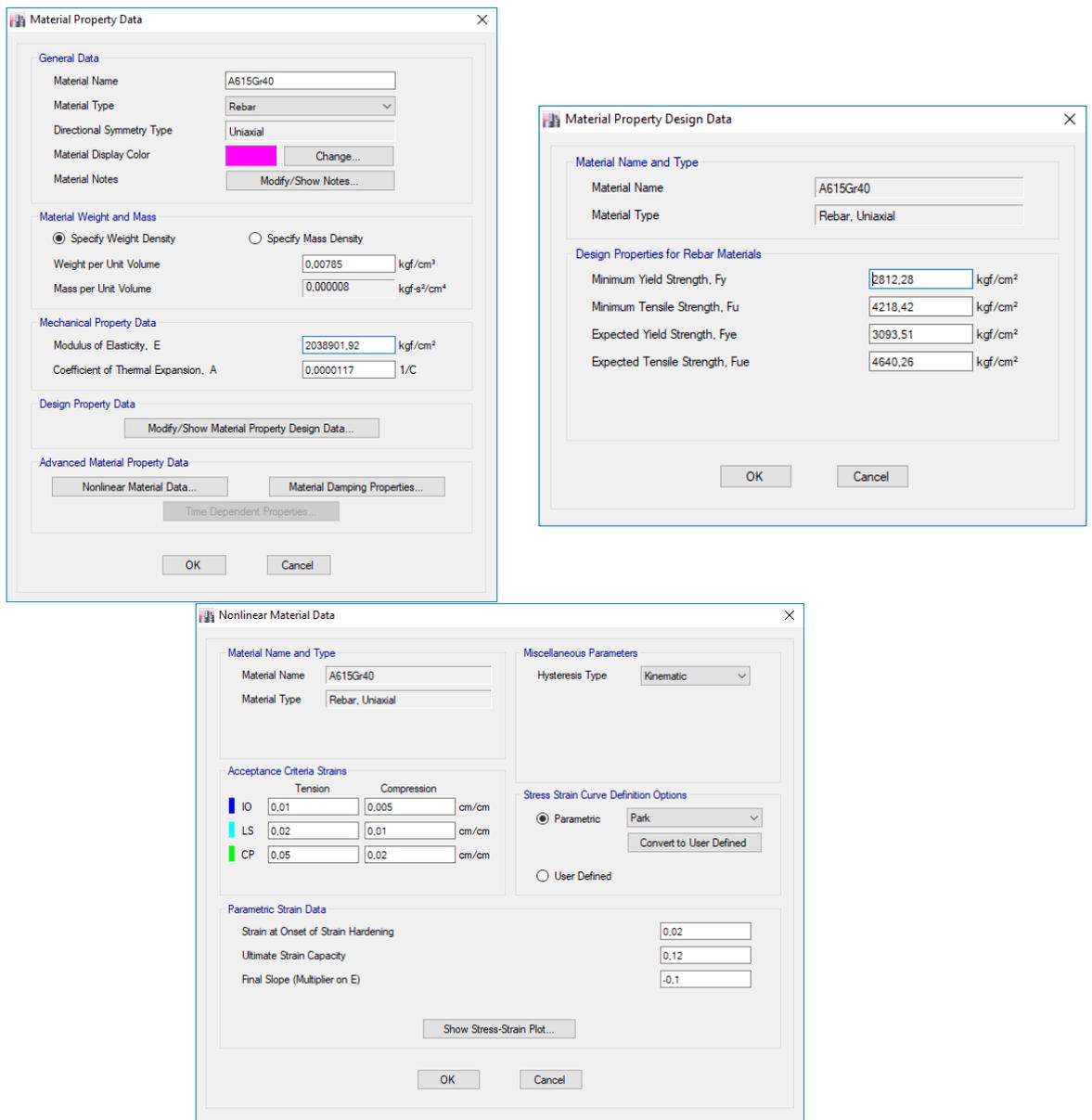
Propiedades lineales

El acero tiene un valor de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ modelado a partir de A615Gr40.

Propiedades no lineales

El tipo de histéresis será el Kinemático y la curva esfuerzo/deformación será generada por el modelo de Park.

Figura 48 Definición de las propiedades lineales del acero.



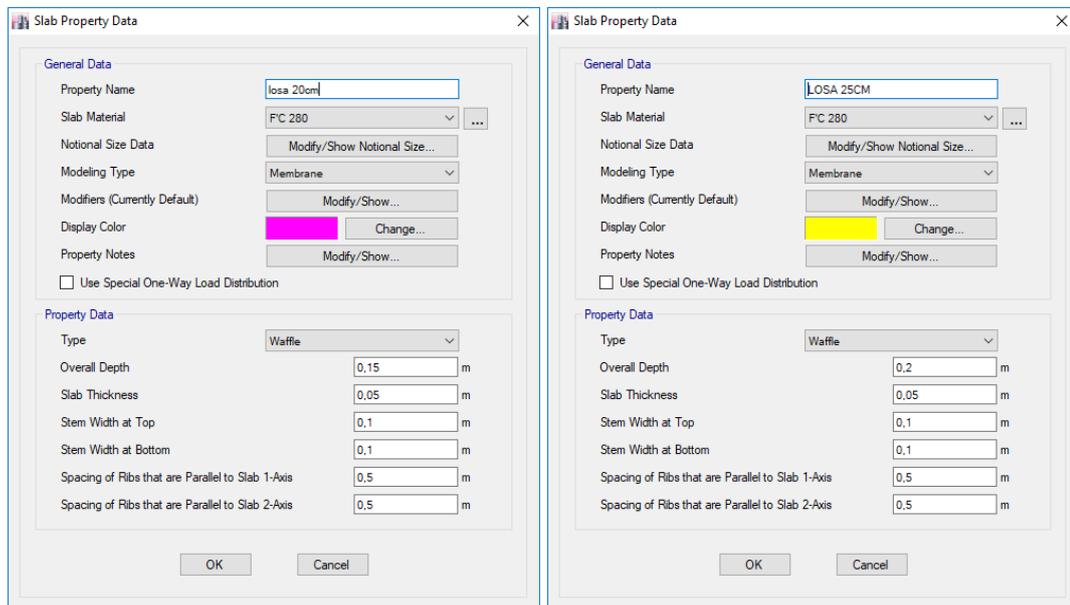
Fuente: Etabs 2016

2.3.3.6.2 Definición de secciones

Para las losas aliviadas se utiliza el tipo de modelado “Membrane” y de tipo “Waffle”.

Losas

Figura 49 Definición losa de 20cm, 25cm

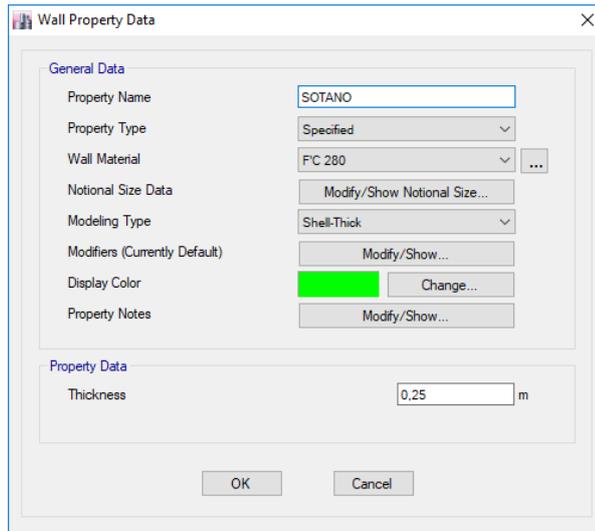


Fuente: Etabs 2016

Muro de sótano

Al nivel de subsuelo se coloca muros de sótano de tipo de modelado “Shell-Think”.

Figura 50 Definición del muro de sótano



Fuente: Etabs 2016

Columnas

A continuación, se enlista el tipo de columnas utilizadas sus secciones, su configuración y cantidad de acero longitudinal y transversal.

Tabla 7 Secciones y áreas de aceros en columnas

Propiedad Frame	Material para el acero	Configuración	# Long. Barras 3-axis	# Long. Barras 2-axis	# Long. Barras Cir.	Rec.	Long. área Barra de Refuerzo	Esq. área Barra de Refuerzo	Área trans. de refuerzo	Esp. área Transversal	# Tran. Barras 2-axis	# Tran. Barras 3-axis
						cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm		
COL-1-30X40(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-1-30X40(6V)	A615Gr40	Rec.	3	2		4	1,77	2,55	0,64	10	2	2
COL-1-30X45(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-1-30X50(6V)	A615Gr40	Rec.	3	2		4	1,77	4,52	0,64	10	2	2
COL-1-30X60(12V)	A615Gr40	Rec.	4	4		4	1,77	4,52	0,64	10	4	2
COL-1-30X60(6V)	A615Gr40	Rec.	3	2		4	1,77	4,52	0,64	10	2	2
COL-1-30X70(10V)	A615Gr40	Rec.	4	3		4	4,52	4,52	0,64	10	4	2
COL-10-25X35(4v)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-2-25X25(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	20	2	2
COL-2-40X40(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-2-45X45(8V)	A615Gr40	Rec.	3	3		4	1,77	4,52	0,64	10	2	2
COL-2-55X55(14V)	A615Gr40	Rec.	5	4		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-2-60X60(14V)	A615Gr40	Rec.	5	4		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-2-65X65(16V)	A615Gr40	Rec.	5	5		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-2-70X70(20V)	A615Gr40	Rec.	6	6		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-2-75X75(20V)	A615Gr40	Rec.	6	6		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-2-80X80(22V)	A615Gr40	Rec.	6	5		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4

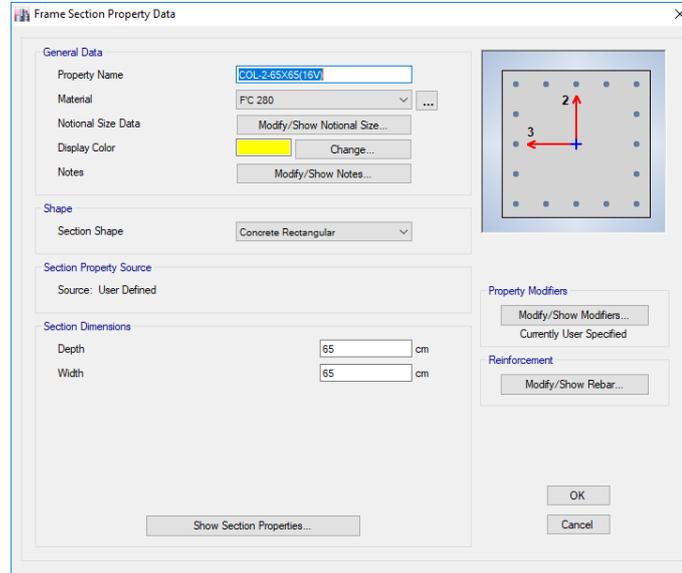
Propiedad Frame	Material para el acero	Configuración	# Long. Barras 3-axis	# Long. Barras 2-axis	# Long. Barras Cir.	Rec.	Long. área Barra de Refuerzo	Esq. área Barra de Refuerzo	Área trans. de refuerzo	Esp. área Transversal	# Tran. Barras 2-axis	# Tran. Barras 3-axis
						cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm		
COL-2-85X85(20V)	A615Gr40	Rec.	6	6		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-3-25X35(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-3-40X40(6V)	A615Gr40	Rec.	3	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-3-45X45(8V)	A615Gr40	Rec.	3	3		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-3-55X55(12V)	A615Gr40	Rec.	4	5		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-3-60X60(12V)	A615Gr40	Rec.	5	4		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-3-65X65(16V)	A615Gr40	Rec.	5	5		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-3-D70(16)	A615Gr40	Cir.			16	4	4,52		0,64	10		
COL-3-D75(20V)	A615Gr40	Cir.			20	4	4,52		0,64	10		
COL-3-D80	A615Gr40	Cir.			22	4	4,52		0,64	10		
COL-3-D85	A615Gr40	Cir.			24	4	4,52		0,64	10		
COL-6-20X30(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	2,55	2,55	0,64	10	2	2
COL-6-20X40(4V-18mm)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	2,55	2,55	0,64	10	2	2
COL-6-20X40(4V-24mm)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-6-20X50(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	4,52	4,52	0,64	10	2	2
COL-6-20X50(6V)	A615Gr40	Rec.	3	3		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-6-20X60(10V)	A615Gr40	Rec.	3	4		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-6-20X60(12V)	A615Gr40	Rec.	4	4		4	4,52	4,52	0,64	10	4	4
COL-8-20X30(4V)	A615Gr40	Rec.	2	2		4	1,77	1,77	0,64	10	2	2

Fuente: Etabs 2016

Definición

Se tomará como ejemplo la columna de (65x65).

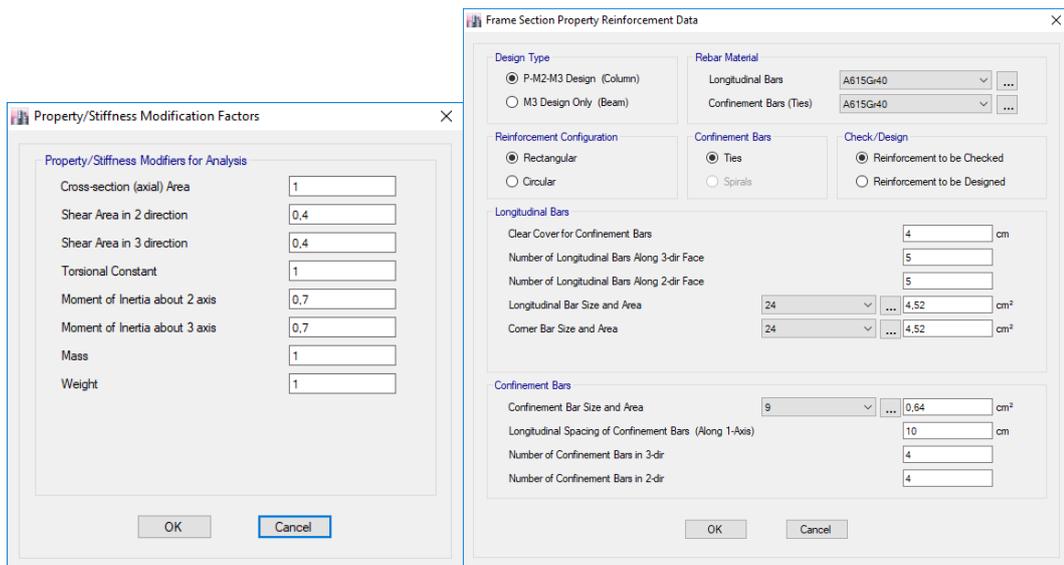
Figura 51 Definición de columnas.



Fuente: Etabs 2016

Las inercias agrietadas para columnas serán tomadas de la Tabla 6.5 “Rigidez Efectiva de Elementos”. Se detalla el tipo de acero y la distribución de acuerdo a los planos estructurales, el recubrimiento se tomó de la normativa CEC77 7.14.

Figura 52 Inercias agrietadas, refuerzo transversal y longitudinal de columnas



Fuente: Etabs 2016

Vigas

A continuación, se enlista el tipo de vigas utilizadas sus secciones, su configuración y cantidad de acero longitudinal y transversal.

Tabla 8 Secciones y áreas de acero en vigas.

Propiedad Frame	Material para el acero	Rec. parte superior	Rec. parte inferior	Área parte superior I-fin	Área parte superior J-fin	Área parte inferior I-fin	Área parte inferior J-fin
		cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
V1(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V1(30x35)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V1(30x35)-3	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V1(30x35)-4	A615Gr40	4	4	6,86	5,09	5,09	5,09
V10(30x35)	A615Gr40	4	4	13,85	13,85	6,93	6,93
V11(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V11(30x35)-2	A615Gr40	4	4	5,09	15,97	5,09	5,09
V11(30x35)-3	A615Gr40	4	4	15,97	15,97	5,09	5,09
V12(40x50)-1	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V12(40x50)-2	A615Gr40	4	4	5,09	21,06	5,09	5,09
V12(40x50)-3.1	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	9,05	9,05
V12(40x50)-4	A615Gr40	4	4	31,95	25,02	15,97	15,97
V12(40x50)-5	A615Gr40	4	4	25,02	20,5	9,05	9,05
V12(40x50)3.2	A615Gr40	4	4	9,05	9,05	31,95	31,95
V13(50x60)-1	A615Gr40	4	4	9,05	13,57	5,09	10,18
V13(50x60)-2	A615Gr40	4	4	18,1	27,14	13,57	13,57
V13(50x60)-3	A615Gr40	4	4	27,14	27,14	9,05	9,05
V13(50x60)-4	A615Gr40	4	4	27,14	18,1	13,57	13,57
V14(50x60)-1	A615Gr40	4	4	26,37	28,49	9,05	9,05
V14(50x60)-2	A615Gr40	4	4	28,49	31,95	15,97	15,97
V14(50x60)-3	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	9,05	9,05
V14(50x60)-4	A615Gr40	4	4	31,95	25,02	15,98	9,05
V15(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V15(35x30)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V15(35x30)-3A9	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V16(35x30)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V16(35x30)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V16(35x30)-3A6	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V16(35x30)-7	A615Gr40	4	4	6,86	5,09	5,09	5,09
V17(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	6,86	5,09	5,09
V17(30x35)-2	A615Gr40	4	4	5,09	6,86	5,09	5,09
V18(35x30)	A615Gr40	4	4	13,85	13,85	6,93	6,93
V19(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	22,9	9,05	9,05
V19(50x60)-2	A615Gr40	4	4	22,9	22,9	15,97	5,09
V2(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	31,95	9,05	9,05
V2(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	13,57	13,57
V2(50x60)-3	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V20(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	4,02	4,02
V20(30x35)-2	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	4,02	4,02
V21(30x35)	A615Gr40	4	4	20,78	20,78	10,39	10,39
V22(40x50)-1	A615Gr40	4	4	15,97	15,97	9,05	9,05
V22(40x50)-2	A615Gr40	4	4	15,97	9,05	5,09	5,09
V22(40x50)-3	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V23(35x25)	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V24(50x60)-1	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	9,05	9,05
V24(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	9,05	9,05	9,05

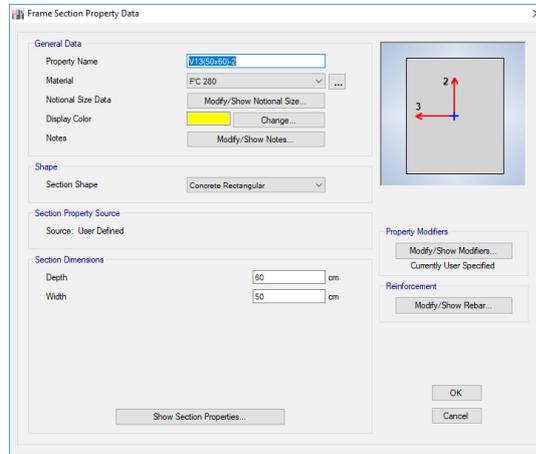
Propiedad Frame	Material para el acero	Rec. parte superior	Rec. parte inferior	Área parte superior I-fin	Área parte superior J-fin	Área parte inferior I-fin	Área parte inferior J-fin
		cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
V25(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V25(30x35)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V25(30x35)-3	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V25(30x35)-4	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V25(30x35)-5	A615Gr40	4	4	6,86	7,35	5,09	5,09
V25(30x35)-6	A615Gr40	4	4	7,35	18,1	5,09	5,09
V26(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	31,95	9,05	9,05
V26(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	13,57	13,57
V26(50x60)-3	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V27(50x60)-1	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	13,57	13,57
V27(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V28(50x60)-1	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	9,05	9,05
V28(50x60)-2	A615Gr40	4	4	9,05	9,05	31,95	31,95
V29(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	31,95	9,05	9,05
V29(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	13,57	13,57
V29(50x60)-3	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V3(35x30)	A615Gr40	4	4	6,93	6,93	6,93	6,93
V30(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V30(30x35)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V30(30x35)-3	A615Gr40	4	4	6,86	6,86	5,09	5,09
V30(30x35)-4	A615Gr40	4	4	6,86	7,35	5,09	5,09
V30(30x35)-5	A615Gr40	4	4	7,35	5,09	5,09	5,09
V31(40x50)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	5,09	5,09
V31(40x50)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	5,09	5,09
V31(40x50)-3	A615Gr40	4	4	7,35	27,14	5,09	5,09
V31(40x50)-4.1	A615Gr40	4	4	27,14	27,14	5,09	5,09
V31(40x50)-4.2	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	27,14	27,17
V31(40x50)-5	A615Gr40	4	4	25,02	25,02	5,09	5,09
V31(40x50)-6	A615Gr40	4	4	25,02	25,02	5,09	5,09
V32(30x35)-1	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V32(30x35)-2	A615Gr40	4	4	5,09	5,09	5,09	5,09
V4(35x30)	A615Gr40	4	4	15,97	15,97	9,05	9,05
V5(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	25,31	9,05	4,02
V5(50x60)-2	A615Gr40	4	4	25,31	29,83	4,02	4,02
V6(50x60)	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V7(50x60)-1	A615Gr40	4	4	22,9	31,95	9,05	9,05
V7(50x60)-2	A615Gr40	4	4	31,95	31,95	15,97	18,1
V7(50x60)-3	A615Gr40	4	4	31,95	22,9	9,05	9,05
V8(35x30)	A615Gr40	4	4	10,39	10,39	6,93	6,93
V9(35x30)-1	A615Gr40	4	4	5,09	7,35	2,65	2,65
V9(35x30)-2	A615Gr40	4	4	7,35	6,86	2,65	2,65
V9(35x30)-3	A615Gr40	4	4	6,86	8,62	2,65	2,65
V9(35x30)-4	A615Gr40	4	4	8,62	6,86	2,65	2,65
V9(35x30)-5	A615Gr40	4	4	8,62	10,18	2,65	2,65
V9(35x30)-6	A615Gr40	4	4	6,86	10,18	2,65	2,65
V9(35x30)-7	A615Gr40	4	4	10,18	5,09	2,65	2,65

Fuente: Etabs 2016

Definición

Se tomará como ejemplo la siguiente viga de (60x50)

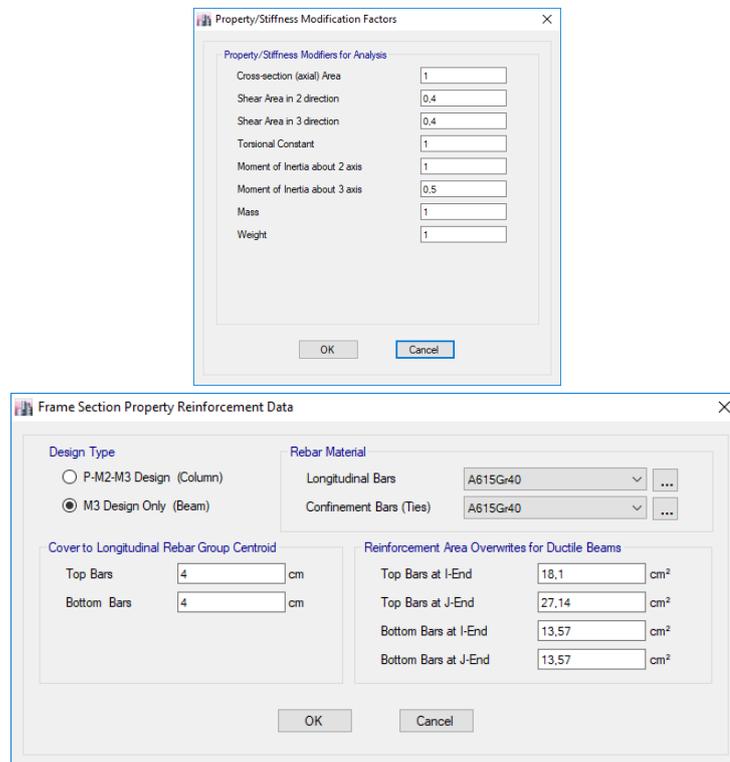
Figura 53 Definición de vigas



Fuente: Etabs 2016

Las inercias agrietadas para vigas serán tomadas de la Tabla 6.5 “Rigidez Efectiva de Elementos”.

Figura 54 Inercias agrietadas, refuerzo transversal y longitudinal para vigas



Fuente: Etabs 2016

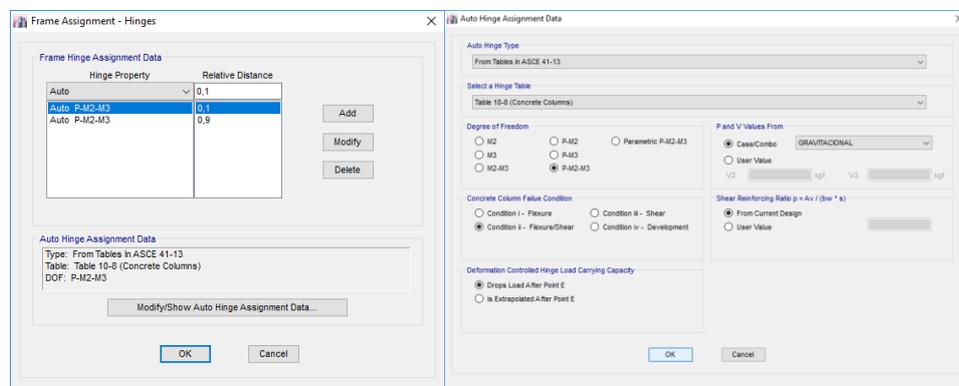
2.3.3.6.3 Definición de rótulas plásticas

Columnas

Para definir la capacidad individual de los elementos estructurales se asigna rótulas plásticas en las zonas donde se espera conversión de momentos (fluencia).

La asignación de rótulas plásticas en las columnas se la realizará tomando en cuenta que es un elemento que trabaja a flexo-compresión, los criterios de aceptación serán tomados de las tablas de ASCE 41-13 presentadas en el capítulo II.

Figura 55 Propiedades de las rótulas plásticas en columnas

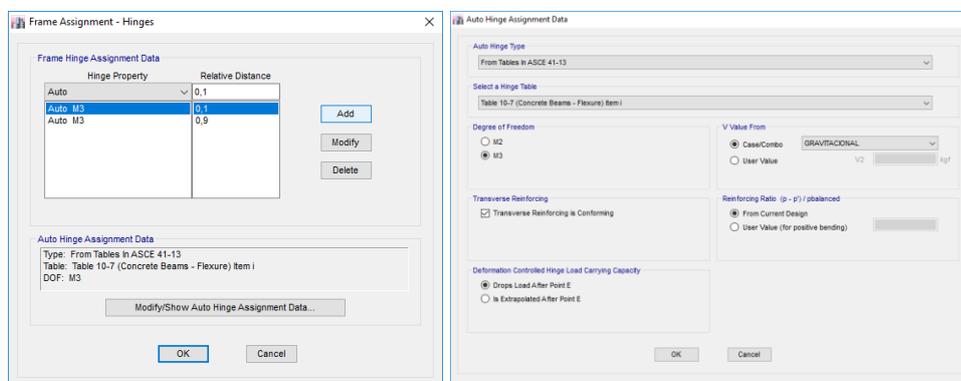


Fuente: Etabs 2016

Vigas

Las propiedades de las rótulas plásticas en vigas se asignaron tomando en cuenta que es un elemento estructural dominado por la flexión, los criterios de aceptación fueron tomados de las tablas del ASCE 41-13.

Figura 56 Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: Etabs 2016

2.3.3.6.4 Datos de fuente de masa

La fuente de masa tomara en cuenta masa propia del elemento, masa adicional y específicos patrones de carga.

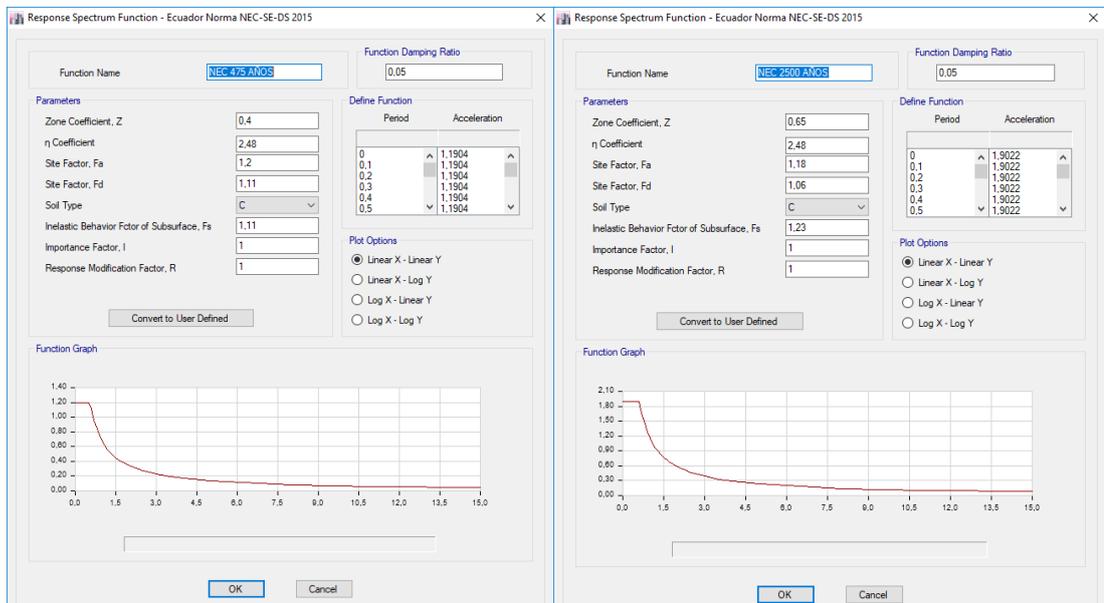
Figura 57 Datos de fuente de masa

Load Pattern	Multiplier
ACM	1

Fuente: Etabs 2016

2.3.3.6.5 Definición del espectro de respuesta

Figura 58 Definición del espectro de respuesta para un T_r = de 475 y 2500 años

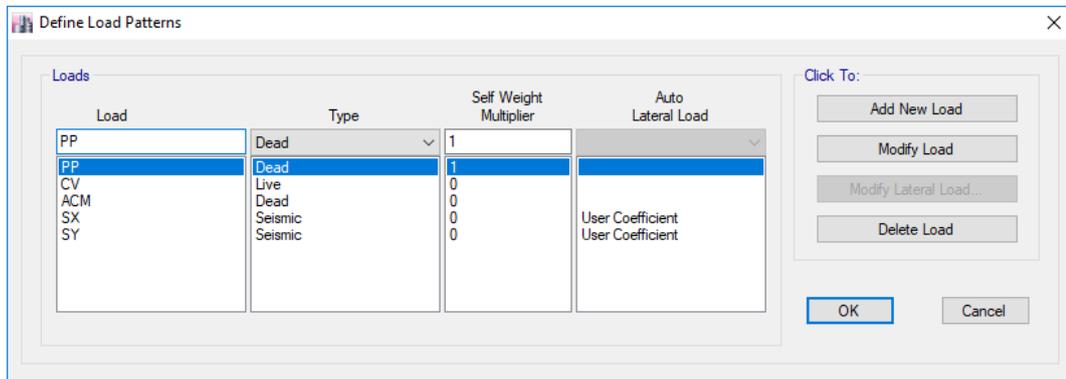


Fuente: Etabs 2016

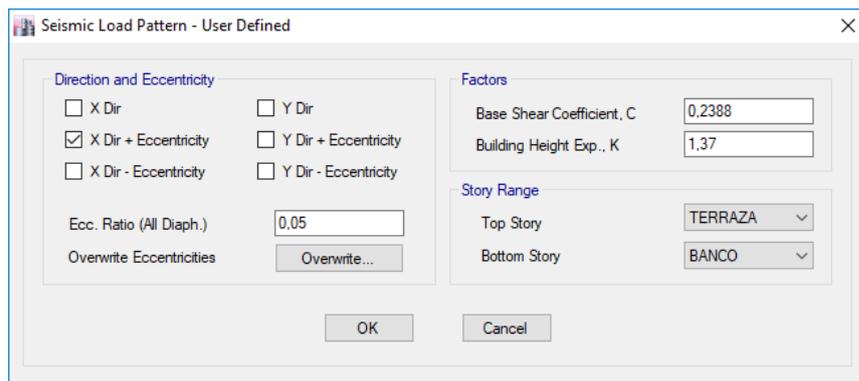
2.3.3.6.6 Definición de patrones de carga

Se definen patrones de carga muerta (Peso propio PP, adicional de carga muerta ACM), carga viva (CV) y cargas sísmicas (SX, SY).

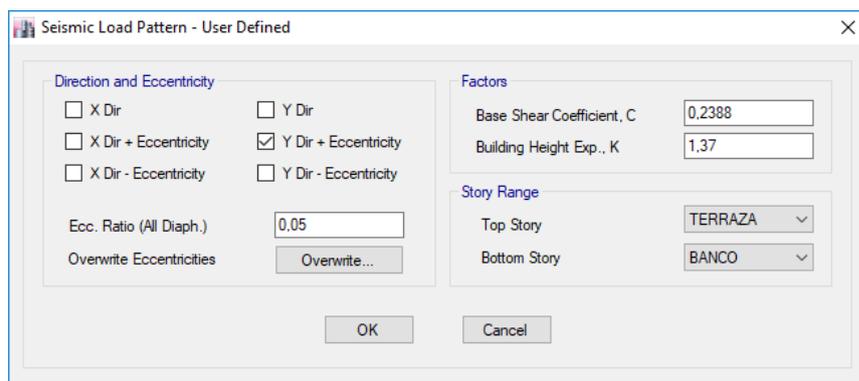
Figura 59 Definición de patrones de carga



(a) Tipos de patrones de carga



(b) Carga sísmica X



(c) Carga sísmica Y

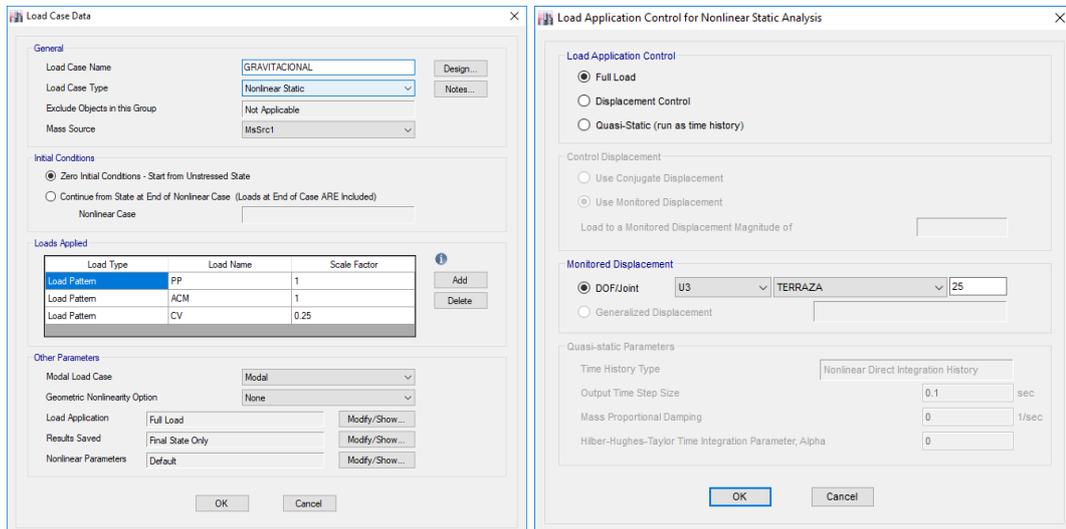
Fuente: Etabs 2016

2.2.3.7 Modelado análisis Pushover

2.3.3.7.1 Definición de los casos modales

Caso gravitacional

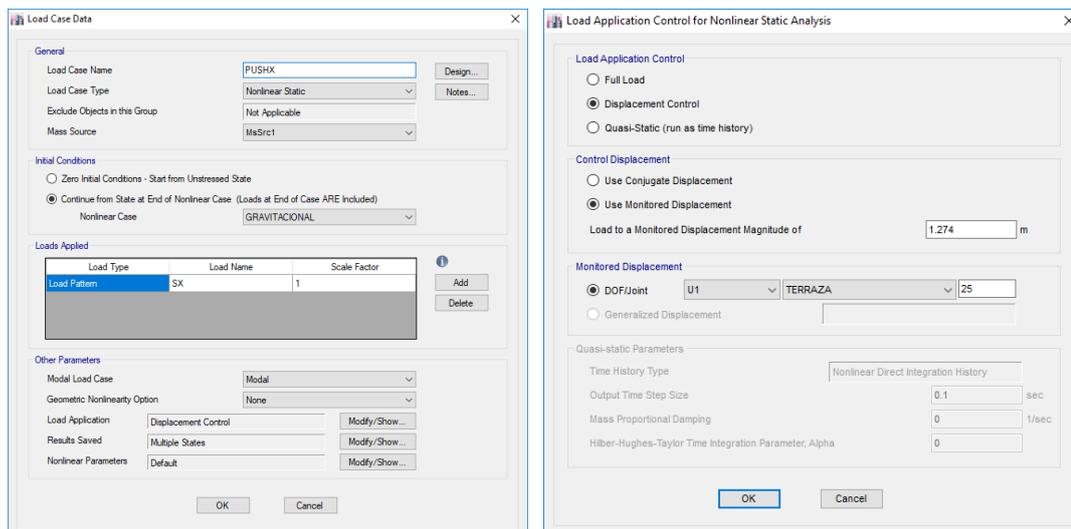
Figura 60 Caso Gravitacional



Fuente: Etabs 2016

Casos Pushover

Figura 61 Datos de caso Pushover X



Fuente: Etabs 2016

Caso Pushover Y

Figura 62 Datos de caso Pushover Y

The image shows two dialog boxes from a software application, likely ETABS, used for defining a Pushover Y case.

Load Case Data Dialog:

- General:** Load Case Name: PUSHY; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MtsStruct.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: GRAVITACIONAL.
- Loads Applied:** A table with columns: Load Type, Load Name, Scale Factor. Row 1: Load Pattern, SY, 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis Dialog:

- Load Application Control:** Displacement Control; Quasi-Static (run as time history).
- Control Displacement:** Use Conjugate Displacement; Use Monitored Displacement; Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 1.4 m.
- Monitored Displacement:** DOF/Joint: U2, TERRAZA, 25; Generalized Displacement.
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 0.1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0.

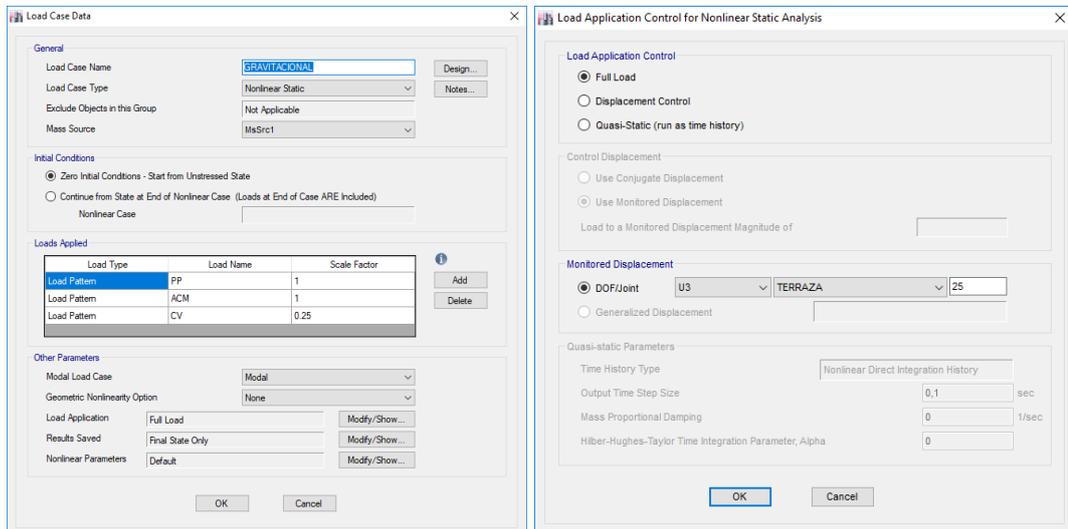
Fuente: Etabs 2016

2.2.3.8 Modelado análisis Pushover Multimodal

2.3.3.8.1 Definición de los casos modales

Caso gravitacional

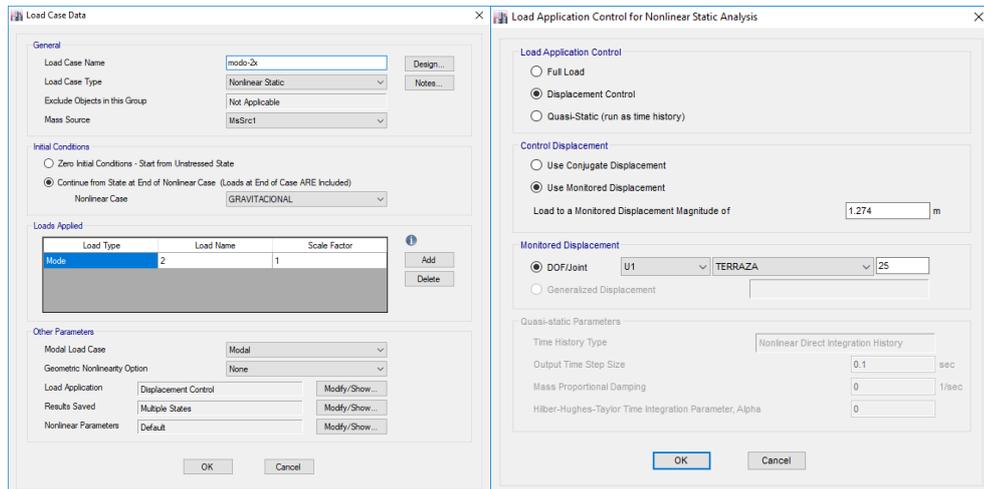
Figura 63 Datos de caso Gravitacional



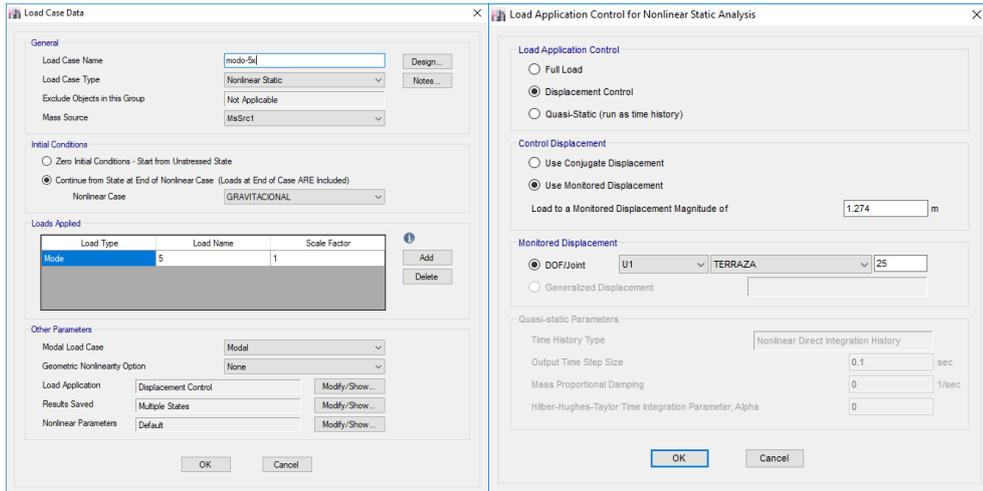
Fuente: Etabs 2016

Casos Pushover modos sentido X

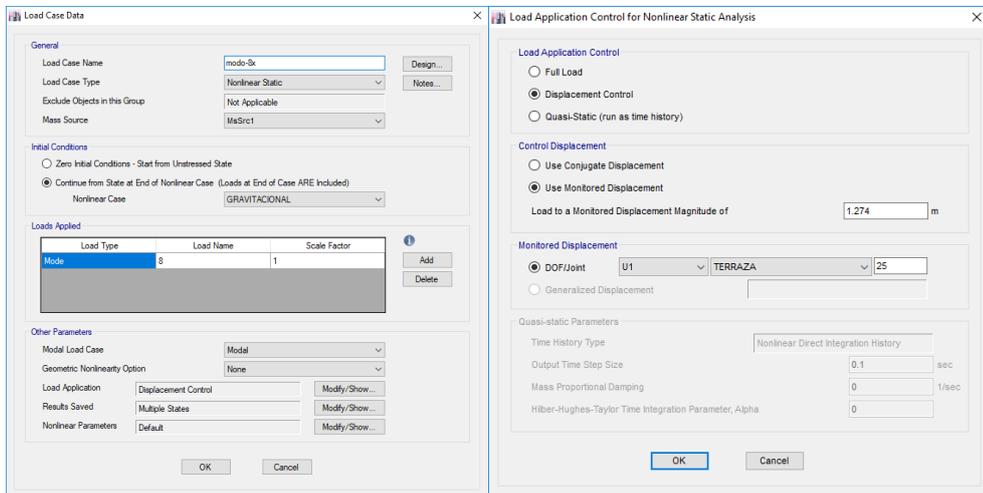
Figura 64 Casos pushover sentido X



(a) Modo 2X



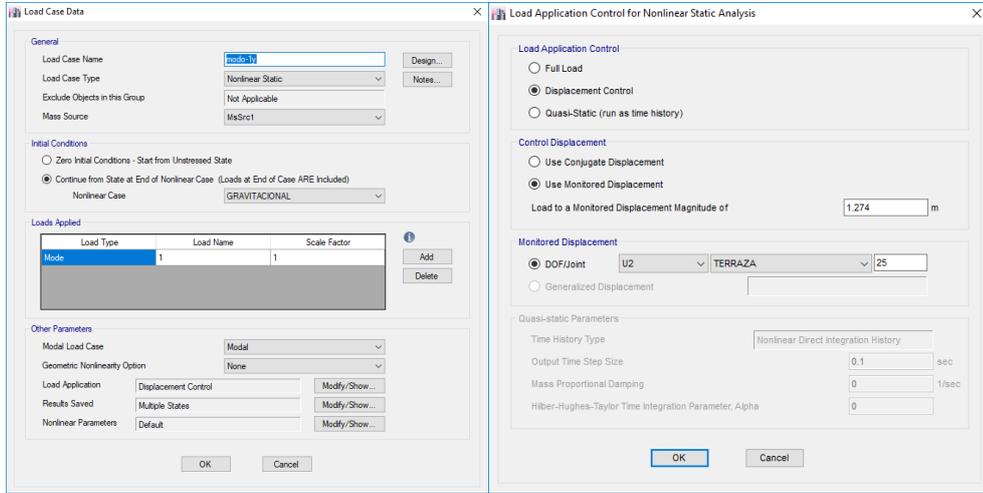
(b) Modulo 5X



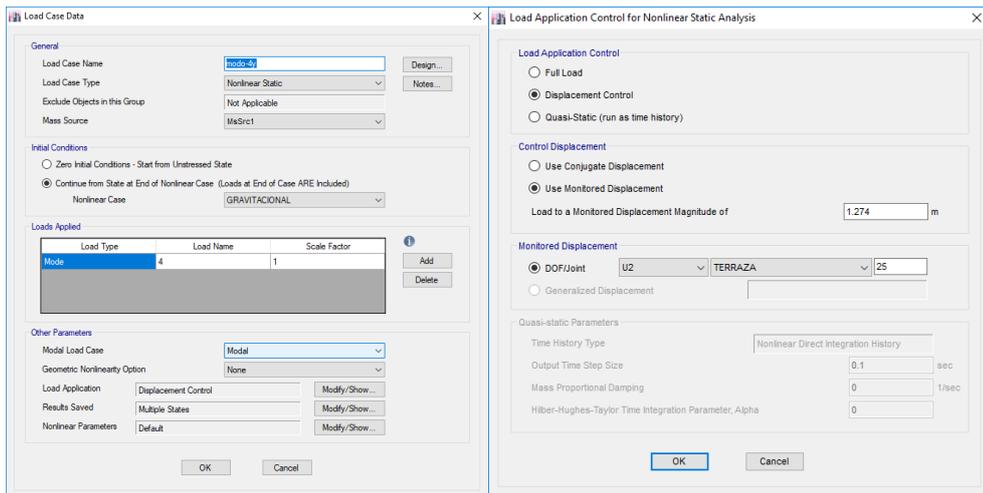
(c) Modulo 8X

Casos Pushover modos sentido Y

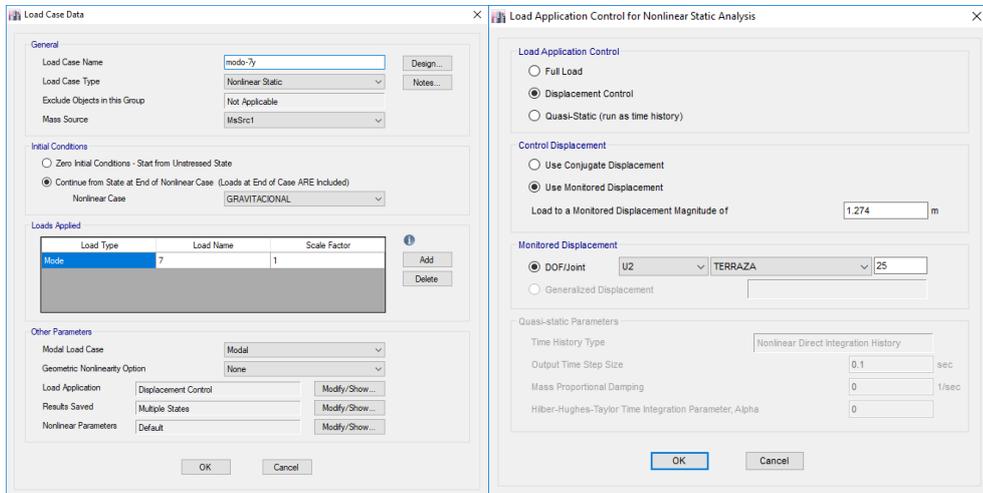
Figura 65 Casos pushover sentido Y



(a) Modo 1Y



(b) Modo 4Y



(c) Modo 7Y

2.2.3.9 Modelado análisis Historia de Respuesta

2.3.3.9.1 Manejo de acelerogramas

El literal 6.2.2f “Procedimientos 2” de la NEC-SE-DS anuncia que para el análisis Historia de Respuesta se utilizará 2 componentes horizontales de registros de acelerogramas de no menos de 3 eventos sísmicos, se deberá verificar que los registros cumplan con los requisitos de compatibilidad: magnitud, distancia a la falla, mecanismo de falla y efectos de suelo. Los registros sísmicos seleccionados tienen características similares al sismo (9/8/1949) que tuvo una $M_w = 6.8$ de origen cortical a una profundidad de 19km en suelo tipo C.

2.3.3.9.2 Selección de acelerogramas

Los acelerogramas que se utilizarán son de página web de Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD) que es un centro cooperativo establecido por el USGS y el CGS [48].

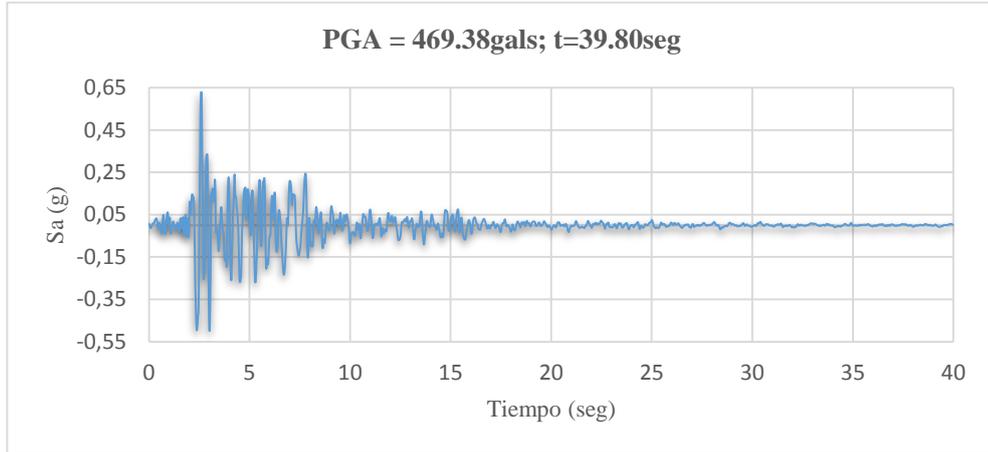
Tabla 9 Información de las estaciones y características de sismos a utilizar

País	Ecuador	Estados Unidos		
Evento Sísmico	Pelileo (5/08/1949)	Northridge (17/01/1994)	San Fernando (9/2/1971)	Loma Prieta (17/10/1989)
Información de la Estación				
Nombre	(-)	Sylmar- Pacoima Dam Uppe Left Abutment		Corralitos - Eureka Canyon Road
C.Este	(-)	371483.02		606361.57
C.Norte	(-)	3800051.91		4100699.69
Vel. onda de corte (m/seg)	(-)	684		462
Geología del Sitio	(-)	Roca (gneiss, meteorizada)		Depositos de deslizamientos
Tipo de Suelo	(-)	C		
Distancia al epicentro (km)	(-)	19.2	7.3	7.1
Información del Evento Sísmico				
Mecanismo de Falla	Cortical			
Epicentro C.Este	En el Nudo de Pisayambo a 20 km del nororiente de Pelileo	358128.92	413057.66	599602.73
EpicentroC.Norte		3786512.86	3864898.51	4099896.17
GPA	(-)	1.53	1.251	0.64
Magnitud	6.8	6.4	6.6	7
Tipo de Suelo	C			
Profundidad (km)	15	19	9	18

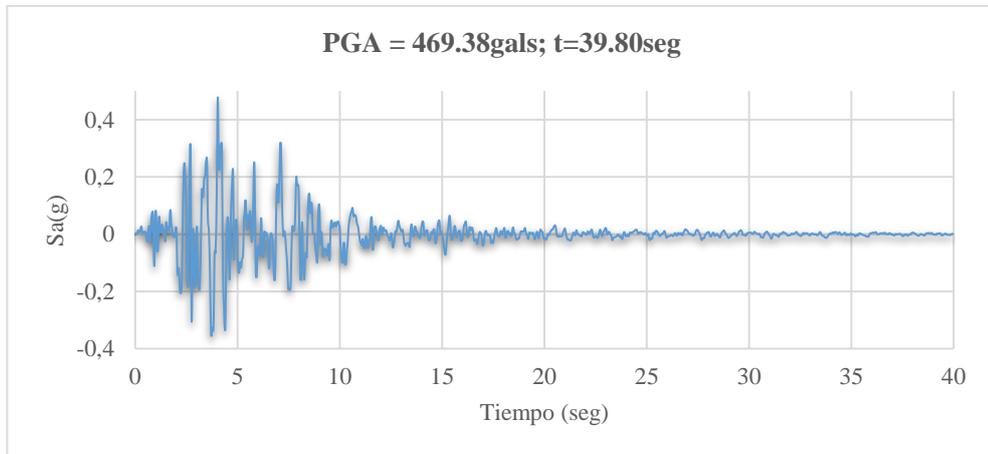
Fuente: Daniela Galarza A.

Terremoto Loma Prieta

Figura 66 Registro sísmico evento Loma Prieta (17/10/1989)



(a) Componente Este - Oeste

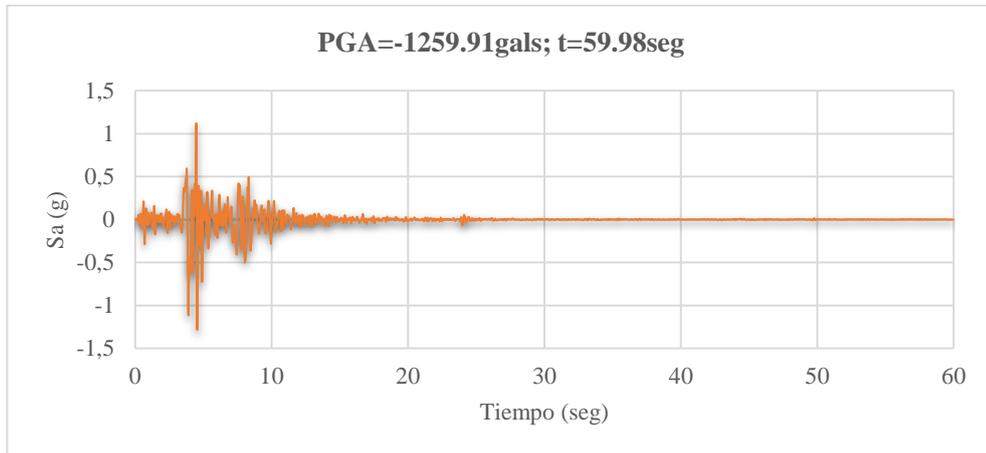


(b) Componente Norte - Sur

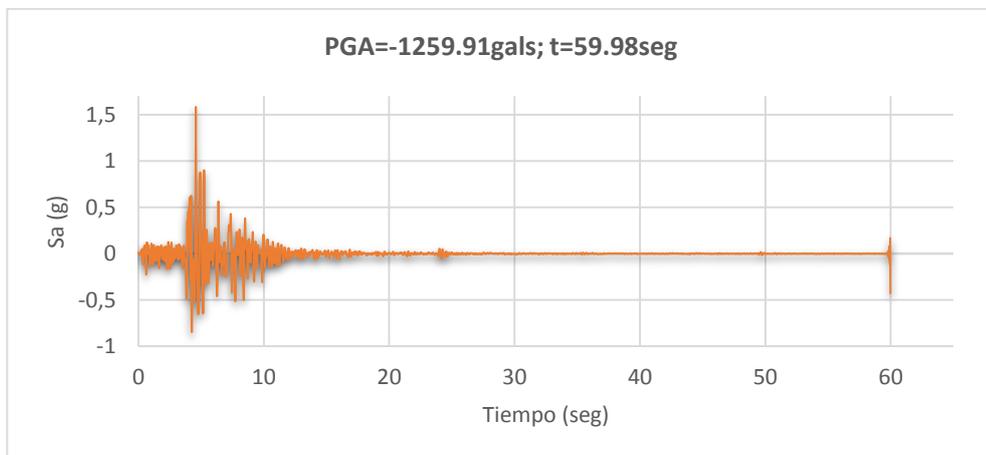
Fuente: Daniela Galarza A.

Terremoto Northridge

Figura 67 Registro sísmico evento Northridge (17/01/1994)



(a) Componente Este- Oeste

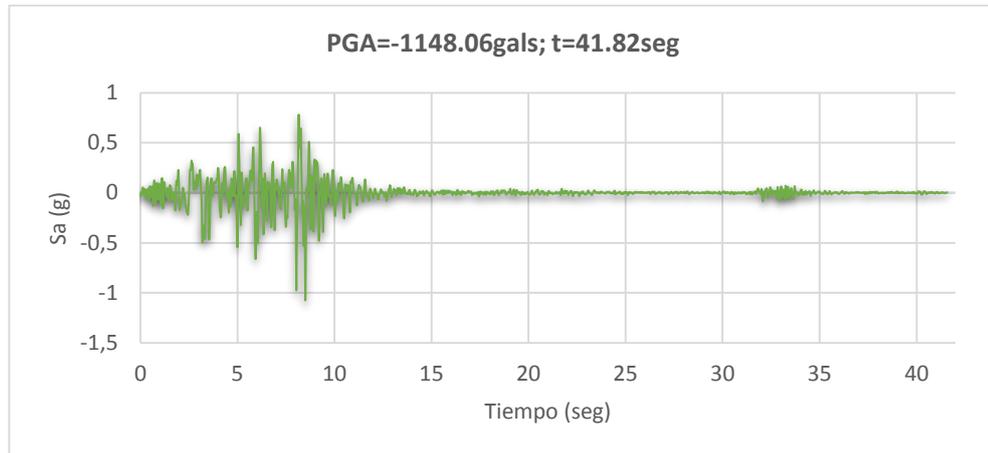


(b) Componente Norte - Sur

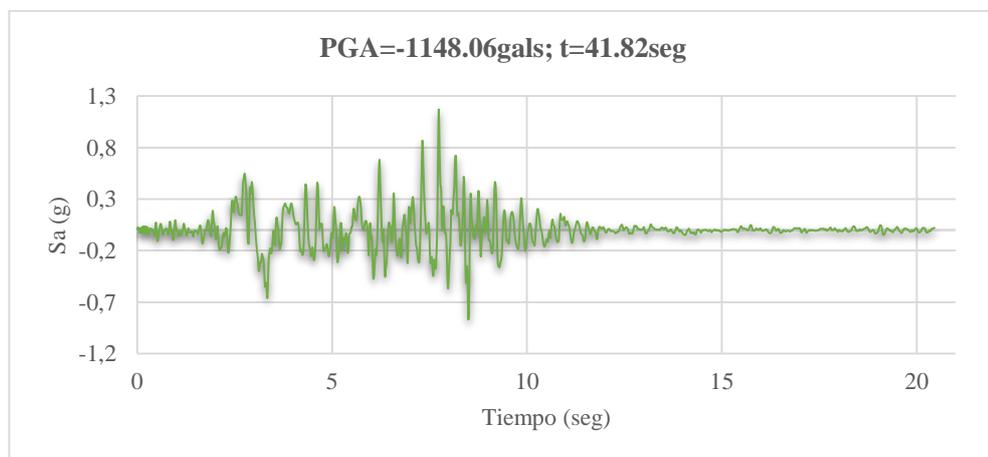
Fuente: Daniela Galarza A.

Terremoto San Fernando

Figura 68 Registro sísmico evento San Fernando (09/02/1971)



(a) Componente Este- Oeste



(a) Componente Norte - Sur

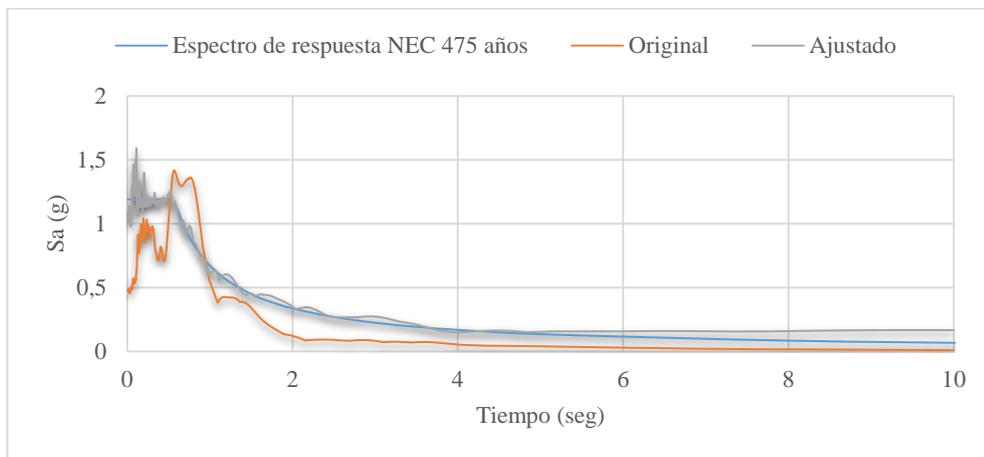
Fuente: Daniela Galarza A.

2.3.3.9.3 Ajuste espectral

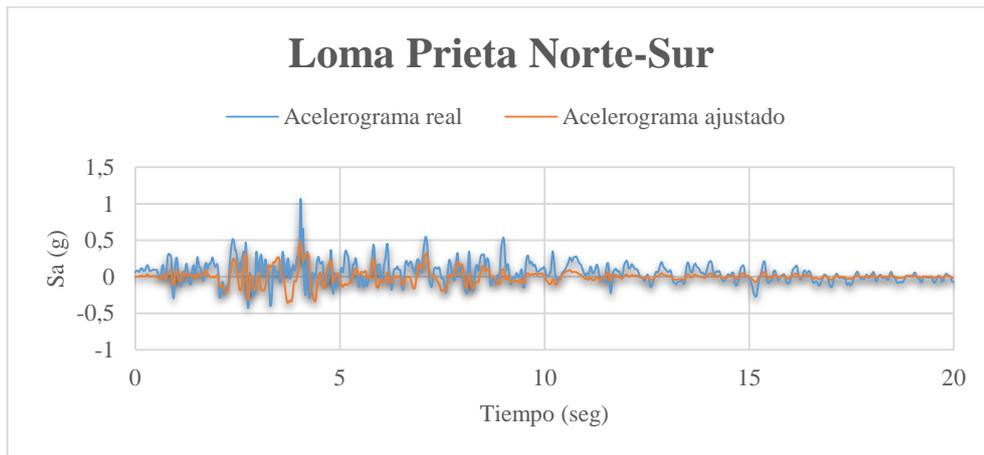
Se realizó el ajuste espectral para los tres registros de sismos en sus dos componentes (Norte-Sur; Este-Oeste) para espectros elásticos de $T_r=475$ y 2500 años. Para obtener valores escalados de aceleración que se ajusten a una forma espectral compatible a un espectro objetivo se realizó el ajuste en el dominio del tiempo ya que esta metodología implica mayor precisión en la obtención de resultados. Debido a que la aplicación del método es muy compleja, se lo realizará en Etabs 2016.

Loma Prieta

Figura 69 Ajuste espectral Loma Prieta (N-S)



(a) Ajuste espectral Loma Prieta (N-S)- NEC 475 años

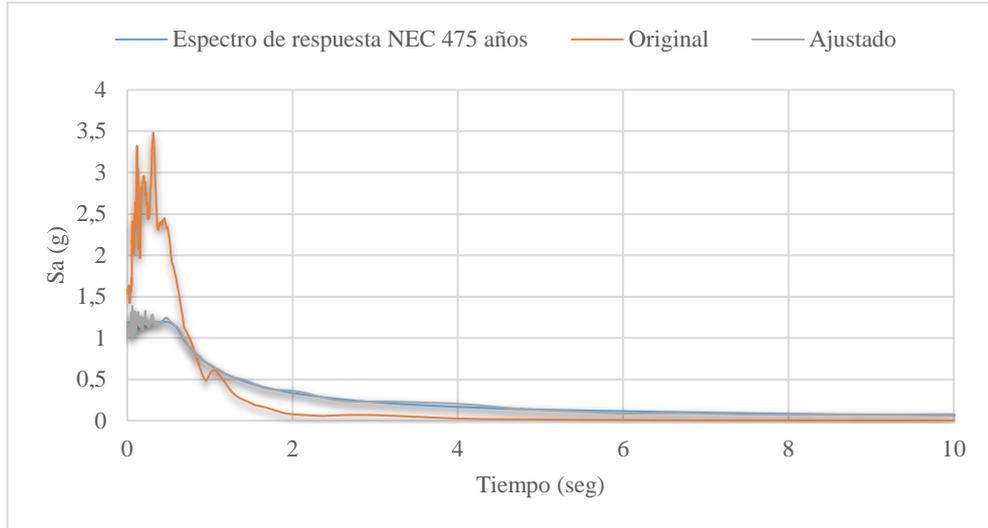


(b) Acelerograma Real y Escalado Loma Prieta (N-S)- NEC 475 años

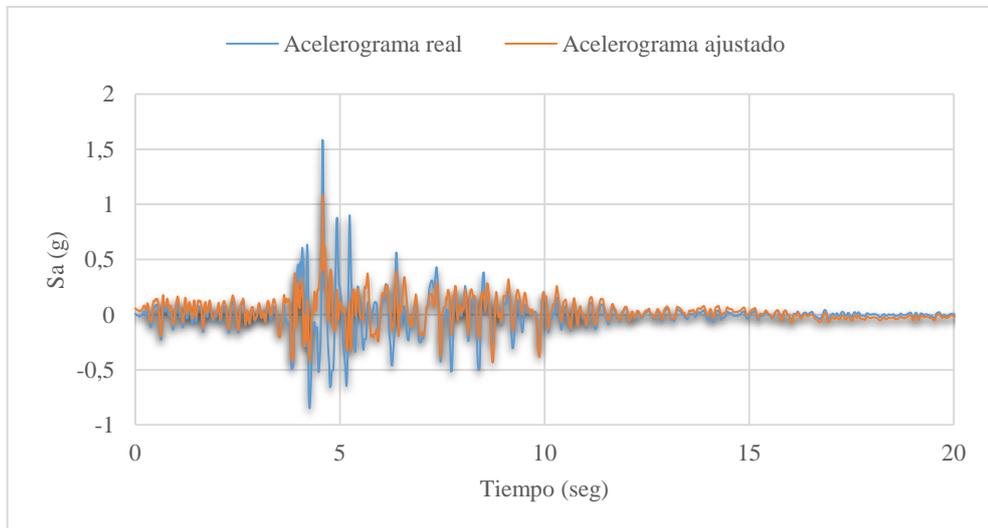
Fuente: Daniela Galarza A.

Northridge

Figura 70 Ajuste espectral Northridge (N-S)



(a) Ajuste espectral Northridge (N-S)- NEC 475 años

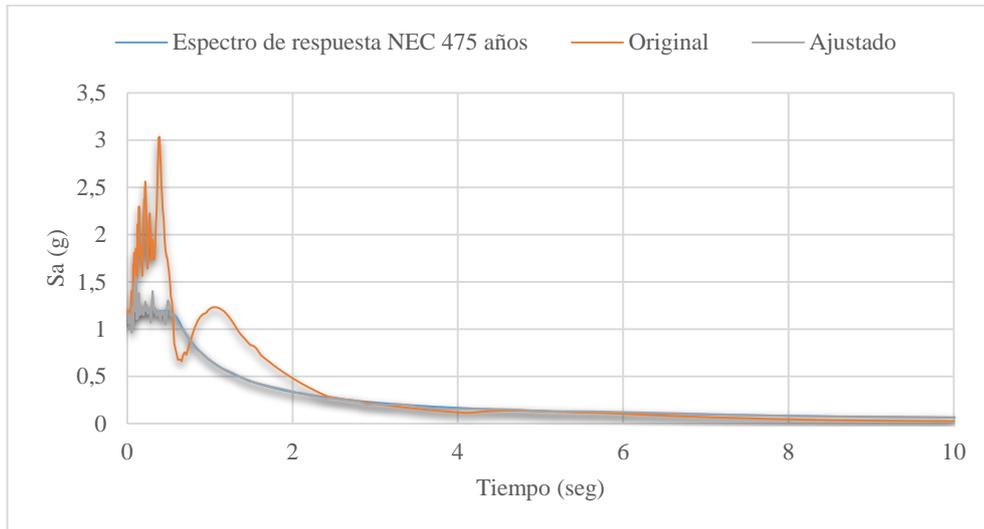


(b) Acelerograma Real y Escalado Northridge (N-S)- NEC 475 años

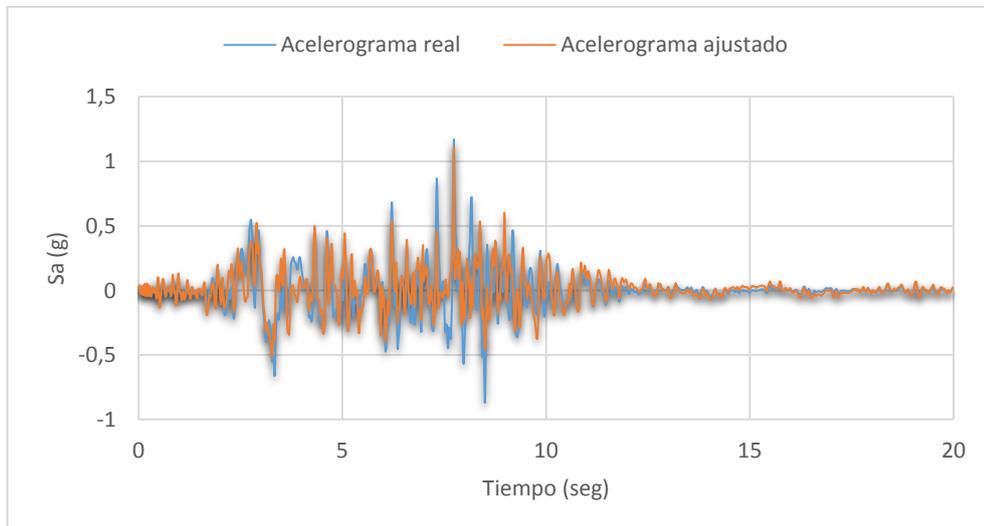
Fuente: Daniela Galarza A.

San Fernando

Figura 71 Ajuste espectral San Fernando (N-S)



(a) Ajuste espectral San Fernando (N-S)- NEC 475 años



(b) Acelerograma Real y Escalado San Fernando (N-S)- NEC 475 años

Fuente: Daniela Galarza A.

2.3.3.9.4 Escalado espectral

Según la NEC-SE-DS los pares de registros deben cumplir con el literal 6.2.2f “Procedimientos 2” donde se expresan que los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T.

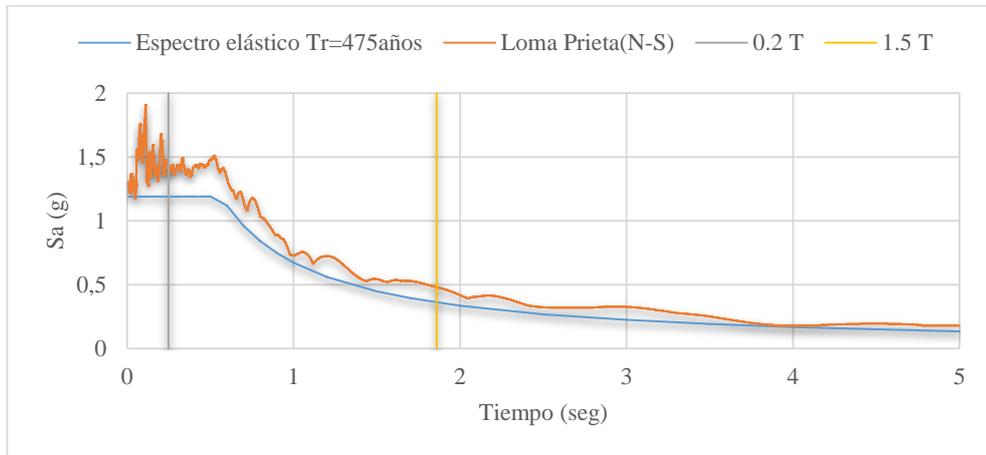
Se escalo para los tres registros de sismos en sus dos componentes (Norte-Sur; Este-Oeste) para espectros elásticos de $T_r=475$ y 2500 años, se muestra el ejemplo con el sismo Loma Prieta, Northridge y San Fernando con su componente (Norte-Sur).

Tabla 10 Factores para el escalado espectral

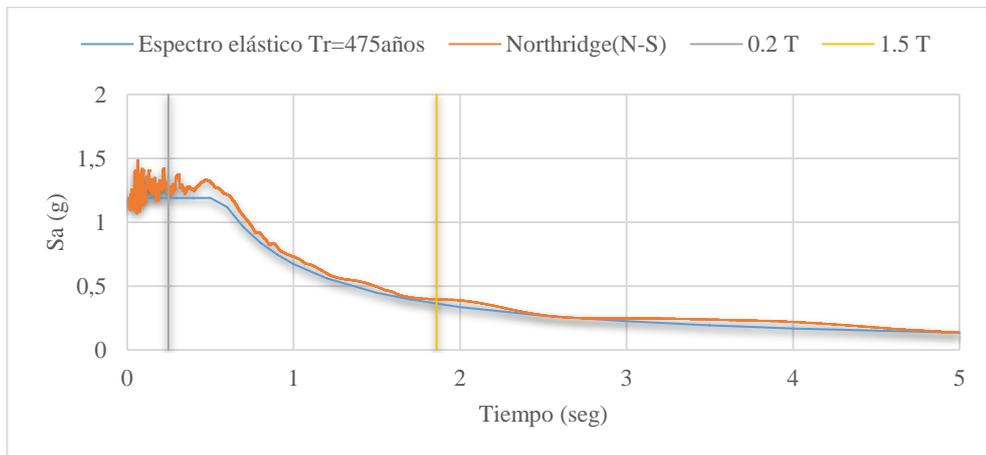
Factores para escalas		
Evento		Factor de Escala
Tiempo de retorno	Sismo	
2500	LP-E0	1,1
	LP-NS	1,5
475	LP-E0	1,15
	LP-NS	1,2
2500	NR-NS	1,15
	NR-EO	1,15
475	NR-NS	1,07
	NR-EO	1,2
2500	SF-NS	1,12
	SF-EO	1,15
475	SF-NS	1,15
	SF-EO	1,1

Fuente: Daniela Galarza A.

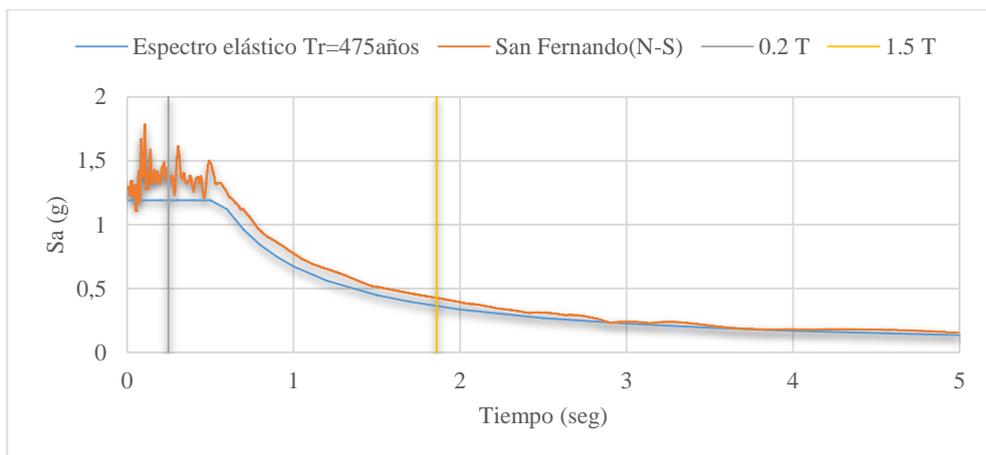
Figura 72 Acelerogramas escalados para $Tr=475$



(a) $Tr=475$ años con Loma Prieta (N-S)



(b) $Tr=475$ años con Northridge (N-S)

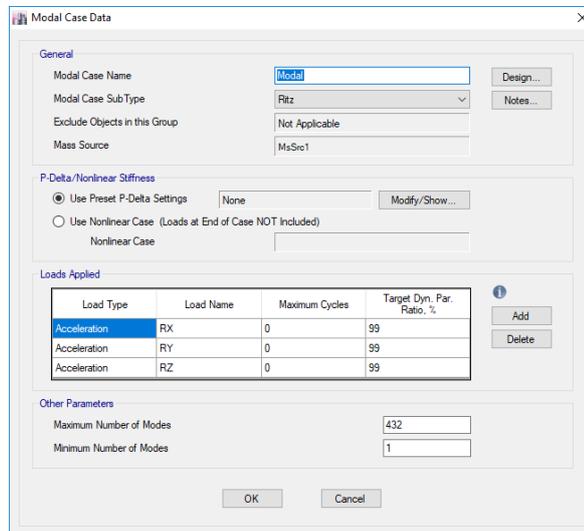


(c) $Tr=475$ años con San Fernando (N-S)

Fuente: Daniela Galarza A.

2.3.3.9.5 Definición de casos modales

Figura 73 Casos modales



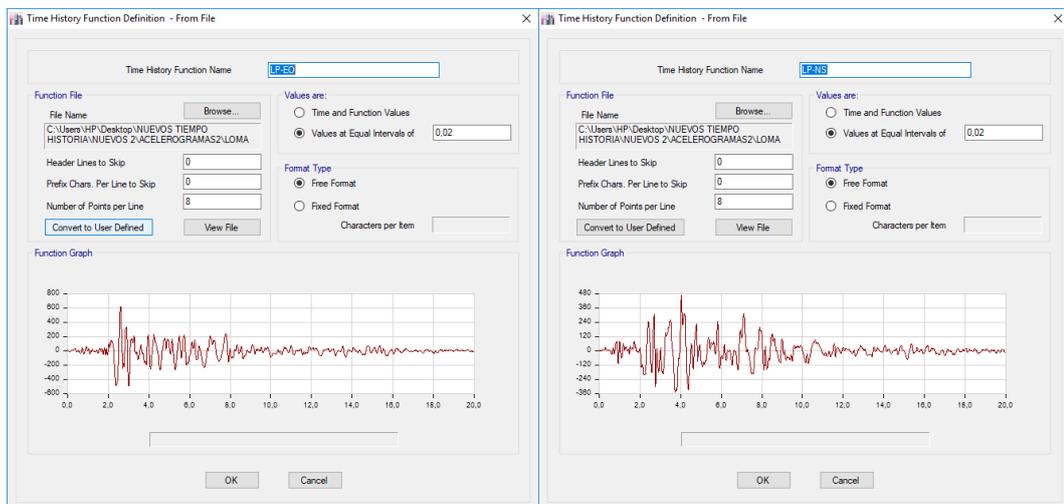
Fuente: Etabs 2016

2.3.3.9.6 Definición de funciones de historia de respuesta

Time History fuction definition-from file

La duración del registro sísmico de Loma Prieta es de 39,80 seg debido a la gran cantidad de datos que debe procesar el programa, se disminuyó el registro a 20 seg para las 2 direcciones, debido a que, la fase intensa del registro se presenta en los primeros segundos.

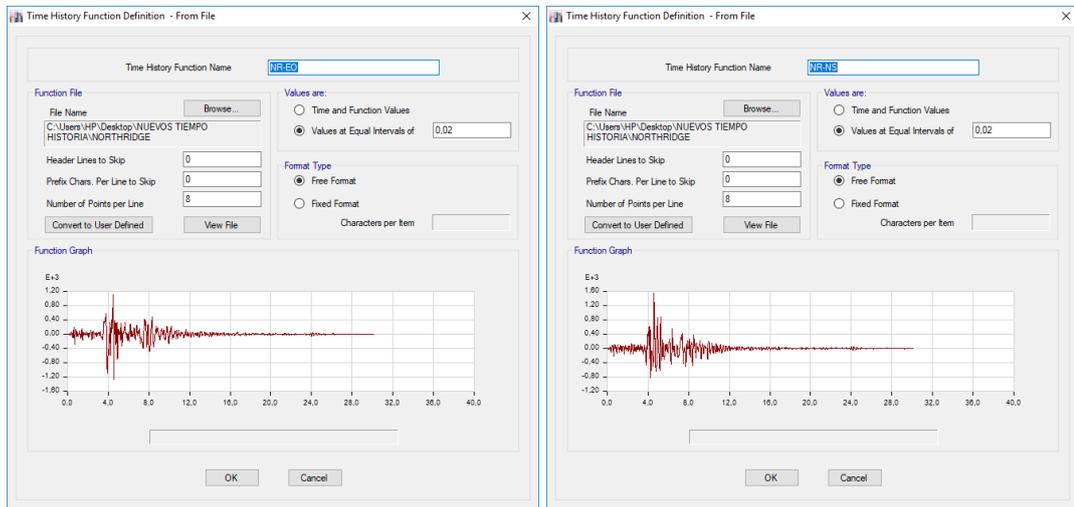
Figura 74 Definición del acelerograma Loma Prieta en dirección E-O y N-S



Fuente: Etabs 2016

En el caso del registro sísmico de Northridge el registro sísmico es de 59,98 seg el cual se disminuyó el registro a 30 seg para las 2 direcciones, debido a que, la fase intensa del registro se presenta en los primeros segundos.

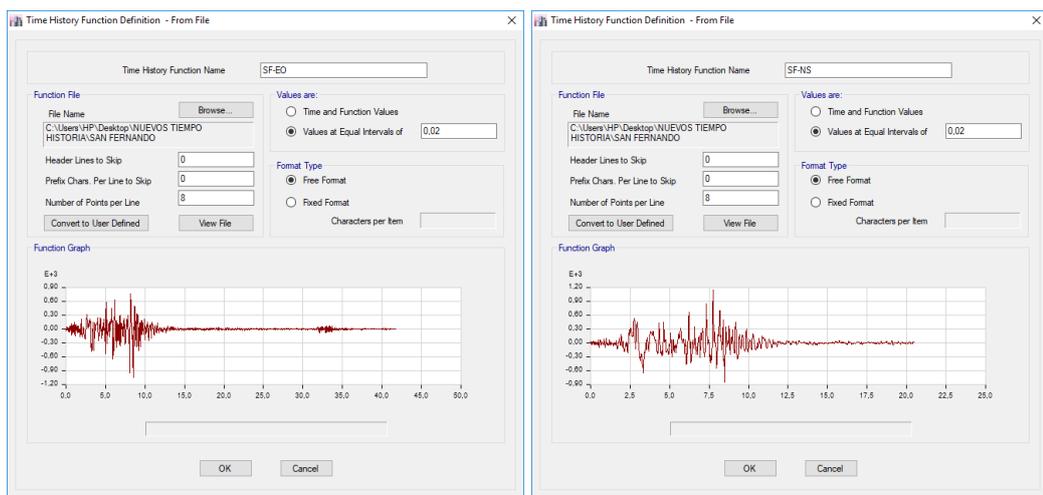
Figura 75 Definición del acelerograma Northridge en dirección E-O y N-S



Fuente: Etabs 2016

En el caso del registro sísmico de San Fernando el registro sísmico es de 41,82 seg el cual se disminuyó el registro a 21 seg para la dirección Norte- Sur, debido a que, la fase intensa del registro se presenta en los primeros segundos

Figura 76 Definición del acelerograma San Fernando en dirección E-O y N-S



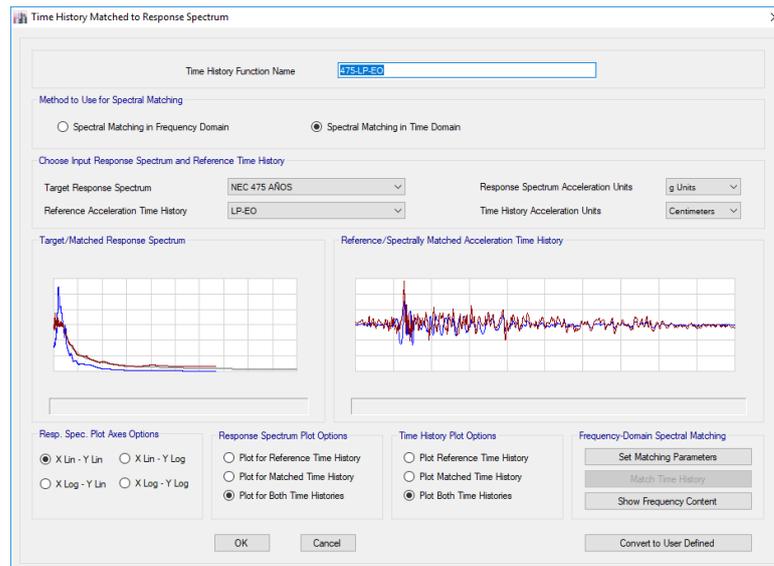
Fuente: Etabs 2016

Historial de tiempo coincidente con el espectro de respuesta

Espectro de respuesta de 475 años

Se tomará como ejemplo el sismo de Loma Pietra en dirección E-O ajustado al espectro NEC $T_r=475$ años. Para los demás registros se realizará el mismo procedimiento.

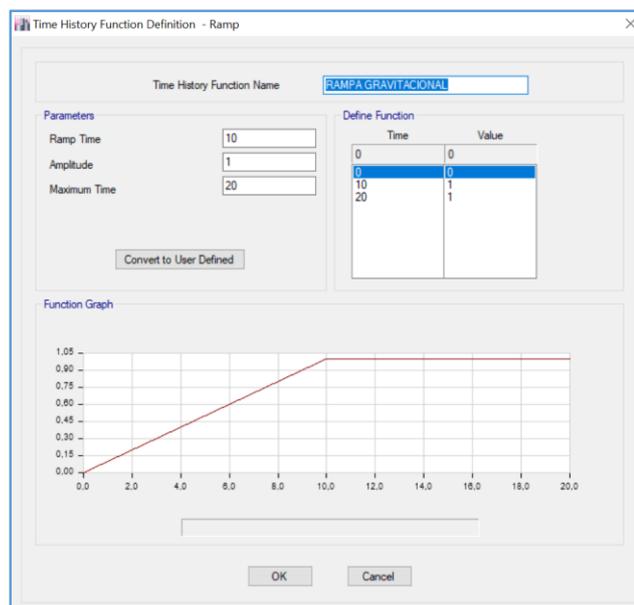
Figura 77 Historial de tiempo coincidente con el espectro de respuesta LP-EO-475



Fuente: Etabs 2016

2.3.3.9.7 Definición de estado inicial

Figura 78 Definición de rampa gravitacional

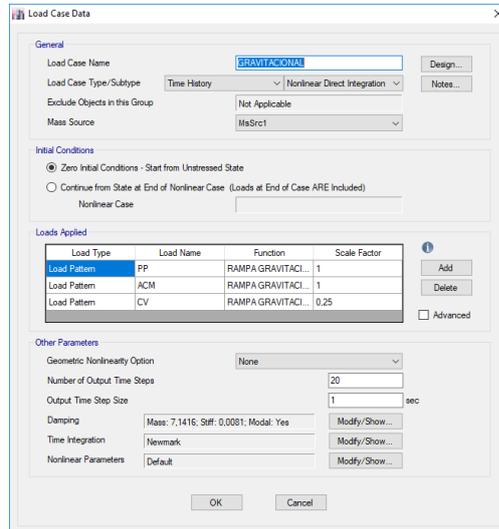


Fuente: Etabs 2016

2.3.3.9.8 Definición de los casos de carga

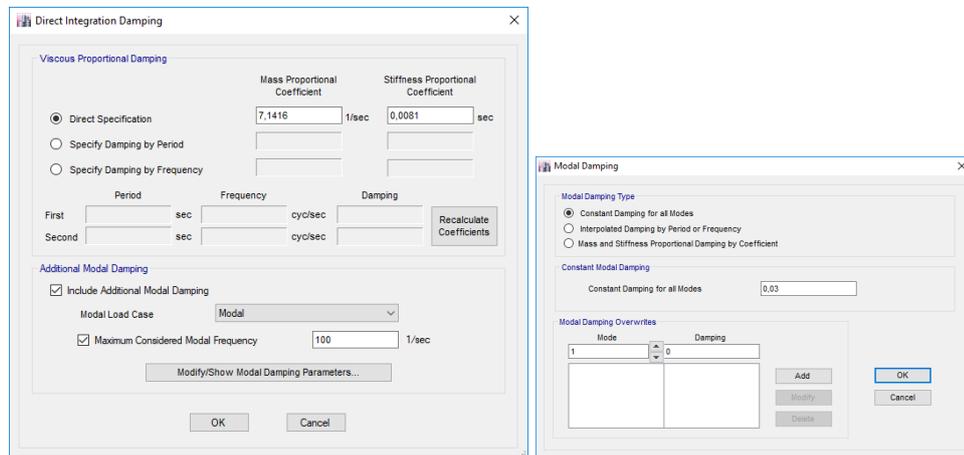
Caso gravitacional

Figura 79 Caso de carga: gravitacional



Fuente: Etabs 2016

Figura 80 Amortiguación de integración directa



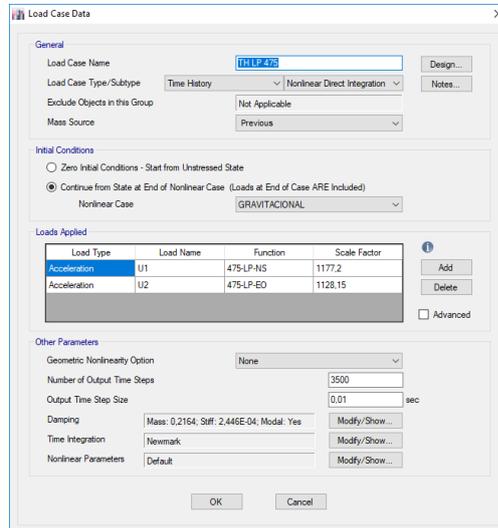
Fuente: Etabs 2016

Para los parámetros de integración directa se utilizará el método aceleración lineal de Newmark.

Gamma	0.5
Beta	0.25

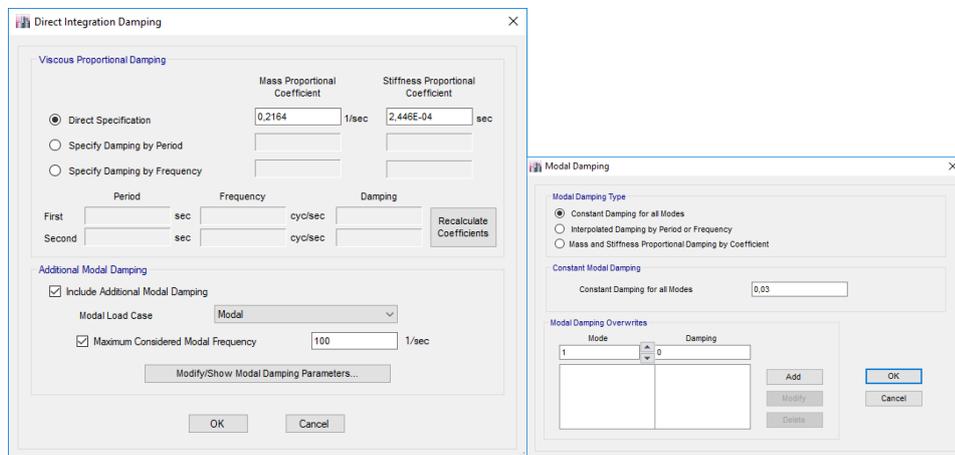
Caso TH LP 475 años

Figura 81 Caso de carga: TH LP 475



Fuente: Etabs 2016

Figura 82 Amortiguación de integración directa



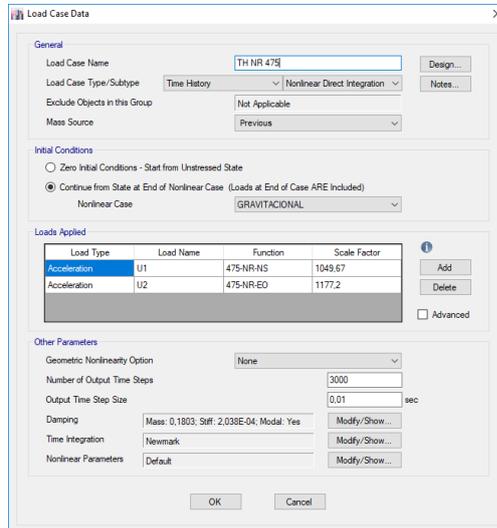
Fuente: Etabs 2016

Para los parámetros de integración directa se utilizará el método aceleración lineal de Newmark.

Gamma	0.5
Beta	0.25

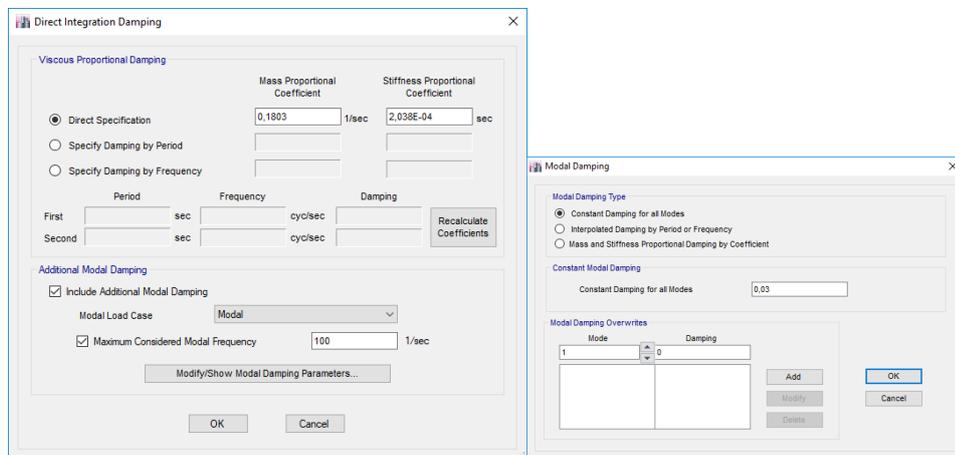
Caso TH NR 475 años

Figura 83 Caso de carga: TH NR 475



Fuente: Etabs 2016

Figura 84 Amortiguación de integración directa



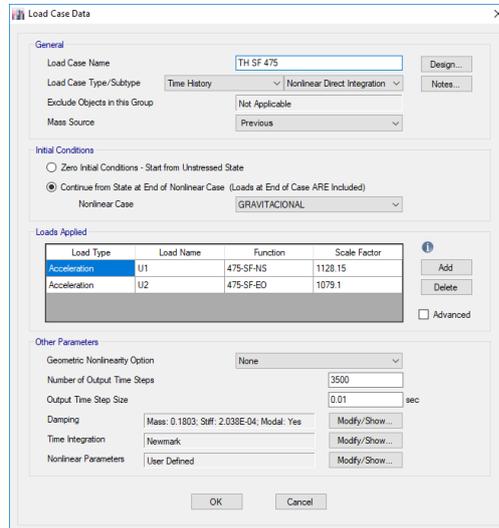
Fuente: Etabs 2016

Para los parámetros de integración directa se utilizará el método aceleración lineal de Newmark.

Gamma	0.5
Beta	0.25

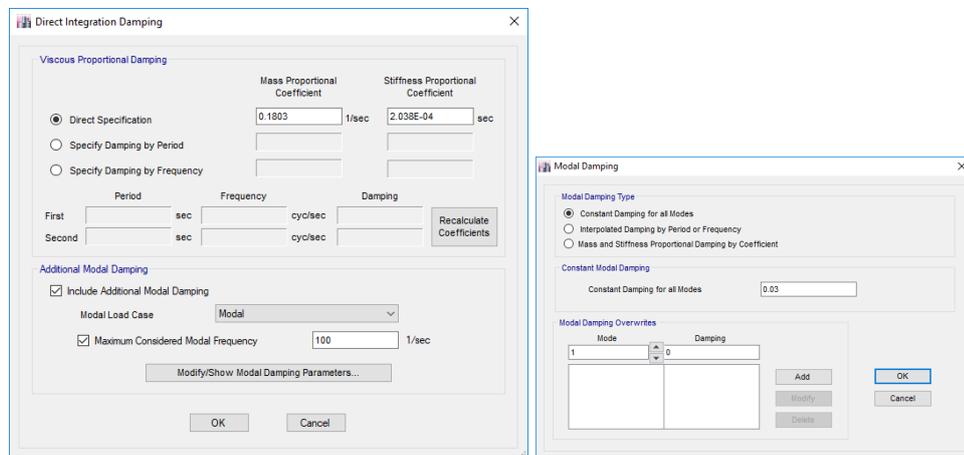
Caso TH SF 475 años

Figura 85 Caso de carga: SF NR 475



Fuente: Etabs 2016

Figura 86 Amortiguación de integración directa



Fuente: Etabs 2016

Para los parámetros de integración directa se utilizará el método aceleración lineal de Newmark.

Gamma	0.5
Beta	0.25

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Debido a que en Etabs no se pueden modelar niveles negativos la siguiente tabla expresa la equivalencia de los niveles de los planos estructurales y los niveles de Etabs.

Tabla 11 Equivalencia de niveles

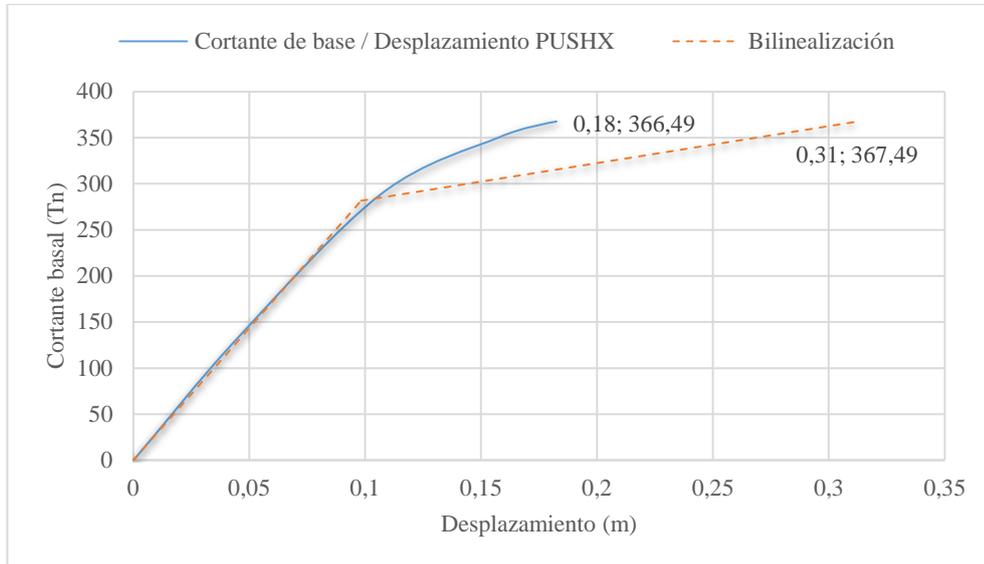
Niveles planos estructurales	Niveles Etabs
N+31.50m	N+35
N+28.35m	N+31.5
N+25.20m	N+28.35
N+22.05m	N+25.2
N+18.90m	N+22.05
N+15.75m	N+18.9
N+12.6m	N+15.75
N+9.45m	N+12.6
N+6.30m	N+9.45
N+3.15m	N+6.3
N+0.00m	N+3.15
N-3.15m	N+0.00m

Fuente: Daniela Galarza A.

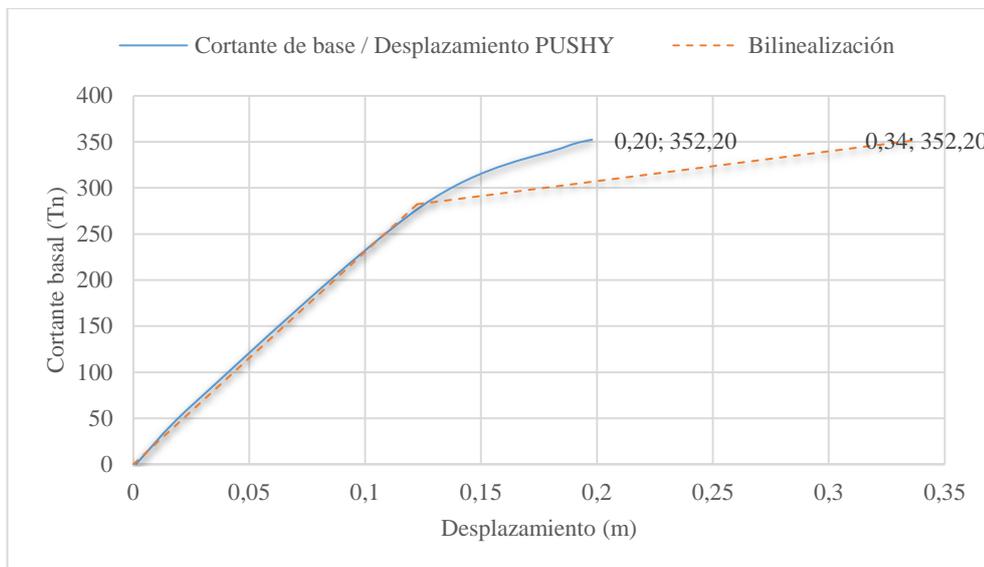
3.1 Resultados del análisis Pushover

3.1.1 Curvas de capacidad

Figura 87 Curvas de capacidad sentido X - Y



(a) PushX



(b) PushY

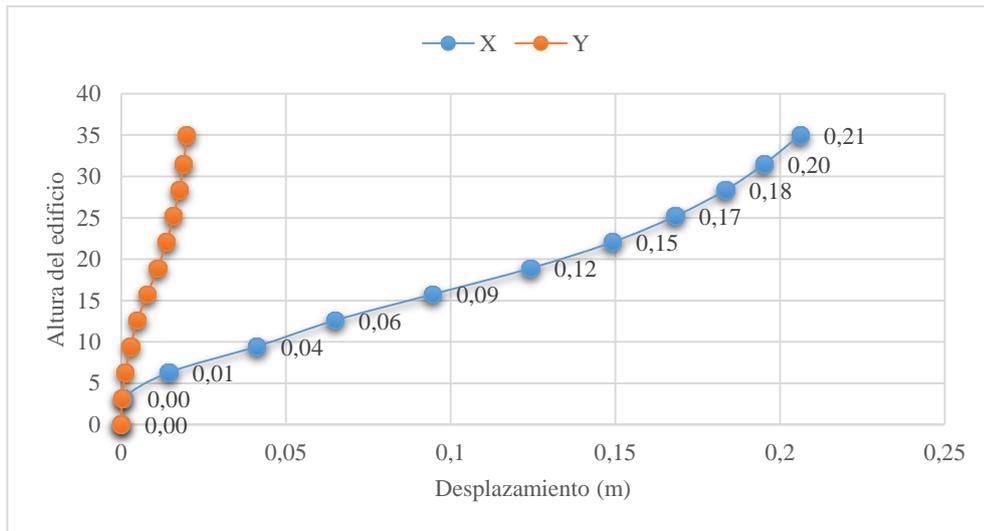
Fuente: Daniela Galarza A.

La curva de capacidad presenta para sentido X una cortante basal de **366.49Tn** que se desplaza **0.18m** y en sentido Y la cortante basal es de **352.20Tn** con un desplazamiento de **0.20m**.

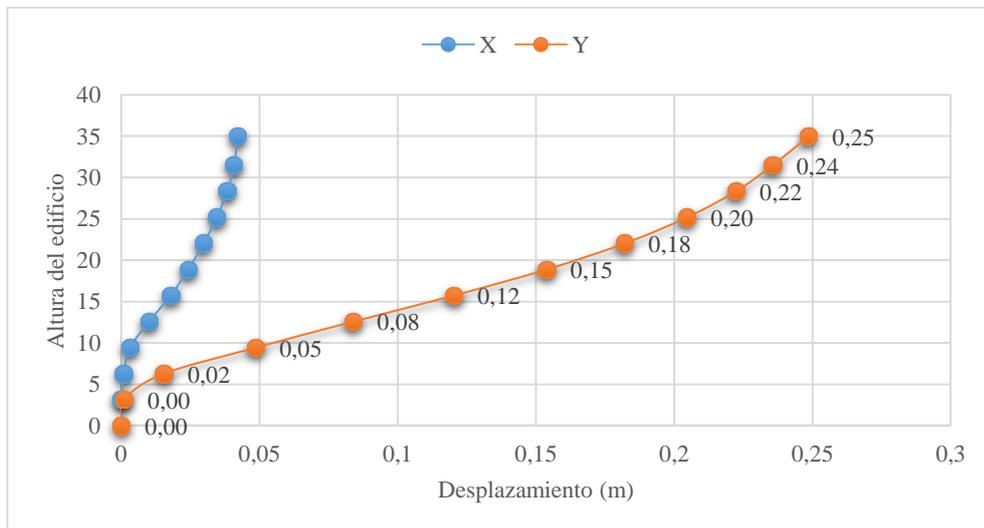
La bilinealización de la curva de capacidad determino que para el caso PushX se observa que el desplazamiento máximo de **0,18m** no cumple con el desplazamiento objetivo de **0.31m** y para el caso PushY el desplazamiento máximo de **0,20m** no cumple con el desplazamiento objetivo de **0.34m**.

3.1.2 Desplazamientos de piso

Figura 88 Máximos desplazamientos de piso



(a) PushX



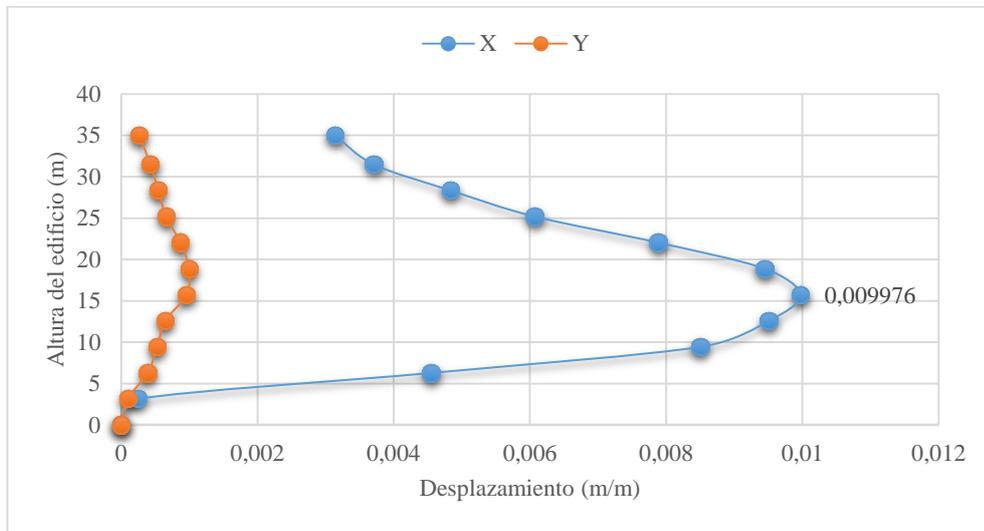
(b) PushY

Fuente: Daniela Galarza A.

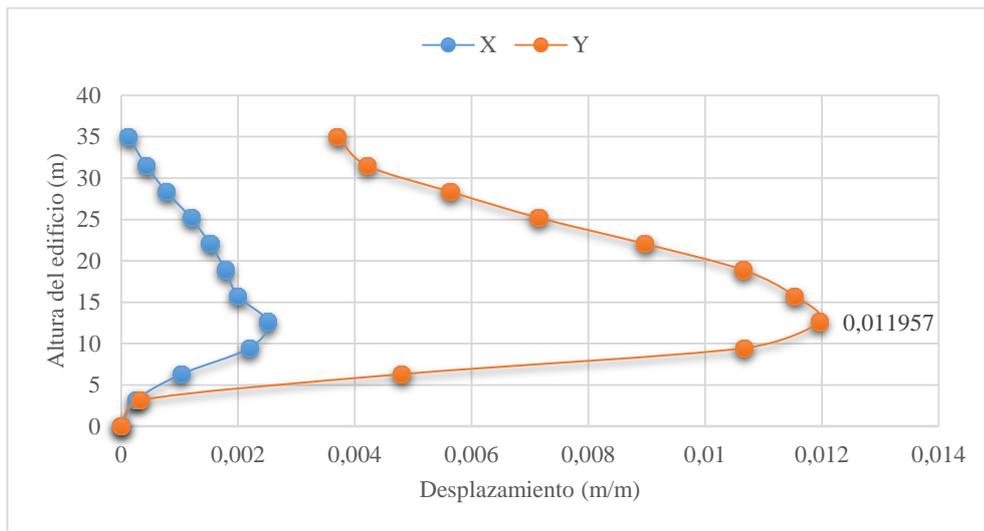
Los resultados máximos de desplazamientos de piso obtenidos para el sentido X es de **0.21m** y sentido Y **0.25m** para el N+35m.

3.1.3 Derivas de piso

Figura 89 Máximas derivas de piso



(a) PushX



(b) PushY

Fuente: Daniela Galarza A.

De acuerdo con la NEC-SE-DS, la deriva máxima inelástica de cada piso debe calcularse mediante la Ec. 55, el resultado no deberá exceder los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 (NEC-SE-DS).

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E < 0.02$$

Ec. 55

Donde:

Δ_M , Deriva máxima inelástica.

Δ_E , Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R , Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_{Mx} = 0.06 > 0.02 \text{ No cumple}$$

$$\Delta_{My} = 0.07 > 0.02 \text{ No cumple}$$

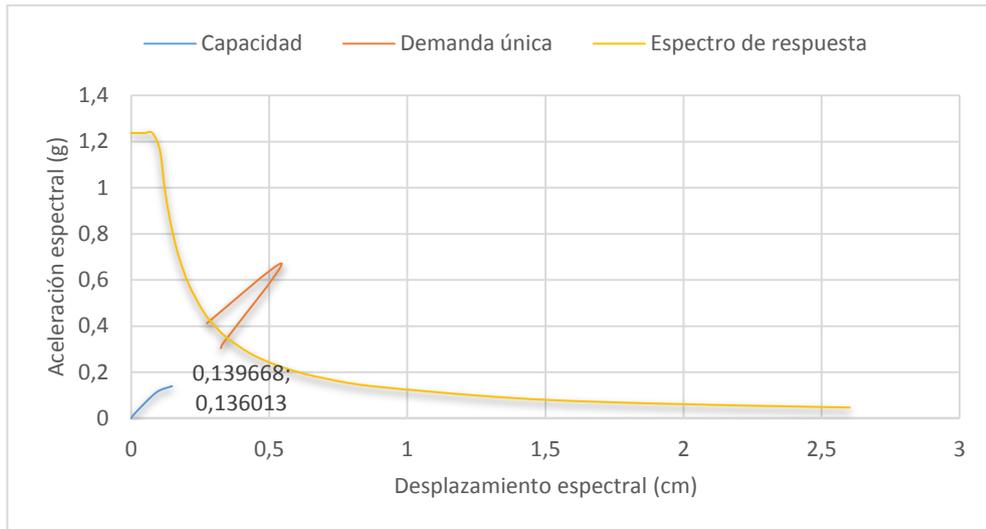
Se observa claramente que las derivas máximas para el sentido X se produce al **N+15.75m** y sentido Y se produce al **N+12.6m**. Además, estas son menores a la máxima permitida por la norma.

3.1.4 Punto de desempeño

Figura 90 Punto de desempeño



(a) PushX



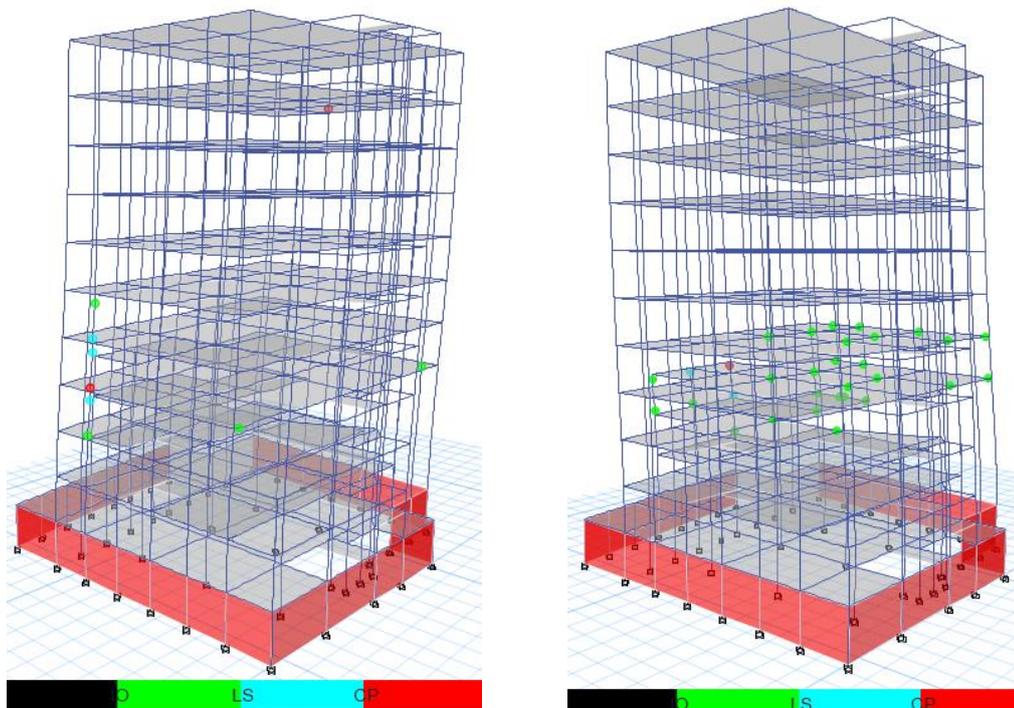
(b) PushY

Fuente: Daniela Galarza A.

Se observa como en los dos sentidos la curva aceleración espectral / desplazamiento espectral no converge con el espectro de respuesta, por lo cual no genera punto de desempeño.

3.1.5 Nivel de daño

Figura 91 Formación de rótulas plásticas



(a) PushX (Paso 7)

(b) PushY (Paso 4)

Fuente: Etabs 2016

La formación de rótulas plásticas rojas (CP: prevención de colapso) en columnas ocurren en el sentido X (Paso 7) y sentido Y (Paso 4).

Tabla 12 Descripción de formación de rótulas plástica (NSP)

Sentido X				
Paso	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
3	Mezanine	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
	Primero			
	Segundo			
	Séptimo	Prevención de colapso		
4	Mezanine	Seguridad de vida		
7	Se mantiene el comportamiento del paso 4			
Sentido Y				
Paso	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
3	Mezanine	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
	Primero		Columnas	
	Segundo	Prevención de colapso	Vigas	Centrales
		Ocupación inmediata	Vigas	
4	Primero	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas

Fuente: Daniela Galarza A.

3.2 Resultados del análisis Pushover Multimodal

3.2.1 Períodos naturales y modos de vibración (rango elástico)

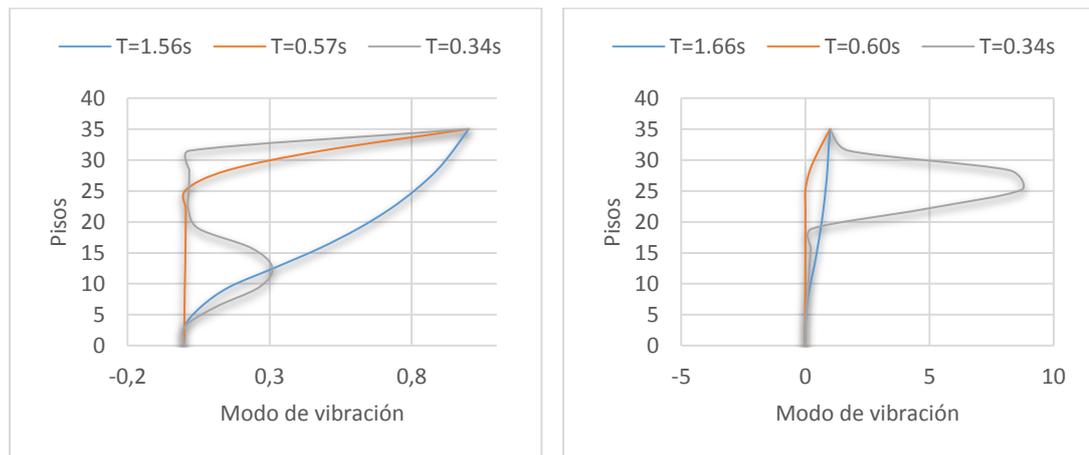
Para el análisis MPA se toma en cuenta solo modos predominantemente traslaciones.

Tabla 13 Períodos y modos de vibración

Caso	Modo	Período (seg)	UX	UY	RZ	Tipo	
Modal	1	1.66	0.003	0.440	0.241	55%	Predominante la traslacional en Y
Modal	2	1.56	0.592	0.014	0.070	12%	Traslacional en X
Modal	3	1.50	0.073	0.214	0.340	159%	Rotacional
Modal	4	0.60	0.012	0.062	0.017	28%	Traslacional en Y
Modal	5	0.57	0.082	0.010	0.000	0%	Traslacional en X
Modal	6	0.55	0.000	0.021	0.073	342%	Rotacional
Modal	7	0.36	0.009	0.020	0.004	21%	Traslacional en Y
Modal	8	0.34	0.022	0.011	0.002	9%	Traslacional en X
Modal	9	0.32	0.002	0.003	0.024	889%	Rotacional

Fuente: Daniela Galarza A.

Figura 92 Modos de vibración



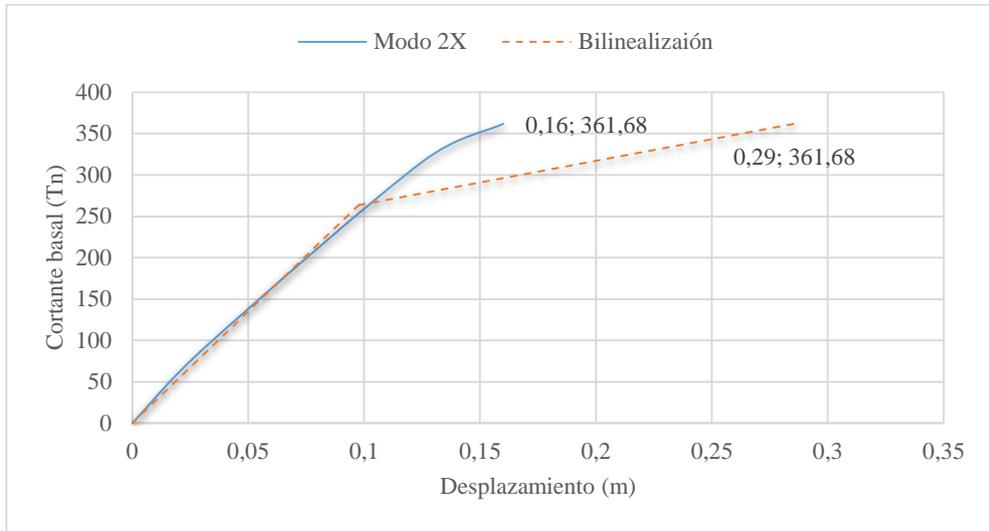
(a) Sentido X

(b) Sentido Y

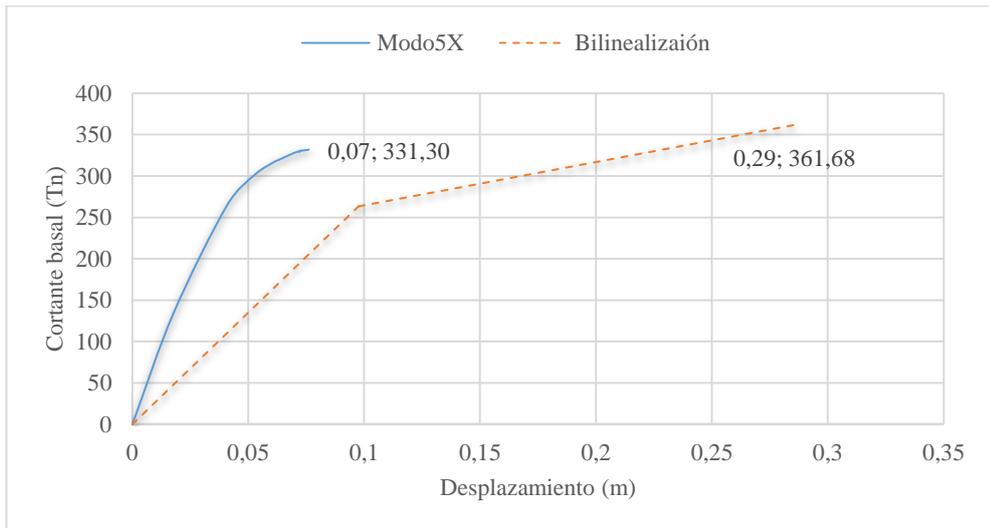
Fuente: Daniela Galarza A.

3.2.2 Curva Pushover e idealización

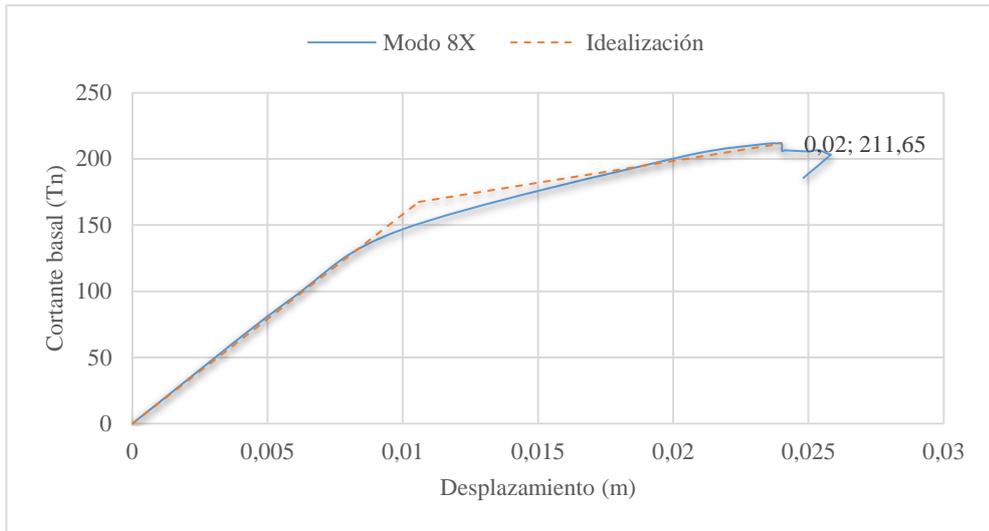
Figura 93 Curvas Pushover para los tres modos traslacionales en dirección X



(a) Modo 2X



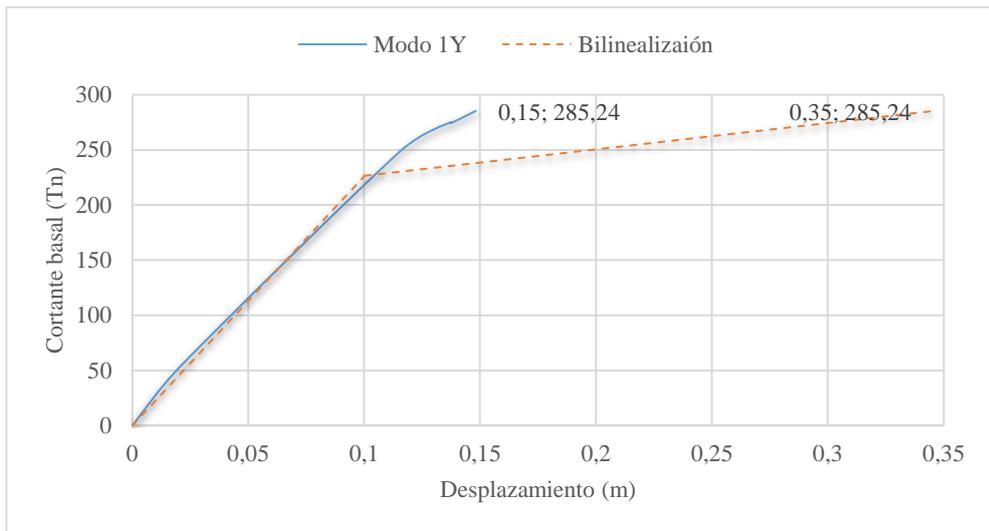
(b) Modo 5X



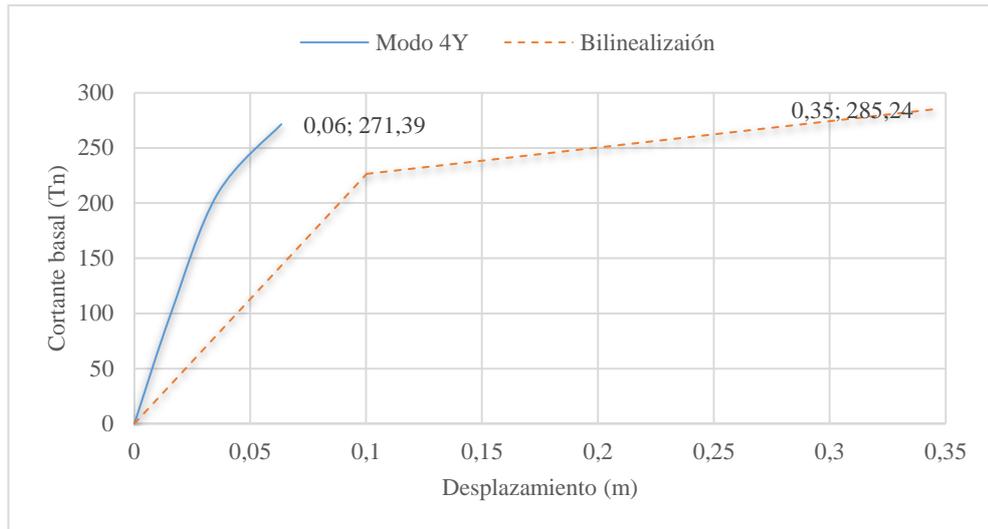
(c) Modo 8X

Fuente: Daniela Galarza A.

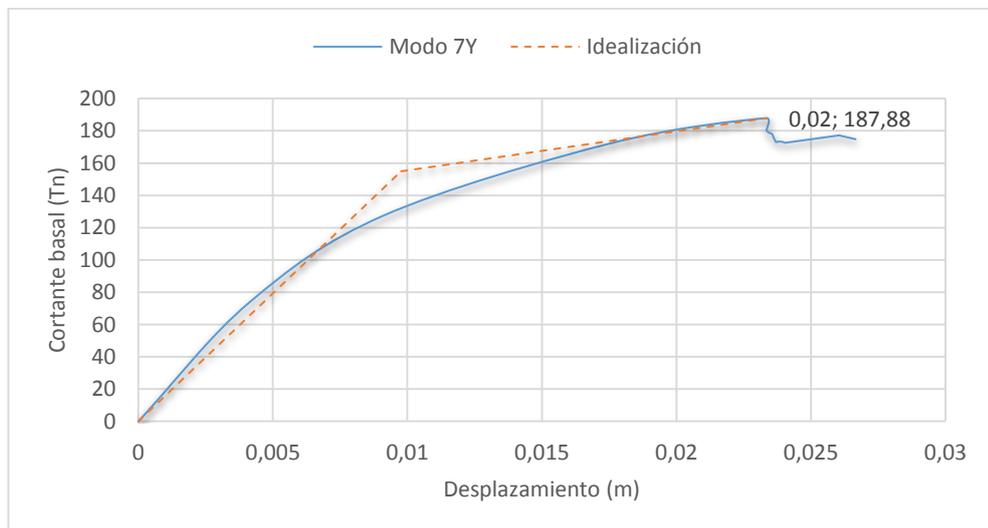
Figura 94 Curvas Pushover para los tres modos traslacionales en dirección Y



(d) Modo 1Y



(e) Modo 4Y



(f) Modo 7Y

Fuente: Daniela Galarza A.

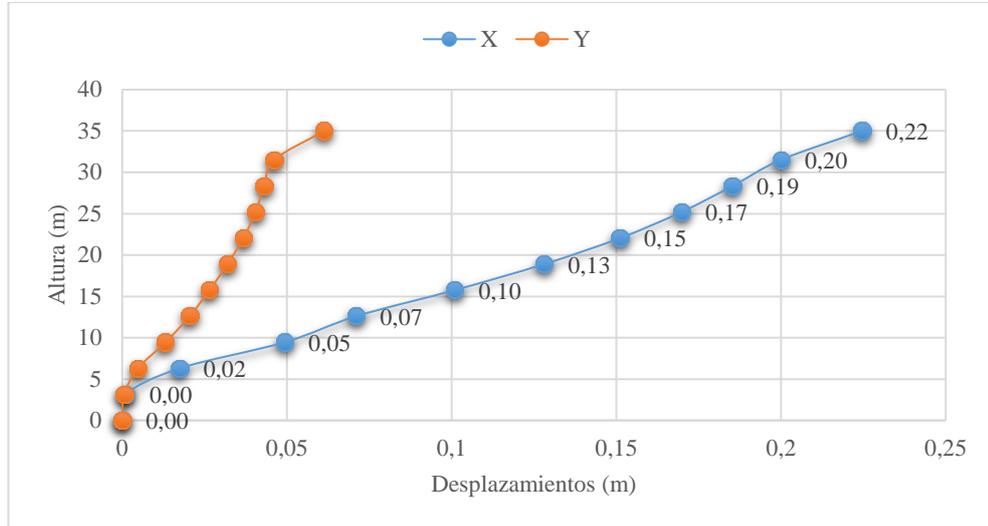
Para el modo 5X y 3Y incapaz de calcular el desplazamiento del objetivo. solución iterativa no convergió.

La combinación modal mediante la CQC respectivamente de las curvas de capacidad determinó que para una cortante basal **788.59 Tn** se desplaza **0.24 m** en sentido X y en sentido Y la cortante basal **654.47 Tn** se desplaza **0.22m**.

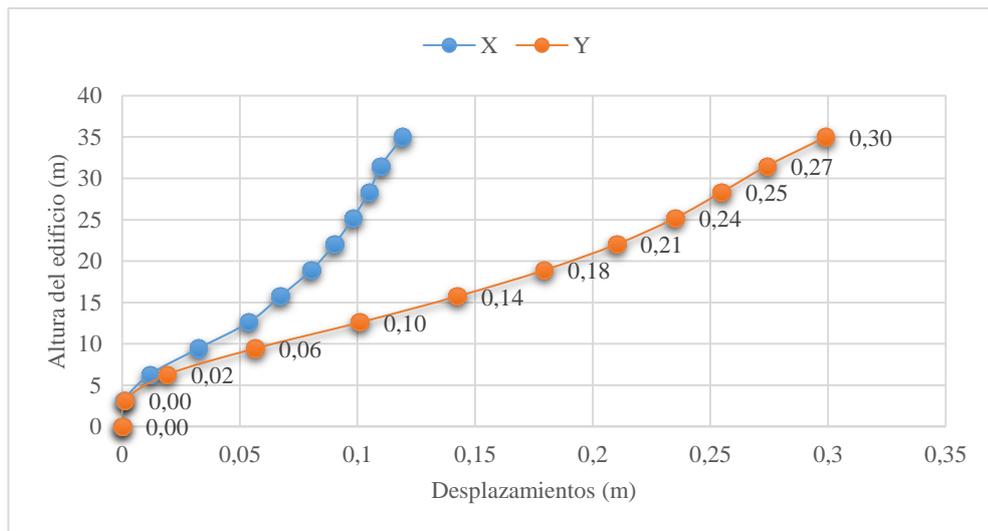
3.2.3 Combinación modal

3.2.3.1 Desplazamientos máximos de pisos

Figura 95 Combinación modal de los máximos desplazamientos de piso



(a) Sentido X



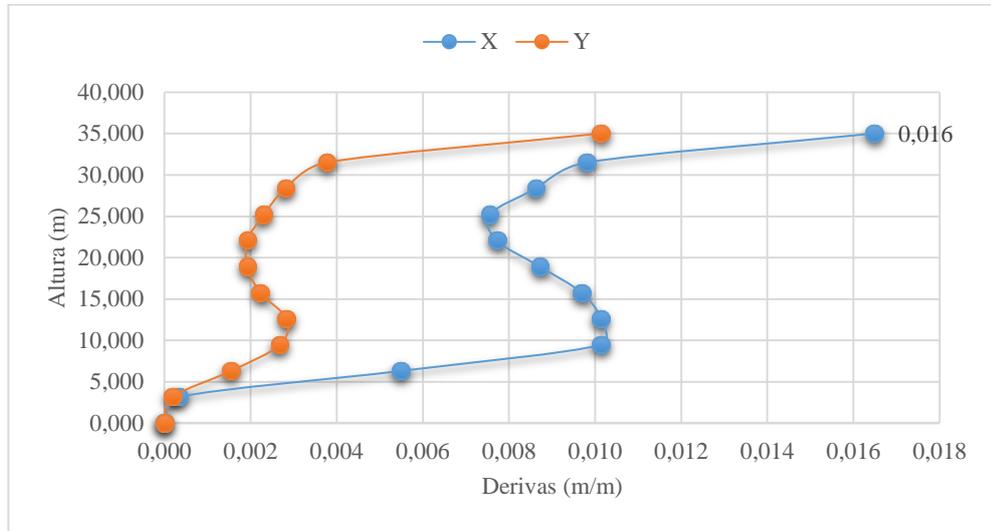
(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

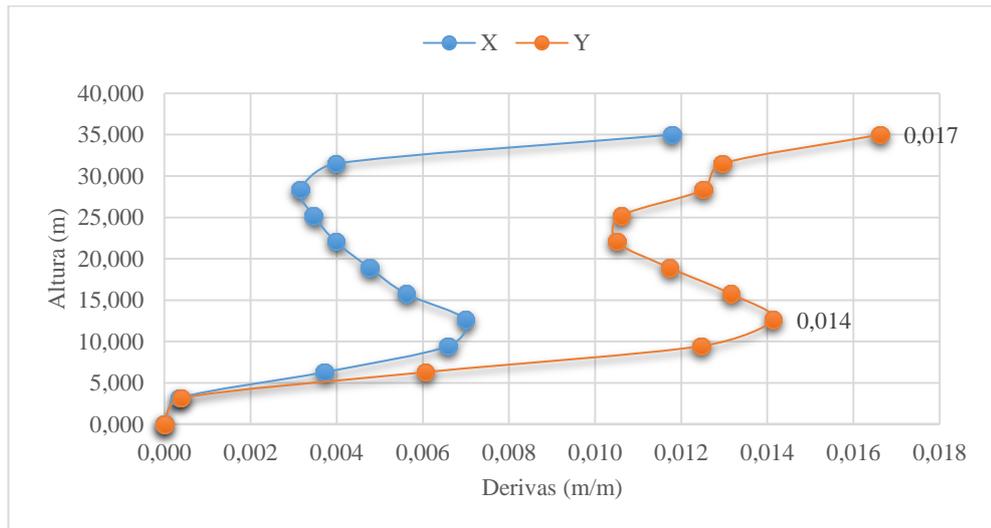
Los resultados máximos de desplazamientos de piso obtenidos para el sentido X es de **0.22m** y sentido Y **0.30m** para el N+35m.

3.2.3.2 Derivas de piso

Figura 96 Combinación modal de las derivas de piso



(a) Sentido X



(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

$$\Delta_{Mx} = 0.096 > 0.02 \text{ No cumple}$$

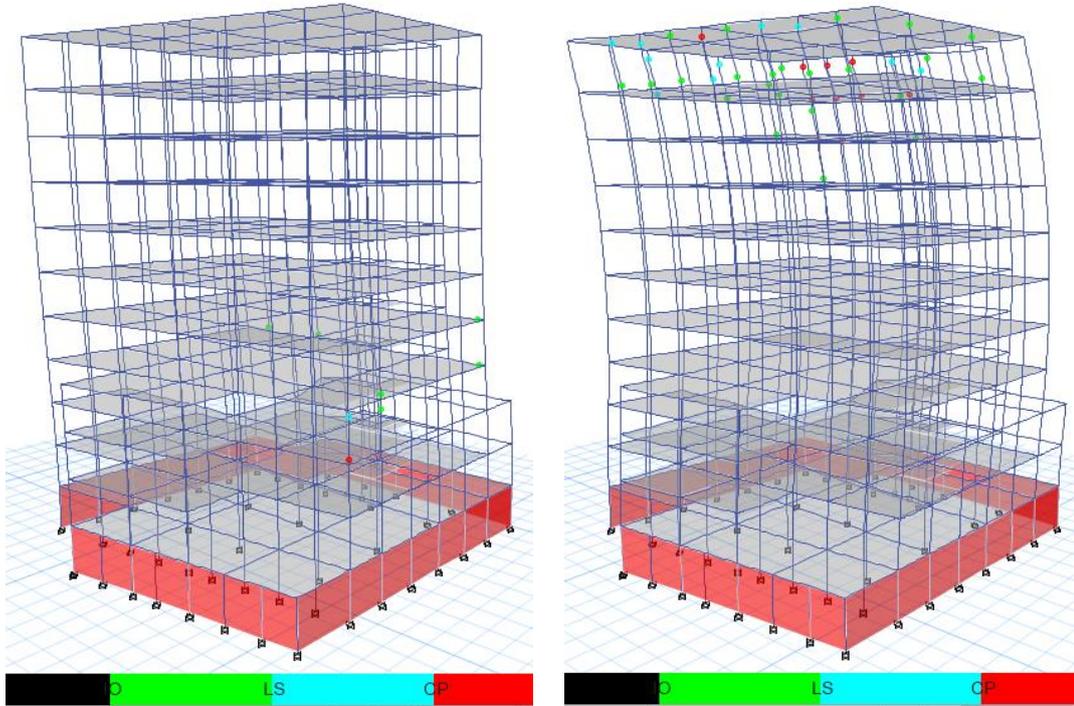
$$\Delta_{My} = 0.102 > 0.02 \text{ No cumple}$$

Se observa claramente que las derivas máximas para el sentido X y Y se produce **N+35m**, estas son superiores a la máxima permitida por la norma.

3.2.4 Nivel de daño

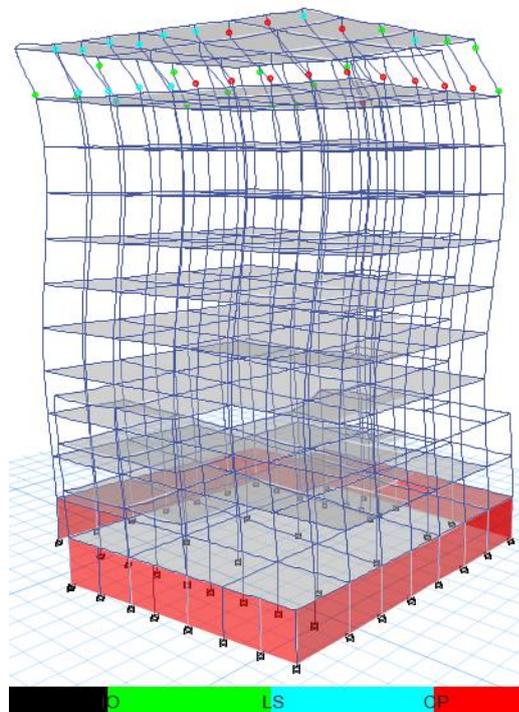
3.2.2.1 Sentido X

Figura 97 Formación de rótulas plásticas de modos en sentido X



(a) Modo 2X (Paso 3)

(b) Modo 5X (Paso 14)



Modo 8X (Paso 18)

Fuente: Etabs 2016

Tabla 14 Descripción de formación de rótulas plástica (MPA)

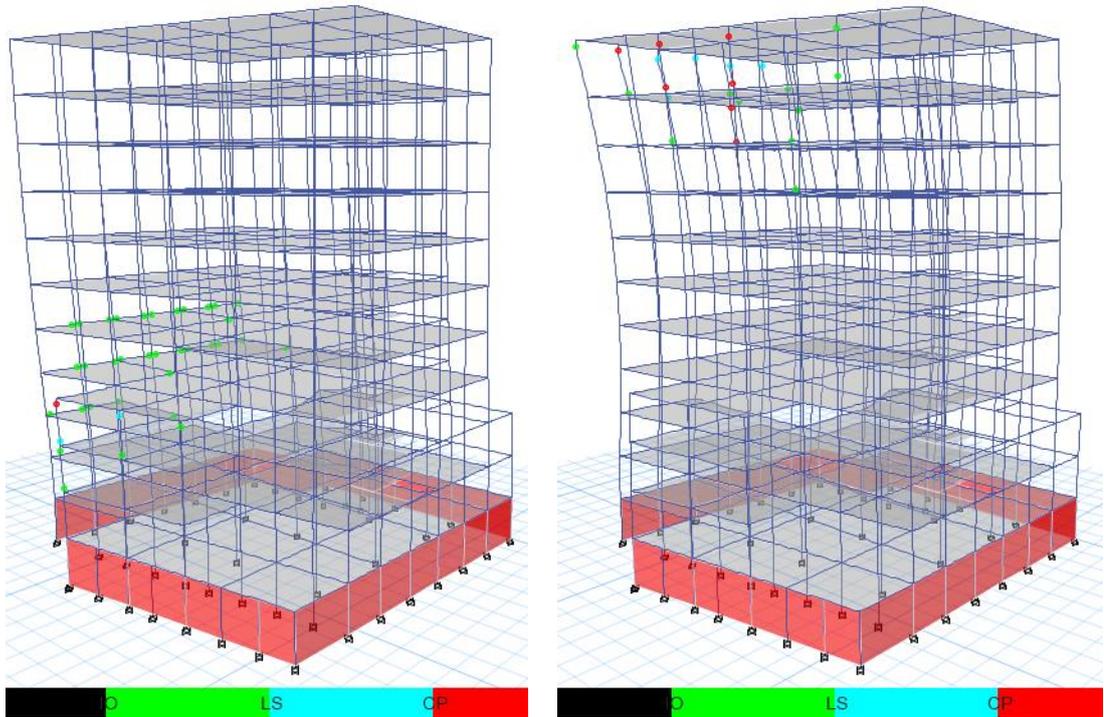
Sentido X					
Modo	Paso	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
2	3	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Prevenición de colapso	Columnas	Periféricas
			Seguridad de vida		
		Primero <i>N+9.45m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
		Segundo <i>N+12.60m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
5	2	Sexto <i>N+25.20m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Séptimo <i>N+28.35m</i>	Ocupación inmediata		
	3	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
			Ocupación inmediata		
	14	Sexto <i>N+25.20m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Columnas
			Séptimo <i>N+28.35m</i>		
		Séptimo <i>N+28.35m</i>	Seguridad de vida		
8	3	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Columnas
			Prevenición de colapso		
			Seguridad de vida		
	18	La formación de rótulas plásticas aumenta solo al nivel séptimo en todos los pasos			

Fuente: Daniela Galarza A

La formulación de rótulas plásticas muestra que para modos más altos la influencia forma rótulas rojas (prevención de colapso) en los pisos superiores en ambos sentidos.

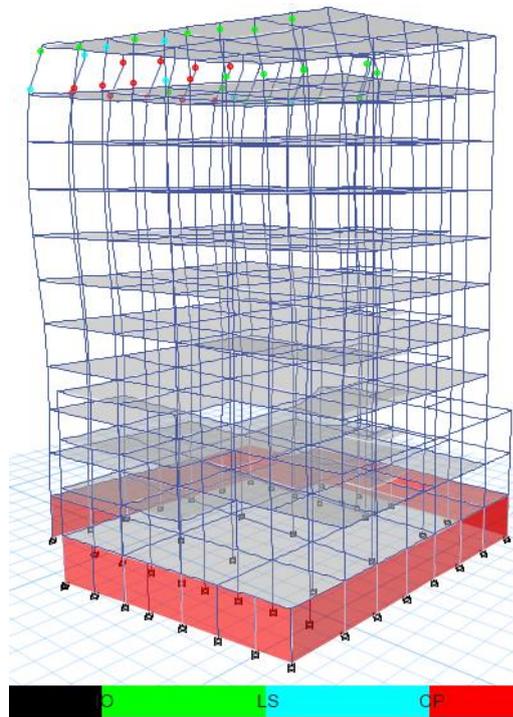
3.2.2.1 Sentido Y

Figura 98 Formación de rótulas plásticas de modos en sentido Y



(a) Modo 1Y (Paso 5)

(b) Modo 4Y (Paso 3)



Modo 7Y (Paso 19)

Fuente: Etabs 2016

Tabla 15 Descripción de formación de rótulas plástica (MPA)

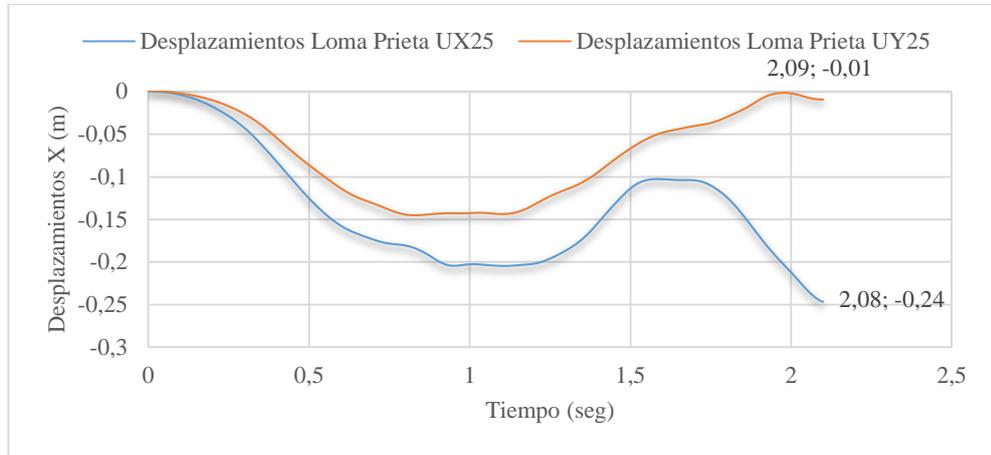
Sentido Y					
Modo	Paso	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
1	2	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
				Vigas	
	3	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
				Prevención de colapso	
		Primero <i>N+9.45m</i> Segundo <i>N+12.60m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
	5	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
			Prevención de colapso		
4	2	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
	3	Quinto <i>N+22.50m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
		Sexto <i>N+25.20m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
			Prevención de colapso		
		Séptimo <i>N+28.35m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
	Ocupación inmediata				
	19	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
			Seguridad de vida		
Prevención de colapso					

Fuente: Daniela Galarza A

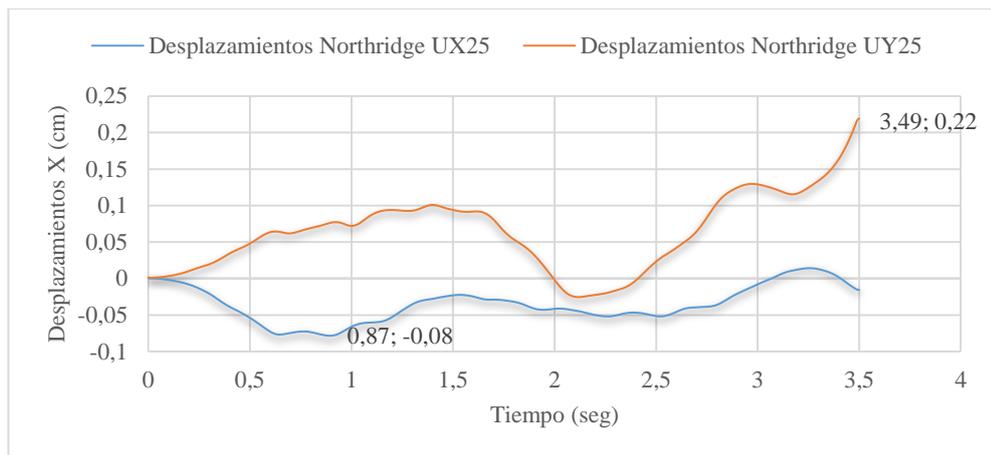
3.3 Resultados del Análisis Historia de Respuesta

3.3.1 Desplazamientos máximos

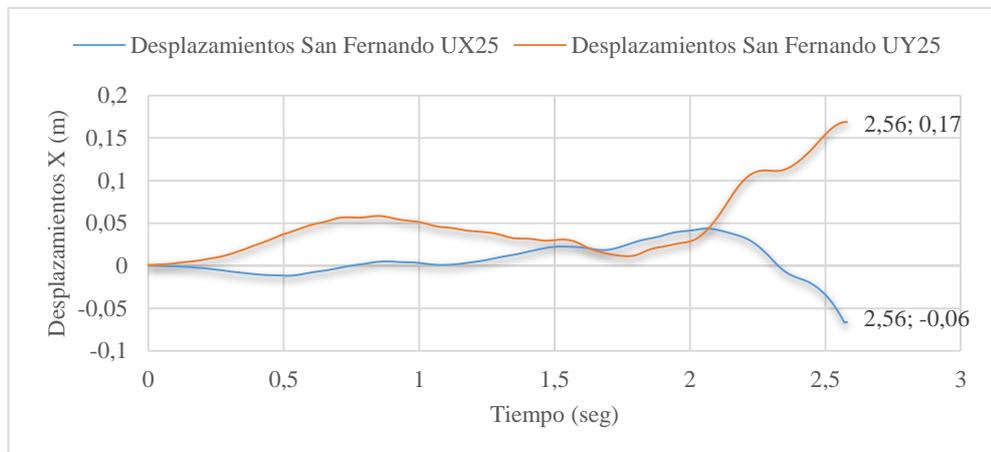
Figura 99 Desplazamientos máximo



(a) LP U25



(b) NR U25



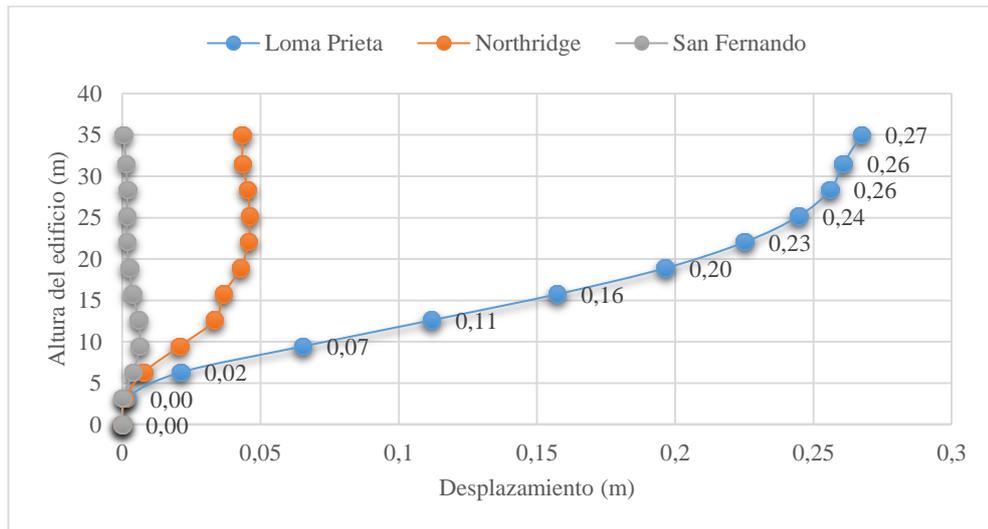
(c) SF U25

Fuente: Daniela Galarza A.

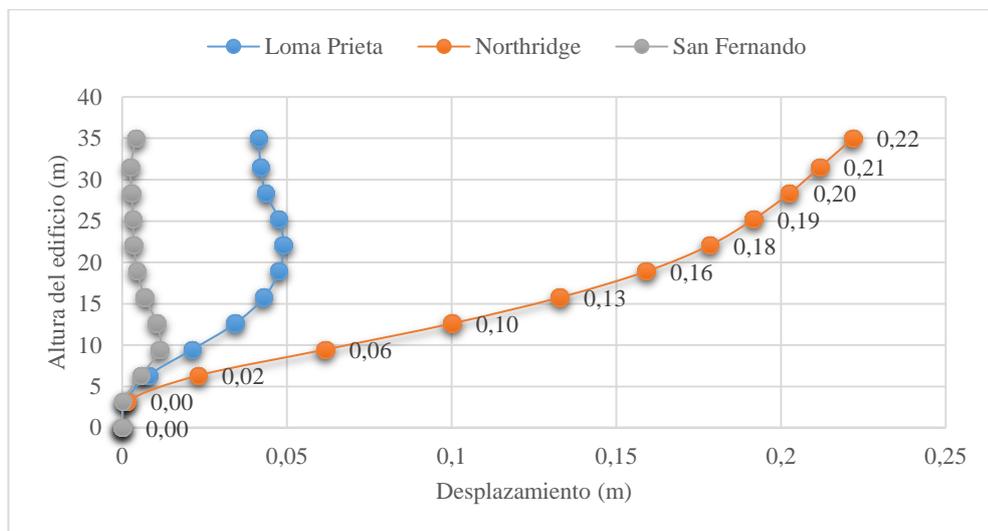
Los resultados máximos de desplazamientos en función del tiempo se obtuvieron que para el sentido X **-0.25m** a los **2.1seg** y para sentido Y **0.22m** a los **3.5seg**.

3.3.2 Desplazamientos por piso

Figura 100 Desplazamiento por piso



(a) Sentido X



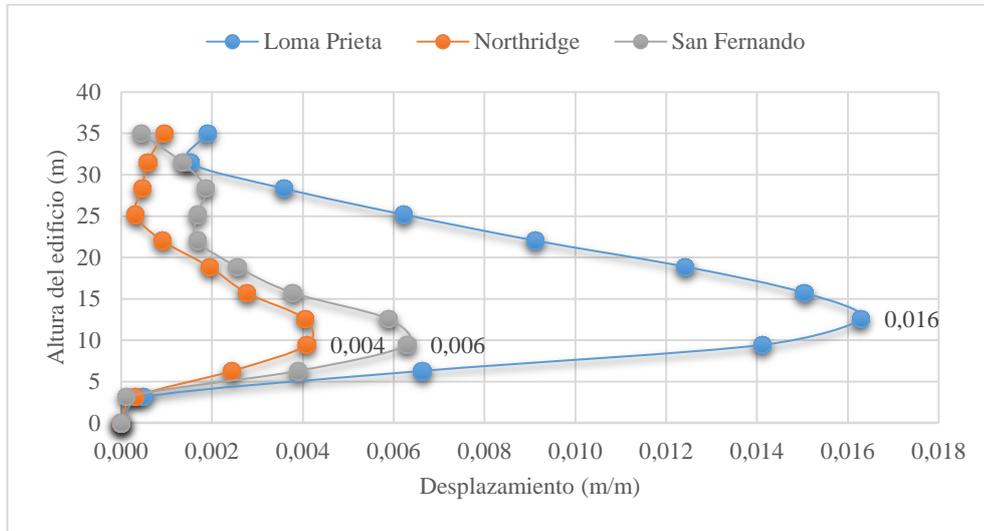
(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

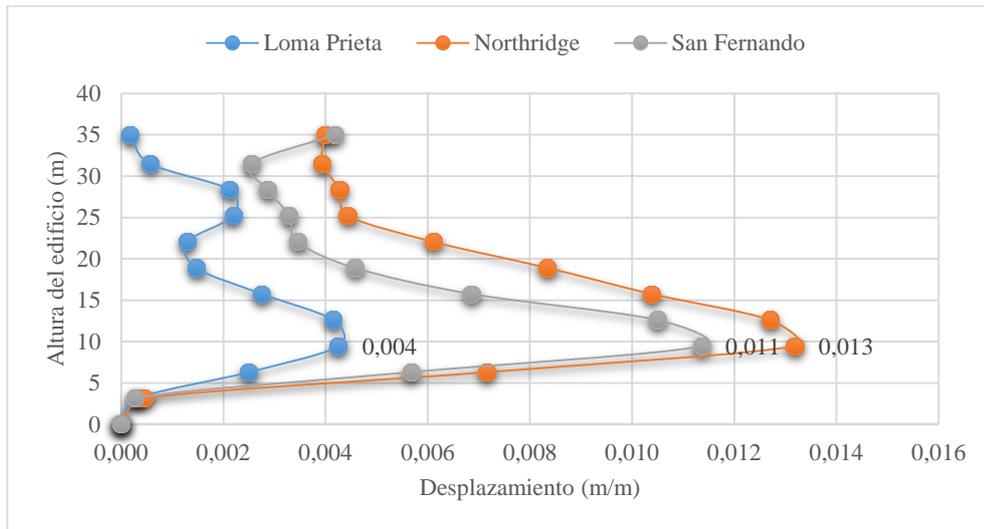
Los resultados máximos de desplazamientos de piso obtenidos para el sentido X es de **0.27m** y sentido Y **0.22m** para el N+35m.

3.3.3 Derivas de piso

Figura 101 Derivas máximas



(a) Sentido X



(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

El máximo desplazamiento obtenido en sentido X es del registro sísmico de Loma Prieta a un N+12.6m:

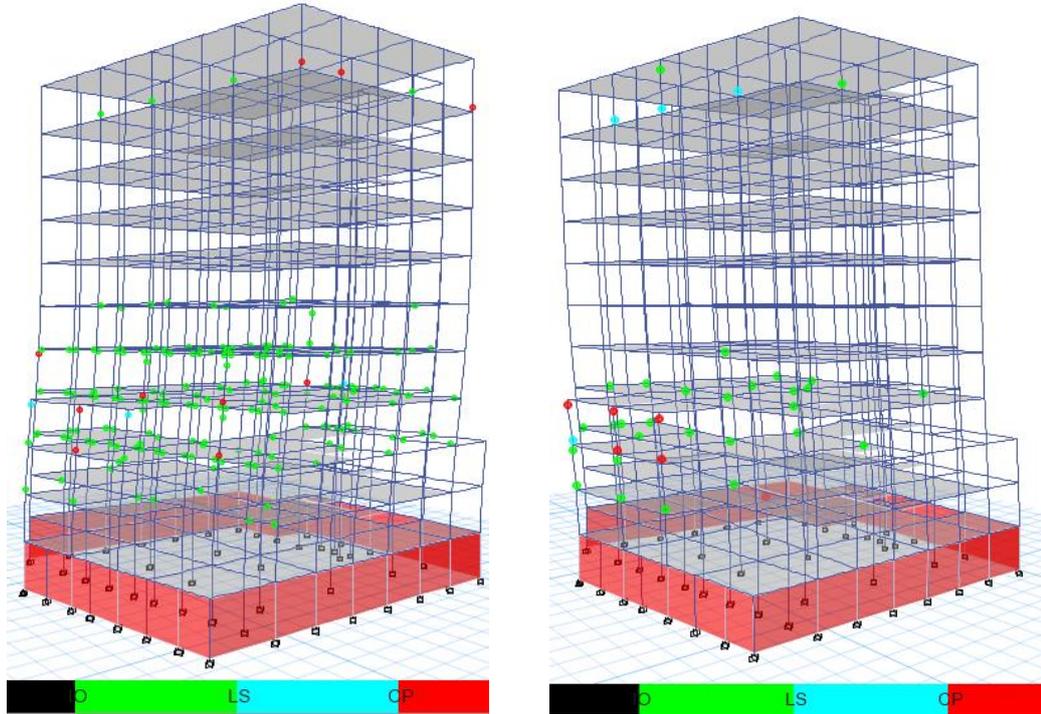
$$\Delta_{Mx} = 0.096 > 0.02 \text{ No cumple}$$

El máximo desplazamiento obtenido en sentido Y es del registro sísmico de Northridge a un N+9.45m:

$$\Delta_{My} = 0.078 > 0.02 \text{ No cumple}$$

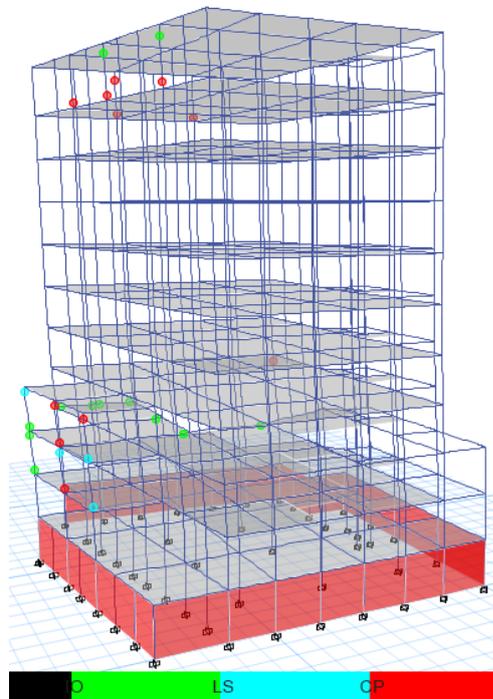
3.3.4 Nivel de daño

Figura 102 Formación de rótulas plásticas



(a) TH-LP-475 años a los 2,1 seg

(b) TH-NR-475 años a los 3,5 seg



(c) TH-SF-475 años a los 2,58 seg

Fuente: Etabs 2016

Tabla 16 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-Loma Prieta)

Caso: Loma Prieta				
Tiempo (seg)	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
1	Planta baja <i>N+3.15m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales Periféricas
		Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevención de colapso		
	Primero <i>N+9.45m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas Centrales
		Prevención de colapso	Columnas	Periféricas
	Segundo <i>N+12.60m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas Centrales
	Tercero <i>N+15.75m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
2.1	Planta baja <i>N+3.15m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales Periféricas
	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales
		Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevención de colapso		
	Primero <i>N+9.45m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales Periféricas
		Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevención de colapso		
	Segundo <i>N+12.60m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales Periféricas
		Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevención de colapso		

Fuente: Daniela Galarza A.

Tabla 17 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-Northridge)

Caso: Northridge				
Tiempo (seg)	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
1.75	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas
		Seguridad de vida		
3.5	Banco <i>N+0.00m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales
		Prevención de colapso	Columnas	Periféricas
	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales
		Periféricas		
	Prevención de colapso	Columnas	Periféricas	
	Primero <i>N+9.45m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales
		Periféricas		
	Segundo <i>N+12.60m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Centrales
Sexto <i>N+25.20m</i>	Ocupación inmediata	Columnas	Periféricas	
	Seguridad de vida			

Fuente: Daniela Galarza A.

Tabla 18 Descripción de formación de rótulas plástica (NL-RHA-San Fernando)

Caso: San Fernando				
Tiempo (seg)	Nivel	Rótulas	Elemento	Ubicación
2.25	Séptimo <i>N+28.35m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevenición de colapso		
2.58	Planta Baja <i>N+3.15m</i>	Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevenición de colapso		
	Mezanine <i>N+6.30m</i>	Ocupación inmediata	Vigas	Periféricas
		Seguridad de vida	Columnas	Periféricas
		Prevenición de colapso		
		Séptimo <i>N+28.35m</i>	Seguridad de vida	Columnas
Prevenición de colapso				

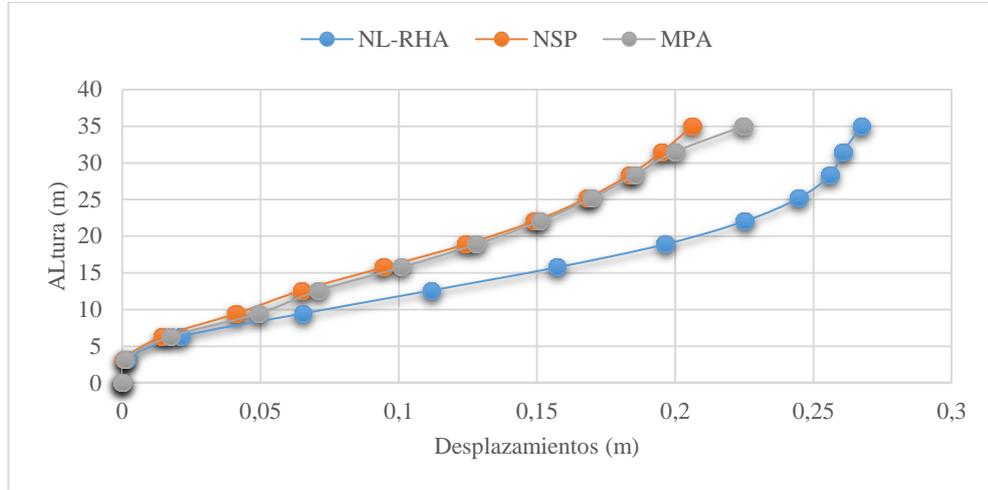
Fuente: Daniela Galarza A.

La formación de rótulas plásticas rojas (CP: prevención de colapso) en columnas ocurren en el sismo de Loma Prieta a los 2,1 seg, Northridge a los 3,5 seg y San Fernando a los 2,58seg.

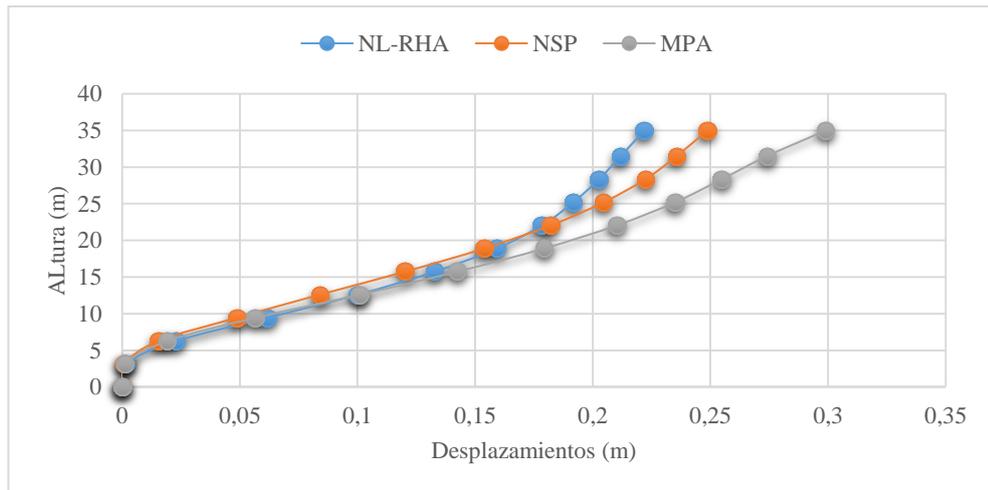
3.4 Comparación de resultados

3.4.1 Desplazamientos de piso

Figura 103 Comparación de desplazamientos de piso



(a) Sentido X



(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

Tabla 19 Desplazamientos máximos por piso

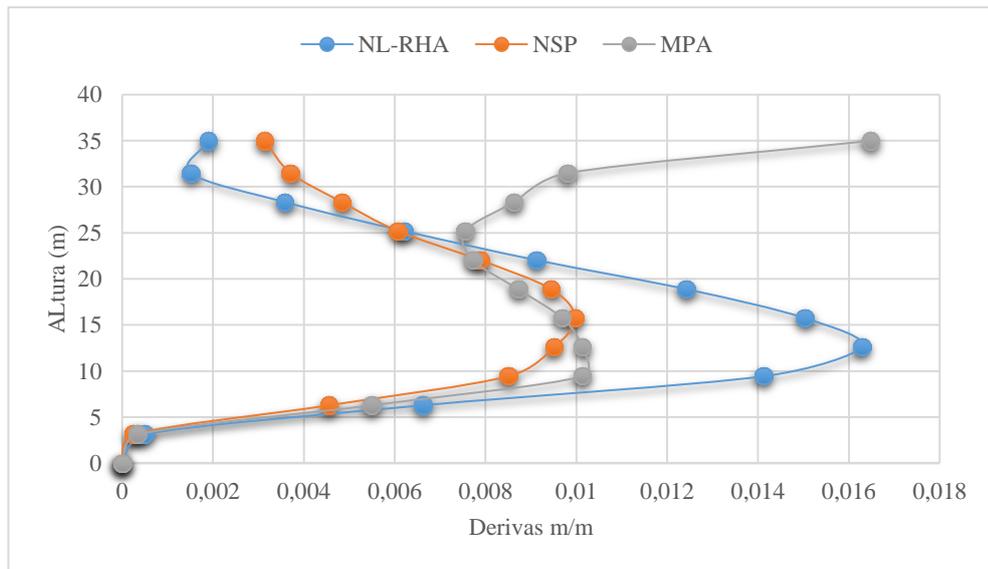
Sentido	X		Y	
	Desplazamiento obtenido (m)	Nivel (m)	Desplazamiento obtenido (m)	Nivel (m)
NL-RHA	0.27	35	0.22	35
NSP	0.21		0.25	
MPA	0.22		0.30	

Fuente: Daniela Galarza A.

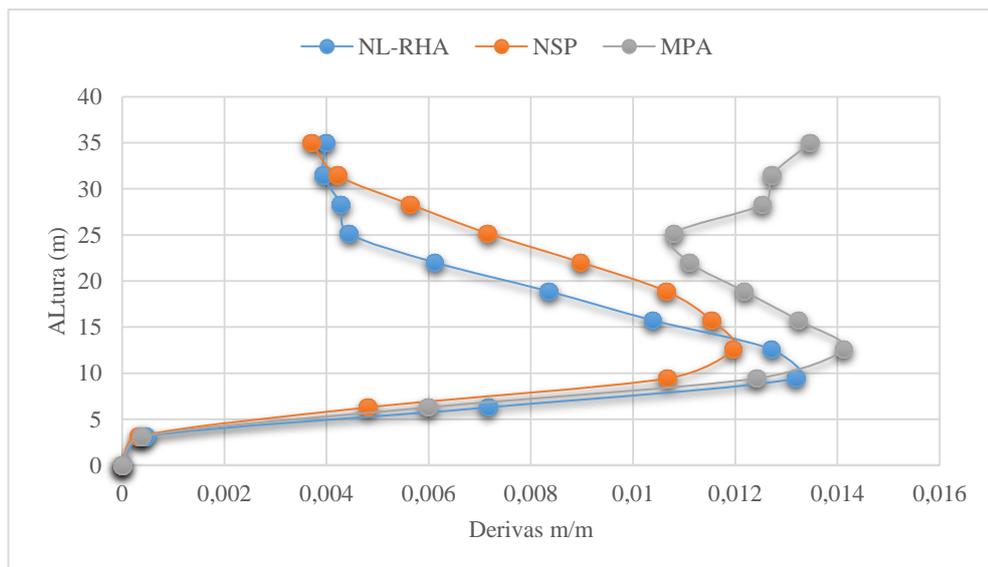
Se observa que el análisis MPA en sentido X da un resultado más cercano al análisis NL-RHA, pero en sentido Y el análisis MPA y NSP los resultados aumentan debido que en sentido Y, no hay continuidad en los ejes en este sentido, además esto sucede principalmente a que en el primer modo de vibración posee un porcentaje de rotación.

3.4.2 Derivas de piso

Figura 104 Comparación de derivas



(a) Sentido X



(b) Sentido Y

Fuente: Daniela Galarza A.

Tabla 20 Derivas máximas

Sentido	X			Y		
	Desplazamiento obtenido (m/m)	Deriva máxima inelástica %	Nivel (m)	Desplazamiento obtenido (m/m)	Deriva máxima inelástica %	Nivel (m)
NL-RHA	0.016	10%	12.6	0.013	8%	9.45
NSP	0.010	6%	15.75	0.012	7%	12.6
MPA	0.016	10%	35	0.014	8%	12.6

Fuente: Daniela Galarza A.

Se observa que el análisis MPA en sentido X da un resultado más cercano al análisis NL-RHA, pero en sentido Y el análisis MPA y NSP los resultados aumentan debido que en sentido Y, no hay continuidad en los ejes, además esto sucede principalmente a que en el primer modo de vibración posee un porcentaje de rotación.

3.4.3 Desplazamientos máximos

Tabla 21 Desplazamientos máximos

Desplazamientos Objetivos			
Sentido	MPA (m)	NSP (m)	
X	0.29	0.31	
Y	0.35	0.34	
Desplazamientos máximos			
Sentido	NL-RHA (m)	MPA (m)	NSP (m)
X	-0.25	0.22	0.18
Y	0.22	0.24	0.20

Fuente: Daniela Galarza A.

El desplazamiento máximo del análisis MPA en sentido X es **0.22m**, pero mediante la bilinealización se observa que el desplazamiento objetivo fue de **0.29m**; en sentido Y el desplazamiento máximo es de **0.24m** y el desplazamiento objetivo es de **0.35m**.

El desplazamiento máximo del análisis NSP en sentido X es **0.18m**, pero mediante la bilinealización se observa que el desplazamiento objetivo fue de **0.31m**; en sentido Y el desplazamiento máximo es de **0.20m** y el desplazamiento objetivo es de **0.34m**.

3.4.4 Cortante Basal

Tabla 22 Comparación cortante basal NSP y MPA

Cortante Basal		
	NSP (Tn)	MPA (Tn)
X	367.4946	788.58796
Y	352.20254	654.47359

Fuente: Daniela Galarza A.

Para el MPA la capacidad estructural es mayor que del análisis NSP en los 2 sentidos.

3.4.5 Ventajas y desventajas de análisis no lineales

Tabla 23 Ventajas y desventajas de análisis no lineales

Análisis Pushover (NSP)	
Ventajas	Desventajas
Tiene simplicidad conceptual y efectividad computacional.	Inhabilidad para considerar efectos de modos más altos y la posible redistribución de fuerzas inerciales.
Análisis Pushover Multimodal (MPA)	
Ventajas	Desventajas
Las respuestas modales desacoplada para un sistema es aún válida para el rango inelástico.	El post procesamiento de resultado es lento y agotador.
Análisis Historia de Respuesta (NL-RHA)	
Ventajas	Desventajas
Análisis más completo que existe, permite conocer la variación en el tiempo de la respuesta de la edificación.	Su complejidad y altos estándares, va más allá de aplicación práctica y es apropiado solo para la investigación y análisis de estructuras de especial importancia.

Fuente: Daniela Galarza A.

3.4.6 Comparación de resultados con antecedentes investigativos

El software proporcionado por *Computers and Structures* (Etabs- SAP2000) es una gran herramienta para evaluación sísmica de acuerdo a Handana y sus col [6], Mouzzoun y sus col [2] y Sonaih y Ghazali [8].

Análisis Pushover

Se determinó punto de desempeño, cortante basal, desplazamiento, derivas entre otros resultados, pero no se pudo obtener nivel de desempeño, sin embargo en el artículo escrito por Handana y sus col [6], obtuvieron parámetros iguales a los obtenidos en la presente investigación.

El edificio “Oscus” presento que el análisis pushover subestima la capacidad estructural pero Rana y sus col [7] en su artículo presentan la evaluación de un edificio de 19 pisos con muros de corte, lo que conlleva que se debe investigar en este tema para saber las causas de la incertidumbre de este analisis para estructuras con períodos de vibración más altos.

Pushover Multimodal

En el presente proyecto se realizó el MPA para determinar demandas sísmicas, el cual toma en cuenta las contribuciones de modos superiores, el análisis produce mejores estimaciones de la deriva de entrepiso, desplazamientos de piso estos resultados concuerdan con la investigación de Chopra y Goel [12].

Los resultados del MPA dependen de la altura de la estructura, para el caso de investigación presentado en el presente proyecto y el artículo de Chintanapakdee y sus col [13], se concluyó que la precisión fue mejor para los edificios más cortos y para los pisos inferiores y medios de los edificios más altos.

Siguiendo las conclusiones del artículo de Chopra y sus col [14], se utilizó el MPA modificado, ya que conduce a una estimación más amplia de la demanda sísmica [14].

Historia de Respuesta

Cuando se realizó este tipo de análisis no lineal los resultados muestran zonas vulnerables de la estructura y sus condiciones de seguridad globales, al igual que el artículo de Epackahi y sus col [17].

Comparación de análisis

La comparación de análisis estáticos no lineales con dinámicos no lineales (el análisis NL-RHA es el método más preciso, sus resultados fueron utilizados para evaluar otros métodos) se realizó por varios investigadores tales como Penelis y Papanikolaou [20], Causevic y Mitrovic [21] y Mora y sus col [22]. Las conclusiones de sus investigaciones se presentan también determinaron que los procedimientos estáticos no lineales difieren en su aplicaciones, simplicidad y transparencia y que las metodologías modales son una buena aproximación para la determinación del comportamiento sísmico de edificios. Para todos los analisis en estudio se pudo determinar desplazamientos, derivas y nivel de daño.

3.5 Verificación hipótesis

Los resultados de los análisis no lineales estáticos y dinámicos para el edificio de la “Oscus” que tiene un período de vibración de 1,23 seg., comparados con los resultados del análisis Historia de Respuesta determinaron que la incertidumbre es mayor para el NSP ya que subestima la capacidad estructural y que el MPA refleja resultados más aproximados debido a que toman en cuenta modos de vibración más altos.

Los tres análisis demostraron que el desempeño sísmico presento inconsistencias manifestando su alta vulnerabilidad y riesgo de posible colapso.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.3 Conclusiones

En el presente estudio se determinó la exactitud de dos procedimientos estáticos no lineales; Pushover (NSP) y Pushover Multimodal (MPA), comparando los resultados con el análisis historia de respuesta (NL-RHA), a través de un modelo estructural en tres dimensiones para evaluar el desempeño sísmico del edificio “Oscus”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Según la NEC-SE-RE para la selección del objetivo de desempeño para estructuras esenciales se debe realizar la verificación en 2 niveles de sismo Raro (severo) y Muy Raro (extremo), pero debido a que la estructura con el sismo Raro ya presentó colapso, no se verificó con el siguiente nivel.
- Debido a que en los análisis NSP y MPA el desplazamiento de desempeño no se puede comparar se establecieron otros parámetros comparativos como el desplazamiento objetivo, derivas, desplazamientos y nivel de daño. Concluyendo que para estructuras con períodos de vibración mayores a 1 seg el NSP subestima la capacidad estructural ya que no toma en cuenta la capacidad que proveen los modos de vibración más altos.
- Las derivas de entrepiso y desplazamientos de piso en sentido X para los análisis MPA y NSP proveen resultados más ajustados en comparación al análisis NL-RHA en cambio en sentido Y los resultados de los dos análisis estáticos sobrepasan al análisis NL-RHA esto es debido a que los ejes en este sentido no son continuos y el movimiento no es predominantemente traslacional.
- De las metodologías alternativas de análisis sísmico estudiadas, la que produce los errores más pequeños es el análisis MPA, por tal razón, se concluye que es la más adecuada.
- En los análisis MPA y NSP no se presentó punto de desempeño, esto fue un gran inconveniente debido que para encontrar los desplazamientos de piso y derivas se

necesita encontrar el desplazamiento objetivo proporcionado por el cruce del espectro de respuesta y la curva de capacidad, por este motivo para el cálculo de estos valores se realizó la combinación modal sin el desplazamiento modal objetivo.

El NL-RHA es el análisis más completo que existe en la actualidad, pues permite conocer la variación en el tiempo de la respuesta de la edificación. A través de este análisis se determinó los desplazamientos de piso y derivas de entrepisos y desplazamiento máximo, mediante el uso de acelerogramas (Loma Prieta, Northridge, San Fernando según lo recomendado por la NEC-2015), ajustado con un el sismo de 475 años (10% de excedencia en 50 años).

- Los 3 análisis determinaron que la estructura llega a su desplazamiento máximo antes de cumplir con su desplazamiento objetivo lo que significa una gran inconsistencia en su desempeño sísmico demostrando su alta vulnerabilidad y riesgo de posible colapso.
- Se concluye que los métodos estáticos no lineales discutidos difieren en su aplicación, simplicidad, transparencia y claridad de las bases teorías, pero la base de los métodos es el mismo.

4.4 Recomendaciones

- Debido a que la respuesta estructural en los análisis MPA y NPS del edificio no presenta punto de desempeño, se recomienda realizar el MPA en una estructura regular en planta y con los primeros modos de traslacionales para poder obtener resultados modales más precisos.
- Se recomienda realizar estudios de evaluación del desempeño sísmico a estructuras de mediana y de gran altura en la ciudad de Ambato, mediante el adecuado análisis no lineal, seleccionando el modelo estructural y caracterización de movimiento de suelo, ya que Ambato tiene alta vulnerabilidad y alto riesgo sísmico.
- Tomar acciones correctivas mediante refuerzo estructural del edificio en estudio (disipadores), con el objetivo de no tener pérdidas económicas y lo fundamental salvar vidas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*, n.º August 2003. Quito: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 2016.
- [2] M. Mouzzoun, O. Moustachi, A. Taleb, y S. Jalal, «Seismic performance assessment of reinforced concrete buildings using pushover analysis», *J. Mech. Civ. Eng.*, vol. 5, n.º 1, pp. 44-49, 2013.
- [3] FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* -, n.º June. United State of America, 2005.
- [4] P. George, *Performance based design using nonlinear analysis: a presentation of Computers and Structures, Inc. Educational Services*. Berkeley: Computers & Structures, Inc, 2007.
- [5] I. Balic, A. Mihanovic, y B. Trogrlić, «Target acceleration in multimodal pushover method for R/C frames», *Gradvinar*, vol. 65, pp. 305-318, 2013.
- [6] M. A. P. Handana, R. Karolina, y Steven, «Performance evaluation of existing building structure with pushover analysis», *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, vol. 309, n.º 1, 2018.
- [7] R. Rana, L. Jin, y A. Zekioglu, «Pushover analysis of a 19 story concrete shear wall building», en *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, n.º 133.
- [8] M. Sobaih y A. Al Ghazali, «Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Frames in the Harsh Environment Using Pushover Analysis», *Open J. Civ. Eng.*, vol. 06, n.º 04, pp. 685-696, 2016.
- [9] J. Campbell, «Procedimiento Demanda-Capacidad Multimodal A10-05», n.º November 2005, 2015.
- [10] V. T. Espinoza, *Análisis no lineal de elementos de concreto armado. La ingeniería sísmica basada en desempeño*. Peru, 2011.
- [11] J. Campbell, H. Norda, y K. Meskouris, «Improved methods for multimodal pushover analysis», en *14th european Conference on Earthquake Engineering*, 2006, n.º 2001.
- [12] R. K. Goel y A. K. Chopra, «A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation», p. 90, 2001.
- [13] A. K. Chopra, R. K. Goel, y C. Chintanapakdee, «Statistics of Single-Degree-of-Freedom Estimate of Displacement for Pushover Analysis of Buildings», *J. Struct. Eng.*, vol. 129, n.º 4, pp. 459-469, abr. 2003.
- [14] A. K. Chopra, R. K. Goel, y C. Chintanapakdee, «Evaluation of a Modified MPA Procedure Assuming Higher Modes as Elastic», *Statistics (Ber)*., n.º 2, 2000.

- [15] R. K. Goel y A. K. Chopra, «Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings», *Earthq. Spectra*, vol. 20, n.º 1, pp. 225-254, feb. 2004.
- [16] A. G. Sextos y G. K. Balafas, «Using the New Sap2000 Open Application Programming Interface To Develop an Interactive Front-End for the Modal Pushover Analysis of Bridges», en *3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, vol. 2011, n.º May, pp. 25-28.
- [17] A. Belejo y R. Bento, «Improved Modal Pushover Analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of ground motions», *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 87, pp. 1-15, ago. 2016.
- [18] F. Berahman, «Performance-based seismic evaluation of the Icon Hotel in Dubai, United Arab Emirates», *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 22, n.º 3, pp. 300-326, feb. 2013.
- [19] B. Boulanger, P. Paultre, y C. Lamarche, «Analysis of a damaged 12-storey frame-wall concrete building during the 2010 Haiti earthquake — Part II: Nonlinear numerical simulations», *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 40, n.º 8, pp. 803-814, ago. 2013.
- [20] G. G. Penelis y V. K. Papanikolaou, «Nonlinear Static and Dynamic Behavior of a 16-Story Torsionally Sensitive Building Designed According to Eurocodes», *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, n.º 5, pp. 706-725, may 2010.
- [21] M. Causevic y S. Mitrovic, «Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 9, n.º 2, pp. 467-489, 2011.
- [22] M. A. Mora, J. D. Villalba, y E. Maldonado, «Deficiencias, Limitaciones, Ventajas Y Desventajas De Las Metodologías De Análisis Sísmico No Lineal.», *Rev. Ing. Univ. Medellin*, vol. 5, n.º 9, pp. 59-74, 2006.
- [23] A. Pollack, «The world- one defense against quakes-build homes of wood.pdf», p. 4, 1999.
- [24] Instituto Geofísico, «Terramoto del 5 de agosto de 1949», 2013. [En línea]. Disponible en: <https://www.igepon.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>.
- [25] JAVIER ALVEAR S. JOSÉ LUIS RUALES y DIRECTOR: ING. MARCELO GUERRA A., «“Diseño Por Desempeño En Edificios De Hormigón Armado, De Acero Estructural, Y Mixtos.”», pp. 1-217, 2014.
- [26] J. M. Bracci, S. K. Kunnath, y A. M. Reinhorn, «Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures», *J. Struct. Eng.*, n.º January, pp. 3-10, 2013.
- [27] A. K. Chopra y R. K. Goel, «Modal Pushover analysis of SAC buildings», *2015 IEEE Nucl. Sci. Symp. Med. Imaging Conf. NSS/MIC 2015*, 2016.
- [28] P. Fajfar y M. Fischinger, «N2- a method for non-linear seismic analysis for

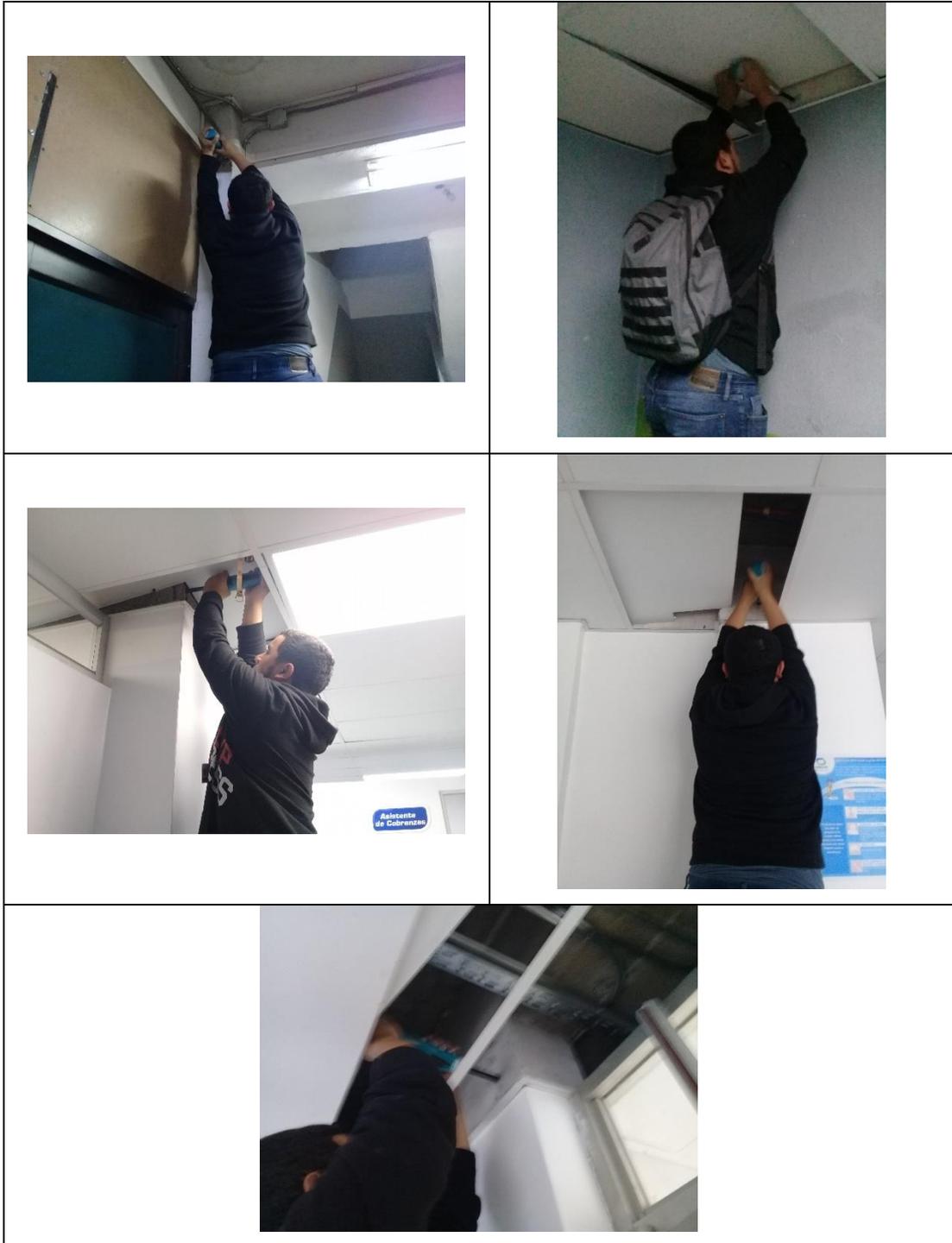
- regular buildings», en *Ninth world conference on earthquake engineering*, 1988, pp. 111-116.
- [29] A. K. Chopra y R. K. Goel, «A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 33, n.º 8, pp. 903-927, jul. 2004.
- [30] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures - (Anil K Chopra) 4th edition*. 1997.
- [31] Q.-S. Yu, R. Pugliesi, M. Allen, y C. Bischoff, «ASSESSMENT OF MODAL PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURE AND ITS APPLICATION TO SEISMIC EVALUATION OF EXISTING BUILDINGS», en *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, n.º 1104.
- [32] C. D. MEDINA, «Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador», Escuela Politécnica Nacional, 2016.
- [33] M. de D. U. y V. (MIDUVI), *NEC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador, 2014.
- [34] V. Schmidt y C. Quirós, «Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el laboratorio de ingeniería sísmica de la Universidad de Costa Rica», vol. 17, n.º 1, pp. 27-41, 2007.
- [35] N. C. Ruiz y A. I. Torres, «Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB y disipadores tipo contraventeos restringidos al pandeo BRB, y su incidencia en la relación costo/benef», Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [36] E. G. Villavicencio, «Análisis sísmico estructural comparativo para edificios con aisladores de base tipo elastoméricos y friccionantes, para los diferentes tipos de suelos del Ecuador», Escuela Politécnica Nacional, 2016.
- [37] P. Q. Mart y E. R. Angulo, «SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR ECUADOR AND DESIGN SPECTRA PROPOSED FOR THE CITY OF CUENCA», vol. 26, n.º 94, pp. 1-26, 2016.
- [38] F. P. Cobos, «Estudios de peligro sísmico determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi», Universidad Técnica de Ambato, 2017.
- [39] K. Chunga, «Shallow crustal earthquakes and seismic zonation for Ecuador through the integration of geological, seismological and morphostructural data», 2010.
- [40] E. Pérez y A. Nicolás, «Peligro sísmico asociado a fallas corticales: caso de estudio falla San Ramón», 2016.
- [41] Ó. Ortiz, «Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador», 2013.
- [42] A. J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, «Theoretical stress-strain model for confined concrete», *J. Struct. Eng.*, vol. 114, n.º 8, pp. 1804-1826, 1988.

- [43] Docs.CSIamerica, «Takeda hysteresis model». [En línea]. Disponible en: http://docs.csiamerica.com/help-files/csibridge/Advanced_tab/Assign/Takeda_Hysteresis_Model.htm.
- [44] T. Paulay y R. Park, *Reinforced Concrete Structures*. 1975.
- [45] C. Medina, «Análisis Pushover». Ambato, Ecuador, 2018.
- [46] Computers & Structures Inc, «Integrated analysis,desing an drafting of building systems». [En línea]. Disponible en: <https://www.csiamerica.com/products/etabs>.
- [47] Proceq, «Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing». [En línea]. Disponible en: <https://www.proceq.com/compare/schmidt-hammers/>.
- [48] CESMD, «About CESMD». [En línea]. Disponible en: <https://strongmotioncenter.org/aboutcesmd.html>.

ANEXOS

A. Anexos fotográficos

Ensayo esclerométrico



Distribución de paredes

