

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**COMPARACIÓN ENTRE METODOLOGÍAS DE LAS NORMAS E.030
y ASCE 7-16 PARA LA OBTENCIÓN DE ACELERACIONES EN LOS
DIAFRAGMAS DE EDIFICACIONES EN EL PERÚ**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Renzo Martin Ramirez Gonzales

ASESOR:

Mg. Gustavo Juan Franklin Loa Canales

Lima, Enero, 2022

Resumen

En el Perú existen muchos factores de riesgo a los que las personas están sometidas día a día. Actualmente el riesgo de la crisis sanitaria ocasionada por la pandemia es la mayor de sus preocupaciones. No obstante, un riesgo al cual todos, sin excepción, estamos sometidos es al riesgo sísmico que puede generar un desastre colosal en nuestro país. Gran parte de los peruanos no poseen la certeza de que sus viviendas consigan soportar un sismo de gran magnitud, lo que solo evidencia la situación actual y cultural con respecto a la construcción en nuestro país.

En este sentido, el fin de esta investigación busca mejorar la seguridad que debería existir en las futuras edificaciones. Encontrar una mejor metodología de cómo realizar el cálculo de las aceleraciones de los diafragmas la cual se utiliza para el diseño de los elementos no estructurales en las edificaciones. Al utilizar la metodología de la norma ASCE 7-16 adaptándola a nuestra norma E.030 se obtienen resultados mucho más precisos que se asemejan a la realidad. Estos resultados generan mayor confianza en las estimaciones de los posibles sismos que ocurrirían en nuestro país.

De la misma manera, se evidencia que la adaptación es completamente factible debido a que la filosofía de diseño que se utiliza en ambas normas es similar. Adicionalmente, al compatibilizar los desempeños de las rótulas plásticas en todos los elementos más críticos, se observa que cumplen sus funciones de manera óptima garantizando el funcionamiento adecuado que proveen las normas nacionales. Después de todo el proceso realizado, es posible sugerir esta adaptación en futuros diseño los cuales generarían mayor seguridad a todos los usuarios.

ÍNDICE

Introducción	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Hipótesis	2
1.3 Justificación	2
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo general	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 Alcances y limitaciones	4
1.5.1 Alcances	4
1.5.2 Limitaciones	4
Marco teórico	5
2.1 Capacidad de la Estructura	5
2.1.1 Momento Curvatura	5
2.2 Concreto confinado	6
2.2.1 Modelo de concreto Mander	9
2.2.2 Modelo de acero Park	10
2.3 Histéresis	12
2.3.1 Curva principal de columna (<i>Backbone curve</i>)	13
2.3.2 Comportamiento cíclico	14
2.3.3 Modelo Takeda	14
2.3.4 Modelo Pivot	15
2.3.5 Modelo BRB Hardening	16
2.3.6 Modelo de histéresis de concreto	17
2.4 Herramientas de análisis para verificación de respuesta de diseño	19
2.4.1 Verificación de respuesta del Análisis inelástico de tiempo historia	20
2.4.1.1 Análisis elástico e inelástico de tiempo-historia.	20
2.4.1.2 Grado de detalle en los elementos que componen el modelo.	20
2.4.1.2.1 Elementos de fibra	20
2.4.2 Pushover, análisis estático no lineal	22
2.5 Rótulas plásticas	23
2.5.1 Límites de rótulas plásticas	24
2.5.1.1 Pórticos de concreto armado	24
2.5.1.1.1 Procedimiento estático no-lineal.	24
2.5.1.1.2 Procedimiento dinámico no-lineal.	25

2.5.1.2 Muros estructurales de concreto armado	26
2.5.1.2.1 Procedimiento estático no-lineal.	26
2.5.1.2.2 Procedimiento dinámico no-lineal	27
2.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas	31
2.6.1 Norma E.030	31
2.6.2 Norma ASCE 7-16	33
2.6.2.1 Factor de reducción de fuerza sísmica ($R\mu$)	33
2.6.2.2 Factor de reducción (R_s)	34
2.7 Respuesta del diafragma norma NZS 1170-5 (S1) (2004)	35
2.8 Amplificación sísmica	37
2.8.1 Estimación de aceleración según la norma E.030	37
2.8.2 Estimación de aceleración según la norma ASCE 7-16	39
2.9 Factor de sobrerresistencia	41
2.10 Factor de contribución modal	42
Metodología	44
3.1 Modelamiento FEM	44
3.2 Metodología de la norma E.030	44
3.2.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	44
3.2.1.1 Fuerza Cortante en la Base	45
3.2.1.2 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura	45
3.2.1.3 Período Fundamental de Vibración	45
3.2.1.4 Excentricidad Accidental	46
3.2.2 Análisis modal espectral	47
3.2.2.1 Modos de Vibración	47
3.2.2.2 Aceleración Espectral	47
3.2.2.3 Criterios de Combinación	47
3.2.2.4 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)	48
3.3 Diseño de concreto armado	48
3.3.1 Diseño de losas	48
3.3.2 Diseño de Viga	50
3.3.3 Diseño de columnas	51
3.3.4 Diseño de muros	53
3.4 Modelamiento de la no linealidad de elementos de concreto	54
3.4.1 Asignación Rótula concertada	54
3.4.1.1 Asignación de comportamiento no lineal a los materiales	55

3.4.1.1.1 Acero	55
3.4.1.1.2 Concreto	56
3.4.1.2 Vigas – Comportamiento No lineal	57
3.4.1.2.1 Definición de rótulas	57
3.4.1.2.2 Definición de fibras	58
3.4.1.3 Columna – Comportamiento no lineal	58
3.4.1.4 Muros – Comportamiento no lineal	59
3.5 Análisis estático y dinámico no lineal	59
3.6 Metodología de la norma ASCE 7-16	61
Modelamiento, análisis sísmico y diseño estructural de los edificios	63
4.2 Parámetros sísmicos	63
4.2.1 Factor de Zona “Z”	64
4.2.2 Factor de Suelo “S”	64
4.2.3 Factor de amplificación sísmica “C”	64
4.2.4 Factor de uso “U”	64
4.3 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”	64
4.4 Peso sísmico	65
4.5 Centro de masa y centro de rigidez	67
4.6 Análisis de las irregularidades en planta y en altura	67
4.7 Verificación de irregularidad de rigidez y torsional	67
4.8 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”	68
4.9 Modos de vibración de la estructura (Análisis dinámico)	69
4.10 Control de derivas de entrepiso	69
4.11 Amplificación sísmica	70
4.12 Diseño de elementos	70
4.12.1 Diseño de vigas	70
4.12.2 Diseño de columna	71
4.12.3 Diseño de muro	72
4.12.4 Diseño por corte	73
Análisis estático y dinámico no lineal	75
5.1 Capacidad de la estructura	75
5.2 Desempeño en la rótula	80
5.3 Aceleraciones de diafragmas	85
Conclusiones	89
Bibliografía	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Daños en el Falso techo del Aeropuerto Jorge Chávez (La república, 2021)	3
Figura 2.1 Deformación del miembro a flexión (Park, 1974)	6
Figura 2.2 Comportamiento de elementos dúctiles y frágiles (Park, 1974)	6
Figura 2.3. Curvas experimentales momento-rotación para vigas de concreto reforzado. (Park, 1974)	8
Figura 2.4 Curva de capacidad Modelo Mander (Mander, 1998)	10
Figura 2.5 Curva de capacidad del acero Park (Park, 1974)	10
Figura 2.6 Efecto de Fluencia en el acero (Park, 1974).....	11
Figura 2.8 Modelo de histéresis Takeda	15
Figura 2.9 Modelo de histéresis Pivot	15
Figura 2.10 Modelo de histéresis BRB Hardening	17
Figura 2.11 Modelo de histéresis de concreto con facto $f = 0.7$	19
Figura 2.12 Sección modelada con fibras. (Priestley 2007)	22
Figura 2.13 Rótula concentrada (Crisafulli, F., 2014)	24
Figura 2.14 Relación fuerza-deformación para elementos de concreto armado. (Sacado de ASCE 41-17).....	26
Figura 2.15 Rotación de rótula plástica en un muro de corte predominado por flexión (Sacado de ASCE 41-17)	27
Figura 2.16 Relaciones fuerza-desplazamiento para dos estructuras con el mismo valor de periodo largo, una elástica y otra inelástica (ASCE 7-16, 2016).....	33
Figura 2.17 Relación fuerza-desplazamiento para una estructura elástica y otra inelástica de igual periodo corto (ASCE 7-16, 2016).....	34
Figura 2.18 Relación μ - $R\mu$, expresiones sencillas y 6 casos de estructuras entre 0.1 y 2 segundos (ASCE 7-16, 2016)	34
Figura 2.19 Espectro de respuesta de aceleración	41
Figura 2.20 Curva inelástica de fuerza-deformación.....	42
Figura 3.1 Definición de la losas en el ETABS	49
Figura 3.2 Cargas en pisos típicos	49
Figura 3.3 Definición de vigas 30x50.....	50
Figura 3.4 Características de la viga.....	51
Figura 3.5 Definición de colocación de aceros.....	51
Figura 3.6 Definición de columna	52
Figura 3.7 Características de columna.....	52
Figura 3.8 Definición de acero en columnas	53

Figura 3.9 Definición de muros	53
Figura 3.10 Colocación de aceros.....	54
Figura 3.11 Definición de modelo no lineal del acero.....	55
Figura 3.12 Diagrama de comportamiento de fibras de acero.....	56
Figura 3.13 Definición del modelo de concreto	56
Figura 3.14 Diagrama de comportamiento de fibra de concreto	57
Figura 3.15 Definición de tipo de rótula.....	57
Figura 3.16 Definición de cantidad de fibras.....	58
Figura 3.17 Definición de rotulas de columna.....	59
Figura 3.18 Asignación de rótulas en muros	59
Figura 3.19 Definición de señal sísmica.....	60
Figura 3.20 Asignación de señal sísmica.....	60
Figura 3.21 Coeficientes de aceleraciones de piso para el cálculo de aceleraciones a_i en edificios con $n \leq 2$ y en edificios con $n \geq 3$	61
Figura 4.1 Modelo de Edificio de 4 pisos	63
Figura 4.2 Espectro de pseudo - aceleraciones vs tiempo (R=6).....	65
Figura 4.3 Espectro de pseudo – aceleraciones vs tiempo (R=8)	65
Figura 4.4 Cantidad de aceros calculados por el programa	71
Figura 4.5 Asignación de acero en columna.....	72
Figura 4.6 Diagrama de iteración flexo-compresión de columna.....	72
Figura 4.7 Diagrama de iteración flexo-compresión de muro	73
Figura 4.8 Diagrama de iteración de muros por capacidad	74
Figura 5.1 Curvas de capacidad de todas las edificaciones	76
Figura 5.2 Desempeño de edificio de 4 pisos	76
Figura 5.3 Desempeño de edificio de 8 pisos	77
Figura 5.4 Desempeño de edificio de 12 pisos	78
Figura 5.5 Desempeño de edificio de 16 pisos	78
Figura 5.6 Desempeño de edificio de 20 pisos	79
Figura 5.7 Rótula de muro de edificio de 4 pisos	82
Figura 5.8 Rótula de columna de edificio de 4 pisos.....	83
Figura 5.9 Rótula de viga de edificio de 4 pisos.....	84
Figura 5.10 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 4 pisos	85
Figura 5.11 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 8 pisos	86
Figura 5.12 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 12 pisos	87
Figura 5.13 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 16 pisos	88

Figura 5.14 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 20 pisos	89
--	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de vigas de concreto armado (Modificado de ASCE 4-17	28
Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: nudos de columnas de concreto armado (Modificado ASCE 41-17)	29
Tabla 2.3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: muros estructurales de concreto armado y componentes asociados controlados por flexión (Modificado de ASCE 41-17)	30
Tabla 2.4 Clasificación de de Estructuras de Concreto Armado	31
Tabla 2.5 Factores de Reducción de Concreto Armado	31
Tabla 2.6a Irregularidades en altura	32
Tabla 2.6 b Irregularidades en planta	32
Tabla 2.7 Factor de reducción para la fuerza de diseño del diafragma, R_s	35
Tabla 2.8 Factores de Zona Z	37
Tabla 2.9 factores de suelo S	38
Tabla 2.10 Categoría de las edificaciones y factor	38
Tabla 2.11 Periodos T_P y T_L	39
Tabla 2.12 Coeficiente de sitio para periodo corto	40
Tabla 2.13 Coeficiente de sitio para periodo largo	40
Tabla 4.1 Parámetros sísmicos y coeficiente $ZUSg/R$	64
Tabla 4.2 Masas y Pesos de Edificio de 4 pisos	65
Tabla 4.3 Masas y Pesos de Edificio de 8 pisos	66
Tabla 4.4 Masas y Pesos de Edificio de 12 pisos	66
Tabla 4.5 Masas y Pesos de Edificio de 16 pisos	66
Tabla 4.6 Masas y Pesos de Edificio de 20 pisos	66
Tabla 4.7 Centro de Masa y Rigidez.....	67
Tabla 4.8 Evaluación de Irregularidades	67
Tabla 4.9 Evaluación de Piso Blando edificio 4 pisos.....	68
Tabla 4.10 Evaluación de Torsión edificio de 4 pisos	68
Tabla 4.11 Modos Principales en la dirección X (3GDL)	69

Tabla 4.12 Modos Principales en la dirección X (TPX)	69
Tabla 4.13 Modos Principales en la dirección Y (3GDL)	69
Tabla 4.14 Modos Principales en la dirección Y (TPY)	69
Tabla 4.15 Derivas de edificio de 4 pisos	70
Tabla 4.16 Fuerzas de edificaciones y factores de escala	70
Tabla 4.17 Asignación de aceros a cada elemento entre eje A y B	71
Tabla 4.18 Resultados de diseño por corte de muro de edificio de 4 pisos	74
Tabla 5.1 Desempeño y sobrerresistencia de las estructuras	79
Tabla 5.2 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T66 LIMA.....	80
Tabla 5.3 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T70 LIMA.....	80
Tabla 5.4 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T74 LIMA.....	81



CAPÍTULO 1

Introducción

A lo largo de la historia, el Perú ha sufrido una serie de eventos sísmicos, varios de ellos de gran magnitud, que han causado daños importantes a edificaciones en general, causado por la falta de conocimiento y recursos para un debido análisis y diseño de las mismas (El Comercio, 2019). A corto, mediano o largo plazo, todos en el país se verán afectados por estos sucesos, directa o indirectamente. La manera de cómo se enfrenta esta problemática se ve reflejada en la norma técnica de edificaciones “E.030 Diseño Sismorresistente”, la cual estipula parámetros y especificaciones que deben de ser cumplidas para un óptimo desempeño. Sin embargo, existe la posibilidad de mejorar el desempeño de la norma vigente añadiendo métodos aproximados aplicados en la norma estadounidense ASCE 7-16.

1.1 Planteamiento del problema

El diseño sismorresistente para cualquier edificación en general, es una tarea complicada de realizar, puesto que es necesario estimar las fuerzas involucradas en el diseño para llevarlo a cabo. A ciencia cierta no es posible conocer las magnitudes y direcciones exactas de dichas fuerzas, debido a que provienen de eventos sísmicos, los cuales poseen una naturaleza y comportamiento completamente impredecibles. En este sentido, lo único posible de realizar es predecir o, en términos más técnicos, estimar las fuerzas que afectarán a las edificaciones. Para llevar a cabo esta tarea es necesario contemplar los elementos y parámetros que se verán involucrados en dicha estimación.

En este sentido, la manera de expresar la fuerza y relacionarla directamente con las aceleraciones producidas por los eventos sísmicos se da por la segunda ley de Newton, la cual iguala la fuerza al producto de la aceleración por la masa, las cuales, en este caso, se tratan de las aceleraciones y las masas de las edificaciones. Es por este motivo que se hace énfasis en el cálculo de las aceleraciones, puesto que gracias a esta relación se deduce que las masas y

aceleraciones pertenecientes a los diafragmas de una edificación están directamente relacionados con las fuerzas que pueden soportar.

La metodología de la norma peruana sismorresistente para el cálculo de aceleraciones en los diafragmas contempla los parámetros de las masas de cada piso y las alturas parciales y totales de la edificación. Sin embargo, no contempla parámetros que, por otro lado, la norma estadounidense ASCE 7-16 sí lo hace.

1.2 Hipótesis

La norma peruana “E.030 Diseño Sismorresistente” propone una metodología para obtener las aceleraciones de los diafragmas; no obstante, esta presenta una incertidumbre, debido a que utiliza parámetros muy generales como las alturas y masas de la edificación en cuestión. Esta incertidumbre puede ser reducida considerablemente con la implementación de la metodología de la norma estadounidense ASCE 7-16 a la norma nacional, puesto que los parámetros que se utilizan en esta norma son propiedades más específicas de la edificación, como los factores de sobrerresistencia y contribución modal, por tal motivo es posible llegar a obtener resultados más acordes a la realidad.

1.3 Justificación

El Perú es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo, debido a su ubicación entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, las cuales se superponen una de otra generando así una falla de subducción. Estudios recientes afirman que está próximo a suceder un evento sísmico de magnitud importante, mayor a 8 grados en la escala de Richter, que tendrá como epicentro la isla de San Lorenzo, ubicada cerca a las costa de Lima (Tavera, 2014). De esta manera, la tendencia sísmica en este país muestra un claro ejemplo el cual ocurrió el día 22 de junio del 2021 con un sismo de 6 grados en la escala de Richter y originó daños en el falso techo del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez, como se ve en la figura 1.1. En este sentido, resulta importante la prevención ante esta clase de acontecimientos; por ello, mejorar

la metodología de la norma actual generaría un diseño más eficiente con respecto a la reducción de daños con datos más precisos, disminuyendo así las posibles víctimas de algún fenómeno sísmico a futuro.

Diversos ensayos experimentales y análisis numéricos realizados por Priestley (2003) han demostrado que las aceleraciones y las fuerzas cortantes en los niveles de los edificios pueden amplificarse hasta tres veces más, según lo estimado por la metodología local, cuando la estructura incursiona en el rango no lineal. Por esta razón, los códigos internacionales ASCE 7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016) y FEMA P-1051 (FEMA, 2016) presentan expresiones para el cálculo de aceleraciones de piso de cada nivel que consideran el comportamiento no lineal de las estructuras. Los resultados obtenidos a partir de estos métodos más exactos generarían un diseño de elementos no estructurales y elementos pertenecientes a los diafragmas de pisos más eficaz con un menor riesgo de colapso por fuerzas desestimadas en el diafragma.



Figura 1.1 Daños en el Falso techo del Aeropuerto Jorge Chávez (La república, 2021)

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar la viabilidad de la implementación de la metodología de la norma ASCE 7-16 (2016), que realiza el cálculo de las aceleraciones de diafragmas, para mejorar lo propuesto en la norma peruana E.030 (2018).

1.4.2 Objetivos específicos

- Desarrollar cinco edificios de concreto armado en el programa ETABS y comparar las respuestas en la aceleración entre metodologías de las normas ASCE 7-16 y E.030,

adaptando la metodología de la norma ASCE 7-16 para el cálculo de las aceleraciones utilizando nuevos parámetros que involucran características propias del edificio en la metodología de la norma E.030.

- Evaluar la distribución de aceleraciones en la respuesta no lineal de los cinco edificios y comparar la respuesta de aceleraciones entre las metodologías analizadas y la respuesta no lineal.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances

Gracias al avance tecnológico se han desarrollado programas de simulación del comportamiento que tendrían cualquier edificación bajo eventos sísmicos. Estas simulaciones son posibles gracias a métodos informáticos llamados métodos de los elementos finitos, los cuales proporcionan una estimación bastante cercana a la realidad. Gracias a estas nuevas herramientas, el alcance de esta tesis es muy amplio, a pesar de que las estructuras a estudiar son muy complejas, como cualquier edificación en general. Esta herramienta computacional trabaja con simplificaciones muy aproximadas a la realidad, lo cual facilita la obtención y análisis de los datos necesarios para este estudio.

1.5.2 Limitaciones

A pesar de la facilidad que genera esta herramienta computacional con una posible aproximación muy cercana a la realidad, no deja de ser una idealización de respuesta a un evento ficticio. En este sentido, no es posible tener una respuesta completamente verídica. En el caso que el programa no tenga una respuesta satisfactoria es pertinente el uso coherente del criterio ingenieril para la solución de posibles problemas que se puedan presentar. Se utilizarán datos adicionales y registros, según las fuentes bibliográficas necesarias, para obtener resultados acordes a la realidad evitando así posibles incongruencias en el modelamiento de las edificaciones en cuestión.

CAPÍTULO 2

Marco teórico

En este capítulo se abordará la parte conceptual necesaria para la comprensión de la tesis en general. Algunos conceptos previos serán pertinentemente explicados; además, se presentará bibliografía y estudios realizados para una mayor ampliación del tema a tratar, y se mencionan los puntos de vistas adquiridas y evaluaciones que serán de suma relevancia para la comprensión integral del presente trabajo.

2.1 Capacidad de la Estructura

2.1.1 Momento Curvatura

Para poder entender el término de “Momento Curvatura”, es necesario recurrir al concepto previo de “Curvatura”, puesto que es la base para la comprensión de la relación momento flector – giro en los elementos de concreto armado. La Real Academia Española contiene una definición muy simple para el término “Curvatura” que es la desviación continua de la línea curva respecto a la línea recta. Sin embargo, para el uso ingenieril es necesario ser más específicos en dicha definición. En este caso en particular se enfocará en la curvatura del concreto, la cual se define como el cambio de ángulo, también conocido como rotación, por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión (Ottazzi, 2016). Adicionalmente, es pertinente la aclaración exacta del término ductilidad, según la Real Academia Española la ductilidad es una propiedad de los metales que admite grandes deformaciones metálicas en frío sin llegar a romperse. Para el uso ingenieril es necesaria una definición más específica, ergo, como se muestra en la figura 2, la ductilidad se definirá como la relación que existe entre la curvatura correspondiente a la falla de la sección y la curvatura que corresponde a la primera fluencia del acero de refuerzo en tracción (Park, 1971).

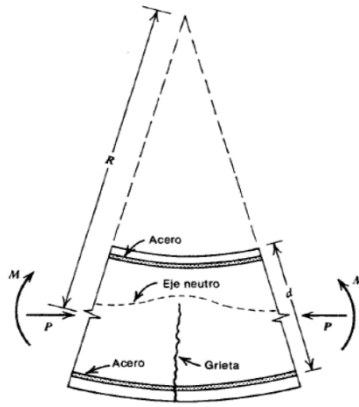


Figura 2.1 Deformación del miembro a flexión (Park, 1974)

En la figura 2.2 se observa que para un elemento de concreto armado sin confinamiento la capacidad de deformación es muy limitada debido a que el concreto posee un comportamiento frágil que genera una falla frágil. Sin embargo, el acero, con una falla dúctil, presenta cambios físicos progresivos y es posible llevar un control de las deformaciones del elemento antes de llegar a la rotura.

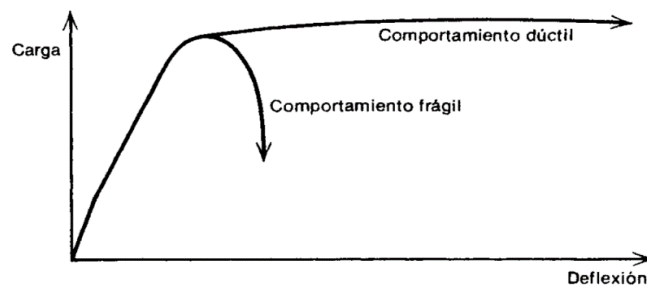


Figura 2.2 Comportamiento de elementos dúctiles y frágiles (Park, 1974)

2.2 Concreto confinado

Es posible aumentar considerablemente la ductilidad del concreto utilizando confinamiento mediante acero de refuerzo transversal espaciado. En este sentido, los aceros más utilizados para el aumento de ductilidad son los estribos, aros o espirales cerradas. El refuerzo del concreto no afecta el comportamiento del mismo en condiciones bajas de compresión. Puesto que, al incrementarse los esfuerzos actuantes en el concreto las deformaciones transversales del elemento aumenta de manera rápida ocasionando un agrietamiento interno, lo cual genera

esfuerzos en los elementos de acero de confinamiento. Las espirales cerradas confinan el concreto con una mayor efectividad que los estribos rectangulares o los aros, debido a que forman una presión radial uniforme al concreto.

La figura 2.3 muestra los resultados de momento-rotación de una sección rectangular de 6 x 11 pulgs (152 x 279 mm) la cual está simplemente apoyada en sus extremos y se está aplicando una fuerza en el centro de la luz libre del elemento de medida de 120 pulgs (3.05 m). La figura 2.3a presenta las curvas de momento-rotación para vigas de diferentes cuantías de acero que son equivalente a la mitad de la cuantía del acero balanceado del elemento. En el caso de la figura 2.3b se realiza para una cuantía equivalente de una curva balanceada. Por último en la figura 2.3c se observa que las espirales de acero y los estribos incrementan la ductilidad de forma considerable. Con las curvas obtenidas ocurre que se obtiene una mayor resistencia a la compresión esto debido a la mayor cantidad de acero transversal actuante en el elemento.

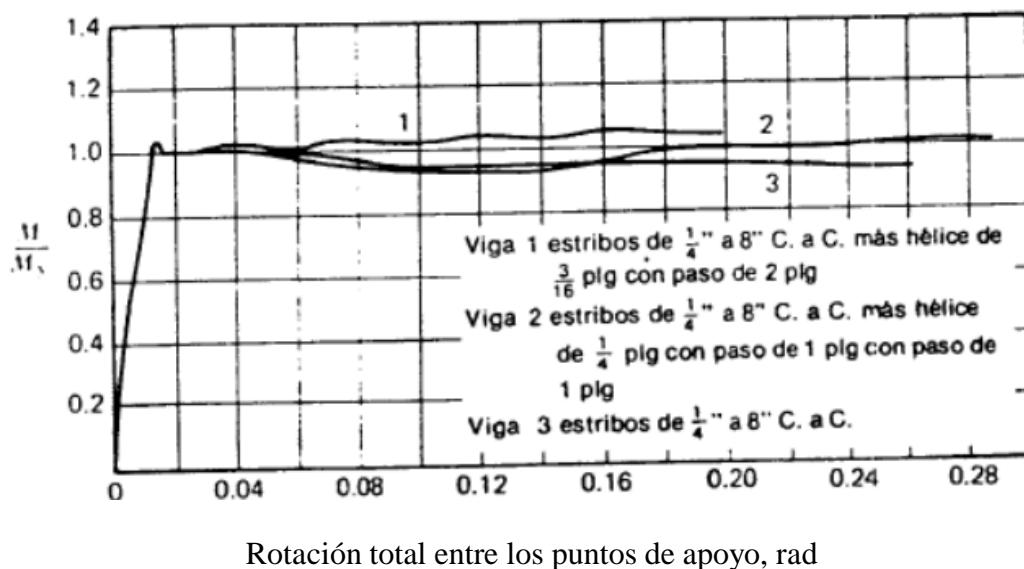


Figura 2.3a Vigas que fallan a tensión. (Park, 1974)

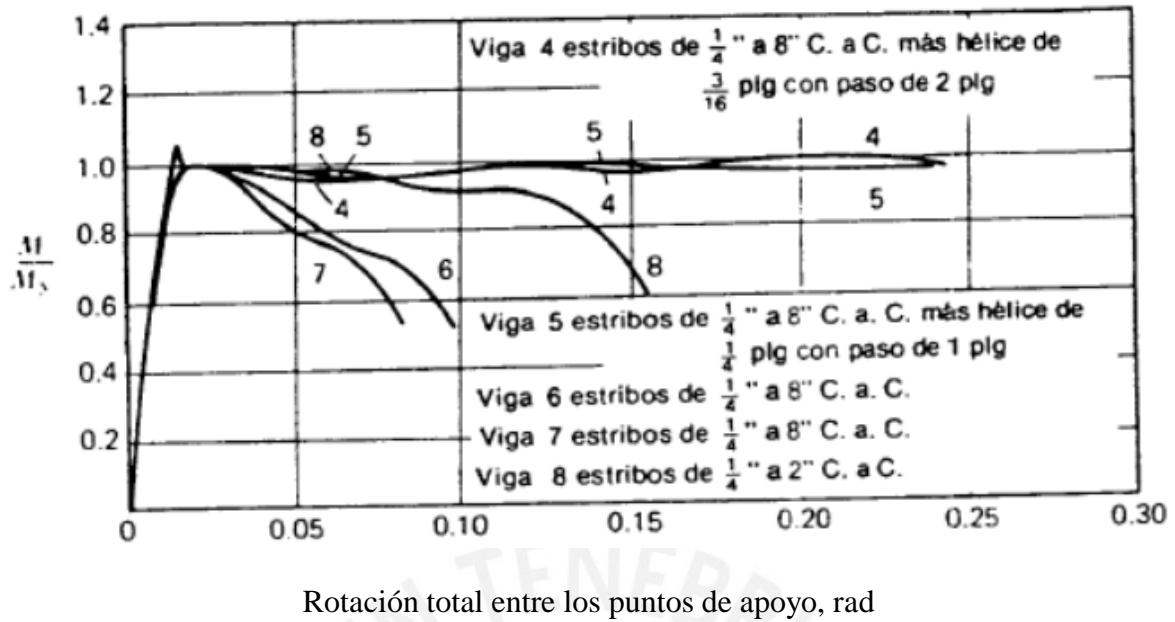


Figura 2.3b Vigas balanceadas. (Park, 1974)

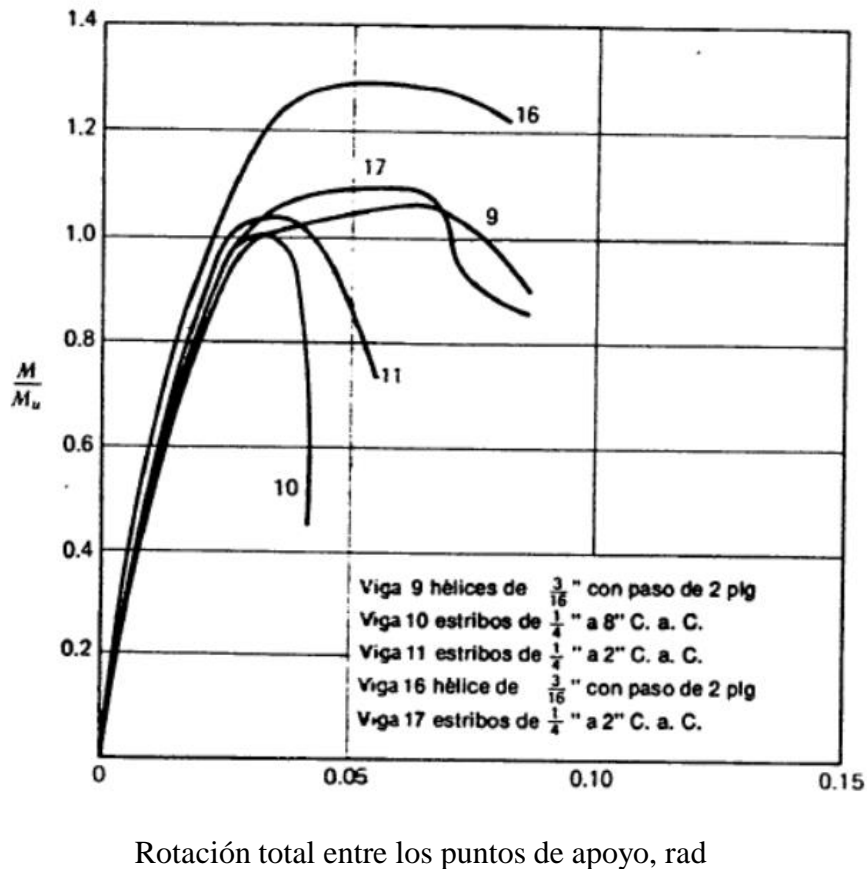


Figura 2.3c Vigas que fallan a compresión. (Park, 1974)

Figura 2.3. Curvas experimentales momento-rotación para vigas de concreto reforzado. (Park, 1974)

2.2.1 Modelo de concreto Mander

En la presente investigación se utiliza el modelo Mander, presentado en la figura 2.4, uno de los más utilizados para la obtención de modelos de esfuerzos y deformaciones que abarca elementos de concreto armado en condiciones de confinamiento y sin confinamiento. Asimismo, existen los elementos de concreto armado sometidos a fuerzas axiales de compresión. Este caso se da en las columnas, al estar restringidas por dichas fuerzas, los momentos flectores que deben actuar sobre las columnas para llegar a la falla del elemento son mayores. Se interpreta como una compensación por parte de la fuerza axial a compresión, el cual ayuda a resistir mayor esfuerzo a tracción, por ende soporta un mayor momento y una mayor deformación.

Además, están los elementos con estribos los cuales son denominados como concreto confinado. Los estribos encapsulan el interior del elemento de concreto y crean un núcleo de confinamiento que proporciona una mayor resistencia de los elementos, como se observa en la figura 2.4. Estos generan esfuerzos triaxiales que compensan y contienen a las fuerzas actuantes en el elemento. Adicionalmente el confinamiento brinda una mayor proporción de acero, esto se ve reflejado en un comportamiento de mayor ductilidad. Al existir mayor cantidad de acero en el elemento este soporta mayores deformaciones sin generarse daños y grietas importantes (Mander, 1998).

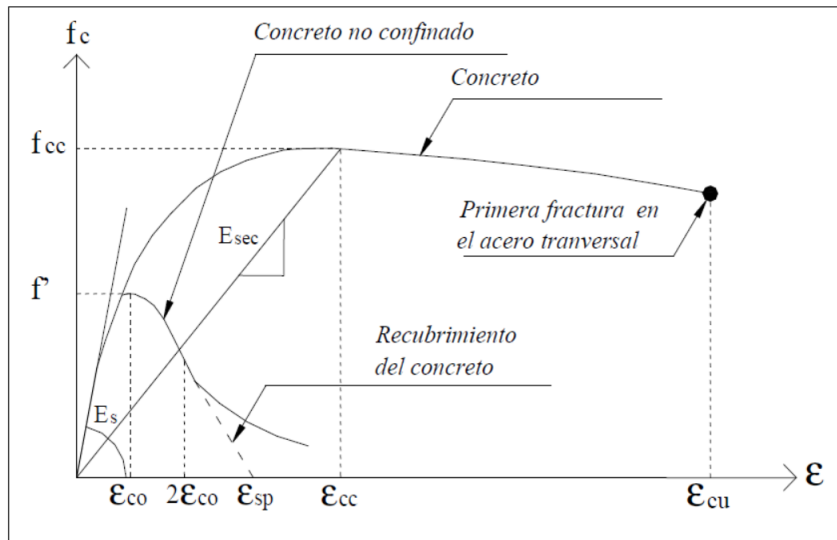


Figura 2.4 Curva de capacidad Modelo Mander (Mander, 1998)

2.2.2 Modelo de acero Park

Para esta investigación se utilizará el modelo de Park el cual contempla una gama de aceros importante, la cual añade una mayor precisión en el estudio. Este modelo describe un ensayo monotónico a tensión. Este procedimiento consiste en aplicar una fuerza de tensión al acero hasta llevarlo a la rotura. En la figura 2.5 es posible visualizar el comportamiento completo del material y con ello obtener idealización matemática para el análisis posterior.

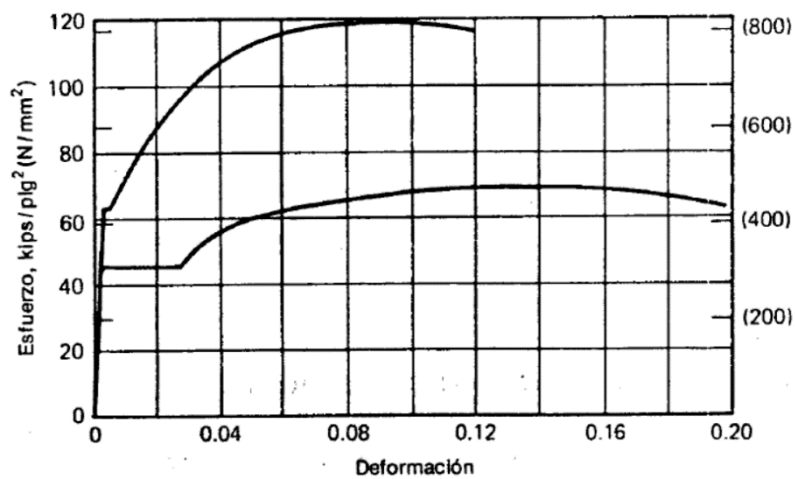


Figura 2.5 Curva de capacidad del acero Park (Park, 1974)

Adicionalmente, la resistencia de fluencia es una característica muy importante del comportamiento del acero. Se interpreta de la siguiente manera, si existen un par de puntos A y B en la curva de capacidad y están ubicados uno después de otro, el esfuerzo generado en la deformación B será menor respecto al esfuerzo generado en A y se mantendrá constante variando las deformaciones del acero, como se muestra en la figura 2.6. Cabe resaltar que la disminución del esfuerzo de manera repentina es una característica que no siempre ocurre; sin embargo, sí es muy usual y dependerá mucho de los componentes del acero para variar el tamaño del salto que existe entre ambos puntos.

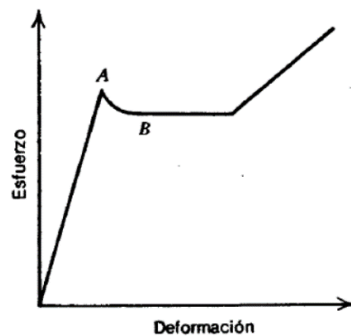


Figura 2.6 Efecto de Fluencia en el acero (Park, 1974)

Para realizar cualquier tipo de estudio y/o diseño es necesario manejar una idealización matemática del comportamiento de los elementos. En la figura 2.7 se ilustran las diferentes idealizaciones existentes dependiendo del propósito que se requiera. Para diseño por lo general se usa un modelo elastoplástico (figura 2.7a), el cual genera un análisis más simple y es usado para edificaciones comunes. Si se aumenta la precisión del análisis, se utiliza un modelo de tres líneas o trilineal (figura 2.7b) el cual se acerca un poco más a la realidad y por último esta la curva completa (figura 2.7c) que se usa en la mayoría de las investigaciones de concreto armado (Park, 1971).

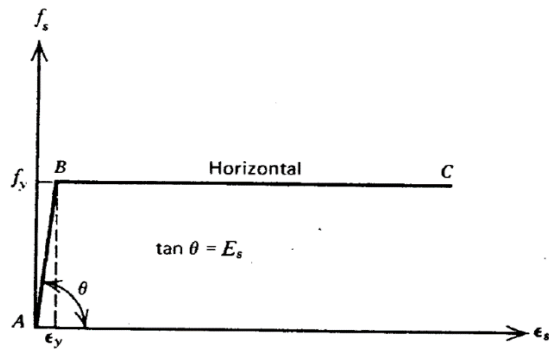


Figura 2.7a Modelo elastoplástico de acero (Park, 1974)

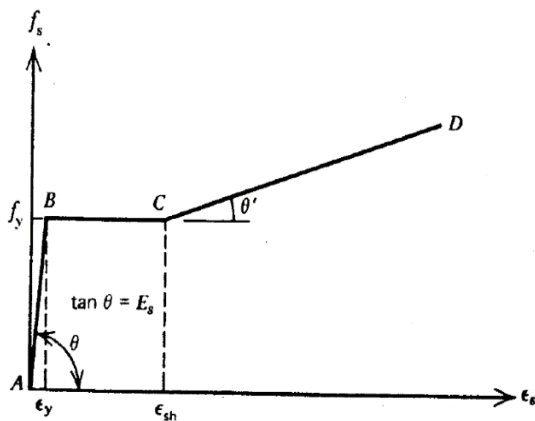


Figura 2.7b Modelo bilineal de acero (Park, 1974)

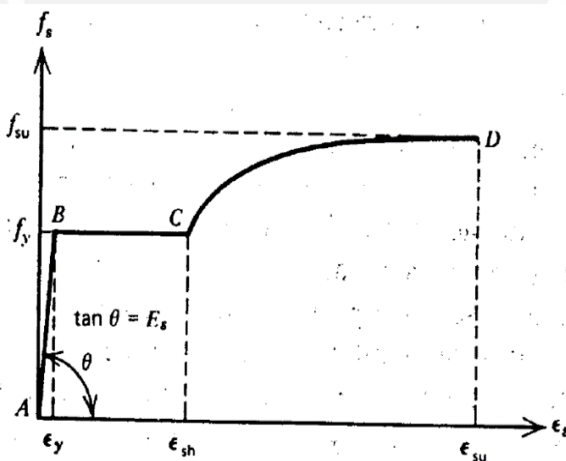


Figura 2.7c Modelo Trilineal de acero (Park, 1974)

Figura 2.7 Modelo de desempeño de acero (Park, 1974)

2.3 Histéresis

La histéresis es el proceso de disipación de energía a través de la deformación, a diferencia de la viscosidad, que es la disipación de energía a través de la tasa de deformación. La histéresis es típica de los sólidos, mientras que la viscosidad es típica de los fluidos. El comportamiento

histerético puede afectar los casos de carga de tiempo-historia no lineal y carga estática no lineal que presentan las cargas cíclicas, por otro lado la carga monótona no se ve afectada.

Existen varios modelos de histéresis para describir el comportamiento de diferentes tipos de materiales. En su mayor parte, estos difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo de deformación dado y en cómo cambia el comportamiento de disipación de energía con la deformación. Cada modelo de histéresis se puede utilizar para diferentes propósitos como el comportamiento de esfuerzo-deformación del material, que afecta a las rótulas de la fibra del pórtico y las losas que utilizan el material. También están las rótulas de pórticos de un solo grado de libertad, como rótulas M3 o P. A su vez, Las rótulas interactivas, como P-M3 o P-M2-M3, utilizan actualmente el modelo isotrópico.

2.3.1 Curva principal de columna (*Backbone curve*)

Para cada material, rótula o grado de libertad, una acción uniaxial frente a una curva de deformación define el comportamiento no lineal bajo una carga monótona en las direcciones positiva y negativa. En este sentido, la acción y la deformación son un par conjugado de energía que converge materiales esfuerzo-deformación; rótulas y eslabones multi-lineales, fuerza vs deformación o momento vs rotación, según el grado de libertad al que se aplica.

Para cada modelo, la curva de acción-deformación uniaxial viene dada por un conjunto de puntos. Esta curva se llama curva troncal y puede adoptar casi cualquier forma, con algunas restricciones. Primero, un punto debe estar en el origen (0; 0). Segundo, se debe definir al menos un punto con deformación positiva y un punto con deformación negativa. Tercero, las deformaciones de los puntos especificados deben aumentar monótonamente, sin que dos valores sean iguales. Cuarto, la acción en cada punto debe tener el mismo signo que la deformación. Finalmente, la pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje de deformación positiva o negativa se extrapola a la deformación positiva infinita, o hasta que alcanza el valor cero.

2.3.2 Comportamiento cíclico

La carga cíclica se comporta de una manera determinada que establece el procedimiento adecuado para un rendimiento eficiente. Primero, la carga inicial en la dirección positiva o negativa sigue la curva principal. Segundo, tras la inversión de la deformación, la descarga se produce a lo largo de una ruta diferente, generalmente más empinada que la ruta de carga. Suele ser paralelo o casi paralelo a la pendiente elástica inicial. Tercero, después de que el nivel de carga se reduce a cero, la inversión continua de la deformación provoca una carga inversa a lo largo de una trayectoria que finalmente se une a la curva de la columna (*Backbone curve*) en el lado opuesto, generalmente con una deformación igual a la deformación máxima previa en esa dirección o en la dirección opuesta.

La deformación cíclica, "carga" se refiere al aumento de la magnitud de la deformación en una dirección positiva o negativa dada, y "descarga" se refiere a la reducción posterior de la deformación hasta que el nivel de fuerza llega a cero. La reducción continua de la deformación es "carga inversa" (cuasi estático) hasta que la deformación llega a cero, después de lo cual la deformación aumenta nuevamente con el mismo signo que la carga y se "carga" nuevamente. La carga y la descarga ocurren en los cuadrantes positivos (primero y tercero) de la gráfica de acción-deformación, y la carga inversa ocurre en los cuadrantes negativos (segundo y cuarto).

2.3.3 Modelo Takeda

Este modelo usa un bucle histerético degradante basado en el modelo Takeda, como se describe en Takeda, Sozen y Nielsen (1970). Este sencillo modelo no requiere parámetros adicionales y es más apropiado para concreto armado que para metales.

En la figura 2.8 se muestra que la curva sigue una línea secante a la curva de la columna principal para cargar en la dirección opuesta. El punto objetivo de esta secante es la deformación máxima que se produce en esa dirección bajo ciclos de carga anteriores. Esto da

como resultado una cantidad decreciente de disipación de energía con deformaciones más grandes. La descarga se realiza a lo largo de los segmentos elásticos.

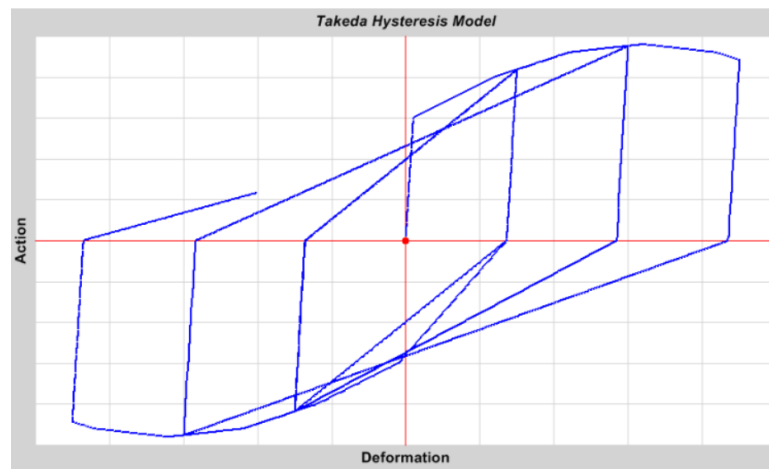


Figura 2.8 Modelo de histéresis Takeda

2.3.4 Modelo Pivot

Este modelo es similar al modelo Takeda, pero tiene parámetros adicionales para controlar el bucle histérico degradante. Es particularmente adecuado para elementos de hormigón armado, y se basa en la observación de que la descarga y la carga inversa tienden a dirigirse hacia puntos específicos, llamados puntos de pivote, en el plano de fuerza-deformación. El uso más común de este modelo es el momento de rotación. Este modelo está completamente descrito en Dowell, Seible y Wilson (1998). Este modelo está diseñado para concreto no reforzado. La figura 2.9 muestra el modelo pivot completo

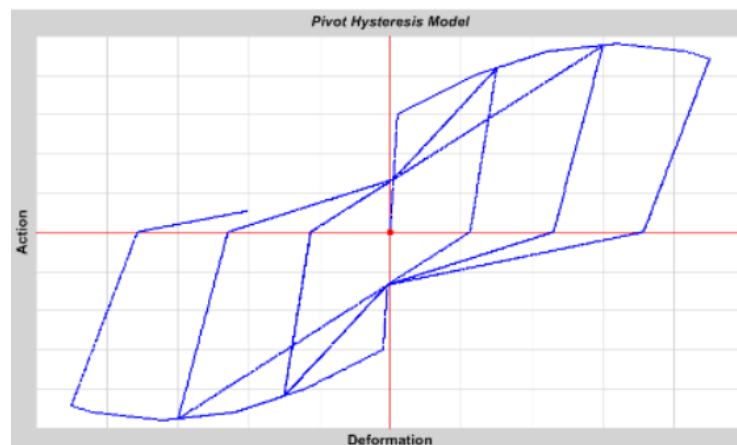


Figura 2.9 Modelo de histéresis Pivot

2.3.5 Modelo BRB Hardening

Este modelo tiene en cuenta el aumento de la resistencia con la deformación plástica que es típico en los BRB (*buckling restrained brace*), lo que causa que la pendiente de la curva columna principal, y por ende el bucle de histéresis, crezca de manera progresiva. Está diseñado principalmente para un uso de comportamiento axial; sin embargo, es posible aplicar a cualquier grado de libertad. Existen dos tipos de medidas para la deformación plástica. Por un lado está la máxima deformación plástica en cada una de las direcciones ya sea positiva o negativa. Por otra parte está la deformación plástica acumulada, que es la suma absoluta de cada incremento de deformación plástica positiva o negativa. La deformación plástica es la que no ocurre en los dos segmentos elásticos de la curva fuerza-deformación.

La deformación plástica acumulada puede ocurrir bajo la carga cíclica de amplitud constante, para este modelo los parámetros requeridos están separados de manera de tracción (positivo) y compresión (negativo). Primero, el factor de endurecimiento a máxima deformación, h , donde $h \geq 1$. Segundo, el nivel máximo de deformación plástica en el endurecimiento completo, x_2 , como un múltiplo del factor de escala de deformación. Tercero, la máxima deformación plástica acumulada de endurecimiento, x_4 , como un múltiplo del factor de escala de deformación. Finalmente, el factor de ponderación de deformación acumulada, a , donde $0 \leq a \leq 1$.

Los factores de endurecimiento escalan el tamaño de la curva de la columna principal y el ciclo de histéresis en la dirección de la acción. Debido a que la deformación plástica acumulada aumenta constantemente, es recomendado que el factor de ponderación, a , sea generalmente pequeño o cero. Para cada incremento de deformación se determinan las deformaciones plásticas máximas absolutas positivas y negativas que se han producido hasta este punto del análisis, d_{maxPOS} y d_{maxNEG} , así como la deformación plástica acumulada d_{acc} . De esta forma, comparando d_{POS} con el nivel de deformación positivo d_2 , se obtiene multiplicando x_2 por el

factor de escala de deformación positivo, un factor de endurecimiento h_{maxPOS} ; puede ser determinado por interpolación. Si $d_{maxPOS} > d2$, entonces $h_{maxPOS} = h$. También, comparando d_{acc} con el nivel de deformación positivo $d4$, obtenido multiplicando $x2$ por el factor de escala de deformación positivo, un factor de endurecimiento h_{accPOS} ; puede ser determinado por interpolación. Si $d_{acc} > d4$, entonces $h_{maxPOS} = h$. El factor de endurecimiento neto debido a la deformación positiva, h_{POS} se calcula como $h_{POS} = ah_{accPOS} + (1 - a)h_{maxPOS}$. Finalmente, siguiendo el mismo enfoque, el factor de endurecimiento por deformación negativa, h_{POS} se calcula utilizando los parámetros correspondientes para la deformación negativa.

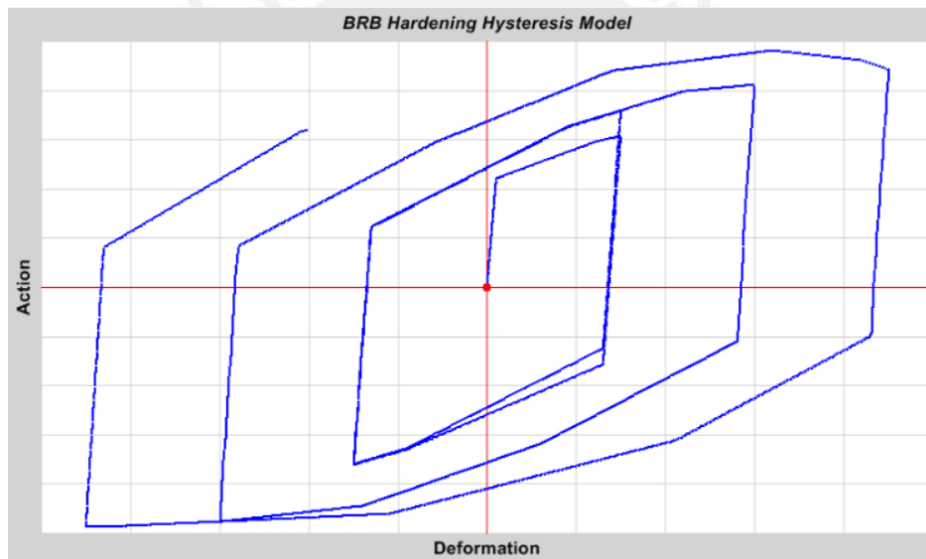


Figura 2.10 Modelo de histéresis BRB Hardening

2.3.6 Modelo de histéresis de concreto

Este modelo está diseñado para concreto no reforzado. El comportamiento de tracción y compresión son independientes y se comportan de manera diferente. La curva esfuerzo-deformación se utiliza para determinar el signo de compresión, que puede ser positivo o negativo. Se considera que el punto que tiene el mayor valor absoluto de esfuerzo está en compresión, por lo que el signo de compresión puede ser positivo o negativo. Asimismo, el

modelo de concreto también se puede utilizar para representar un material de sólo tensión cuyo comportamiento es similar al del concreto en compresión.

Siempre se debe definir una curva esfuerzo-deformación distinta de cero para la compresión.

La curva de esfuerzo-deformación para la tracción puede ser toda cero, o puede ser distinta de cero siempre que el valor de fuerza máxima sea de menor magnitud que el del lado de compresión.

Para este modelo se especifica un solo parámetro, el factor de degradación de energía f . Este valor debe de estar entre $0 \leq f \leq 1$. Un valor de $f = 0$ es equivalente a un espacio limpio cuando se descarga de la compresión y disipa la menor cantidad de energía. Un valor de $f = 1$ disipa la mayor parte de la energía y podría ser causado por los escombros que llenan el espacio al descargar de la compresión.

El comportamiento del modelo de concreto a compresión se modela de acuerdo al procedimiento adecuado que asegura un mayor rendimiento. Primero, la carga inicial está a lo largo de la curva de la columna. Segundo, la descarga a cero ocurre a lo largo de una línea casi paralela a la línea elástica de compresión. La línea está realmente dirigida a un punto de pivote en la extensión de la línea elástica de compresión, ubicado de modo que la pendiente de descarga a la fuerza de compresión máxima tenga la mitad de la rigidez de la línea de carga elástica. Tercero, con esfuerzo cero, se produce una carga inversa hacia la tracción. Finalmente, la carga posterior en compresión ocurre a lo largo de la línea de descarga anterior si el factor de energía es $f = 0$, y a lo largo de la secante desde el origen hasta el punto de deformación máxima por compresión previa si el factor de energía es 1. Se utiliza una secante intermedia del eje horizontal para otros valores de f .

EL comportamiento a tracción diferente de cero se modela de acuerdo al procedimiento adecuado. Primero, la carga inicial está a lo largo de la curva de la columna. Segundo, la descarga ocurre a lo largo de una línea secante hasta el origen. Finalmente, la carga posterior

ocurre a lo largo de la secante de descarga desde el origen hasta el punto de máxima deformación por tracción previa.

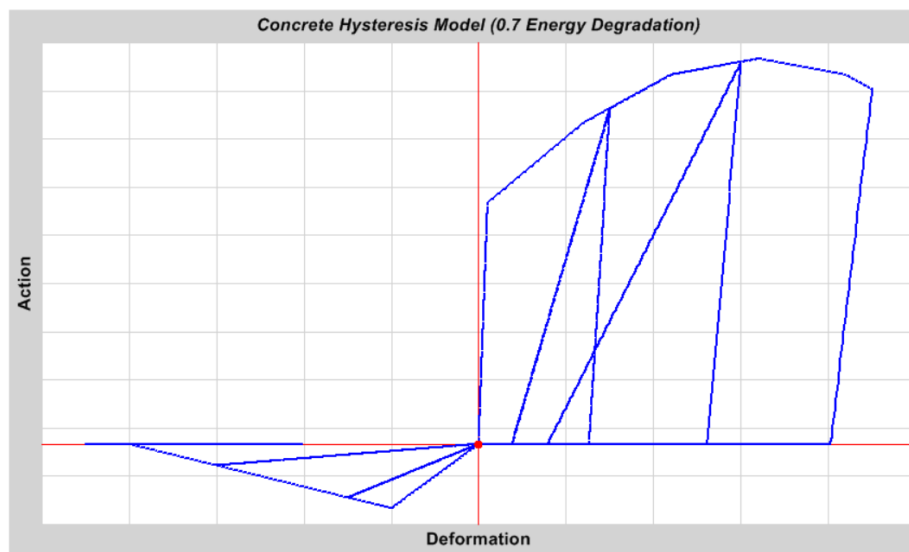


Figura 2.11 Modelo de histéresis de concreto con factor $f = 0.7$

2.4 Herramientas de análisis para verificación de respuesta de diseño

El diseño por desplazamiento (DDBD por sus siglas en inglés) es un método que determina la resistencia de las rótulas plásticas las cuales son forzadas hasta el estado límite, ya se trate de los límites de deformación o las derivas de la edificación. Este método al ser combinado con requisitos de capacidad proporciona un enfoque para el diseño de estructuras simples y regulares bastante completo. Es usado también para aproximar el resultado de las resistencias de los elementos de la estructura en cuestión que no cumplan con características “simples y regulares” y en casos atípicos donde la estructura posea una mayor importancia.

El análisis modal elástico por lo general es inadecuado para la verificación de un diseño esto debido a la variación de la rigidez de la estructura a lo largo del proceso de verificación. Es posible utilizar estimaciones de rigidez basadas en ensayos de resistencia real. Sin embargo, aún permanece una variación de rigidez a flexión y fuerza axial. Por tal motivo solo quedan dos métodos aplicables para este tipo de análisis: el análisis tiempo-historia y el análisis estático Pushover (Priestley 2007).

2.4.1 Verificación de respuesta del Análisis inelástico de tiempo historia

2.4.1.1 Análisis elástico e inelástico de tiempo-historia.

Aunque algunos padecimientos de diseño acepten el análisis elástico de tiempo-historia (ETHA) como un enfoque de análisis, en la realidad tiene poco valor para la verificación de diseño. Puesto que, se presentan la mayoría de las deficiencias en el análisis modal elástico, no es posible representar las características histeréticas de una estructura compuesta de diferentes materiales. Con un modelo de elemento unidimensional, por lo general el tiempo de análisis computacional no es largo, incluso con análisis inelásticos de tiempo-Historia (ITHA).

El análisis inelástico tiempo-historia proporciona el método más preciso para verificar las deformaciones y rotaciones que satisfacen los límites de diseño, y también para determinar los efectos del modo superior, que son necesarios para definir las fortalezas de diseño requeridas de miembros con capacidad protegida. A pesar de lo idóneo que puede resultar el uso computacional para la viabilidad de los ITHA, se debe de reconocer que un gran número de decisiones subjetivas de modelo generalmente serán necesarias, y es esencial que la importancia de estas opciones sea entendida adecuadamente responsable del análisis (Priestley 2007).

2.4.1.2 Grado de detalle en los elementos que componen el modelo.

2.4.1.2.1 Elementos de fibra

Está basado en la representación de la sección transversal de elementos lineales con una serie de fibras, representados por separado el concreto y el acero de refuerzo, como se ilustra en la figura 2.10. La longitud de los elementos se divide en varios segmentos, los cuales son representados por las respectivas fibras, y con la sección delimitada se aproxima los cálculos con la teoría de Navier-Bernoulli que asume las secciones planas indeformables. Una parte de las fibras representan al material de concreto y la otra parte representan al acero de refuerzo, como es necesario definir correctamente las propiedades individuales de cada material. Lo más

común es definir las fibras de concreto como concreto confinado y concreto no confinado y las fibras de acero como tal.

Existen ventajas de la representación por fibras entre las cuales se observa que no es necesario un previo análisis de momento-curvatura de los elementos. También, la histéresis está definida por las propiedades del material y en la mayoría de casos no requieren ninguna modificación de las características histeréticas. Además, se modela la variación de la fuerza axial. Adicionalmente, la carga uniaxial y biaxial son igual de sencillas de simular con elementos de fibras, con interacción entre la resistencia a flexión en direcciones perpendiculares. Por último, la reducción de la resistencia post-pico del miembro resultante del ablandamiento por deformación del material o la falla se puede modelar directamente.

Sin embargo, existen algunas desventajas al modelar con elementos de fibras por ejemplo los elementos de fibra solo modelan la respuesta a flexión. La resistencia a corte y la deformación por corte no se modelan. También, la deformación por cizallamiento en las juntas debe de ser modelado en un modelo especial sin elementos de fibras. Además, para obtener las rotaciones y los desplazamientos al insertar las curvaturas de los segmentos, existen problemas con la integración directa del análisis de cada miembro de fibras. Este problema puede obviarse tomando una longitud de segmento crítico igual a la longitud de la rótula plástica, que por simplificación del estudio se toma un 5% en elemento viga y/o columna. Adicionalmente, si el momento en un segmento se determina su centroide, es posible sobreestimar la capacidad de la estructura, puesto que el momento flector de la sección excederá la del centroide del segmento, que es la ubicación donde la fuerza será determinada. Al pasar esto, es posible realizar las correcciones en el análisis. Por último, es deseable que las propiedades del concreto armado confinado se deben de definir manualmente. Sin embargo, en algunos programas y en algunos elementos en específico de la edificación, las características de tracción-deformación del concreto confinado son determinados directamente a por el refuerzo de acero.

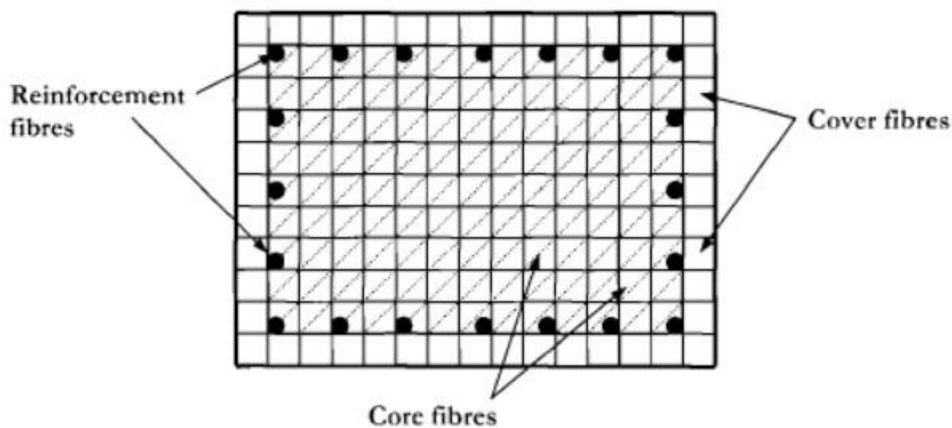


Figura 2.12 Sección modelada con fibras. (Priestley 2007)

2.4.2 Pushover, análisis estático no lineal

El análisis de empuje (*Pushover* en inglés) implica un análisis inelástico de la estructura bajo un vector de desplazamiento o de fuerzas que aumenta gradualmente, la cual representa el patrón esperado de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura. Este análisis posee la capacidad de rastrear la formación y rotación de las rótulas plásticas de la estructura, de esta manera es usada para la verificación del diseño. Sin embargo, existen ciertas limitaciones en este tipo de análisis.

En primer lugar, no es posible utilizar directamente el método para determinar la demanda de desplazamiento total de la estructura bajo cargas sísmicas de diseño. Este desplazamiento se obtiene de otro modo, ya sea el análisis modal, puesto que lo que se obtiene es una respuesta de desplazamiento forzado de la estructura. Ya que se conoce el requerimiento de la demanda de desplazamiento de la estructura, el análisis por pushover se puede llevar hasta que la demanda haya sido satisfecha. Otra limitación del método pushover es que en la actualidad el análisis es desarrollado en códigos de análisis disponibles comercialmente y generalmente está restringido a modelar la respuesta de un solo modo de vibración, el modo fundamental. Los efectos del modo superior como amplificación de derivas, momentos y fuerzas no son posibles de modelar con precisión con el análisis pushover de solo el modo fundamental. Una última

limitación de uso de este método es que al realizar un empuje unidireccional, no es posible comprobar las características histeréticas de los elementos en la estructura para la verificación del diseño. En este sentido, una estructura con características histeréticas elásticas no-lineales tendrán la misma respuesta del análisis pushover que un sistema con comportamiento elastoplástico bilineal. Sin embargo, es posible realizar ensayos cíclicos los cuales pueden utilizarse para determinar las características de disipación de energía de los subconjuntos de la estructura, lo que permite modelar estructuras con un número reducido de grados de libertad en ITHA o en el diseño.

Al realizar un análisis de sencillo procedimiento, es necesario tomar una decisión del tipo de vector a utilizar, si se utiliza un vector de fuerza impuesto o un vector de desplazamiento impuesto. En el caso del vector de fuerza se vuelve inestable al acercarse a la resistencia máxima y no es posible seguir la respuesta cuando la fuerza se degrada. También está la limitación de que el vector de fuerza por lo general es incompatible con los desplazamientos generados. De la misma manera el vector de fuerza debe ser proporcional al producto de masa en cada nivel.

El vector de desplazamiento es adecuado para el sistema de 1 gdl puesto que sigue la respuesta posterior al punto más alto de fuerza. Sin embargo, puede genera una fuerza inexistente al aplicarse a estructuras de V gdl, y los efectos de un vector de desplazamiento puede indirectamente reprimir las fallas por piso blando. En ambos casos es necesario definir correctamente el torque que representa la respuesta modal esperada (Priestley 2007).

2.5 Rótulas plásticas

A consecuencia de los efectos de las fuerzas a las cuales una edificación es sometida se presenta un comportamiento no lineal el cual ocurre en puntos discretos predefinidos. En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de viga y para flexo-compresión en los extremos de las columnas y en el centro de

las placas. Por lo general, como se muestra en la figura 2.11, se considera la ubicación de las rótulas a una distancia de los nudos, nunca dentro de ellos. Dicho punto cuando ya no es capaz de absorber más momento a flexión, empieza a rotar, por lo cual los esfuerzos generados en el punto se redistribuyen hacia los elementos que confluyen cerca de la rótula plástica o mecanismo de disipación de energía.

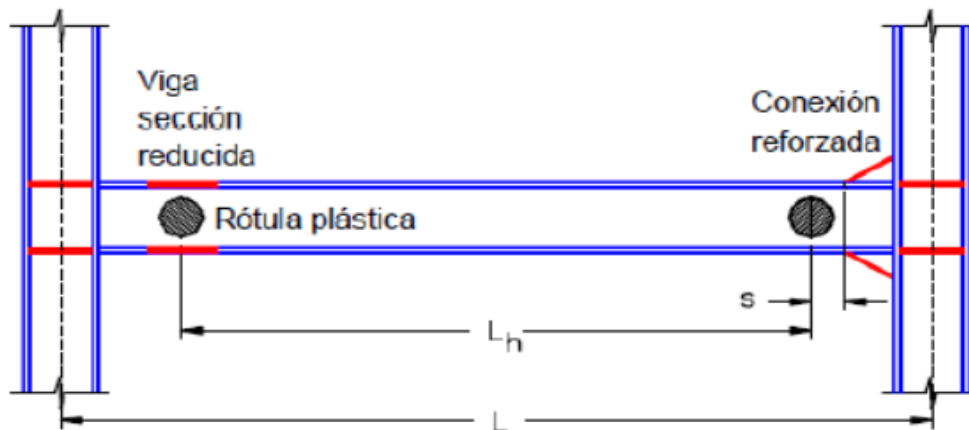


Figura 2.13 Rótula concentrada (Crisafulli, F., 2014)

2.5.1 Límites de rótulas plásticas

2.5.1.1 Pórticos de concreto armado

Los pórticos en las edificaciones se componen de elementos de vigas y columnas. Para poder resistir las cargas sísmicas estos elementos actúan de manera monolítica ya sea como un pórtico o una combinación de placas estructurales, funcionando como arriostres de las últimas.

2.5.1.1.1 Procedimiento estático no-lineal.

La relación entre la carga no lineal y la deformación debe de cumplir con algunos criterios. Los parámetros para el modelamiento no lineal para vigas, columnas y nudos se proporcionan en las tablas 2.1 y 2.2.

Los elementos tanto de vigas como de columnas se pueden modelar usando rótulas plásticas concentradas o distribuidas. Bajo los efectos de cargas sísmicas los componentes deben de ser capaces de representar las respuestas inelásticas. Si en dado caso se espera una respuesta

diferente, esta debe de ser modelada de tal forma que sea compatible con lo esperado. Se establecen relaciones monotónicas carga-deformación según lo mostrado en la figura 2.12. La carga total está en relación a la deformación y se establece de modo que la resistencia es consistente con las especificaciones de resistencia de diseño.

2.5.1.1.2 Procedimiento dinámico no-lineal.

Se modela el comportamiento histerético de cada uno de los componentes utilizando propiedades corroborativas experimentales. El uso de la relación carga-deformación en la figura 2.12 es permitido para representar la relación envolvente para el análisis. Para los parámetros de las columnas se utilizan las tablas 2.1.

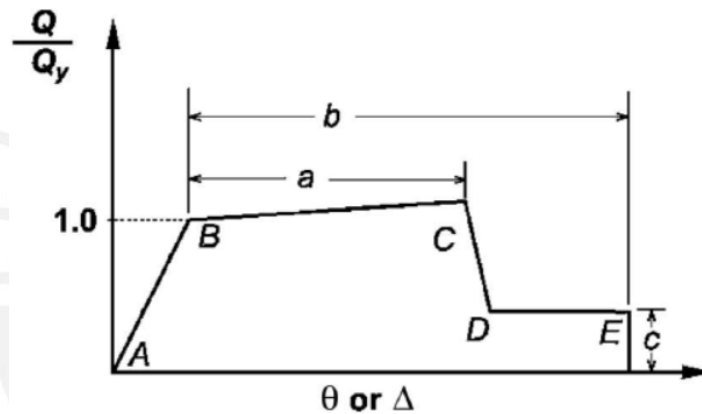


Figura 2.14 (a) Deformación

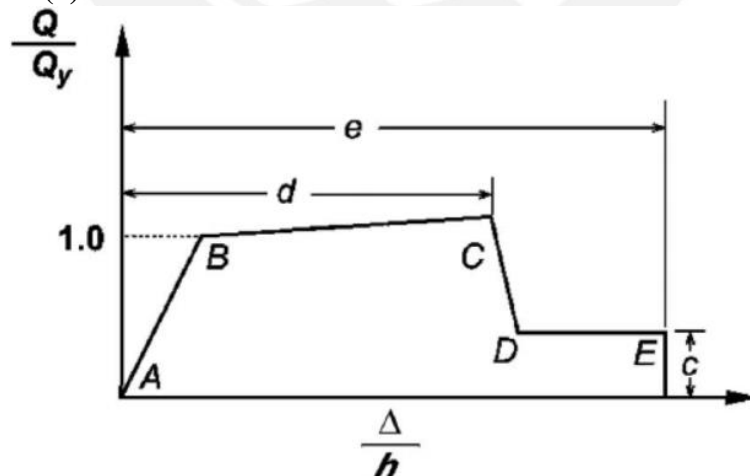


Figura 2.14 (b) Ratio de deformación

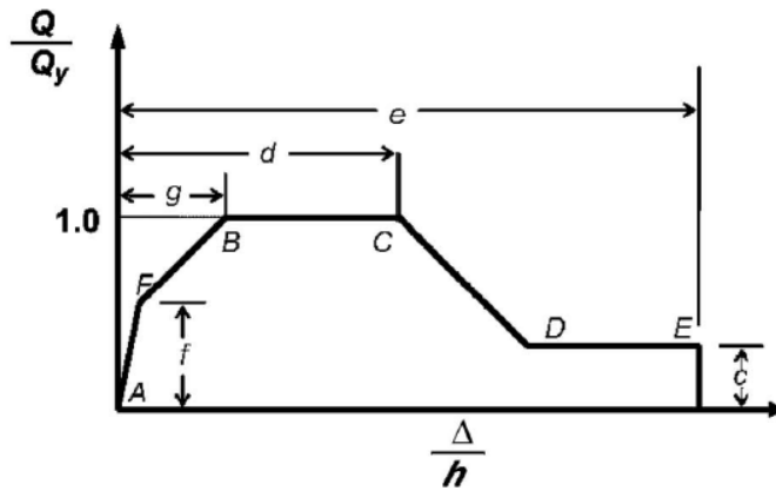


Figura 2.14 (c) Respuesta trilineal de ratio de deformación.

Figura 2.14 Relación fuerza-deformación para elementos de concreto armado. (Sacado de ASCE 41-17)

2.5.1.2 Muros estructurales de concreto armado

El modelo de análisis para muros estructurales es la representación de características de rigidez, resistencia y deformación. Así mismo evaluar la capacidad de falla a flexión, a corte y el desempeño del acero de refuerzo en cualquier punto del muro. De la misma forma la interacción con otro tipo de elementos y elementos no estructurales. Si se presentan como asimétricos las secciones se modelan con diferentes capacidades a flexión en ambas direcciones. La respuesta inelástica de los elementos debe de tener en cuenta la pérdida de las capacidades de corte, resistencia y rigidez durante la carga cíclica a grandes deformaciones.

2.5.1.2.1 Procedimiento estático no-lineal.

La relación monotónica carga-deformación para modelos analíticos que representan muros estructurales, elementos de muros y acoplamientos de vigas deben de ser compatibles con la relación mostrada en la figura 2.12 y las limitaciones se muestran en la tabla 2.3.

Para muros estructurales que tienen comportamientos inelásticos bajo cargas laterales se rigen por flexión y se realizan la aproximación la relación carga-deformación se toma como eje x de la figura 2.12 y se toma como rotación la rótula plástica. Para los modelos analíticos de muros estructurales y segmentos de muros, el valor de l_p que se muestra en la figura 2.13 se establece

como 0,5 veces la profundidad a flexión del elemento para menos de un piso de altura para muros estructurales.

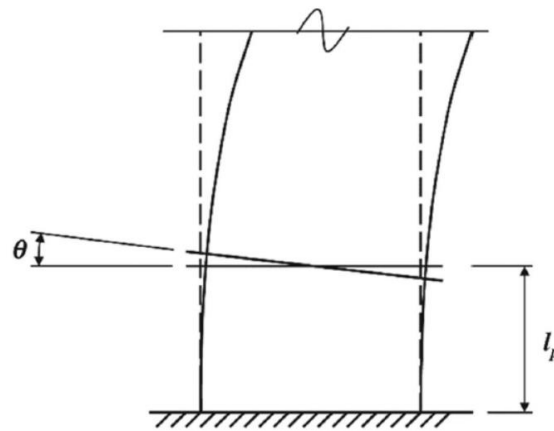


Figura 2.15 Rotación de rótula plástica en un muro de corte predominado por flexión (Sacado de ASCE 41-17)

2.5.1.2.2 Procedimiento dinámico no-lineal

Para el procedimiento dinámico no lineal se modela el comportamiento histérico completo de cada componente utilizando propiedades verificadas por evidencia experimental. Uso de la relación carga-deformación generalizada que se muestra en la figura 2.12 se permitirá representar la relación envolvente para el análisis. Las rigideces y resistencias de carga y descarga de cualquier desfase de los bucles de histéresis carga vs rotación, refleja el comportamiento observado experimentalmente para elementos de muros similares al que está bajo investigación.

Tabla 2.1 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de vigas de concreto armado (Modificado de ASCE 4-17)

Condiciones	Parámetros de modelado (a)			Criterios de aceptación (a)				
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Ratio de resistencia	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
	a	b		Nivel de desempeño				
			c	IO	LS	CP		
Condición i. Vigas controladas por flexión								
	Refuerzo Transversal (b)	$\sqrt{\quad}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Nota: $f_c E$ en lb/pulg² (MPa)

(a) Los valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal

(b) "C" y "NC" son abreviaturas para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los estribos están espaciados a $\leq d/3$, y si, para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los estribos (V_s) es al menos $3/4$ del cortante de diseño. De no ser así, se considera refuerzo transversal no conforme.

(c) V es la cortante de diseño para NSP o NDP

Tabla 2.2 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: nudos de columnas de concreto armado (Modificado ASCE 41-17)

Condiciones	Parámetros de modelado (a)			Criterios de aceptación (a)				
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Ratio de resistencia	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
	a	b		Nivel de desempeño				
			c	IO	LS	CP		
Condicion i. Nudos interiores (Note: Clasificación de nudos, figura 10-3)								
	Refuerzo Transversal (c)							
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.2	0.2	0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.2	0.2	0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0	0.01	0.015
Condicion ii. Otros nudos (Note: Clasificación de nudos, figura 10-3)								
	Refuerzo Transversal							
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0	0.0075	0	0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0	0.0075	0	0	0.005	0.0075

(a) Los valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal

(b) P es la fuerza axial de diseño en la columna sobre el nodo y Ag es el área de sección transversal bruta del nodo

(c) "C" y "NC" son abreviaturas para refuerzo transversal conforme y no conforme. El refuerzo transversal de los nudos están espaciados a $\leq H_c/2$ dentro de la junta. De no ser así, se considera como esfuerzo transversal no conforme.

(d) V es la fuerza cortante de diseño de NSP o NDP, y Vn es la resistencia cortante del nodo

Tabla 2.3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: muros estructurales de concreto armado y componentes asociados controlados por flexión (Modificado de ASCE 41-17)

Condiciones	Rotación de rótula plástica (radianes)		Ratio de resistencia	Rotación aceptable de rótulas plásticas (a) (radianes)				
	a	b		Nivel de desempeño				
				IO	LS	CP		
i Muros estructurales y segmentos de muro								
()	$\sqrt{\quad}$	Núcleo Confinado (b)						
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.02	0.75	0.005	0.015	0.02
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.01	0.015	0.4	0.004	0.01	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.01	0.3	0.0015	0.005	0.01
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.6	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.01	0.3	0.002	0.006	0.01
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.2	0.001	0.002	0.004

(a) se permite la interpolación lineal entre los valores de la tabla

(b) Un elemento de contorno se considerará confinado cuando el refuerzo transversal exceda el 75% de los requeridos dados en ACI 318 y espaciamiento del refuerzo transversal no exceda los 8 db. Se debe permitir tomar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación como el 80 % de los valores confinados cuando los elementos de contorno tengan al menos el 50% de los requisitos dados en ACI 318. De lo contrario, los elementos de contorno no se consideraran confinados.

2.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas

2.6.1 Norma E.030

Para poder realizar un diseño adecuado es necesario la obtención de la fuerza que se debe de emplear; sin embargo, no solo basta con dicha fuerza, la cual proviene de una estimación tomando en cuenta los parámetros estipulados en la norma, es necesario reducir dicha fuerza de diseño para lograr un desempeño adecuado en la estructura.

Existen factores de reducción que están dados por la norma peruana, estos se usan dependiendo el tipo de edificación que se proyecta a construir y el tipo de material usado en dicha construcción. Se clasifican acorde a la capacidad que tendrán al momento de soportar las fuerzas sísmicas. Esta clasificación se puede observar en la tabla 2.4 y a cada caso le corresponde un factor de reducción R diferente los cuales se observan en la tabla 2.5.

Tabla 2.4 Clasificación de de Estructuras de Concreto Armado

<i>Estructuras de Concreto Armado</i>	
Pórticos	Da lugar a edificios que poseen pórticos que soportan por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base
Muros Estructurales.	Da lugar a edificios que poseen muros estructurales que soportan por lo menos 70% de la fuerza cortante en la base.
Dual	Da lugar a edificios cuyos muros soportan entre el 20% y 70% de la fuerza cortante en la base
Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)	Edificaciones con muros de concreto armado de espesores reducidos que no precinden de confinamiento en los extremos

Tabla 2.5 Factores de Reducción de Concreto Armado

SISTEMAS ESTRUCTURALES	R
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Cabe resaltar que no todos los edificios son del mismo tamaño ni forma, por tal motivo es necesario reducir el factor de reducción multiplicándose por factores de irregularidad cuyos valores son menores a la unidad. Si el edificio es completamente regular es posible asegurar un

comportamiento uniforme con respecto a los desplazamientos y al daño que se podría generar en la estructura, ergo es posible disminuir la fuerza de diseño utilizando el factor de reducción sísmica intacto; sin embargo, si el edificio es irregular, no es posible asegurar un comportamiento uniforme, en tal caso el factor de reducción R no puede estar en su máxima expresión y requiere ser modificado para que las fuerzas de diseño sean disminuidas de manera tal que el edificio asegure un comportamiento dentro de lo esperado sin la posibilidad de que pueda llegar al colapso.

Existen dos tipos de irregularidad que la norma peruana exige que deben de ser cumplidas. Una es la irregularidad en altura Ia, y la otra es la irregularidad en planta Ip. Ambas poseen diferentes criterios que son detallados en la tabla 2.6 a y b

Tabla 2.6a Irregularidades en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical	0,90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0,8
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0,6

Tabla 2.6 b Irregularidades en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad Ip
Irregularidad Torsional	0,75
Irregularidad Torsional Extrema	0,60
Esquinas Entrantes	0,90
Discontinuidad del Diafragma	0,85
Sistemas no Paralelos	0,90

2.6.2 Norma ASCE 7-16

2.6.2.1 Factor de reducción de fuerza sísmica ($R\mu$)

El factor de reducción de fuerzas sísmicas estimado por la norma se define como la relación que existe entre la fuerza generada por el sismo y la capacidad de fuerza cortante que puede soportar la edificación dentro del rango elástico. Estas fuerzas también están relacionadas con los desplazamientos que son generados durante los sismo. Como ya se definió que la ductilidad es la relación entre desplazamiento máximo y desplazamiento dentro del rango elástico en este punto la norma busca una relación directa entre ambos términos y propiedades. Existen las relaciones que son pertinente en el uso de estos términos. El efecto de las propiedades del edificio conlleva a dos expresiones que relacionan los parámetros de reducción y ductilidad. Para edificios de periodos fundamentales cortos, menores a 0.5 segundos, la relación que tienen ambos parámetros es una relación cuadrática. Y para edificios con periodos fundamentales mayores a 0.5 segundos, la relación que existe es lineal. Se pueden deducir ambas expresiones a partir de suposiciones que facilitan la comprensión del comportamiento de cada estructura, que se ven las figuras 2.16, 2.17 y 2.18.

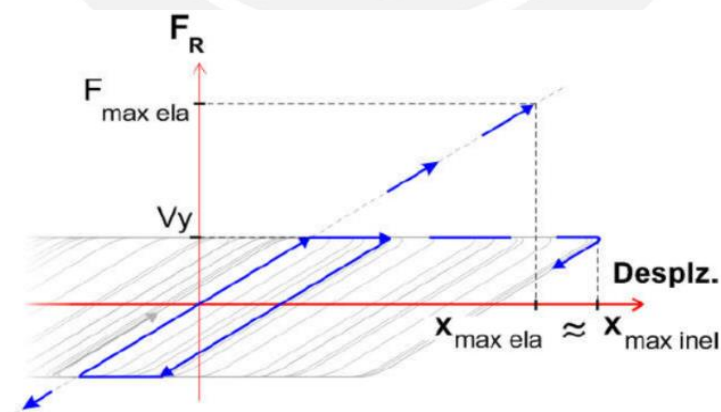


Figura 2.16 Relaciones fuerza-desplazamiento para dos estructuras con el mismo valor de periodo largo, una elástica y otra inelástica (ASCE 7-16, 2016)

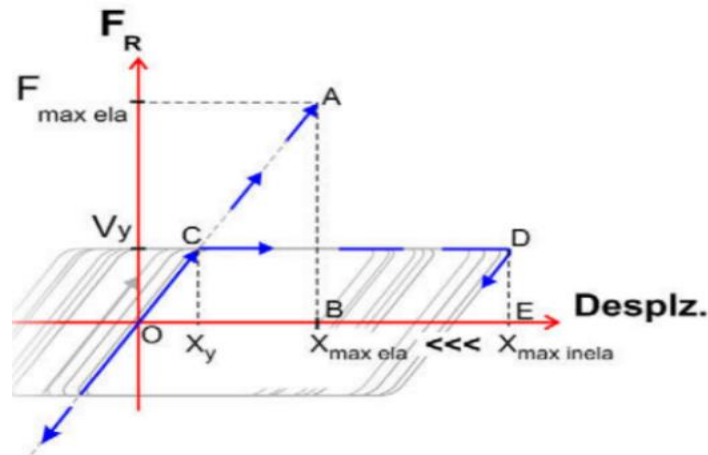


Figura 2.17 Relación fuerza-desplazamiento para una estructura elástica y otra inelástica de igual periodo corto (ASCE 7-16, 2016)

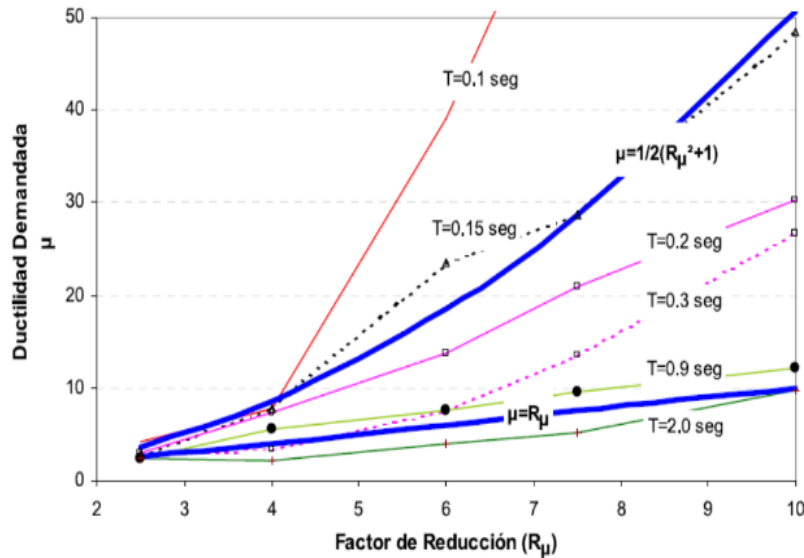


Figura 2.18 Relación μ - R_μ , expresiones sencillas y 6 casos de estructuras entre 0.1 y 2 segundos (ASCE 7-16, 2016)

2.6.2.2 Factor de reducción (Rs)

Este factor es mayor que la unidad, al igual que en la norma peruana, para tener una respuesta no lineal. Los diafragmas influenciados con este factor tendrán en primera instancia un rendimiento de sistema de diafragma bien definido. Segundo, una capacidad de ductilidad máxima para el rendimiento del sistema de diafragma que considera el riesgo y la ductilidad de demanda provocada por el sismo. Tercero, suficiente ductilidad local por elementos para soportar deformaciones inelásticas antes de afectar la ductilidad total, ver tabla 2.7.

Tabla 2.7 Factor de reducción para la fuerza de diseño del diafragma, R_s

Tipo de diafragma	Controlado por Corte		Controlado por Flexión	
Concreto in situ diseñado de acuerdo al ACI 318	1.5		2	
Concreto prefabricado diseñado de acuerdo al ACI 318	EDO	0.7	EDO	0.7
	BDO	1	BDO	1
	RDO	1.4	RDO	1.4

EDO de sus siglas en inglés es el concreto prefabricado para la opción de diseño de un diafragma estático

BDO de sus siglas en inglés es el concreto prefabricado para la opción de diseño de diafragma básico.

RDO de sus siglas en inglés es el concreto prefabricado para la opción de diseño de diafragma reducido.

2.7 Respuesta del diafragma norma NZS 1170-5 (S1) (2004)

En estructuras que tienen elementos verticales de diferente rigidez y / o características, las acciones significativas del diafragma se establecen en cada nivel para que la respuesta natural variable de los elementos verticales se ajusten a la forma desviada y los modos de respuesta del conjunto de la estructura. Estas acciones pueden ser más significativas que las acciones de inercia del diafragma, particularmente en estructuras de configuraciones mixtas de pórticos y muros. Así las acciones generadas son las necesarias para transferir la inercia del diafragma a los elementos resistentes a cargas horizontales.

Donde hay discontinuidades abruptas, mayores variaciones en el plano de rigidez o mayores entradas en las esquinas de los diafragmas, la suposición de un diafragma rígido puede no ser válida. En algunos casos, la investigación de estos efectos puede requerir que la rigidez del

diafragma sea modelado en el análisis para asegurar que una distribución realista de la fuerza lateral haya sido adquirida.

El diseño de diafragmas es un asunto complejo. Se necesita un juicio considerable en el análisis y detallado de diafragmas. La teoría simple de "viga peraltada" puede no ser apropiada para los pisos y techos que tienen esquinas entrantes que resisten eventos sísmicos. El uso tradicional de vigas como elementos que transfieren esfuerzos puede ser infundado, puesto que estos están activos en los pórticos durante un evento.

El uso del análisis elástico de tiempo-historia o análisis modal generan máximos envolventes que no proporcionan información relevante para detallar los efectos de las cargas aplicadas en el diafragma de las estructuras. Estos máximos no ocurren de manera simultánea en tiempo real ni tampoco producen un vector en el sentido de estas fuerzas.

No es apropiado intentar un análisis por separado de los efectos de inercia y los efectos de transferencia de fuerzas. Las acciones de transferencia y las inercias se acoplan analíticamente, es decir, la inercia provoca la deformación de la estructura que es la incompatibilidad de la deformación de los elementos verticales de la estructura que genera la transferencia de fuerzas a través del diafragma. Todo ocurre simultáneamente.

Para determinar las acciones en la estructura las acciones deben basarse en el diseño de capacidad. Para visualizar las cargas a través de la estructura, en cualquier método de diseño, es imperativo que el equilibrio se mantenga entre los diafragmas, teniendo en cuenta la interacción de los elementos verticales de la estructura a través de los diafragmas y la distribución de la inercia a través de los mismos. Se sugiere que se puede emplear un método estático pseudo-equivalente, con las fuerzas del piso (la inercia de cada piso) añadido el factor de sobrerresistencia del edificio. El factor de sobrerresistencia mínima del edificio debe estar en el rango de 2.0-2.5.

Los diafragmas que responden "elásticamente" pueden visualizarse virtualmente sin deformaciones plásticas dentro del cuerpo del diafragma durante la acción sísmica, aunque posiblemente acepte deformación permanente (por ejemplo, cierta plasticidad o deslizamiento) en los límites del diafragma.

En términos de "no tener virtualmente ninguna deformación plástica dentro del cuerpo del diafragma", esto significa que puede permitirse la plasticidad localizada en el cuerpo de la placa, siempre que es transitorio, no se depende de él para la redistribución de acciones ni para la disipación de energía. Además, la plasticidad localizada no niega los resultados del análisis de la estructura, basado en el supuesto de modelar el diafragma como elemento elástico. También, la plasticidad localizada no comprende la función de soporte de la gravedad de la placa del piso.

2.8 Amplificación sísmica

2.8.1 Estimación de aceleración según la norma E.030

La norma peruana presenta factores a tener en cuenta para poder estimar las aceleraciones de los edificios. El primero es el factor de Zona (Z), según la norma existen 4 zonas sísmicas en nuestro país desde la zona 1 hasta la zona 4, siendo la zona 4 la de mayor peligro sísmico y la zona 1 la de menor riesgo. Esto es generado por los sismos de subducción, los más comunes en nuestro país, que ocurren debido a la interacción entre placas tectónicas Nazca y Sudamericana, esto hace que la costa tenga mayor riesgo sísmico. Por otra parte la zona más alejada, que en nuestro país es la selva peruana, es de menor riesgo sísmico, como se muestra en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Factores de Zona Z

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

El segundo factor que se debe tomar en cuenta es el factor S que está ligado al tipo de suelo. La norma peruana clasifica a los suelos en cinco tipos desde S0 hasta S4, siendo el suelo S0 el más favorable y el S4 el más desfavorable. Los suelos más desfavorables amplifican las ondas sísmicas provocando una mayor fuerza y un mayor daño a las edificaciones, como se muestra en la tabla 2.9.

Tabla 2.9 factores de suelo S

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA/SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

El tercer factor es el factor de uso o importancia aplicado a las edificaciones. Las edificaciones también están definidas según la importancia que tienen, y esta importancia está dada por el tipo de estructura que son y la cantidad de personas que albergan, como se muestra en la tabla 2.10.

Tabla 2.10 Categoría de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	VER NOTA 1
A Edificaciones Esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. 	1.5

B Edificaciones Importantes	Cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	VER NOTA 2

NOTA 1 Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico.

NOTA 2 En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Factor C se interpreta como el coeficiente de amplificación estructural respecto al suelo, está ligado directamente a las propiedades del edificio y las propiedades del suelo, utilizando el periodo del edificio para poder obtenerlo, como se muestra en la tabla 2.8.

Tabla 2.11 Periodos T_P y T_L

	PERÍODOS “TP” Y “TL”			
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

$$T < TP \quad C = 2,5 \quad (2.1)$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 \frac{TP}{T} \quad (2.2)$$

$$T > TL \quad C = 2,5 \frac{TP \cdot TL}{T^2} \quad (2.3)$$

Estos cuatro factores son los que estiman las aceleraciones que tendrán los edificios. Basta solo con multiplicar estos cuatro factores para obtener la estimación de las aceleraciones según la norma peruana, de la forma de la ecuación 2.4.

$$Z \cdot U \cdot C \cdot S \quad (2.4)$$

2.8.2 Estimación de aceleración según la norma ASCE 7-16

La norma estadounidense ASCE 7-16 presenta factores de amplificación que estiman la aceleración que tendrá el suelo durante un sismo. Factores de importancia, tipos de suelo y

espectros de amplificación son detallados a fondo en las tablas 2.9 y 2.10 que proporcionan la norma.

Existen dos parámetros necesarios para realizar el cálculo de aceleraciones, los cuales son S_s y S_1 , estos son obtenidos directamente de los mapas para el Máximo Terremoto Considerado (MCE_R en sus siglas en inglés). Estos son la respuesta espectral del parámetro de aceleración, de S_s y S_1 tanto para periodos cortos como para períodos igual a 1 segundo.

En las ecuaciones siguientes es posible encontrar los coeficientes de riesgo máximo considerando los parámetros de suelo y la respuesta espectral de los parámetros de aceleración.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.5)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.6)$$

Los coeficientes del sitio, F_a y F_v se basan en análisis de datos de movimiento sísmicos de gran magnitud y simulaciones numéricas de respuesta no lineal del sitio. Los factores tienen como vigencia desde las disposiciones de 1994 de NEHRP a través de ASCE 7-10 es descrito en Dobry et al. (2000) y sus referencias. Los valores que pueden llegar a tener son los siguientes puestos en las tablas.

Tabla 2.12 Coeficiente de sitio para periodo corto

Asignación de parámetros de aceleración máxima considerando la respuesta espectral de riesgo según el mapa con periodos de corto plazo.						
clase de suelo	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1	1
E	2.4	1.7	1.3	-	-	-
F	-	-	-	-	-	-

Tabla 2.13 Coeficiente de sitio para periodo largo

Asignación de parámetros de aceleración máxima considerando la respuesta espectral de riesgo según el mapa con periodos de 1 segundo.						
clase de suelo	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s = 0.5$	$S_s \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2	2	1.9	1.8	1.7
E	4.2	-	-	-	-	-
F	-	-	-	-	-	-

Por último para poder crear el espectro necesario para el diseño se obtienen los factores SDS y SD1. Para la obtención de estos factores se utilizan las siguientes ecuaciones y se obtiene el espectro de la figura 2.19.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.7)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.8)$$

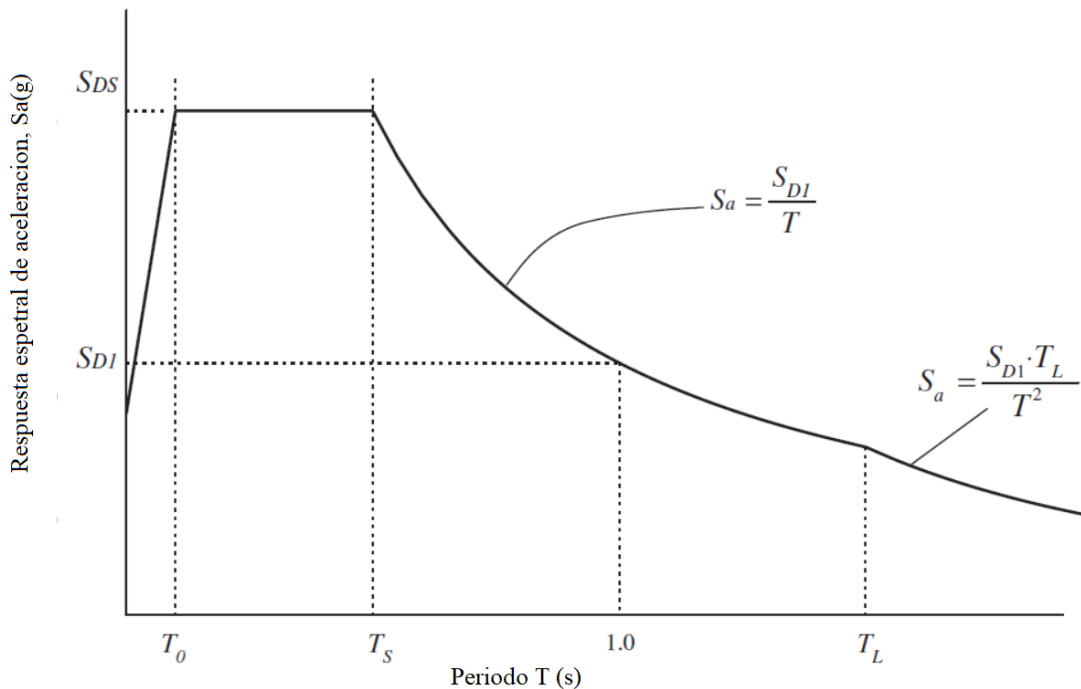


Figura 2.19 Espectro de respuesta de aceleración

2.9 Factor de sobrerresistencia

Para el diseño existe la ya mencionada reducción de la demanda sísmica, R , requerida por el sistema y de la misma forma se contempla la sobrerresistencia inherente, Ω , para los sistemas de resistencia de fuerzas sísmicas (SFRS por sus siglas en inglés). La figura 2.20 muestra la relación fuerza-deformación para un pórtico con SFRS. El rendimiento significativo se muestra en la primera rótula plástica generada en el pórtico.

Debido a las particularidades del diseño, los materiales de los cuales se conforman los elementos estructurales proporcionan una mayor resistencia a la que es requerida para el análisis. Se espera que la primera rótula para SFRS se conforme de manera inmediata al superar el rango elástico. Adicionalmente, se generan mayor cantidad de rótulas al aumentar las fuerzas laterales, este proceso se continúa hasta llegar a un pico máximo el cual decae y cede hasta llegar al punto de colapso. La relación de fuerzas entre el máximo alcanzado y la fuerza alcanzada en la primera rótula como sobrerresistencia, Ω .

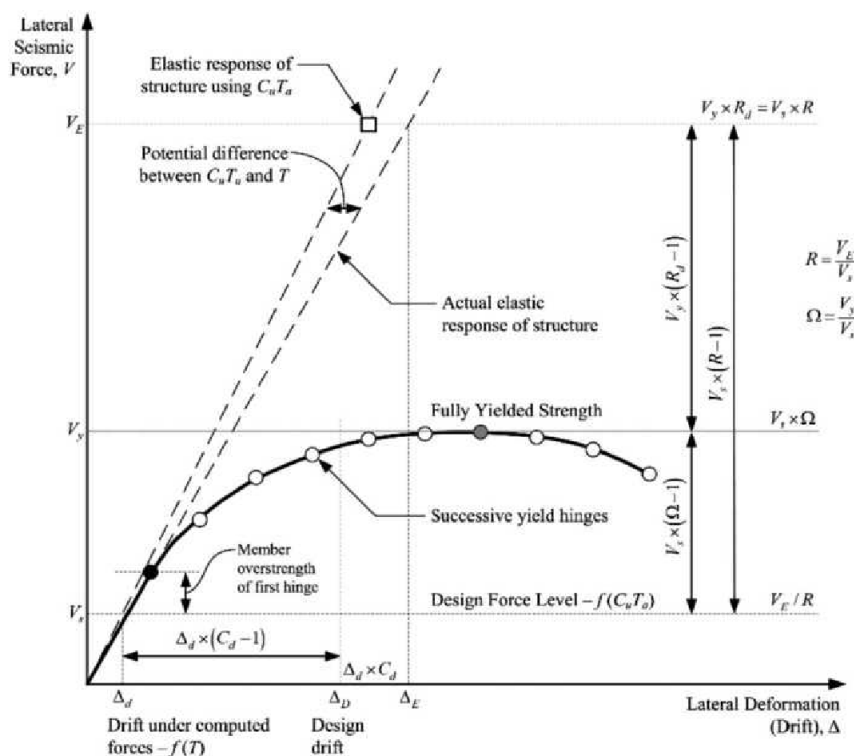


Figura 2.20 Curva inelástica de fuerza-deformación

Para los resultados obtenidos a base de programas y experimental es posible encontrar mayores valores que los recomendados en las normas. Sin embargo, la mayoría de los sistemas estructurales tienen algunos elementos cuya acción no puede proporcionar una respuesta inelástica. En este sentido, algunos elementos necesariamente deben de mantener de manera estricta la linealidad a lo largo de cualquier análisis no lineal.

2.10 Factor de contribución modal

A lo largo de los años, la creencia de que el primer modo de vibración gobierna la respuesta sísmica de estructuras de tipo cortante ha sido ampliamente aceptada y ha demostrado su eficacia para diseño estructural preliminar. De hecho, la mayoría de los procedimientos reales de diseño sísmico son basados en perfiles de deriva que son típicamente una aproximación de la forma del modo fundamental de vibración. Sin embargo, un nuevo parámetro, denominado factor de contribución modal sísmica, que representa la contribución del modo genérico a la respuesta sísmica de la estructura es introducido al análisis sísmico. Con respecto al conocido Factor de Contribución Modal, basado en el concepto de respuesta estática modal, el factor de contribución modal sísmica explícitamente toma en cuenta también la naturaleza dinámica de la respuesta debido a la excitación sísmica.

Las ecuaciones de movimiento de un sistema genérico de Vgdl sometido a excitación sísmica viene dado por:

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

Donde \ddot{u} , \dot{u} , u son los vectores de N-componentes de desplazamiento, velocidad y aceleración (relativo al suelo), respectivamente; m es la matriz de masas, k es la matriz de rigidez; c es el matriz de amortiguación; i es el vector de influencia; $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del terremoto en el nivel del suelo.

Además, la contribución $u_{jn}(t)$ del n-ésimo modo al j-ésimo desplazamiento viene dada por:

$$u_{jn}(t) = \Gamma_n \phi_{jn} D_n(t)$$

Donde el coeficiente Γ_n es el factor de contribución modal

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2}$$

CAPÍTULO 3

Metodología

En este capítulo se abordará la metodología que se aplicará para el desarrollo de la presente investigación. En esta tesis se tiene como fin la comparación de la precisión entre las metodologías peruana y estadounidense tomando como referencia los resultados del programa de elementos finitos ETABS.

3.1 Modelamiento FEM

Para obtener una respuesta tanto linealidad, como no lineal, de estos edificios se utilizará un modelo computacional por cada edificio, estos serán generados a través del programa ETABS con la ayuda del método de los elementos finitos, debido a que dicho método es la mejor idealización matemática del comportamiento de los elementos que existe hoy en día.

El comportamiento de las rótulas estará definido por modelos histeréticos los cuales son diferentes dependiendo de lo que se asuma. Por tal motivo, se opta por el modelo histerético del concreto y el modelo takeda para la histéresis del acero. Para la evaluación de la no linealidad de los elementos existen distintas rótulas plásticas, pero en esta investigación se utiliza rótulas que consisten en “elementos fibras”. Este tipo de rótula consiste en definir las secciones transversales que estarán involucradas en las deformaciones no lineales.

3.2 Metodología de la norma E.030

3.2.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

El análisis estático está basado en la representación del efecto de las fuerzas sísmicas que actúan en toda la edificación. Para la zona 1 es aceptable el uso de este método al momento de analizar estructuras regulares e irregulares debido al bajo peligro sísmico que existe en dicha zona; sin embargo, las estructuras a analizar no deben de exceder los 30 m de altura, cuando se trate de estructuras regulares y, por otra parte, no debe de exceder los 15 metros de altura

cuando se trate de edificios irregulares, ya sean estructuras de concreto armado o albañilería confinada.

3.2.1.1 Fuerza Cortante en la Base

Al estimar la fuerza cortante que existe en la base es necesario el uso de todos los parámetros que caracterizan al edificio, de esta manera se obtiene la relación 3.1:

$$V = P \cdot \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \quad (3.1)$$

Al analizar $\frac{C}{R}$ este debe de cumplir con la expresión 3.2, con esto se garantiza que la fuerza cortante nunca sea menor al 5% del peso del edificio:

$$0.11 \leq \frac{C}{R} \quad (3.2)$$

3.2.1.2 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

En cada nivel i actúa una fuerza horizontal debido al efecto sísmico y se calcula de las expresiones 3.3 y 3.4:

$$F_i = V \cdot \alpha_i \quad (3.3)$$

$$\alpha_i = \frac{(h_i)^k P_i}{\sum_{j=1}^n (h_j)^k P_j} \quad (3.4)$$

Para realizar el cálculo correcto se considera que n es el número total de niveles del edificio. La fuerza estará bajo el efecto del exponente k que guarda relación directa con el modo fundamental de vibración (T):

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

3.2.1.3 Período Fundamental de Vibración

La estimación más aproximada para el periodo fundamental de vibración según la norma está dada por la expresión 3.5:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (3.5)$$

Para estructuras de concreto armado C_T posee tres valores posibles. Para edificios aporticados el valor es 35; por otro lado si el edificios aporticado y contiene muros de corte en ascensores y/o escaleras el valor asciende a 45; por último si se tratan de edificios de muros de corte o duales el valor que posee es de 60.

La expresión alternativa es la 3.6:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}} \quad (3.6)$$

Donde:

En cada nivel i actúa una fuerza f_i que corresponde a la distribución según la altura de la edificación. Al restringir la estructura en una sola dirección de análisis se genera un desplazamiento d_i generado por la fuerzas f_i . Estos desplazamientos se supone que están dentro del rango elástico, esto comprende que el material de concreto se encuentra sin fisurar. El periodo fundamental T es tomado como el 85% del valor obtenido de la fórmula anterior en el caso que el análisis no considere la rigidez de elementos no estructurales.

3.2.1.4 Excentricidad Accidental

En el caso de estructuras que estén conformadas con diafragmas rígidos, se considera en cada nivel que actúa una fuerza f_i en el centro de masa respectivo y además de la existencia de la excentricidad característica de la estructura lo cual está indicada a continuación:

En cada nivel se aplica un momento torsor (M_{ti}) generado por las fuerzas actuantes y se calcula de con la ecuación 3.7:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \quad (3.7)$$

Según sea la dirección de análisis se considera la excentricidad (e_i) como el 5% de la longitud perpendicular a la dirección de análisis.

3.2.2 Análisis modal espectral

3.2.2.1 Modos de Vibración

Para el cálculo de modos de vibración es necesario considerar la rigidez y las masas de la estructura. Y en la dirección de análisis se considera los modos de vibración donde la suma de las masas efectivas son el 90% de la masa total de la edificación, en este proceso se toma en cuenta al menos los tres primeros modos de vibración.

3.2.2.2 Aceleración Espectral

Para la dirección de análisis se considera el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (3.8)$$

3.2.2.3 Criterios de Combinación

Según la norma existen criterios de combinación los cuales pueden obtener una respuesta máxima esperada en el rango elástico (r) ya sea para las fuerzas internas de cada componente de la estructura y como también para la respuesta global de cualquier parámetro de fuerza o desplazamiento de dicha estructura.

La combinación cuadrática presentada a continuación puede utilizarse para obtener la respuesta máxima elástica esperada (r). Está compuesta por los efectos de todos los modos de vibración involucrados (r_i).

$$r = \sqrt{\sum_i r_i^2 \cdot \sum_j r_j^2 \cdot \rho_{ij}} \quad (3.9)$$

Las respuestas modales están representadas por r , ya sean desplazamientos o fuerzas, y los coeficientes de correlación son:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^2}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad (3.10) \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (3.11)$$

β , es un amortiguamiento del 5%

ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

La siguiente expresión es completamente válida para obtener una respuesta máxima.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (3.12)$$

3.2.2.4 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

Se considera un 5% de la longitud perpendicular al análisis debido a la incertidumbre que existe para la localización del centro de masas en cada nivel, se opta siempre por la condición más desfavorable.

3.3 Diseño de concreto armado

En esta investigación se desarrollan cinco edificios que están completamente normados bajo la norma de concreto armado E.060. Sin embargo, se asume una resistencia a corte de los elementos tales que soportarán todas las fuerzas sísmicas. De esta manera se garantiza un estudio pertinente y que los elementos fallaran a flexión de tal forma que facilite el estudio de los mismos.

3.3.1 Diseño de losas

El diseño de losas se define de forma simple. Se escogió una losa maciza de 20 centímetros de espesor y se colocó los parámetros a los cuales debe de soportar. Se define el tipo membrana a la losa y se coloca las cargas que corresponden a un edificio de vivienda, ver figura 3.1 y 3.2.

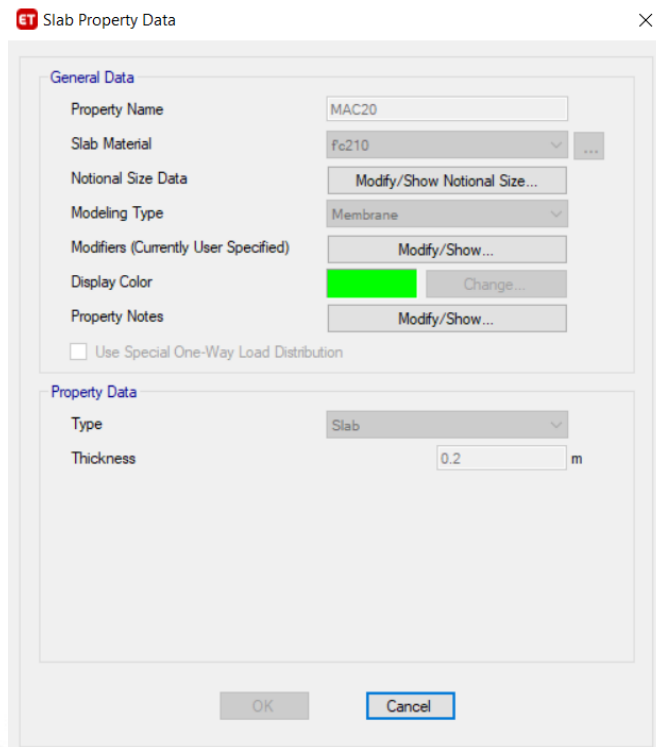


Figura 3.1 Definición de la losas en el ETABS

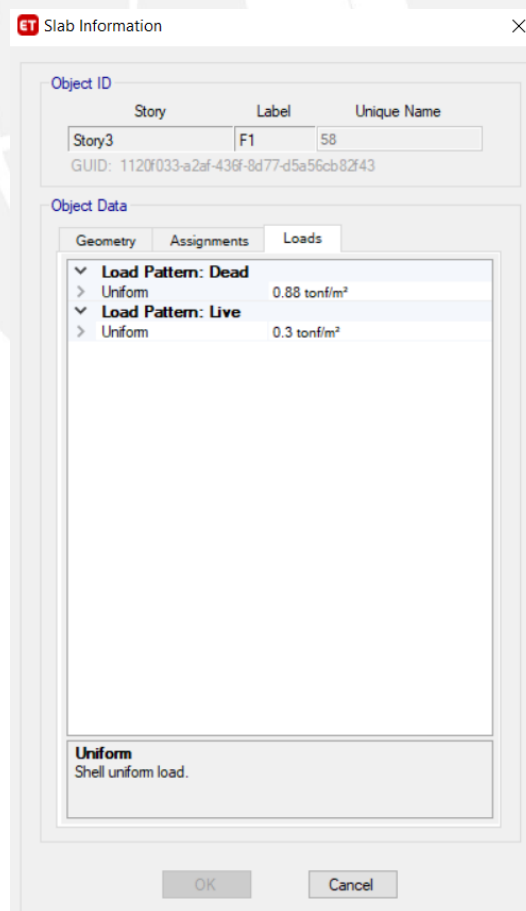


Figura 3.2 Cargas en pisos típicos

3.3.2 Diseño de Viga

Se escoge la forma y el tamaño de las vigas que se utilizarán, en estos edificios se trabaja con vigas de 30x50 centímetros y se define la resistencia de concreto como f'_c 210. Para la colocación de acero se diseña según la norma peruana E.060. Por tal motivo es necesario verificar todos los aceros colocados. En el programa ETABS existe la función de diseño en las vigas. Se define los parámetros a seguir, como los valores de reducción que cada carga requiere entre otros, ver figuras 3.3, 3.4 y 3.5. El programa genera las ecuaciones de compatibilidad para obtener la cantidad necesaria de aceros. Se complementa la cantidad de aceros colocados con criterio ingenieril y respaldado siempre por lo que estipula la norma E.060.

Figura 3.3 Definición de vigas 30x50

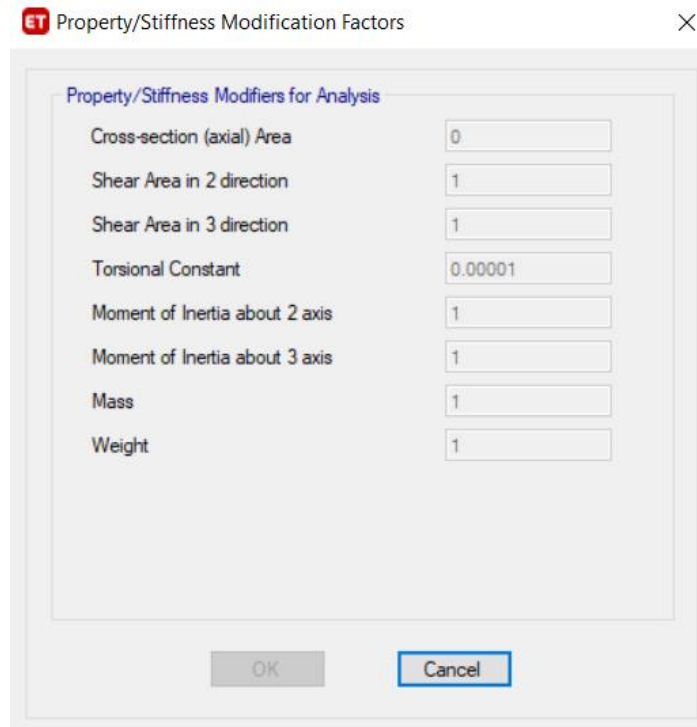


Figura 3.4 Características de la viga

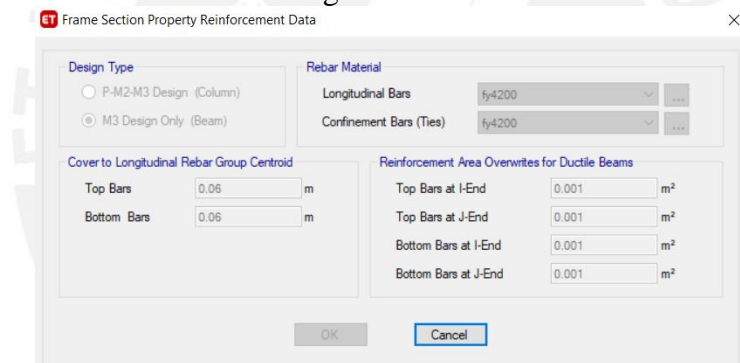


Figura 3.5 Definición de colocación de aceros

3.3.3 Diseño de columnas

El diseño de columnas, al igual que el de vigas, se dimensiona de tal forma que cumplan todos los límites estipulados en la norma E.060. De esta forma, en el diseño de columnas se utiliza la función que proporciona el programa ETABS el cual casi garantiza un diseño adecuado; sin embargo, siempre es necesario corroborar los posibles errores que podrían existir en los valores añadidos. Se calcula el diagrama de flexo-compresión de la columna y se verifica que cumplan con lo que la norma peruana estime. Se define las propiedades en las figuras 3.6, 3.7 y 3.8.

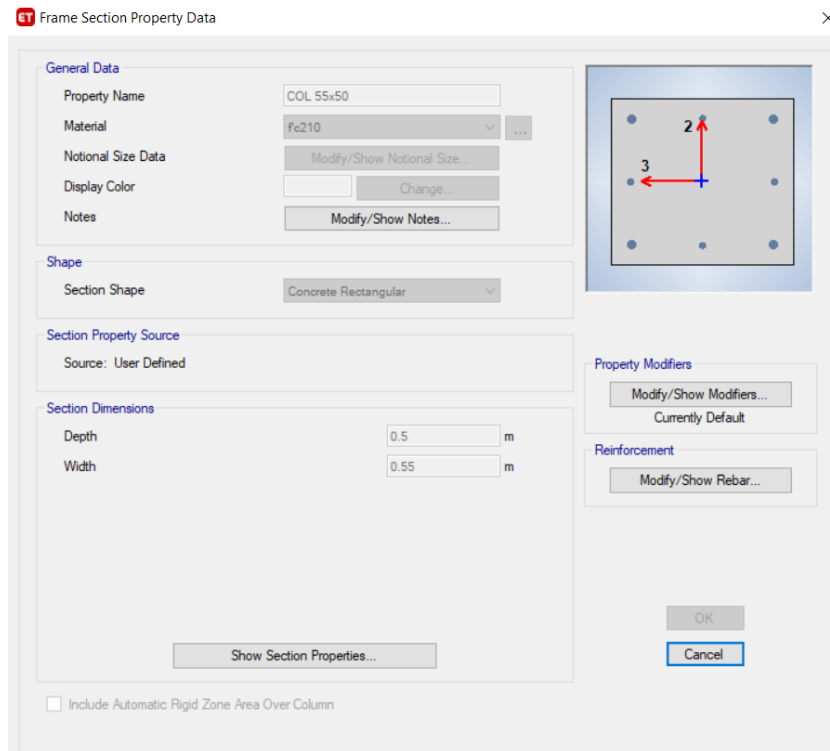


Figura 3.6 Definición de columna

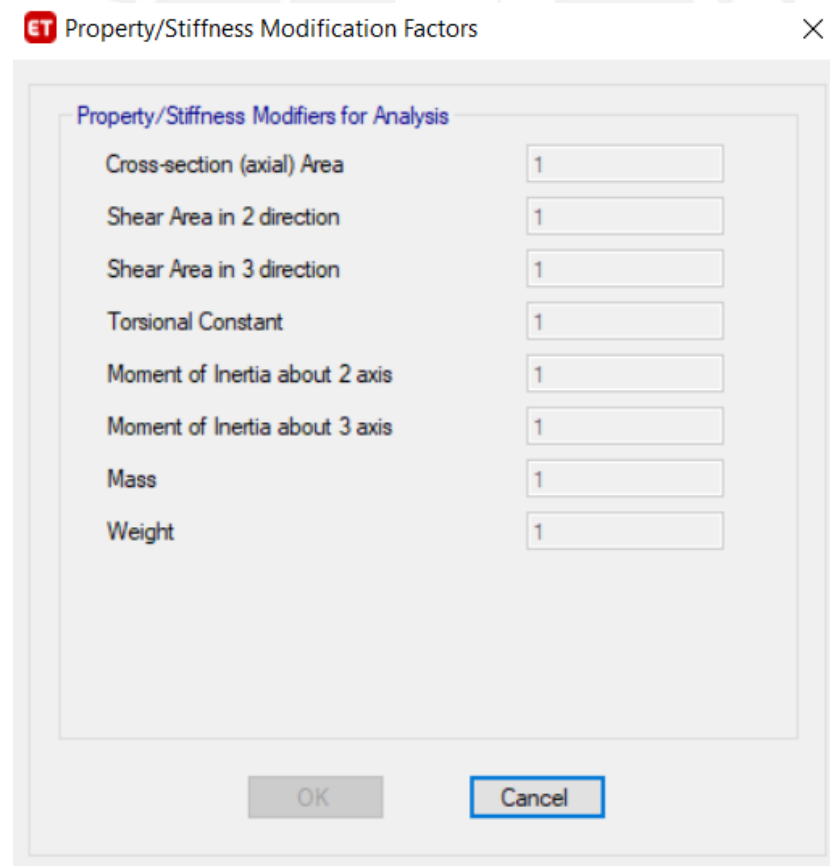


Figura 3.7 Características de columna

Figura 3.8 Definición de acero en columnas

3.3.4 Diseño de muros

El diseño de muros, al igual que el resto de elementos, se puede aproximar bastante bien con las funciones que el programa ETABS ofrece. Sin embargo, es necesario aplicar correctamente lo estimado por la norma E.060 y cumplir los parámetros requeridos. Se definen los parámetros en las figuras 3.9 y 3.10.

Figura 3.9 Definición de muros

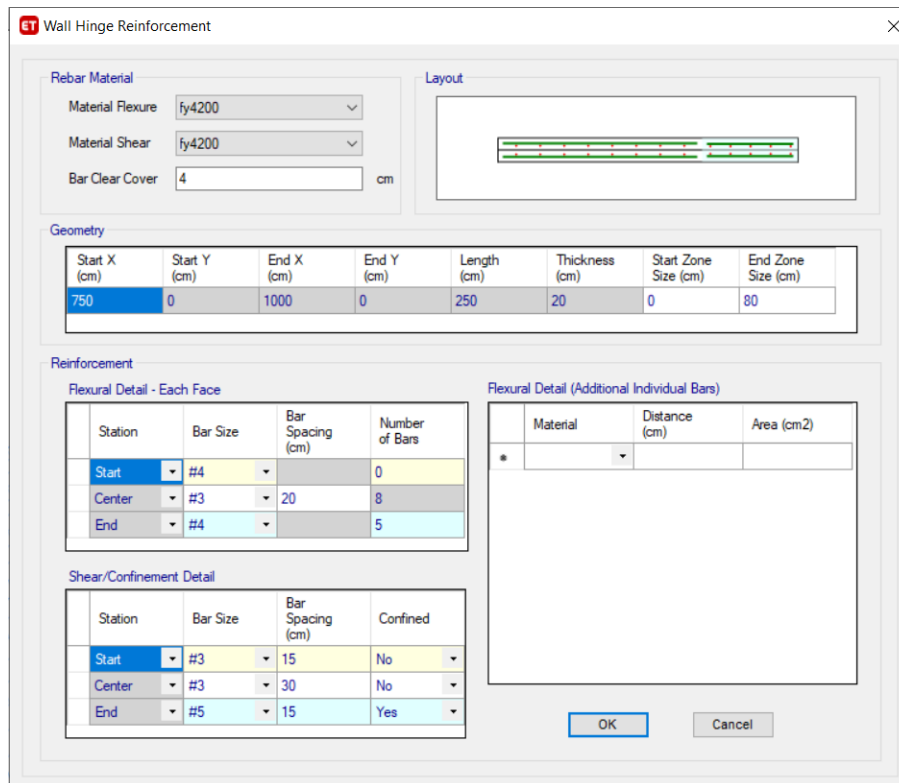


Figura 3.10 Colocación de aceros

3.4 Modelamiento de la no linealidad de elementos de concreto

Para realizar el comportamiento no lineal de las estructuras en cuestión, es necesario la definición de las herramientas a utilizar, puesto que serán fundamentales para la obtención de resultados necesarios en la comparación con las normas propuestas.

3.4.1 Asignación Rótula concertada

Las rótulas se utilizan para definir el comportamiento no lineal de fuerza-desplazamiento o momento-rotación de las vigas, columnas y muros. Están colocadas a una distancia aproximada del 5% de la distancia total del elemento medido desde el eje del elemento. Para el caso de los elementos de muros las rótulas se colocan a una altura media. Estas rótulas se utilizan para predecir el comportamiento no lineal de las estructuras entre los cuales tenemos análisis estático, análisis modal espectral y análisis de tiempo historia.

Existen 3 tipos de rótulas que se generan según el programa ETABS. La primera es la rótula automática, las propiedades de la rótula son definidas automáticamente por el programa. Sin

embargo, el programa no puede definir automáticamente las propiedades hasta que se haya identificado la sección de la cual requiere. La segunda es la rótula definida por el usuario, las propiedades de la rótula pueden basarse tanto en las especificaciones del diseñador o también en las del programa. La tercera es de rótulas generadas por el programa, las propiedades de las rótulas generadas se aplican en el análisis. Este tipo de elementos son posibles observarlos pero no son posibles de modificarlos. El programa por defecto coloca la nomenclatura correspondiente “LabelH #” dónde Label es el elemento ya sea viga y/o columna o muros, H es la rótula concentrada y # es el número de rótula en el elemento.

3.4.1.1 Asignación de comportamiento no lineal a los materiales

3.4.1.1.1 Acero

Se define en el programa el comportamiento no lineal que tendrán las fibras de acero, que en este caso se coloca el modelo Takeda, ver figura 3.11. Se estima los límites en los elementos de la rótula, puesto que al utilizar fibras es necesario un conocimiento de mayor rango con respecto al comportamiento de los materiales por tal es definido es esfuerzo máximo y las deformaciones máximas a tratar, ver figura 3.12.

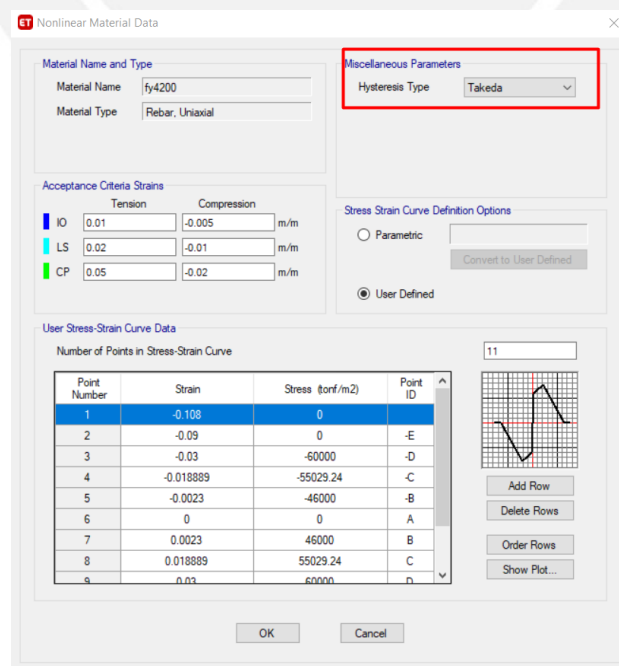


Figura 3.11 Definición de modelo no lineal del acero

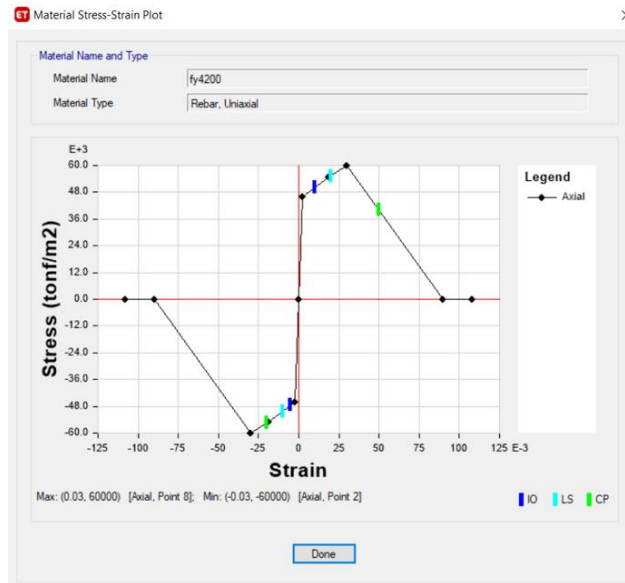


Figura 3.12 Diagrama de comportamiento de fibras de acero

3.4.1.1.2 Concreto

El modelo hysterético del concreto se asignará a las fibras de concreto pertenecientes a la rótula, ver figura 3.13. Al igual que en acero, es necesario definir los límites de fuerzas y deformaciones que puede soportar cada fibra, se estima los valores requeridos y se colocan en el modelo, ver figura 3.14.

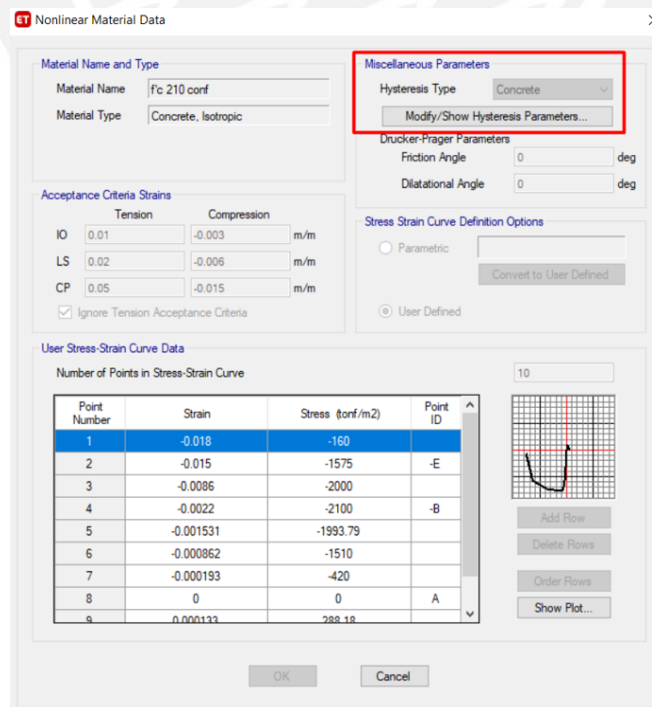


Figura 3.13 Definición del modelo de concreto

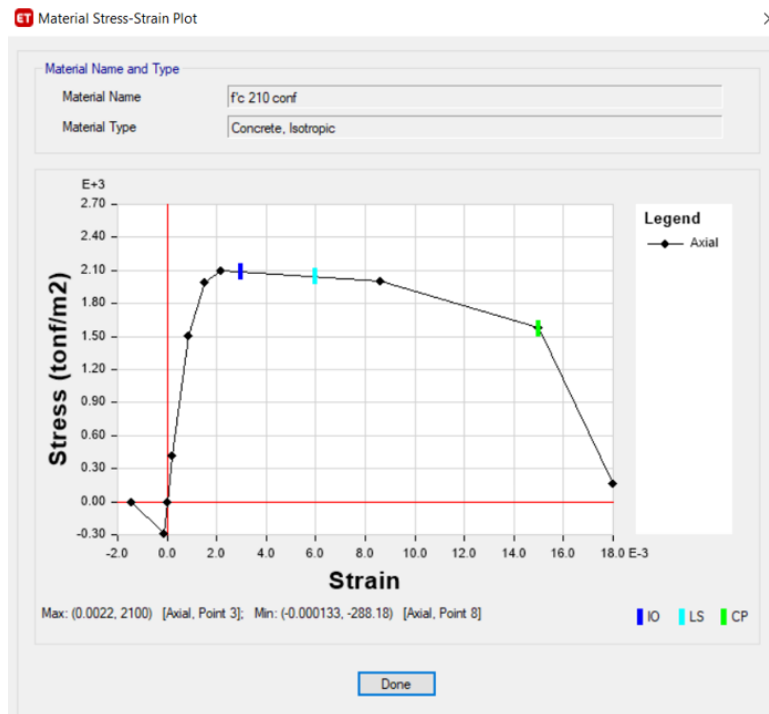


Figura 3.14 Diagrama de comportamiento de fibra de concreto

3.4.1.2 Vigas – Comportamiento No lineal

3.4.1.2.1 Definición de rótulas

Es necesario la definición correcta de las rótulas en cada pico de las vigas y en esta investigación se definió con comportamiento de fibras “Fiber P-M2-M3”, ver figura 3.15.

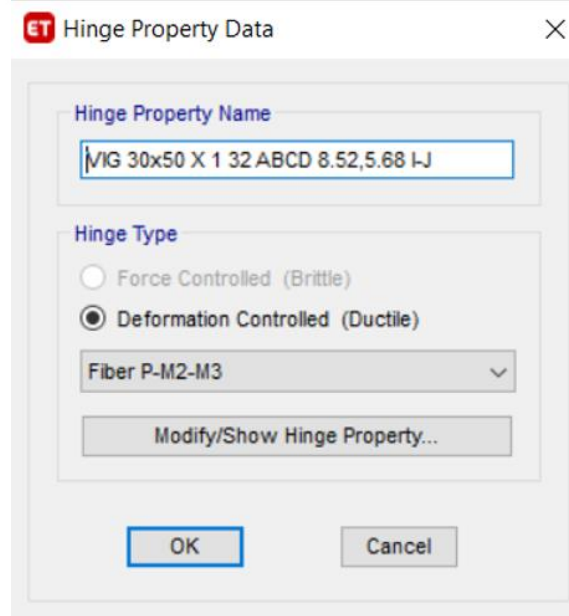


Figura 3.15 Definición de tipo de rótula

3.4.1.2.2 Definición de fibras

Se define la cantidad de fibras en las cuales se verán involucradas. Estas fibras deben de coincidir con la cantidad de material de las rótulas para optimizar el comportamiento no lineal. Es decir la cantidad de área de concreto debe de ser igual a la cantidad de lo implementado según elemento y de la misma manera para la cantidad de acero, ver figura 3.16.

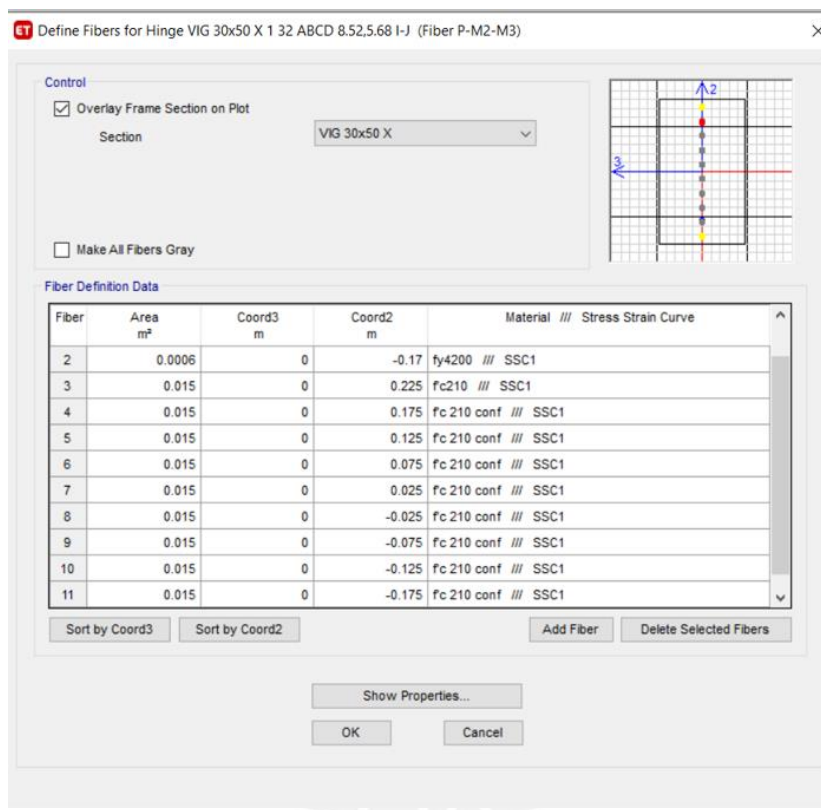


Figura 3.16 Definición de cantidad de fibras

3.4.1.3 Columna – Comportamiento no lineal

Se define las rótulas de las columnas, al igual que en las vigas, con fibras de “Fiber P-M2-M3”, ver figura 3.17. Sin embargo, a diferencia de las vigas, por simplicidad de cálculos, el programa asigna las fibras correspondientes a estos elementos.

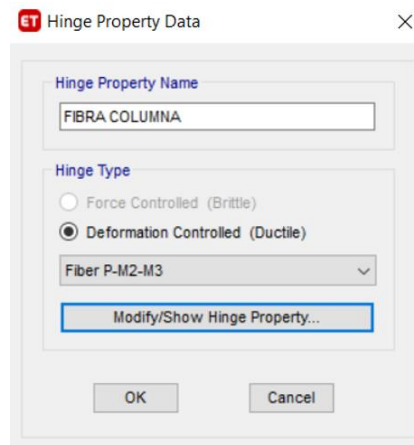


Figura 3.17 Definición de rotulas de columna

3.4.1.4 Muros – Comportamiento no lineal

Se define el tipo de fibra que tendrá los elementos de jiros que en este caso son “Auto Fiber P-M3” y por defecto el programa escogerá la cantidad de fibras necesarias en el elemento, ver figura 3.18.

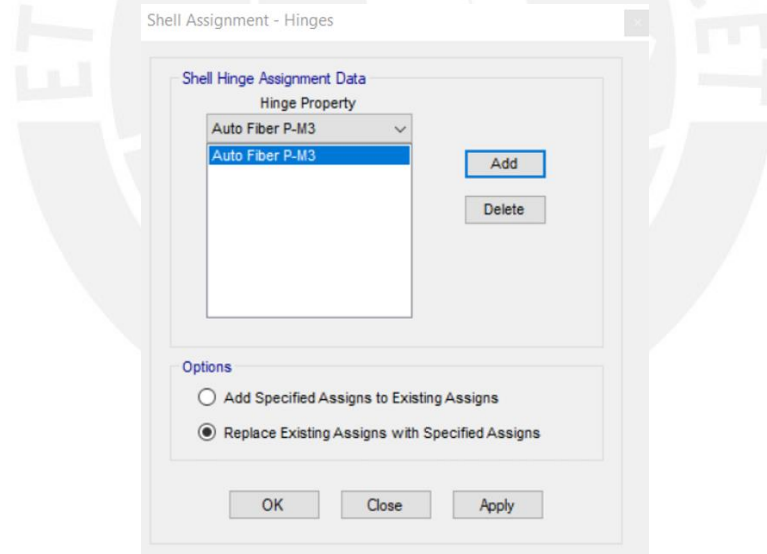


Figura 3.18 Asignación de rótulas en muros

3.5 Análisis estático y dinámico no lineal

En esta investigación se definieron los edificios en una zona 4, es decir una zona de alto peligro sísmico, por tal motivo se escoge la ciudad de Lima como la ubicación de los mismos. Como paso preliminar y de revisión del modelo no lineal, se obtienen las curvas de capacidad de los edificios. Luego, se evalúa la respuesta de cada edificio a movimientos en la base del mismo,

representados por los registros de T66 LIMA, T70 LIMA y T74 LIMA. Como ejemplo en las figuras 3.19 y 3.20 se define el registro de T66 LIMA.

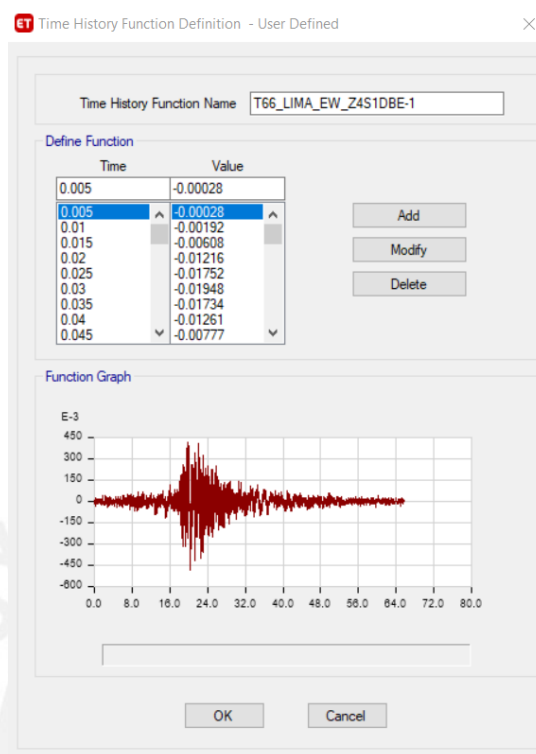


Figura 3.19 Definición de señal sísmica

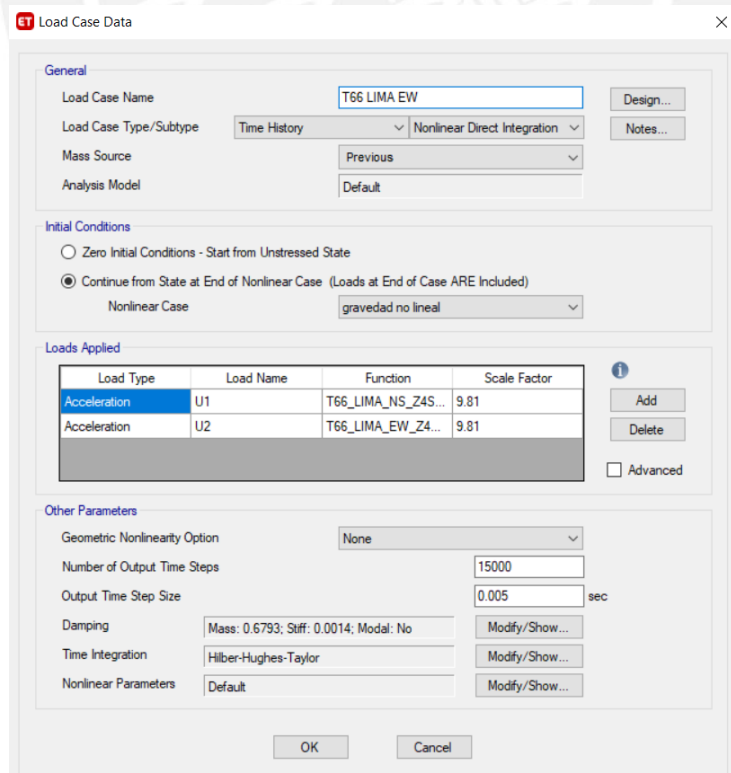


Figura 3.20 Asignación de señal sísmica

3.6 Metodología de la norma ASCE 7-16

Los diafragmas y todos los elementos que forman parte de estos deben de ser diseñados con la fuerza sísmicas actuantes en el plano, F_{di} , como lo indica la ecuación 3.13

$$F_{di} = W_{di} \frac{a_i}{R_s} \geq 0,5 W_{di} a_o \quad (3.13)$$

Se tiene a_i la aceleración de nivel i . El peso total del nivel i está representado por parámetro W_{di} . El factor de reducción R_s que afecta a las fuerzas elásticas en el diafragma y toma en cuenta la sobrerresistencia de dicho diafragma.

La aceleración a_i se calcula con la aceleración del terreno absoluta a_o y la aceleración absoluta del nivel de azotea del edificio. Es posible apreciar su significado en la figura 3.21. Teniendo en cuenta la relación h_i/h_n que relaciona la altura total del edificio h_n y la altura relativa h_i en cada nivel.

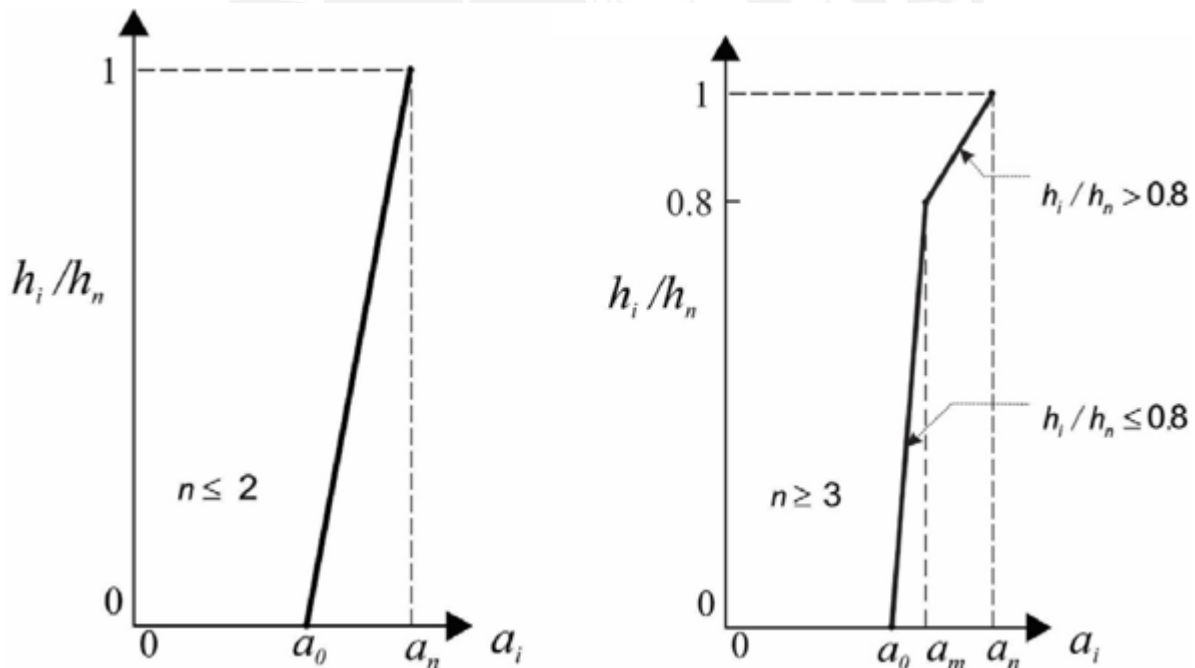


Figura 3.21 Coeficientes de aceleraciones de piso para el cálculo de aceleraciones a_i en edificios con $n \leq 2$ y en edificios con $n \geq 3$

Se obtiene la aceleración del terreno a_o de 3.14:

$$a_o = ZUS \quad (3.14)$$

Para la aceleración de diseño del nivel de azotea a_n :

$$a_n = \sqrt{\left(\Gamma_1 \frac{\Omega_0 a_1}{R}\right)^2 + (\Gamma_2 a_2)^2} \geq a_m \quad (3.15)$$

Tenemos a_1 como la aceleración espectral elástica de diseño para el periodo fundamental de vibración del sistema que está dada por ZUCS. También se utiliza el factor de sobrerresistencia Ω_0 .

En la expresión 3.15 se encuentra la aceleración a_m y es el mayor de estos valores:

$$a_m = a_0 \quad (3.16)$$

$$a_m = 0.9\Gamma_1 \frac{\Omega_0 a_1}{R} \quad (3.17)$$

El factor de contribución modal del primer modo (Γ_1) se obtiene de la siguiente:

$$\Gamma_1 = 1 + 0.5z_s \left(1 - \frac{1}{n}\right) \quad (3.18)$$

Para el parámetro z_s en sistemas de conformados de concreto armado se cuenta con tres diferentes valores. El primer valor es de 0.7 para edificios con sistemas de pórticos; otro valor es de 0.85 para edificios con sistemas duales donde los pórticos resisten como mínimo el 25% de las fuerzas de diseño; por último el valor que puede tomar es de 1 para edificios de muros de corte.

El factor de contribución de los modos superiores (Γ_2) se calcula con la ecuación 3.19:

$$\Gamma_2 = 0.9z_s \left(1 - \frac{1}{n}\right)^2 \quad (3.19)$$

El parámetro a_2 en la expresión 3.15 es el coeficiente de respuesta sísmico de los modos superiores, y es el menor de los valores dados por:

$$a_2 = 2.5a_0 \quad (3.20)$$

$$a_2 = \frac{T_p}{0.005(n-1)} a_0 \quad (3.21) \quad \text{para } n \geq 2$$

$$a_2 = 0 \quad (3.23) \quad \text{para } n = 1$$

CAPÍTULO 4

Modelamiento, análisis sísmico y diseño estructural de los edificios

Es necesario verificar que los edificios cumplan con lo estimado en la norma nacional E.030 (2018) por tal motivo son puestos a prueba según las características de cada uno y los lineamientos que deben de cumplir. Esto es posible utilizando los parámetros necesarios que son asignados de acuerdo al tipo de edificación.

4.1 Modelamiento de edificación

La definición de los materiales y los elementos involucrados que componen a las edificaciones son realizadas con detalle en cada modelo. Posteriormente, son verificados para el cumplimiento de lo establecido en las normas nacionales. En la figura 4.1 se muestra el edificio de 4 pisos completo como ejemplo de la elaboración final, en las cuales fue definido los tres grados de libertad, dos grados de libertad de desplazamiento, uno en la dirección X y otro en la dirección Y, de la misma manera el grado libertad de giro en la dirección Z en cada uno de los diafragmas.

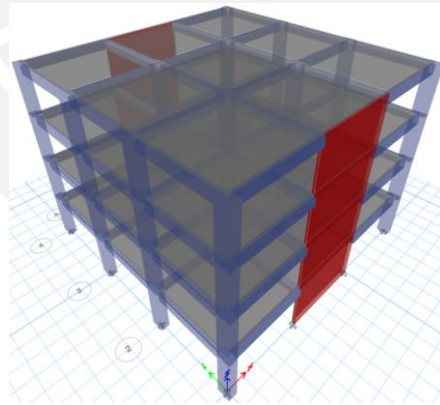


Figura 4.1 Modelo de Edificio de 4 pisos

4.2 Parámetros sísmicos

Se asume distintas pautas y se asignan los parámetros correspondientes según los objetivos y criterios. Por lo cual, se definen los edificios en la ciudad de Lima, con finalidad en edificios de viviendas y estén ubicados en un tipo de suelo S1.

4.2.1 Factor de Zona “Z”

La ubicación del edificio es la ciudad de Lima el cual se encuentra en la Zona 4. Por ende, se coloca un factor de zona $Z = 0.45g$.

4.2.2 Factor de Suelo “S”

Debido a que se asume que el tipo de suelo es S1 simplemente se añade los valores correspondientes $S = 1.00$, $TP = 0.4$ seg y $TL = 2.5$ seg.

4.2.3 Factor de amplificación sísmica “C”

El factor de amplificación sísmica es colocado según el análisis correspondiente estimado en el espectro sísmico con ayuda del periodo fundamental de cada edificación.

4.2.4 Factor de uso “U”

Debido a que todas las edificaciones se categorizan como edificios de viviendas, será correspondiente a una categoría C la cual posee un factor de uso $U = 1.00$.

4.3 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”

Para la elaboración completa del espectro es necesario definir el factor de reducción de acuerdo a cada edificación. Este factor depende directamente del tipo de edificio, ya sea edificio de muros de corte, edificio dual o edificio de pórticos. Se establece en la tabla 4.1 los factores involucrados y en las figuras 4.2 y 4.3 los espectros utilizados.

Tabla 4.1 Parámetros sísmicos y coeficiente $ZUSg/R$

Parámetro	Edificio de 4 pisos		Edificio de 8, 12, 16 y 20 pisos	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45	0.45	0.45
U	1	1	1	1
S	1	1	1	1
R	6	8	6	6
ZUSg/R (m/s ²)	0.736	0.552	0.736	0.736

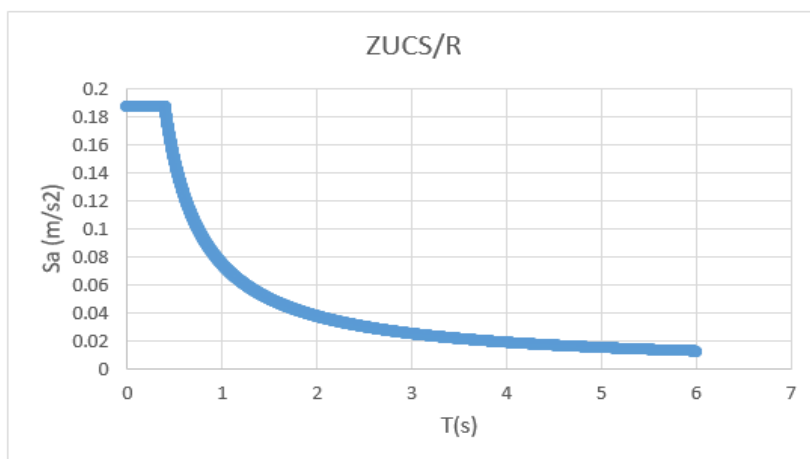


Figura 4.2 Espectro de pseudo - aceleraciones vs tiempo (R=6)

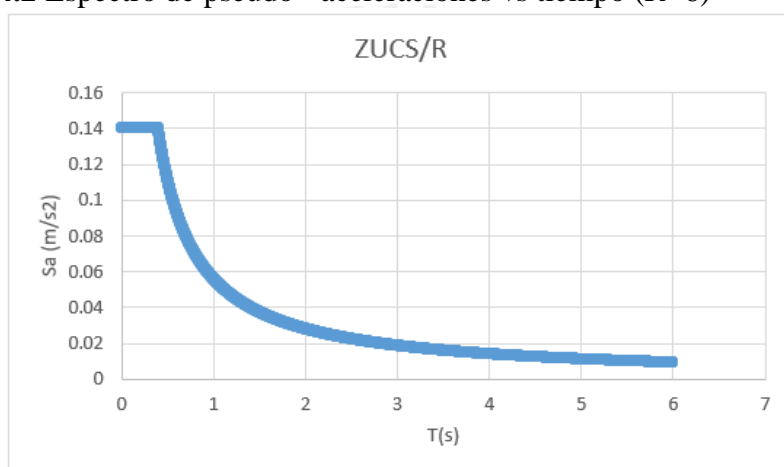


Figura 4.3 Espectro de pseudo – aceleraciones vs tiempo (R=8)

4.4 Peso sísmico

Para la norma E.030 en las edificaciones de vivienda corresponde al 100% de la carga muerta y a un 25% de carga viva. Se realiza el metrado correspondiente y se obtienen los resultados en las tablas 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6.

Tabla 4.2 Masas y Pesos de Edificio de 4 pisos

Story	Masa tonf-s2/m	Peso tonf	Área m2	Peso tonf/m2
Story4	19,52	191,49	225,00	0.82
Story3	29,49	289,30	225,00	1.2
Story2	29,49	289,30	225,00	1.2
Story1	29,49	289,30	225,00	1.2
Peso total		1059,38		

Tabla 4.3 Masas y Pesos de Edificio de 8 pisos

Story	Masa tonf- s2/m	Peso tonf	Área m2	Peso tonf/m2
Story8	19,56	191,88	225,00	0.85
Story7	29,70	291,36	225,00	1.29
Story2...5	29,70	291,36	225,00	1.29
Story1	29,70	291,36	225,00	1.29
Peso total		2231,38		

Tabla 4.4 Masas y Pesos de Edificio de 12 pisos

Story	Masa tonf- s2/m	Peso tonf	Área m2	Peso tonf/m2
Story12	19,60	192,28	225,00	0.85
Story11	29,90	293,32	225,00	1.30
Story2...10	29,90	293,32	225,00	1.30
Story1	29,90	293,32	225,00	1.30
Peso total		3418,79		

Tabla 4.5 Masas y Pesos de Edificio de 16 pisos

Story	Masa tonf- s2/m	Peso tonf	Área m2	Peso tonf/m2
Story16	19,60	192,24	225,00	0.85
Story15	29,90	293,35	225,00	1.30
Story2...14	29,90	293,35	225,00	1.30
Story1	29,90	293,35	225,00	1.30
Peso total		4592,45		

Tabla 4.6 Masas y Pesos de Edificio de 20 pisos

Story	Masa tonf- s2/m	Peso tonf	Área m2	Peso tonf/m2
Story20	20,72	203,26	225,00	0.90
Story19	32,74	321,18	225,00	1.43
Story4...18	32,74	321,18	225,00	1.43
Story1...3	33,47	328,34	225,00	1.46
Peso total		6327,16		

4.5 Centro de masa y centro de rigidez

Se observa la tabla 4.7 con resultados de centro de masa y rigidez. Debido a que la edificación es simétrica los resultados son iguales para todas las edificaciones

Tabla 4.7 Centro de Masa y Rigidez

Edificio	Centro de masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	ex (m)	ey (m)
Story1...4	7.5	7.5	7.5	7.5	0	0
Story1...8	7.5	7.5	7.5	7.5	0	0
Story1...12	7.5	7.5	7.5	7.5	0	0
Story1...16	7.5	7.5	7.5	7.5	0	0
Story1...20	7.5	7.5	7.5	7.5	0	0

4.6 Análisis de las irregularidades en planta y en altura

Se realiza todo lo estipulado en la norma E.030 y como las características del edificio son simétricas no se obtiene irregularidad como se presenta en la tabla 4.8

Tabla 4.8 Evaluación de Irregularidades

Irregularidad	Tipo	Comentario
Altura	Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	No presenta irregularidad
	Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	No presenta irregularidad
	Irregularidad de Masa o Peso	No presenta irregularidad
	Irregularidad de Geométrica Vertical	No presenta irregularidad
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No presenta irregularidad
Planta	Irregularidad de Torsional	No presenta irregularidad
	Esquinas Entrantes	No presenta irregularidad
	Discontinuidad en el Diafragma	No presenta irregularidad
	Sistemas no Paralelos	No presenta irregularidad

4.7 Verificación de irregularidad de rigidez y torsional

En las tablas 4.9 se observa el resultado de la relación de valores estipulado por la norma E.030 como ejemplo para el edificio de 4 pisos y se realiza el mismo análisis para el resto de edificaciones. Estos exceden el valor mínimo de 0.7 el cual es requerido para la verificación de la ausencia de piso blando en cada edificación.

Tabla 4.9 Evaluación de Piso Blando edificio 4 pisos

Story	PISO SUPERIOR	
	X	Y
Story4	-	-
Story3	1.88	1.35
Story2	1.62	1.21
Story1	1.90	1.66

Para esta parte se observa en las tablas 4.10 el ratio que existe en el desplazamiento por torsión. Según la norma E.030 debe de ser menor a 1.3 para no exceder la irregularidad, lo cual cumple según el siguiente cuadro como ejemplo para el edificio de 4 pisos y se realiza el mismo análisis para el resto de edificaciones.

Tabla 4.10 Evaluación de Torsión edificio de 4 pisos

Story	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story4	Y	1.916	1.894	1.012
	X	1.416	1.375	1.03
Story3	Y	3.017	2.993	1.008
	X	1.445	1.402	1.03
Story2	Y	3.602	3.582	1.006
	X	1.217	1.181	1.03
Story1	Y	2.377	2.366	1.005
	X	0.63	0.612	1.031

4.8 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”

Debido a que no presenta ningún tipo de irregularidad por los coeficientes de reducción sísmica no se verán afectados. Para el edificio de 4 pisos el sentido X se considera una reducción de $R_0=6$ y para el sentido Y se considera un $R_0=8$. Dado que $I_a=1$ y $I_p=1$ se obtiene $R_0 \cdot I_a \cdot I_p=R$. Al ser regular no es necesario modificarlos. De la misma manera, para el resto de edificios en ambos sentidos X y Y se considera una reducción de $R_0=6$. Dado que $I_a=1$ y $I_p=1$. Se obtiene $R_0 \cdot I_a \cdot I_p=R$. Al ser regular no es necesario modificarlos.

4.9 Modos de vibración de la estructura (Análisis dinámico)

Los periodos de participación se analizan para poder determinar el valor de C, pero solo para el efecto de traslación pura (TP), cuando se restringe un eje. Se realiza el análisis de todos los edificios y como ejemplo se muestran los resultados del edificio de 4 pisos en las siguientes tablas.

Tabla 4.11 Modos Principales en la dirección X (3GDL)

Case	Mode	Period sec	UX	SumUX
Modal	2	0.252	0.738	0.738
Modal	6	0.063	0.2013	0.9392
Modal	9	0.032	0.0452	0.9845

Tabla 4.12 Modos Principales en la dirección X (TPX)

Case	Mode	Period sec	UX	SumUX
Modal	1	0.248	0.7407	0.7407
Modal	2	0.063	0.1988	0.9395
Modal	3	0.032	0.045	0.9845

Tabla 4.13 Modos Principales en la dirección Y (3GDL)

Case	Mode	Period sec	UY	SumUY
Modal	1	0.55	0.818	0.818
Modal	4	0.165	0.116	0.9339
Modal	5	0.086	0.045	0.9789

Tabla 4.14 Modos Principales en la dirección Y (TPY)

Case	Mode	Period sec	UY	SumUY
Modal	1	0.55	0.8236	0.8236
Modal	2	0.165	0.1167	0.9403
Modal	3	0.086	0.0453	0.9855

4.10 Control de derivas de entropiso

Según la norma E.030 es necesario no exceder el 0.007 de deriva en los pisos, puesto que es lo máximo admitido por el concreto. Se realiza el análisis correspondiente de toda los edificios los cuales están dentro del rango desea. Como ejemplo se observa en la tabla 4.15 con los resultados del edificio de 4 pisos.

Tabla 4.15 Derivas de edificio de 4 pisos

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
Story4	12	Top	0.00204	0.00366
Story3	9	Top	0.00212	0.00580
Story2	6	Top	0.00182	0.00696
Story1	3	Top	0.00099	0.00464

4.11 Amplificación sísmica

Como resultado se obtienen las fuerzas generadas y se amplifica de acuerdo a lo requerido en la norma. En cada edificación se obtuvieron las fuerzas estimadas y en la tabla 4.16 se muestra el cuadro resumen de todas las edificaciones.

Tabla 4.16 Fuerzas de edificaciones y factores de escala

		C	V estática	V dinámica	V min	80% V estático	V diseño	Factor
Edificio 4	X-X	2.50	198.64	152.64	52.44	158.91	158.91	1.04
pisos	Y-Y	1.82	108.35	91.36	52.44	86.68	86.68	1.00
Edificio 8	X-X	1.51	252.39	189.86	110.44	201.91	201.91	1.06
pisos	Y-Y	1.13	188.44	154.42	110.44	150.75	150.75	1.00
Edificio 12	X-X	1.17	300.03	176.35	168.13	240.03	240.03	1.36
pisos	Y-Y	1.17	301.21	176.82	168.13	240.97	240.97	1.36
Edificio 16	X-X	0.54	191.67	173.91	227.33	153.34	227.33	1.31
pisos	Y-Y	0.56	193.50	174.51	227.33	154.80	227.33	1.30
Edificio 20	X-X	0.47	222.46	218.54	313.17	177.97	313.17	1.43
pisos	Y-Y	0.51	241.11	269.81	313.17	192.89	313.17	1.16

4.12 Diseño de elementos

4.12.1 Diseño de vigas

El programa ETABS posee funciones las cuales ayudan a los cálculos de la cantidad de acero requerido en los elementos como se muestra en la figura 4.4. Sin embargo, es necesario siempre usar el criterio ingenieril para realizar un diseño óptimo.

Se utilizó este programa para todos los pisos y todos los elementos de tal forma que se obtenga una cantidad tentativa de acero. Se escogieron los diámetros necesarios que cumplan con dichas cantidades de la manera más exacta posible como se indica en la tabla 5.1.

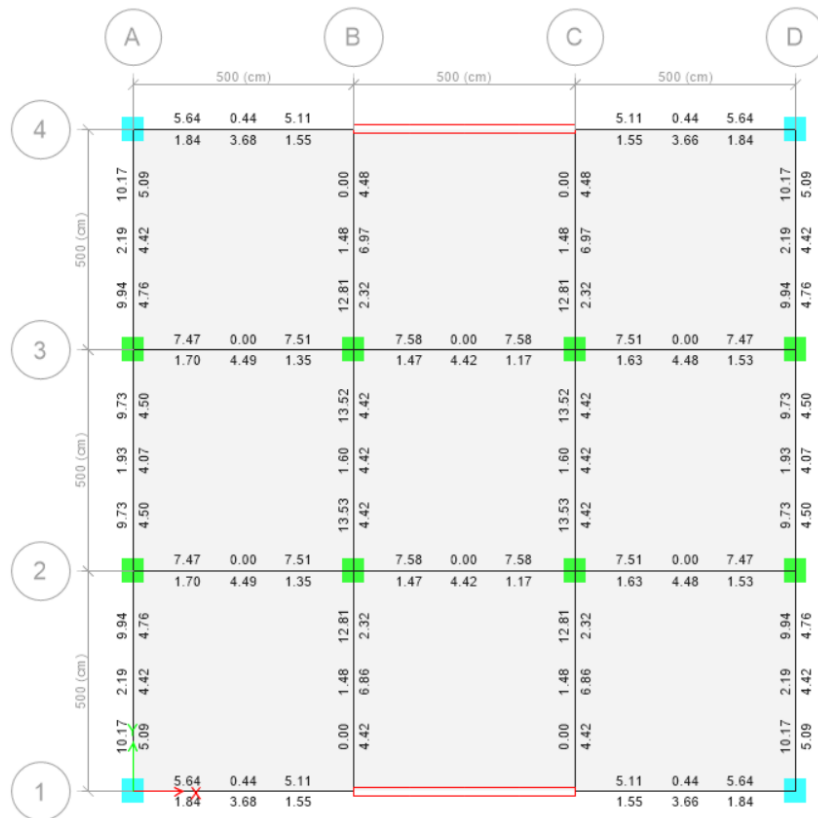


Figura 4.4 Cantidad de aceros calculados por el programa

Tabla 4.17 Asignación de aceros a cada elemento entre eje A y B

EJES	A - B					
	Diametros	cm2	Diametros	cm2	Diametros	cm2
4	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68
	2 φ 5/8"	4	2 φ 5/8"	4	2 φ 5/8"	4
4-3	2 φ 1"	10.2	2 φ 1"	10.2	2 φ 3/4" y 1 φ 1"	10.78
	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68
3	3 φ 3/4"	8.52	3 φ 3/4"	8.52	3 φ 3/4"	8.52
	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68
3-2	2 φ 1"	10.2	2 φ 1"	10.2	2 φ 1"	10.2
	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68
2	3 φ 3/4"	8.52	3 φ 3/4"	8.52	3 φ 3/4"	8.52
	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68
2-1	2 φ 3/4" y 1 φ 1"	10.78	2 φ 1"	10.2	2 φ 1"	10.2
	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68	2 φ 3/4"	5.68
1	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68	2 φ 3/4" y 1 φ 5/8"	7.68
	2 φ 5/8"	4	2 φ 5/8"	4	2 φ 5/8"	4

4.12.2 Diseño de columna

Para el diseño de columna, al igual que el de viga, se utilizó este programa para obtener una cantidad tentativa de acero y se colocaron los diámetros de acero que eran necesarios como se

muestra en la figura 4.5. Sin embargo, se realizó una verificación utilizando todas las fuerzas y combinaciones exigidas en la norma E.060 y con el diseño a flexo-compresión se corroboran los datos como se muestra en la figura 4.6.

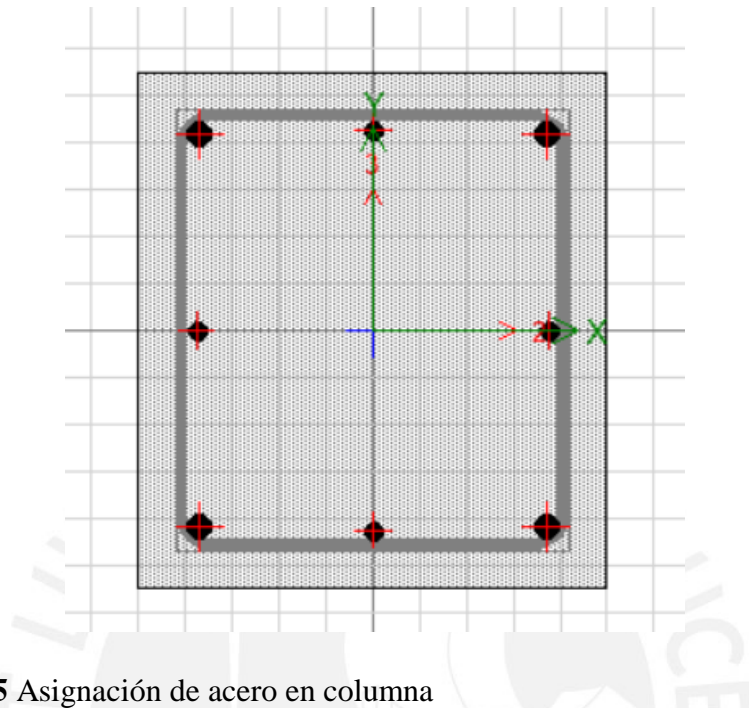


Figura 4.5 Asignación de acero en columna

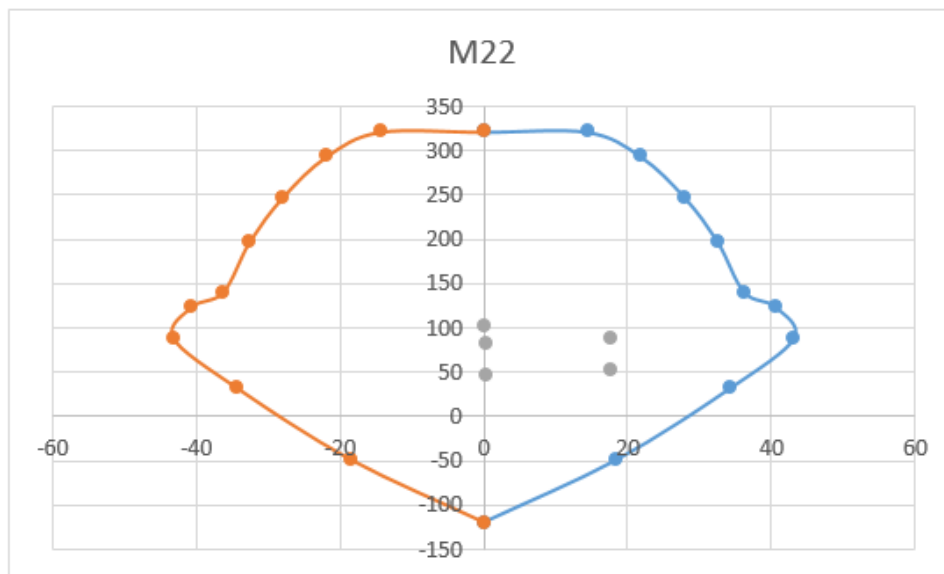


Figura 4.6 Diagrama de iteración flexo-compresión de columna

4.12.3 Diseño de muro

Para el diseño de los muros también existió una tentativa de cantidad de aceros añadidos gracias a la contribución del programa. Sin embargo, se realiza un diseño y distribución de fierros adecuados para corroborar que las cantidades de acero sean las requeridas. Es pertinente, al

igual que con las columnas, realizar la verificación del diagrama a flexo-compresión como se muestra en la figura 4.7. Adicionalmente, se realizó la revisión completa de los muros de corte los cuales cumplen satisfactoriamente tanto con las fuerzas aplicadas como con la distribución de los aceros, estos últimos completamente normados.

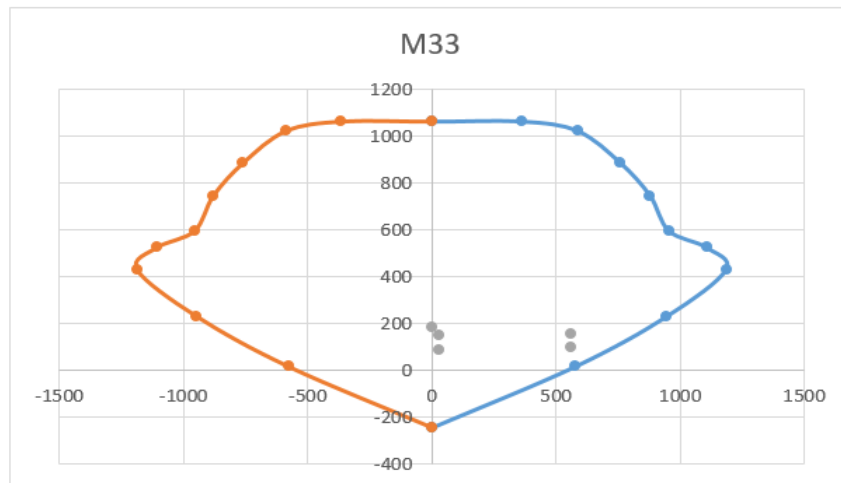


Figura 4.7 Diagrama de iteración flexo-compresión de muro

4.12.4 Diseño por corte

Cabe recalcar que en esta investigación se prioriza el análisis por flexión, esto debido a que el análisis de las aceleraciones de los diafragmas están condicionadas a las condiciones de falla por flexión de los elementos. Adicionalmente, las herramientas del programa Etabs proporcionan la facilidad que estas condiciones se cumplan, puesto que el análisis de rótulas tipo fibra no contempla las fallas por fuerzas cortantes. Sin embargo, se realizó todos los diseños por corte y capacidad, optando por el más eficaz posible. A modo de ejemplo se muestra los resultados del diseño de uno de los muros del edificio de 4 pisos, en la figura 4.8 se muestra el diagrama de capacidad del muro y en la tabla XX se muestra los resultados y los valores que se usan para el diseño.

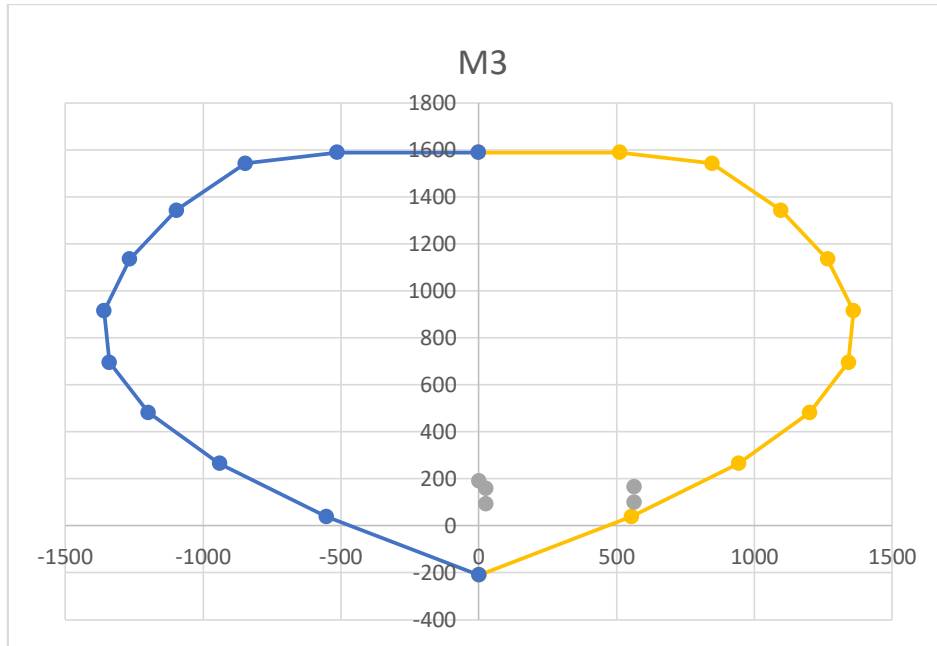


Figura 4.8 Diagrama de iteración de muros por capacidad

Tabla 4.18 Resultados de diseño por corte de muro de edificio de 4 pisos

Factor	Valor	Unidad
Vu	80.45	ton
f'c	210	kg/cm ²
lm	5	m
d=0.8lm	4	m
t	0.2	m
hm	12	m
hm/lm	2.4	
α	0.53	
\emptyset	0.85	
$\emptyset V_c$	65.28	ton
Vs	17.84	ton
Vu (capacidad)	114.07	ton
Mn	760	ton-m
Mua	536	ton-m

Según la norma e.060 la cuantía mínima a utilizar es de 0.0025. No obstante, las fuerzas a las cuales están sometidos requieren una mayor cantidad, por ende se escoge fierros de $\emptyset 3/8''$ @ en ambos lados generando una cuantía de 0.00355 con esta cantiga se asegura un diseño optimo y un comportamiento adecuado de los elementos.

CAPÍTULO 5

Análisis estático y dinámico no lineal

En este capítulo se observan los resultados obtenidos de los análisis realizados a las edificaciones. La capacidad de cada uno de los edificios y los resultados obtenidos después de ser sometidos a los registros sísmicos correspondientes.

5.1 Capacidad de la estructura

Después de realizar el análisis estático incremental *Pushover*, se obtiene la capacidad máxima y la sobrerresistencia de cada edificación. El análisis al ser realizado con rótulas tipo fibras requiere de una comprensión adecuada del caso y de las limitaciones correctas para los elementos involucrados. Son utilizados las tablas de la norma ASCE 4-17 para establecer los límites de rotación y obtener las fuerzas de capacidad máximas. En la figura 5.1 se muestra las curvas de capacidad en conjunto de todas las edificaciones y en las figuras 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6 se muestran las curvas de capacidad de cada edificio junto a la cortante de diseño, la cual es fundamental para obtener el factor de sobrerresistencia que se señala en la tabla 5.1.

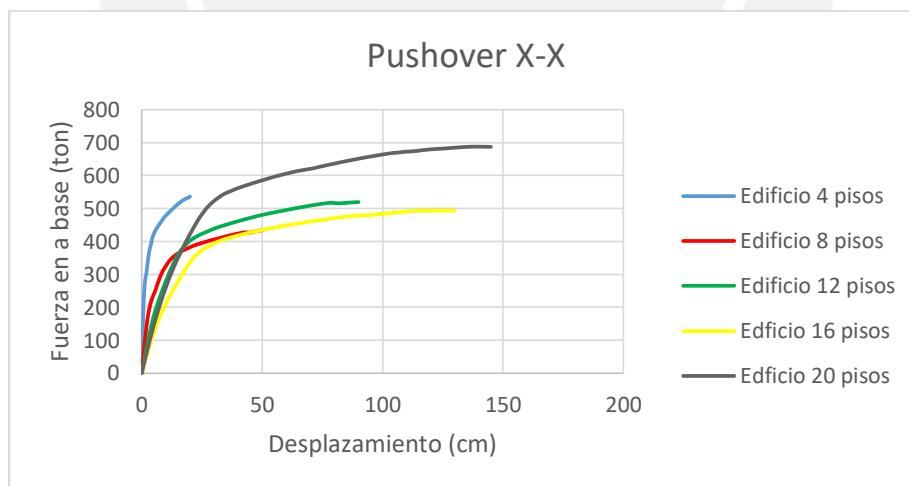


Figura 5.1a Desempeño dirección en X-X

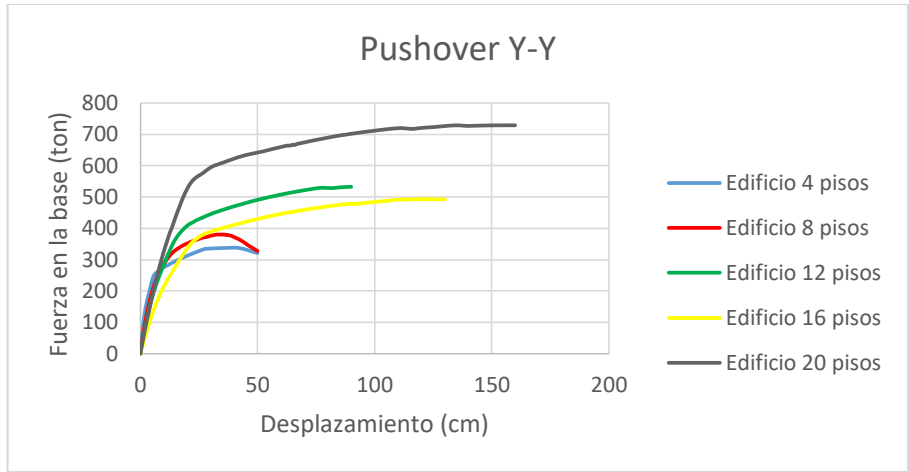


Figura 5.1b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.1 Curvas de capacidad de todas las edificaciones

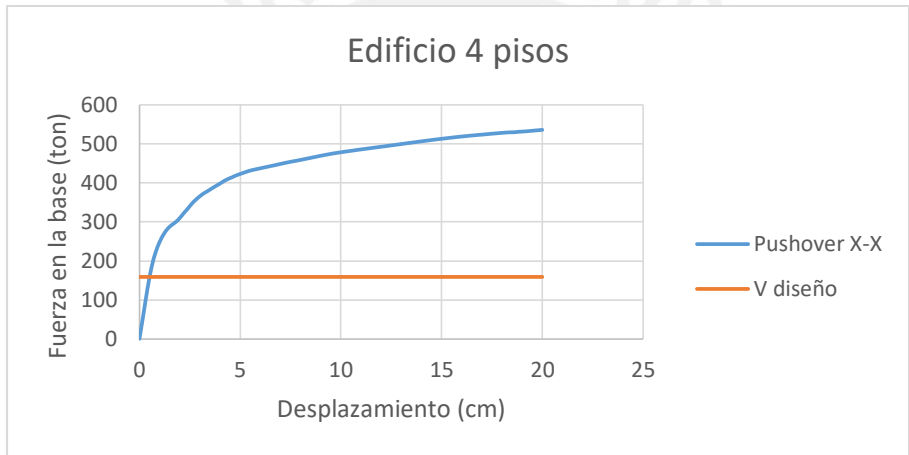


Figura 5.2a Desempeño dirección en X-X

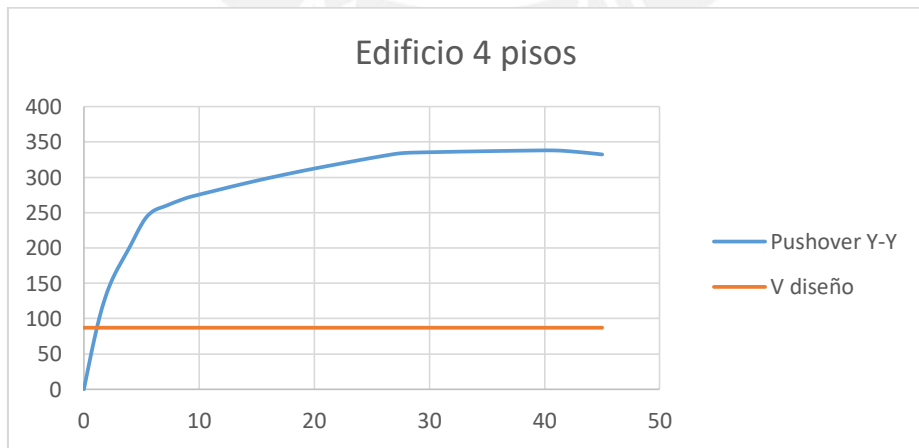


Figura 5.2b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.2 Desempeño de edificio de 4 pisos

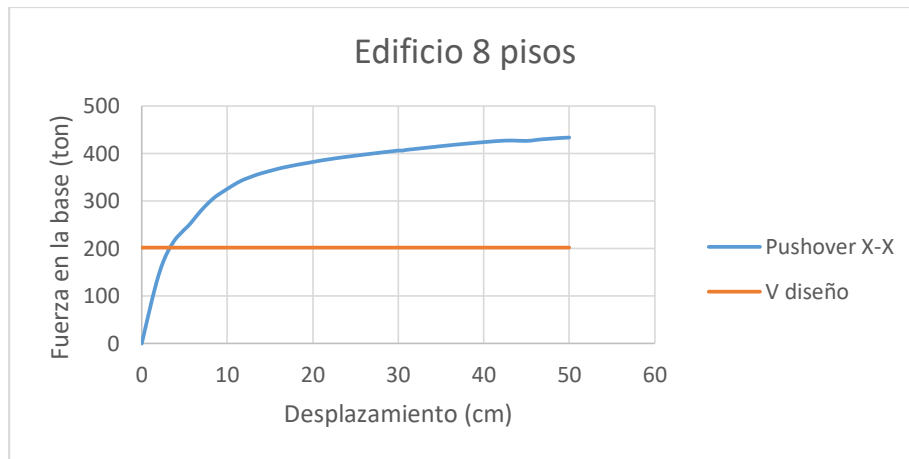


Figura 5.3a Desempeño dirección en X-X

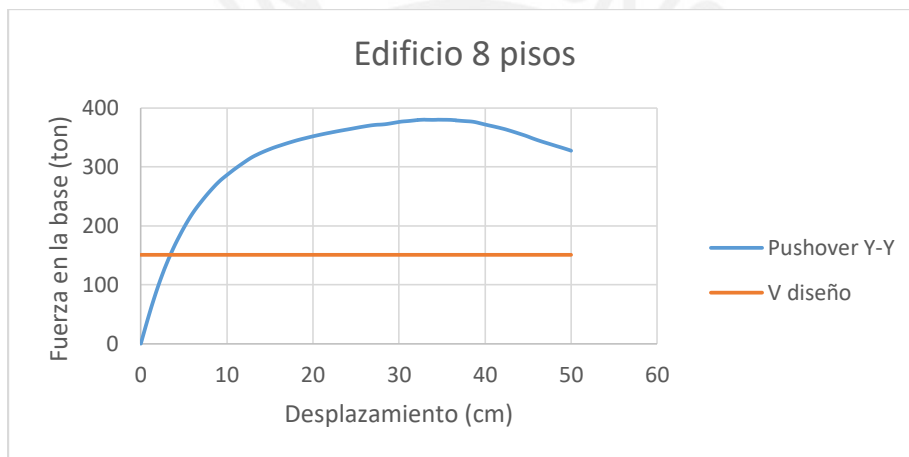


Figura 5.3b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.3 Desempeño de edificio de 8 pisos

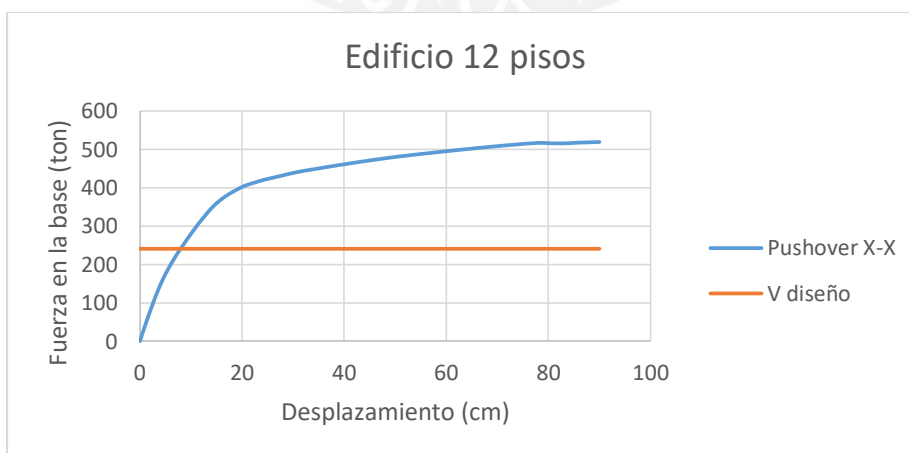


Figura 5.4a Desempeño dirección en X-X

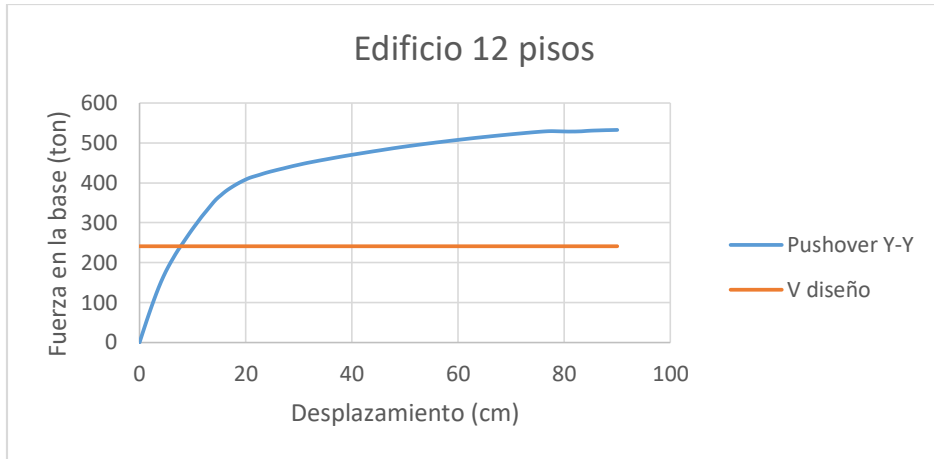


Figura 5.4b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.4 Desempeño de edificio de 12 pisos

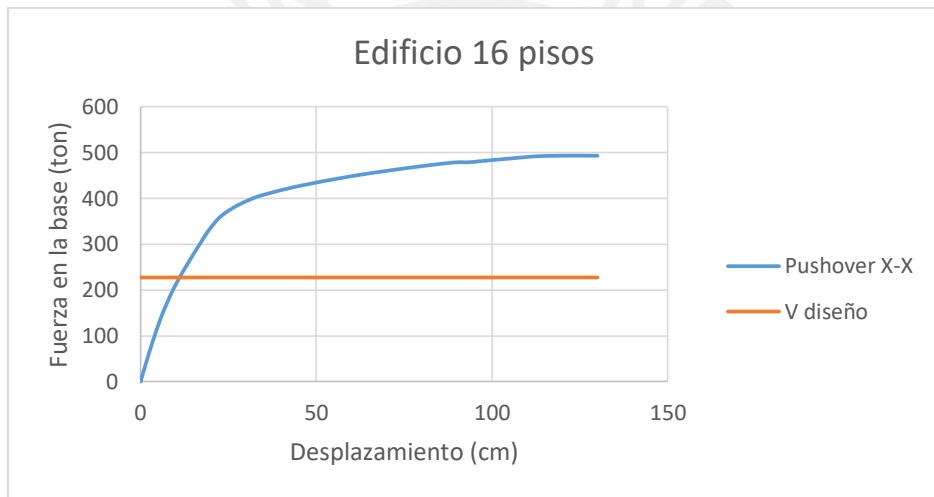


Figura 5.5a Desempeño dirección en X-X

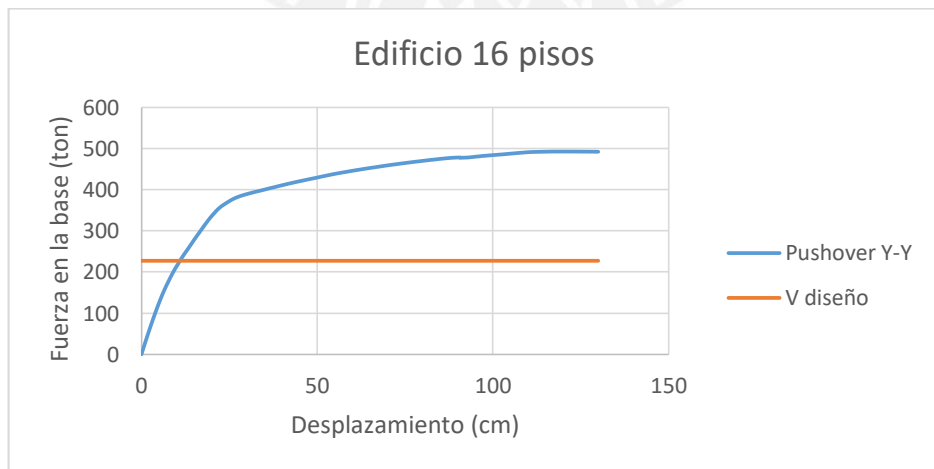


Figura 5.5b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.5 Desempeño de edificio de 16 pisos

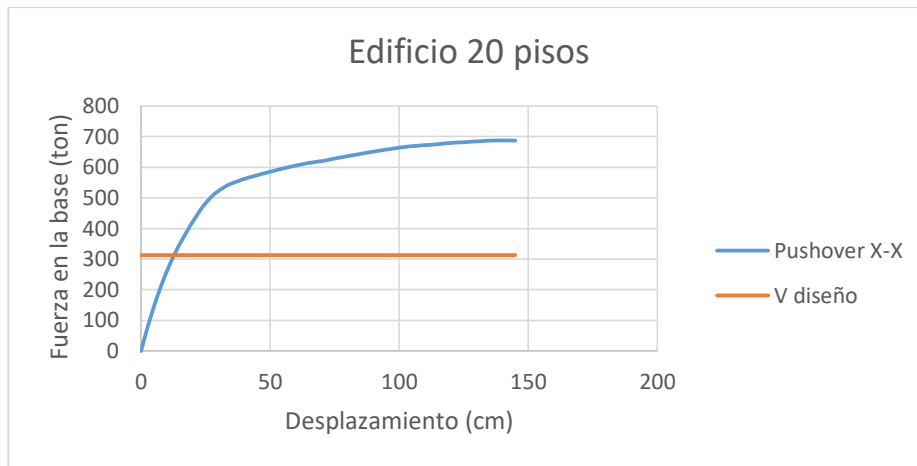


Figura 5.6a Desempeño dirección en X-X

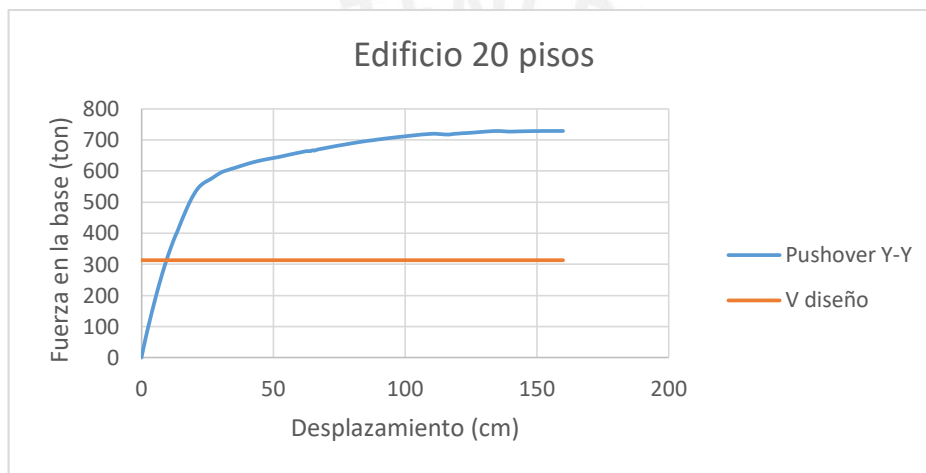


Figura 5.6b Desempeño dirección en Y-Y

Figura 5.6 Desempeño de edificio de 20 pisos

Tabla 5.1 Desempeño y sobrerresistencia de las estructuras

Modelo	Peso tonf	V diseño tonf		Pushover		Pushover /V diseño (Ω)	
		X	Y	X	Y	X	Y
4 pisos	1059.38	158.91	86.68	536.29	338.12	3.37	3.90
8 pisos	2231.38	201.91	150.75	433.57	380.17	2.15	2.52
12 pisos	3418.79	240.03	240.97	519.32	532.51	2.16	2.21
16 pisos	4592.45	227.33	227.33	493.35	492.74	2.17	2.17
20 pisos	6327.16	313.17	313.17	687.48	728.79	2.20	2.33

5.2 Desempeño en la rótula

Las edificaciones fueron sometidas a los análisis de tiempo-historia de 4 diferentes registros.

En los Anexos se visualiza correctamente la ubicación de las rótulas. Se analizó una rótula de cada tipo de elemento. Se observa en las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 que los giros son completamente aceptables de acuerdo a los límites estipulados por la norma americana ASCE 4-17.

Tabla 5.2 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T66 LIMA

Edificio	unidad	Muro		Columna		Viga	
		Max	Min(-)	Max	Min(-)	Max	Min(-)
4 pisos	ton-m	699.84	852.65	72.71	77.44	10.7	9.84
	rad	0.002997	0.004911	0.003778	0.001882	0.009576	0.003549
8 pisos	ton-m	934.73	982.63	32.44	41.28	10.87	9.15
	rad	0.002989	0.005994	0.001549	0.001301	0.010045	0.004601
12 pisos	ton-m	1570.81	1846.44	20.31	25.74	10.8	9.85
	rad	0.002102	0.003132	0.000623	0.000578	0.003873	0.002407
16 pisos	ton-m	1784.3	1790.45	16.63	31.81	9.37	13.35
	rad	0.003126	0.002784	0.000631	0.000583	0.003442	0.003533
20 pisos	ton-m	2119.72	2717.15	25.79	18.74	10.5	8.49
	rad	0.001798	0.003964	0.00065	0.00034	0.003787	0.002985

Tabla 5.3 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T70 LIMA

Edificio	unidad	Muro		Columna		Viga	
		Max	Min(-)	Max	Min(-)	Max	Min(-)
4 pisos	ton-m	776.34	814.89	66.9	84.23	10.4	9.73
	rad	0.003113	0.003921	0.002462	0.003598	0.003981	0.003551
8 pisos	ton-m	933.37	938.28	30.27	51.05	10.29	10.33
	rad	0.003346	0.004598	0.001335	0.002569	0.007768	0.003621
12 pisos	ton-m	1776.11	1802.79	16.45	36.53	10.39	12
	rad	0.002729	0.002865	0.000489	0.000874	0.003736	0.003124
16 pisos	ton-m	1730.1	1607.05	15.32	28.67	8.12	11.96
	rad	0.002569	0.002471	0.000257	0.000519	0.001625	0.003074
20 pisos	ton-m	2475.29	2093.16	16.02	40.86	10.09	10.52
	rad	0.002595	0.002006	0.000287	0.000959	0.003663	0.00811

Tabla 5.4 Momentos máximos y mínimos de las rótulas de las edificaciones del registro de T74 LIMA

Edificio	unidad	Muro		Columna		viga	
		Max	Min(-)	Max	Min(-)	Max	Min(-)
4 pisos	ton-m	769.07	808.93	70.63	73.67	10.5	9.33
	rad	0.003156	0.003468	0.003083	0.001759	0.003854	0.003908
8 pisos	ton-m	960.82	919.77	33.21	31.69	10.39	10.48
	rad	0.005152	0.003853	0.001555	0.000795	0.007153	0.003786
12 pisos	ton-m	1937.15	1864.12	24.48	22	10.42	14.48
	rad	0.003736	0.00337	0.000925	0.000485	0.003738	0.003775
16 pisos	ton-m	1889.66	1922.29	27.87	28.75	10.49	14.11
	rad	0.003551	0.003946	0.000614	0.000509	0.003741	0.003924
20 pisos	ton-m	2603	2416.31	19.64	25.52	10.35	9.81
	rad	0.003578	0.002901	0.000625	0.000488	0.003808	0.004619

Adicionalmente, a modo de ejemplo, en las figuras 5.7, 5.8 y 5.9 se colocan los resultados del análisis tiempo-historia de las rótulas de muro, columnas y viga de manera representativa. Estos muestran un desempeño completamente factible, donde los momentos encontrados alcanzan valores consistentes y las rotaciones están en la rango de 5/1000 como máximo en los muros. Cabe añadir que estos pertenecen al edificio de 4 pisos; sin embargo, este patrón se repite en todos las edificaciones.

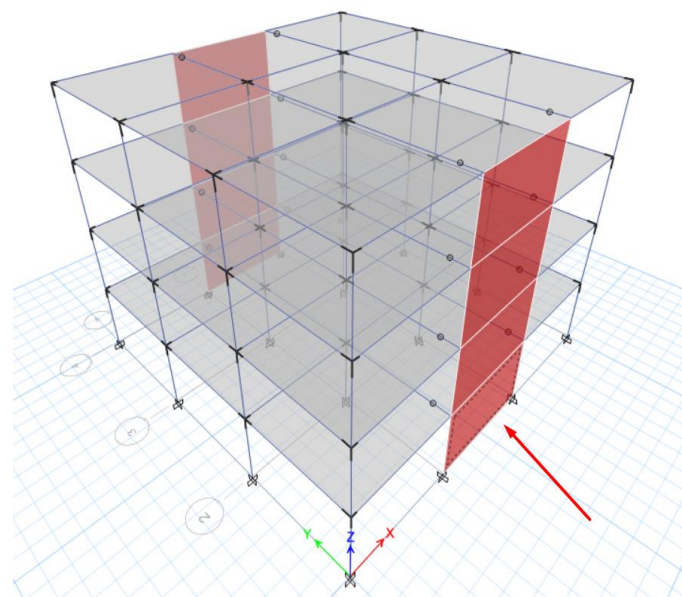


Figura 5.7a Ubicación de rótula de muro



Figura 5.7b Desempeño de rótula en el análisis tiempo-historia

Figura 5.7 Rótula de muro de edificio de 4 pisos

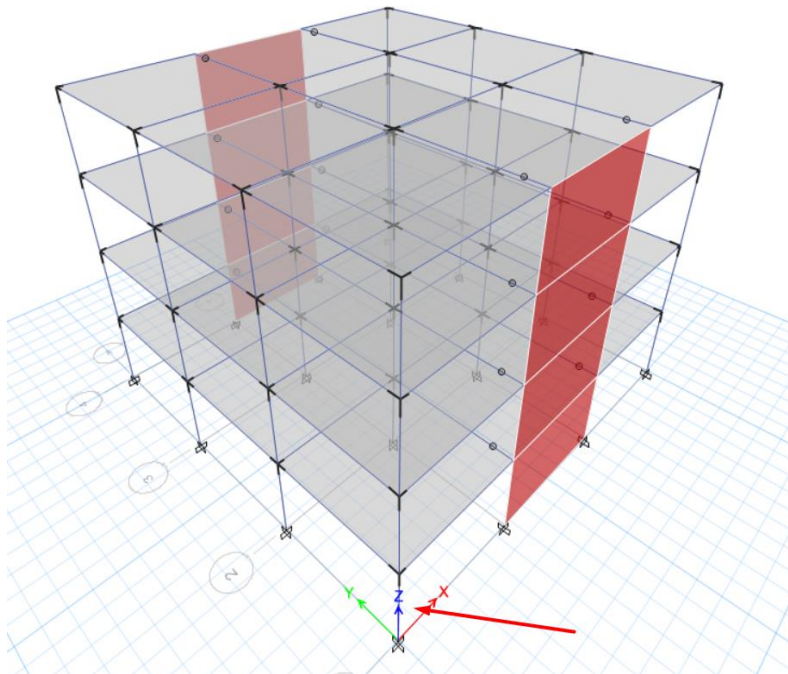


Figura 5.8a Ubicación de rótula de columna

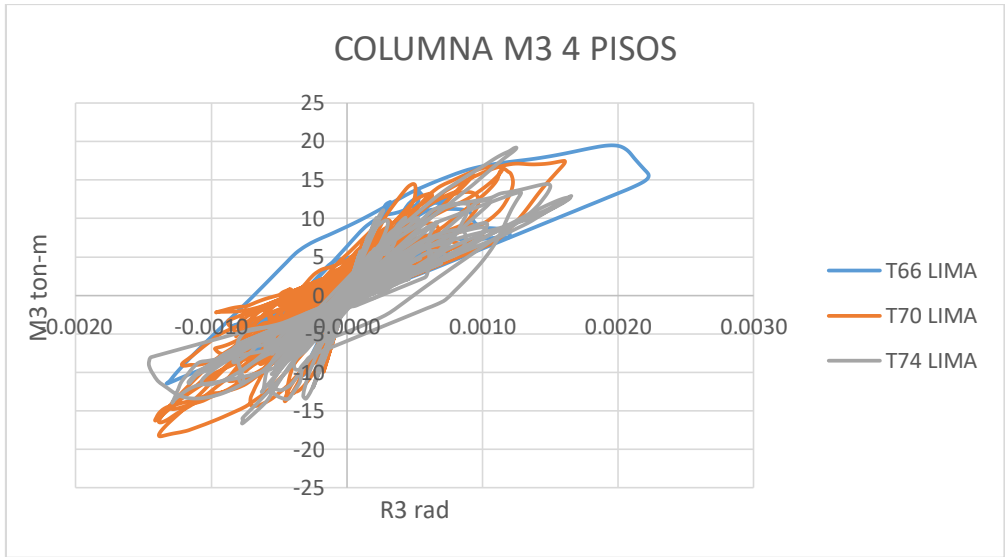


Figura 5.8b Desempeño de rótula en el análisis tiempo-historia en dirección X-X

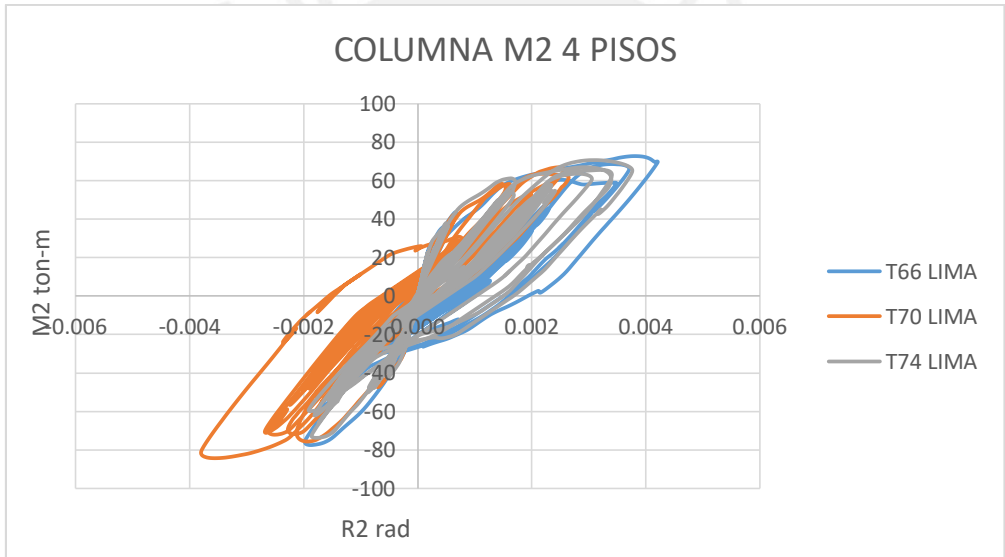


Figura 5.8c Desempeño de rótula en el análisis tiempo-historia en dirección Y-Y

Figura 5.8 Rótula de columna de edificio de 4 pisos

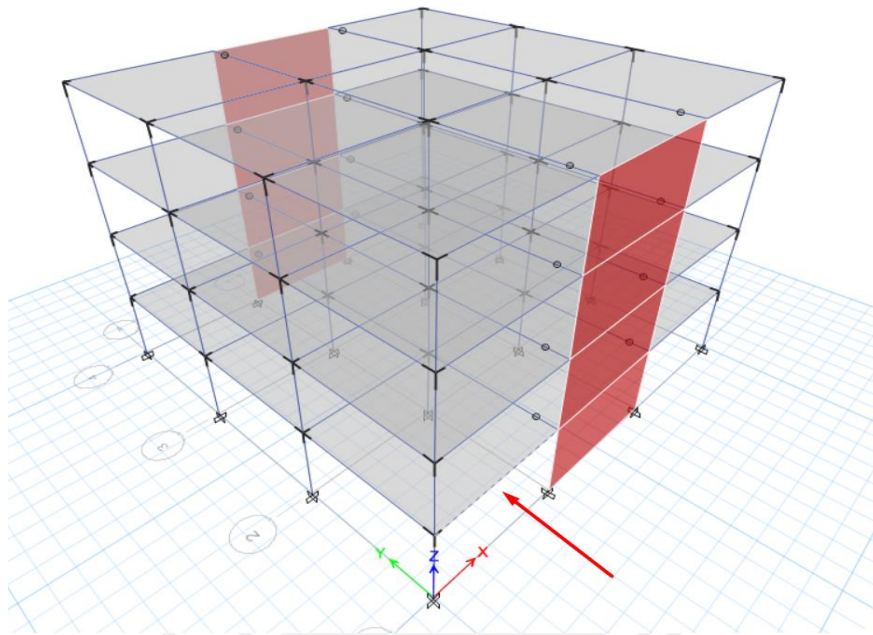


Figura 5.9a Ubicación de rótula de viga

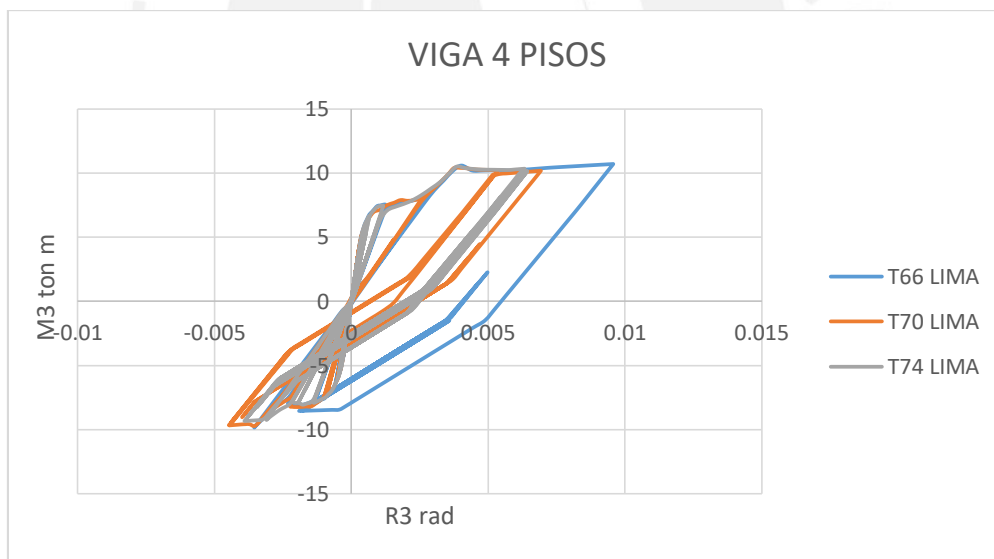


Figura 5.9b Desempeño de rótula en el análisis tiempo-historia

Figura 5.9 Rótula de viga de edificio de 4 pisos

5.3 Aceleraciones de diafragmas

En los anexos del 22 al 48 se muestran los resultados de las aceleraciones obtenidas, de esta manera se muestran en las figuras 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 y 5.14, las curvas generadas por las aceleraciones de los diafragmas de las edificaciones. Se aprecia que el rango es similar a la

curva generada por la metodología sugerida. Cada edificio tiene su particularidad y según los parámetros utilizados, los resultados son muy aceptables de acuerdo a lo predicho.

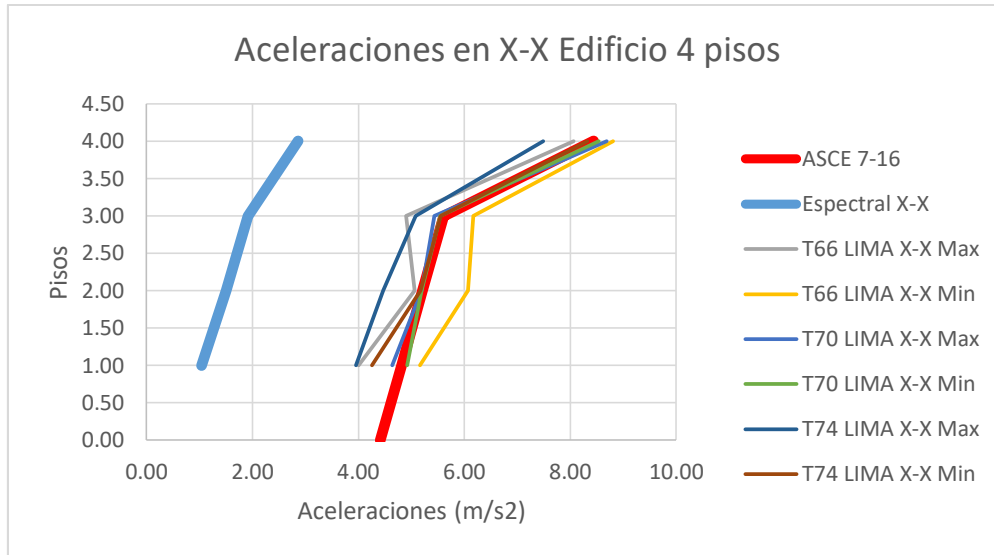


Figura 5.10a Resultados en dirección X-X de edificio de 4 pisos

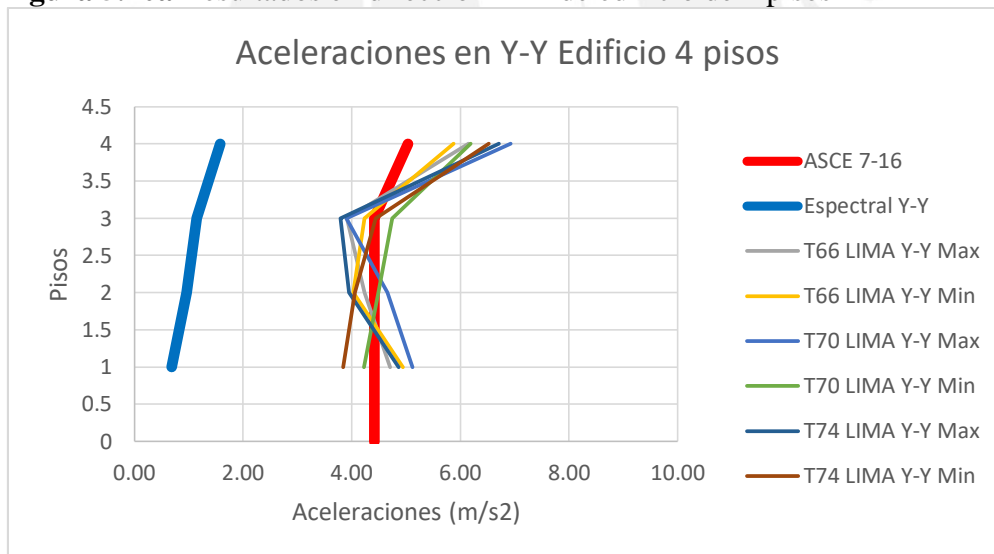


Figura 5.10b Resultados en dirección Y-Y de edificio de 4 pisos

Figura 5.10 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 4 pisos

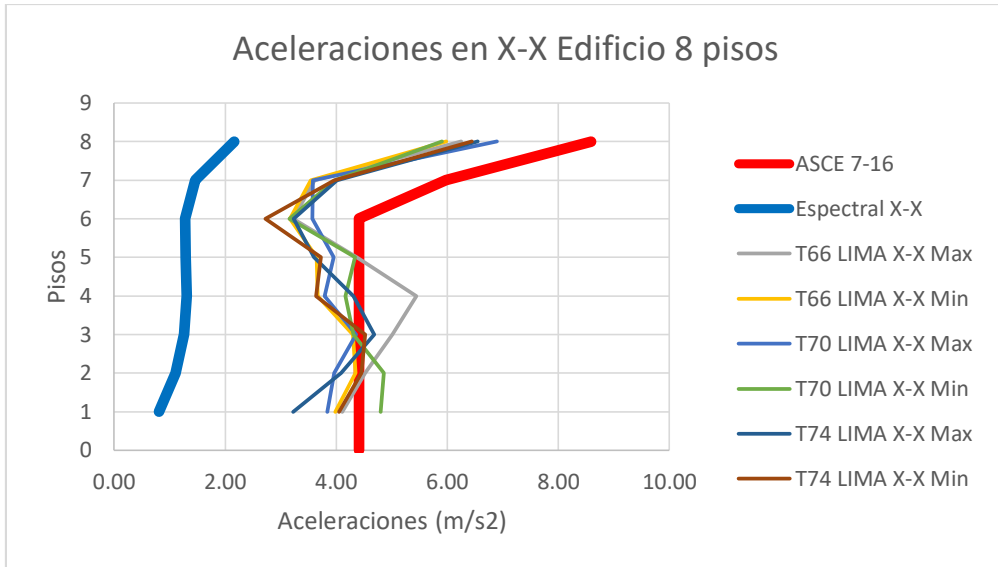


Figura 5.11a Resultados en dirección X-X de edificio de 8 pisos

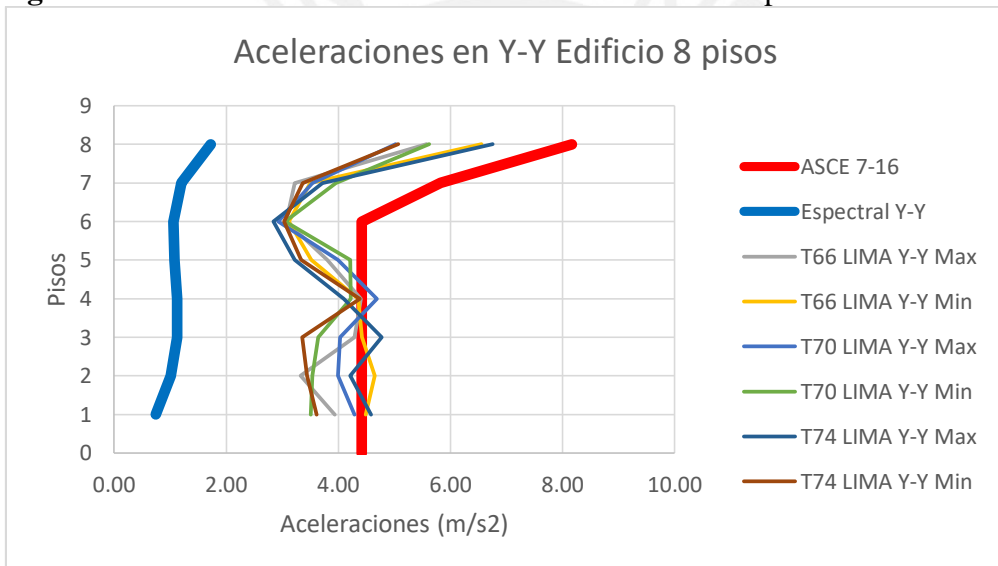


Figura 5.11b Resultados en dirección Y-Y de edificio de 8 pisos

Figura 5.11 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 8 pisos

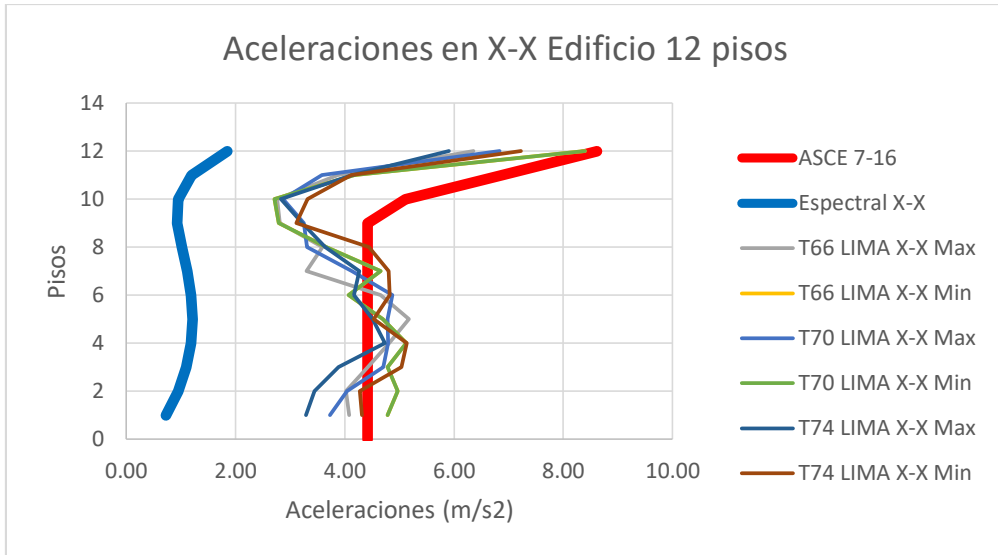


Figura 5.12a Resultados en dirección X-X de edificio de 12 pisos

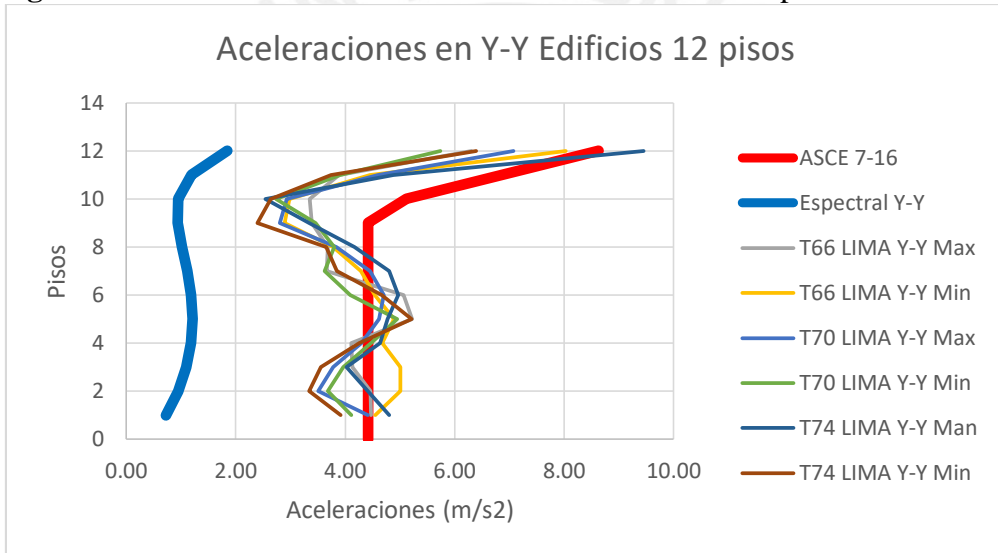


Figura 5.12b Resultados en dirección Y-Y de edificio de 12 pisos

Figura 5.12 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 12 pisos

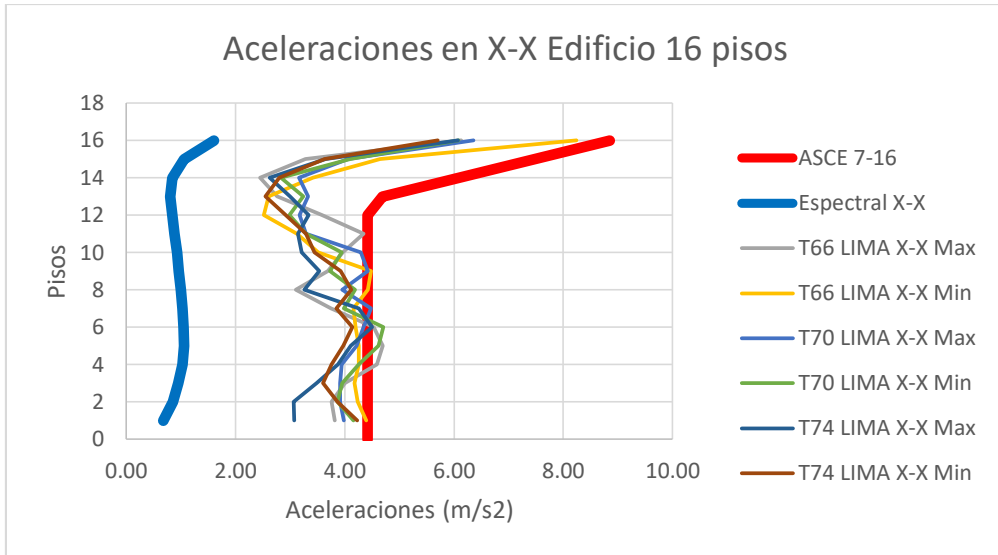


Figura 5.13a Resultados en dirección X-X de edificio de 16 pisos

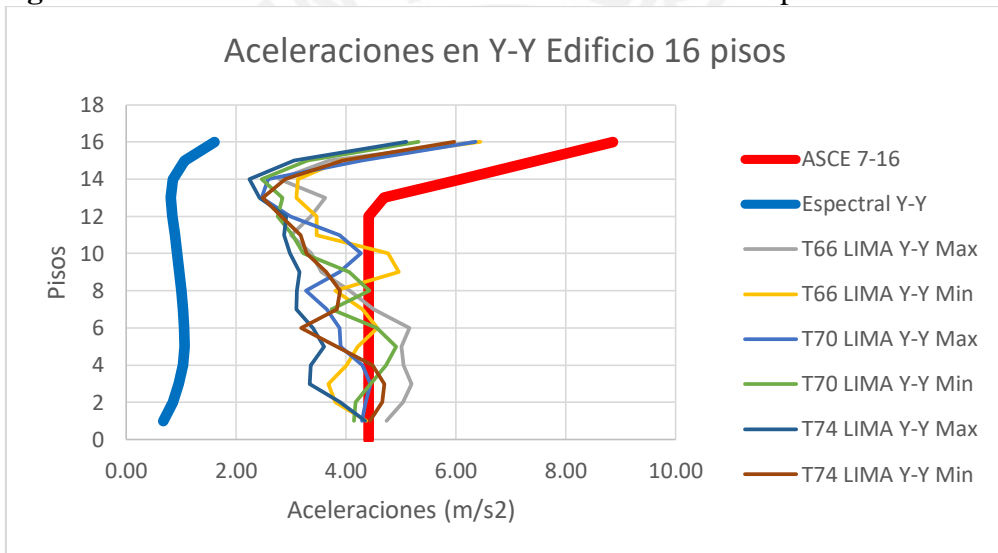


Figura 5.13b Resultados en dirección Y-Y de edificio de 16 pisos

Figura 5.13 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 16 pisos

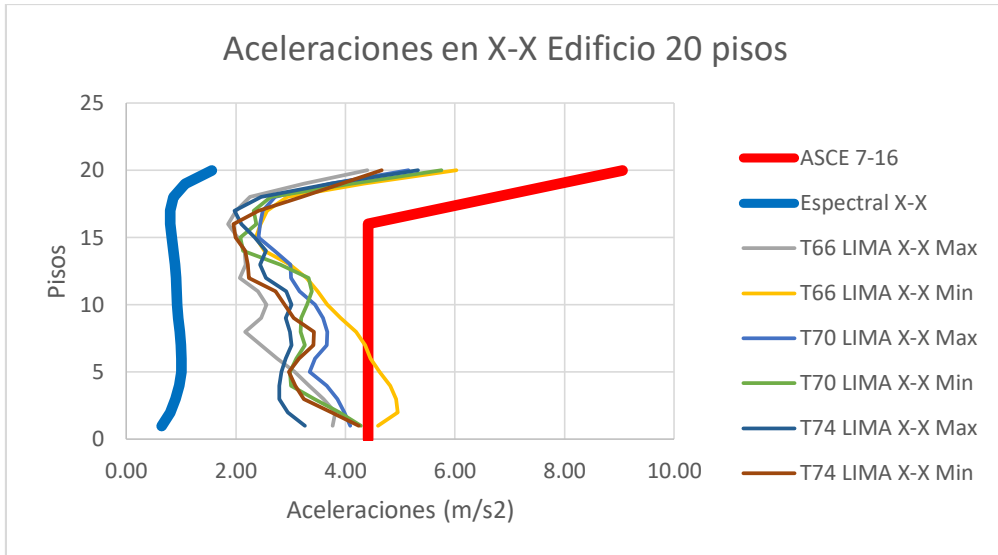


Figura 5.14a Resultados en dirección X-X de edificio de 20 pisos

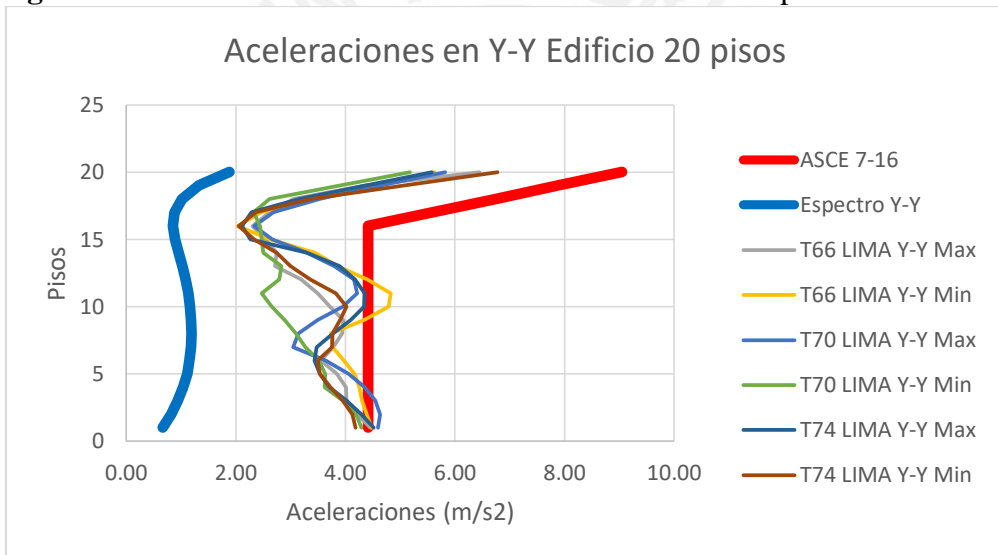


Figura 5.14b Resultados en dirección Y-Y de edificio de 20 pisos

Figura 5.14 Curvas generadas por las aceleraciones en el edificio de 20 pisos

CAPÍTULO 6

Conclusiones

Los modelos de las edificaciones se realizaron siguiendo todos los requerimientos necesarios por las normas nacionales E.030 y E.060. Se cumple con los diseños a flexión, a flexo-compresión y a corte. Las derivas máximas permitidas están dentro del rango aceptado.

Las características de los edificios analizados están predeterminadas para generar una cantidad menor en las fuentes de error. Dado que en el Perú la zona costera, en especial la ciudad de Lima, presenta mayor cantidad de edificios y mayor riesgo sísmico, se escoge los parámetros adecuados para obtener menores cantidades de fuentes de error. En este sentido se escogió los suelos más adecuados para el análisis, de la misma forma los edificios no poseen irregularidad alguna puesto que de esta manera generan menor esfuerzo de cálculo y evitan posibles incompatibilidades en el programa.

Para esta investigación las herramientas más adecuadas que se optó por utilizar para los análisis no lineales fueron as rótulas tipo fibras. Una de las características de este tipo de rótulas es que solo contempla la falla por flexión en todos los elementos. Como medida adicional es indispensable el uso coherente de criterio ingenieril para realizar el análisis correcto y las limitaciones requeridas en cada caso que se presente. En este sentido se opta como referente las limitaciones a las rotulas que se presentan en la norma estadounidense ASCE 41-17 la cual garantiza un desempeño adecuado.

El desempeño de las edificaciones es bastante satisfactorias pues muestran resultados esperados para el tipo de edificaciones presentadas. En este sentido se obtuvieron los factores de sobrerresistencia con las fuerzas máxima obtenida en el análisis de desempeño y con las fuerzas cortantes de cada edificación. Según lo que plantea la norma estadounidense ASCE 7-16 este factor es 2.5 para este tipo de edificaciones, no obstante el valor obtenido experimentalmente es más preciso y se utiliza como parte de la nueva metodología.

El análisis tiempo-historia es una herramienta muy útil que hoy en día es muy común de utilizar debido a la potencia de cálculo que las computadoras actuales poseen. Los datos proporcionados por los registros de cada sismo son bastante precisos lo cual garantiza mayor fiabilidad de los resultados. En este sentido es posible tener una variada amplia de registros de sismos ocurridos en nuestro país, lo cual solo indica la frecuencia de este tipo de fenómenos y la necesidad de una mayor prevención a los sucesos futuros de esta envergadura.

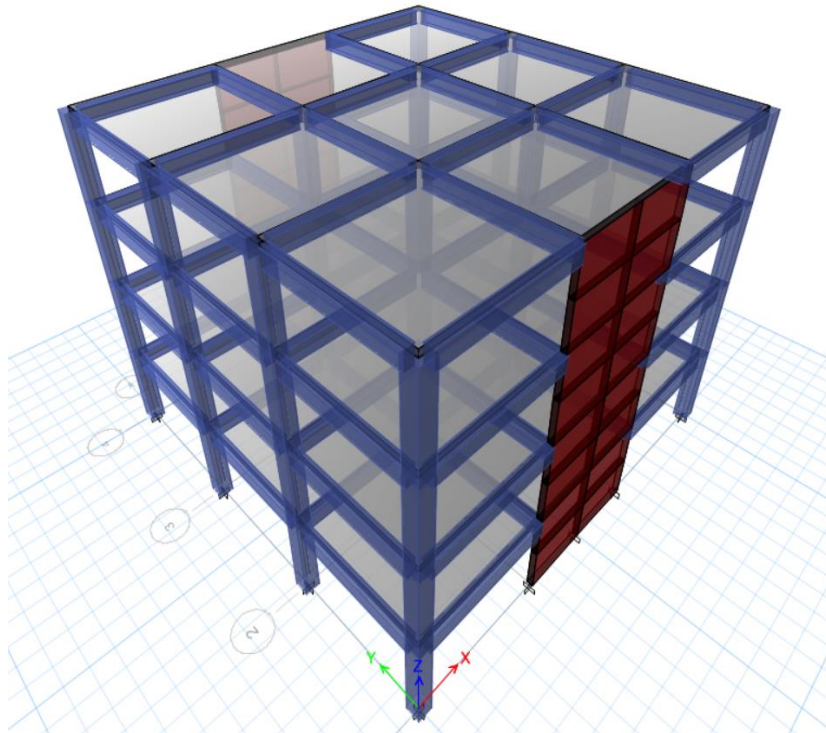
Después de realizar los análisis de tiempo-historia es necesario verificar el desempeño de los elementos de cada edificación. Los resultados de las rótulas de los muros de toda la edificación muestran una gran resistencia y una ductilidad requerida. Los momentos que logran soportar están en el orden de 1000 ton-m y la rotación está en un rango igualmente aceptable de 5/1000. Adicionalmente, aunque en menor importancia, se observan que los resultados de los elementos esbeltos son bastante buenos lo cual también aseguran un gran desempeño de cada estructura en general puesto que se escogió el elemento más representativo.

Los resultados obtenidos de las aceleraciones de los diafragmas de las edificaciones son bastante coherentes. Esto muestra un buen indicio de que todo el procedimiento fue realizado de manera satisfactoria. En este sentido es se corrobora de manera más segura que la metodología actual de la norma nacional sub estima los valores de las aceleraciones de los diafragmas. Por otra parte, los valores de nueva metodología están por encima de los resultados, lo cual es mejor en cuanto a filosofía de diseño puesto que es mejor sobreestimar valores y así asegurar mayores factores de seguridad.

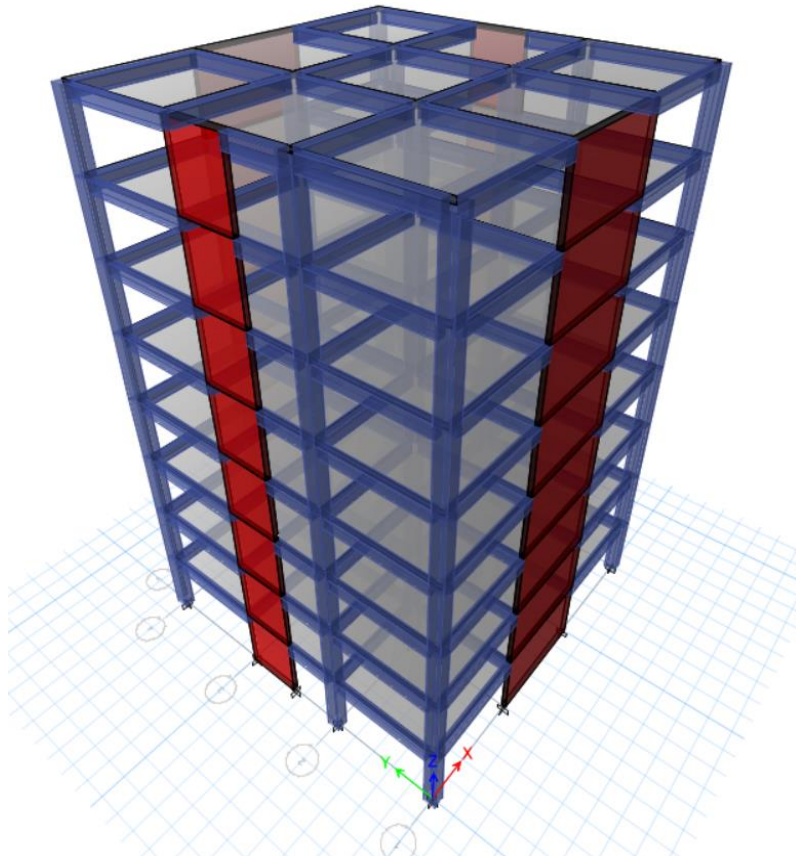
Bibliografía

- ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2016. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, 2017. *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Chopra AK (2011) *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 4 edn. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ
- COMITÉ TÉCNICO DE NORMALIZACIÓN DE LA NORMA E.030 DISEÑO (2018). *Norma Técnica de Edificaciones "E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE"*. Lima, pp.23-28.
- Dowell, O. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. *ACI structural journal*, 95, 607-617.
- Dutta, A., Mander, J. B., & Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (Estats Units d'Amèrica). (1998). *Capacity design and fatigue analysis of confined concrete columns*. Buffalo, NY: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- El comercio (2020). *Los sismos más devastadores que ocurrieron en el Perú en los últimos años*. Recuperado de <https://elcomercio.pe/peru/sismos-los-sismos-mas-devastadores-que-ocurrieron-en-peru-en-los-ultimos-anos-fotos-noticia/>
- FEMA P-1051, 2016. *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples*, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
- La republica (2021). *Falso techo del Aeropuerto Jorge Chávez se desprende tras sismo*. Recuperado de <https://larepublica.pe/sociedad/2021/06/22/sismo-en-lima-falso-techo-del-aeropuerto-jorge-chavez-se-desprende/>
- NZS 1170-5 2004 Structural design actions Part 5: earthquake actions
- Ottazzi, P. G. A (2018). *Apuntes del curso: Concreto armado 1* (15. Ed.) Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R., Paulay, T., & Fernández, E. S. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa.
- Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited*. Pavia: Rose School, Collegio Alessandro Volta, pp.32 - 59.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement based seismic design of structures*. Pavia, Italy: EUCENTRE. (pp 192-220)
- Rodriguez M. y Restrepo J. *Ejemplo de Diseño Sísmico de Diafragmas de Edificios de Concreto Armado*, Lima 2019
- Sharma, A., Elgehausen, R., & Reddy, G. R. (2013). Pivot hysteresis model parameters for reinforced concrete columns, joints, and structures. *ACI Structural Journal*, 110(2), 217.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the structural division*, 96(12), 2557-2573.
- Tavera, H. *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú* Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., Zhu, J. Z., Nithiarasu, P., Bugeda, G., Cervera, R. M., Oñate, E., ... Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria. (2010). *El Método de los elementos finitos*. Barcelona: CIMNE.

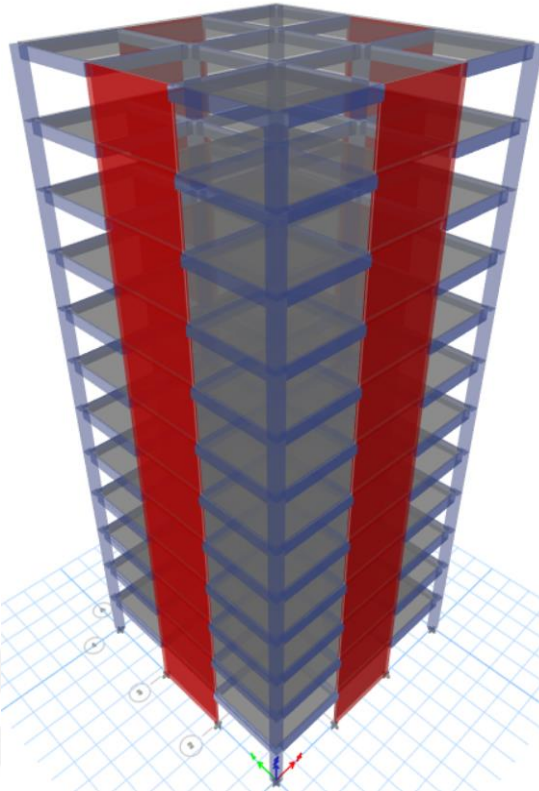
ANEXOS



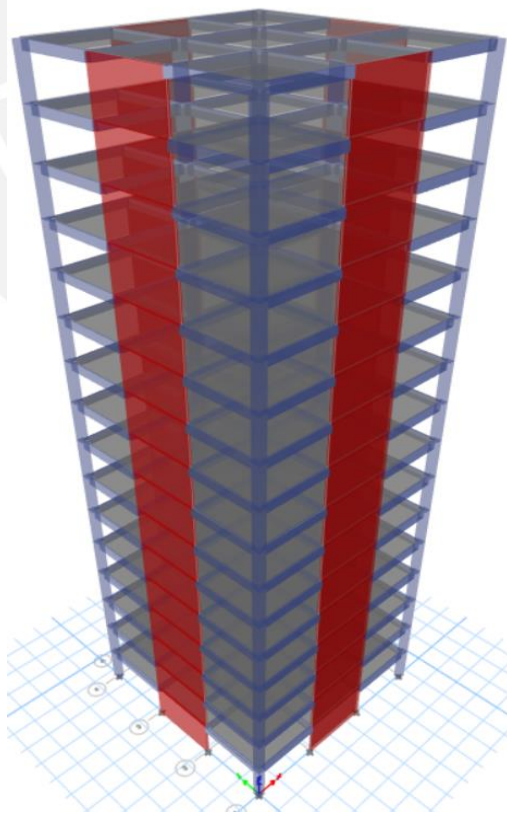
Anexo 1 Edificio de 4 pisos



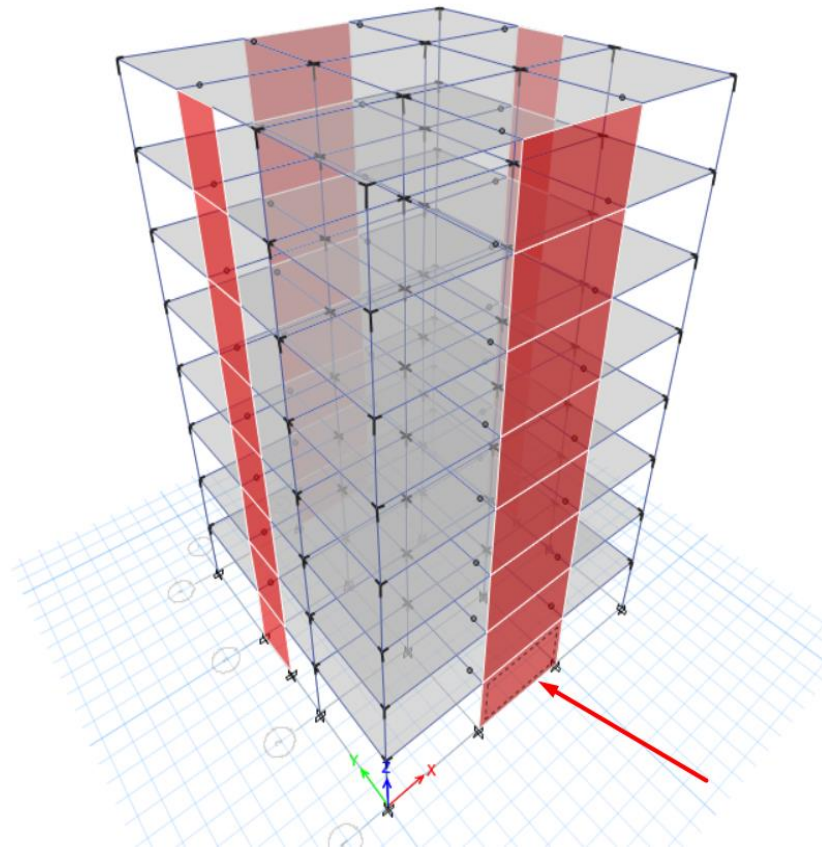
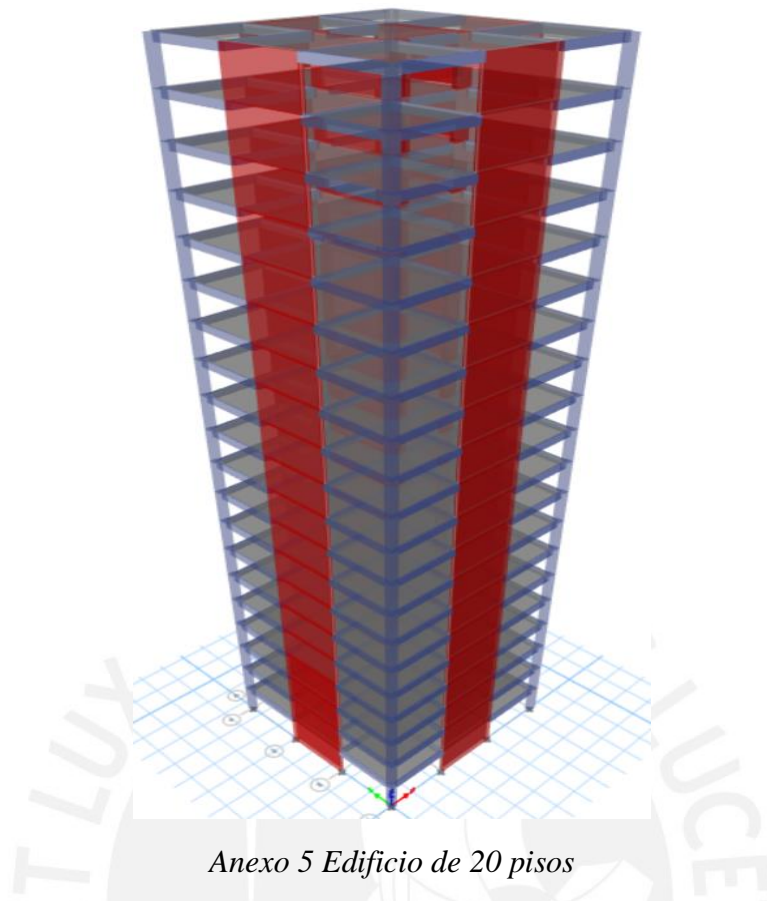
Anexo 2 Edificio de 8 pisos

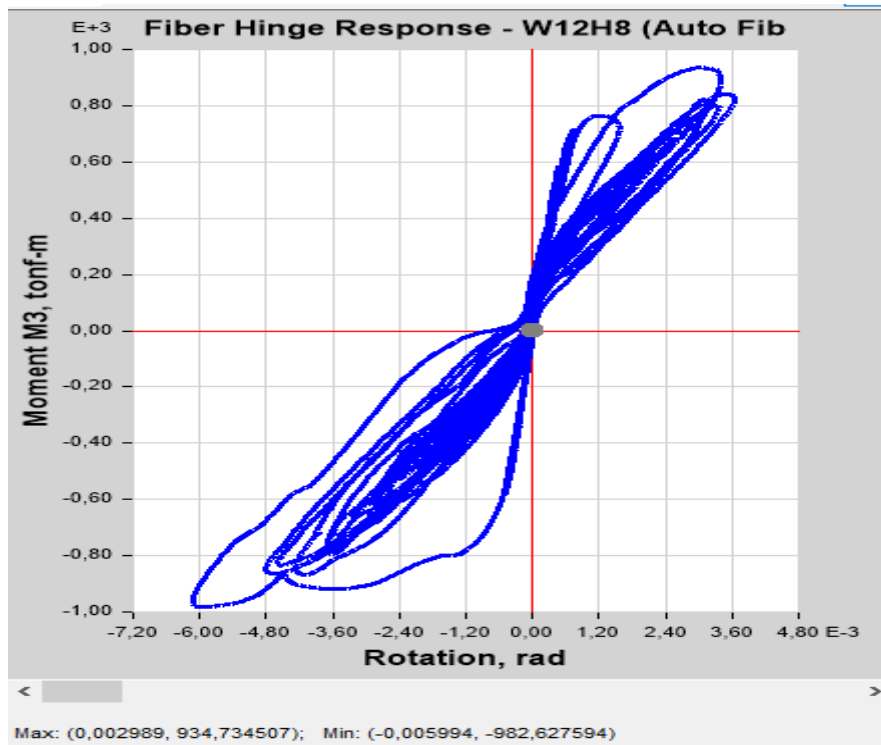


Anexo 3 Edificio de 12 pisos

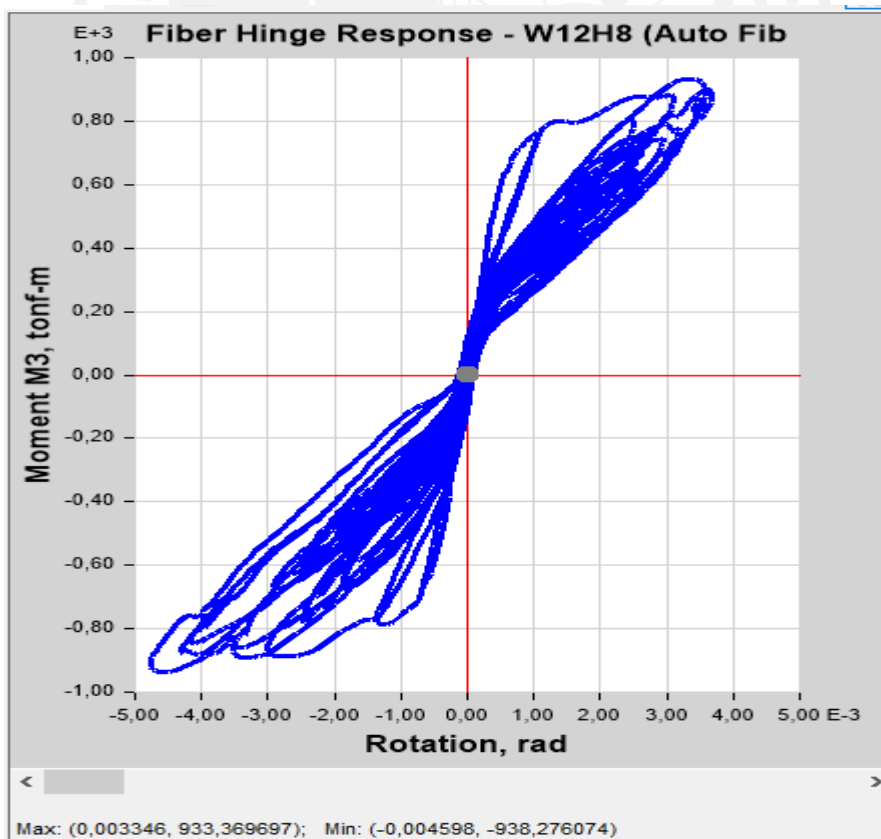


Anexo 4 Edificio de 16 pisos

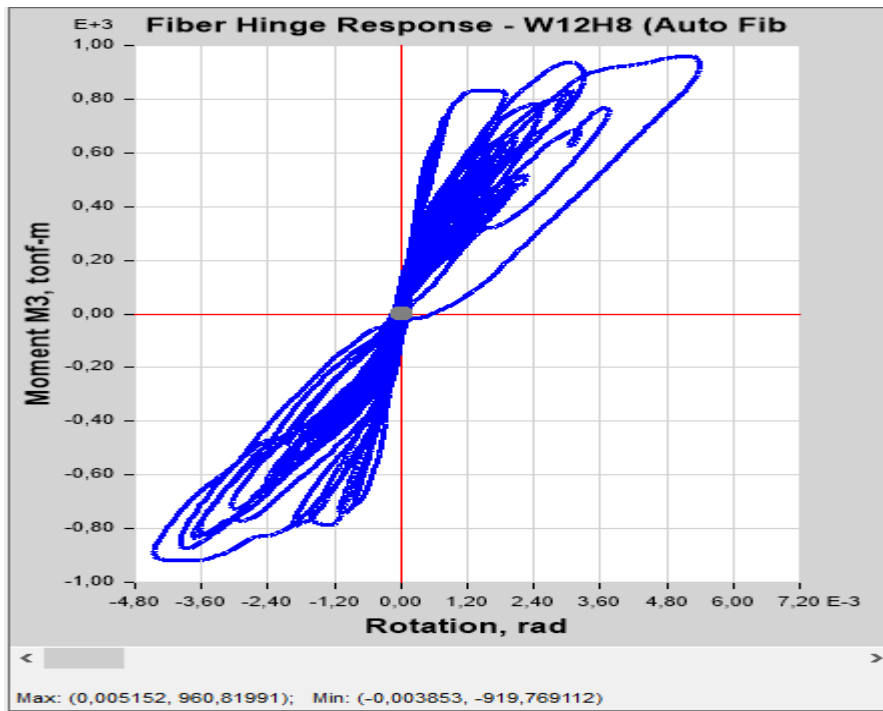




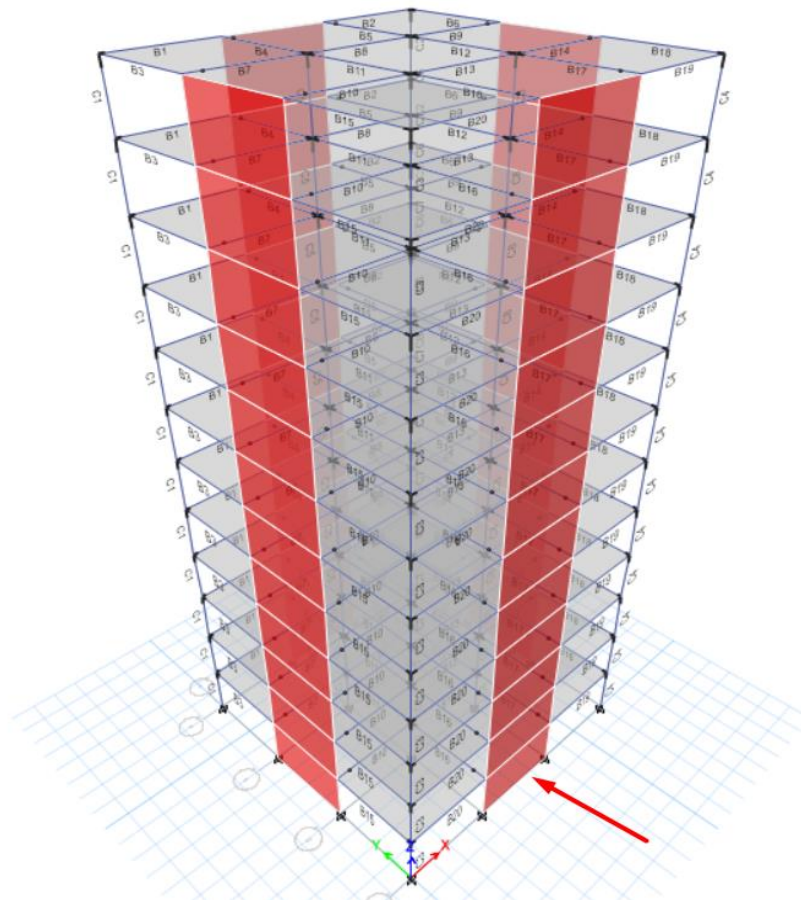
Anexos 7 desempeño de rótula de muro de edificio de 8 pisos sometido a "T66 LIMA"



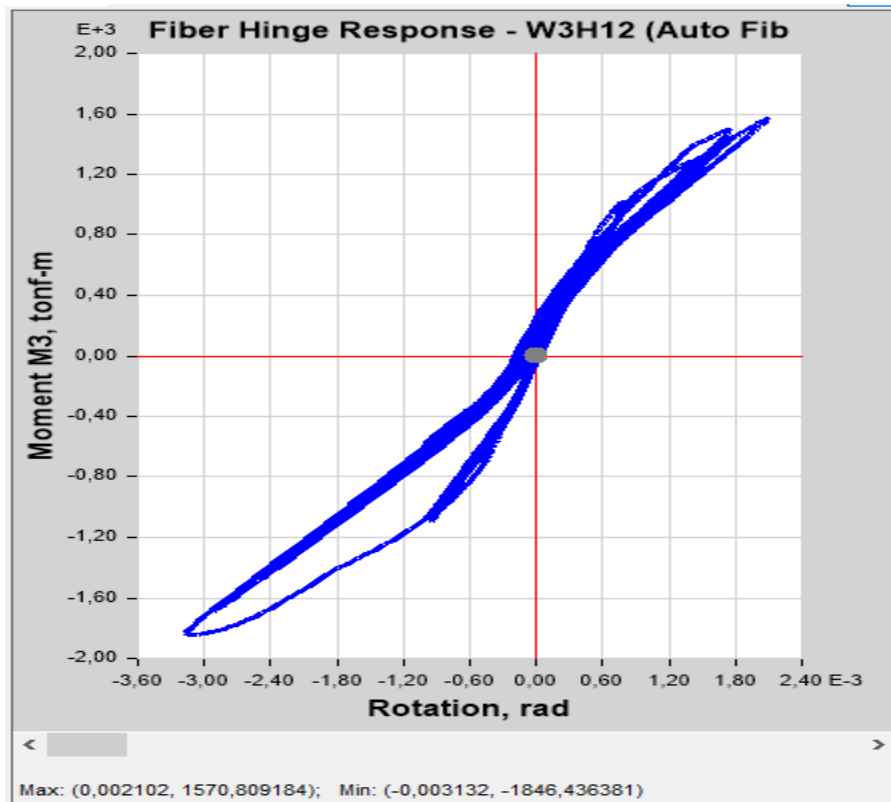
Anexos 8 desempeño de rótula de muro de edificio de 8 pisos sometido a "T70 LIMA"



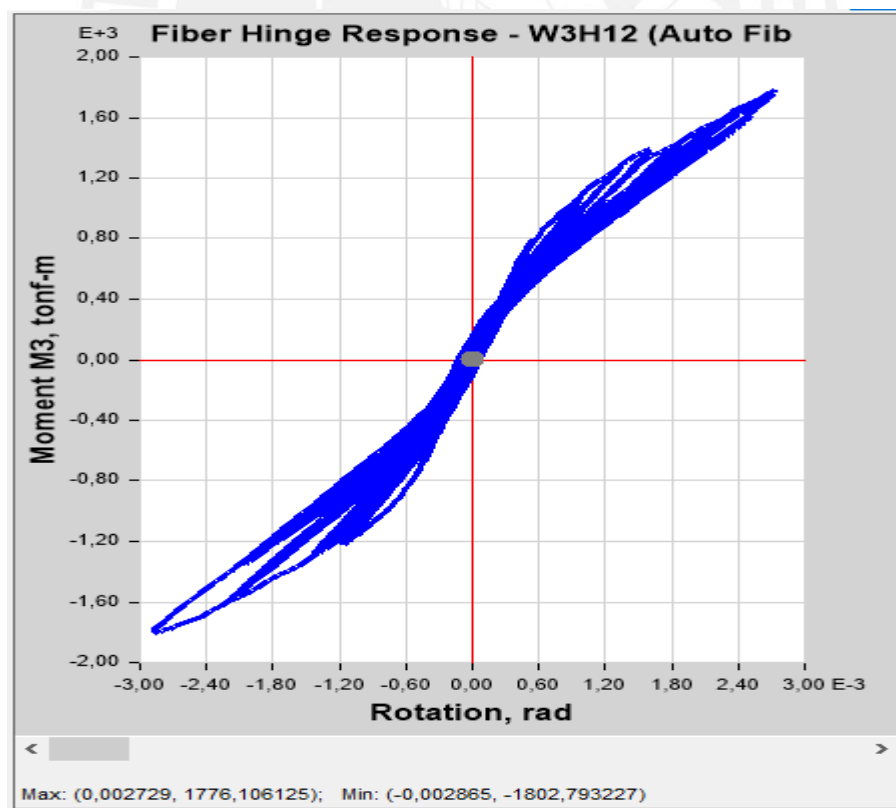
Anexos 9 desempeño de rótula de muro de edificio de 8 pisos sometido a "T74 LIMA"



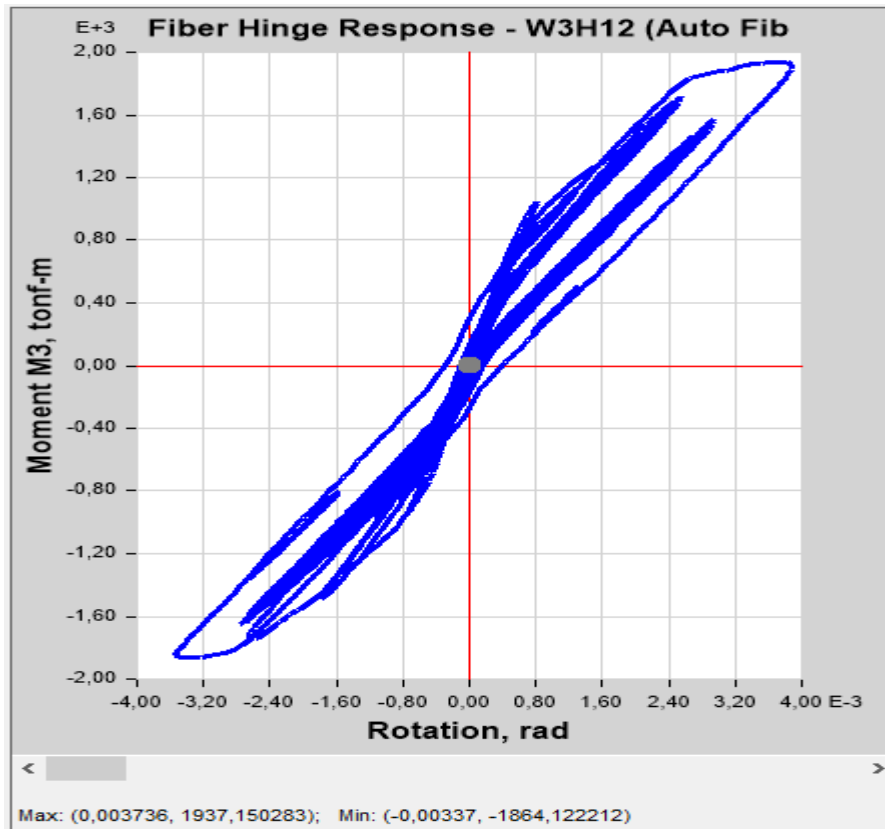
Anexo 10 rótula de muro de edificio de 12 pisos



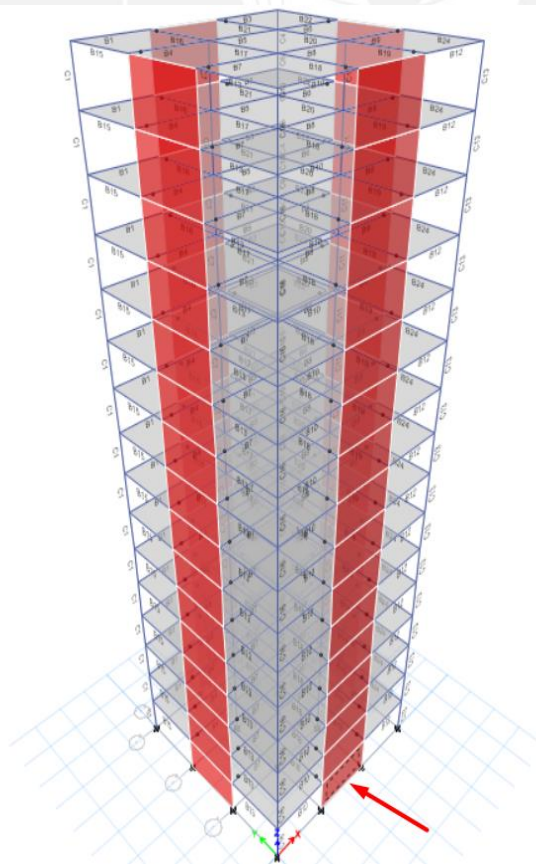
Anexos 11 desempeño de rótula de muro de edificio de 12 pisos sometido a "T66 LIMA"



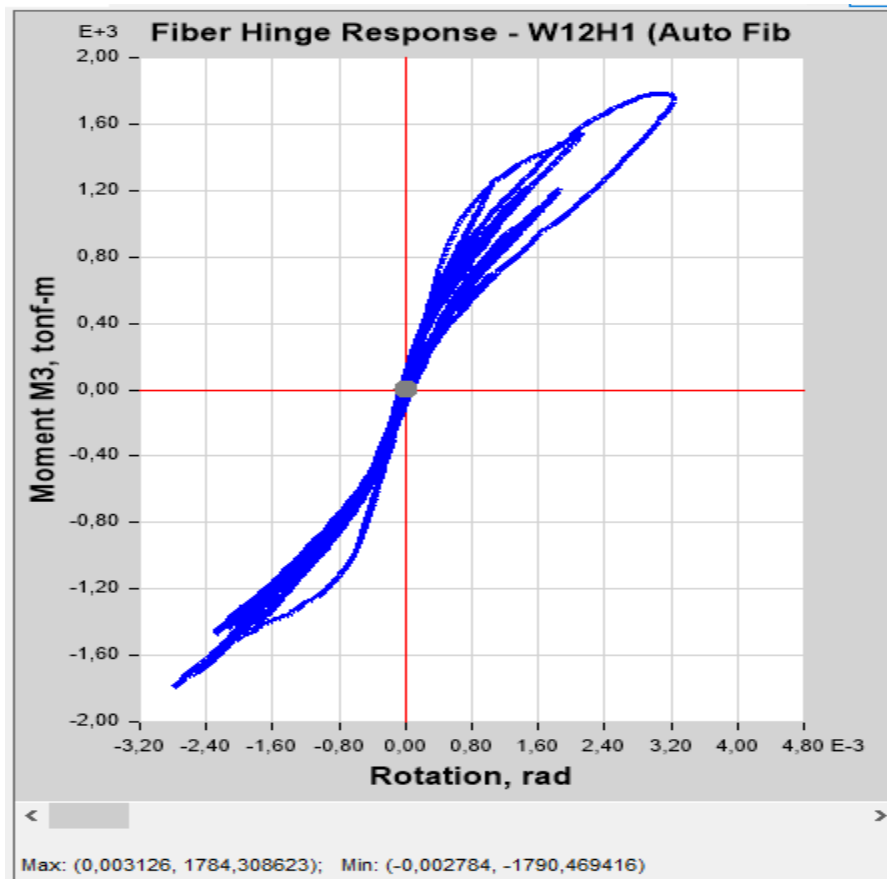
Anexos 12 desempeño de rótula de muro de edificio de 12 pisos sometido a "T70 LIMA"



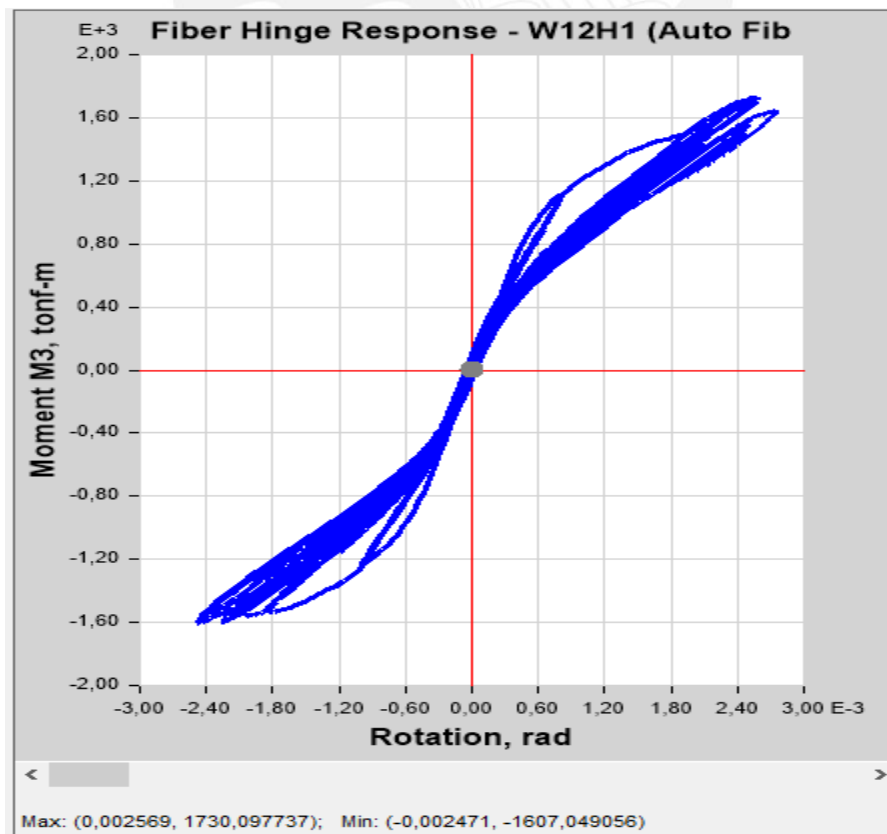
Anexos 13 desempeño de rótula de muro de edificio de 12 pisos sometido a "T74 LIMA"



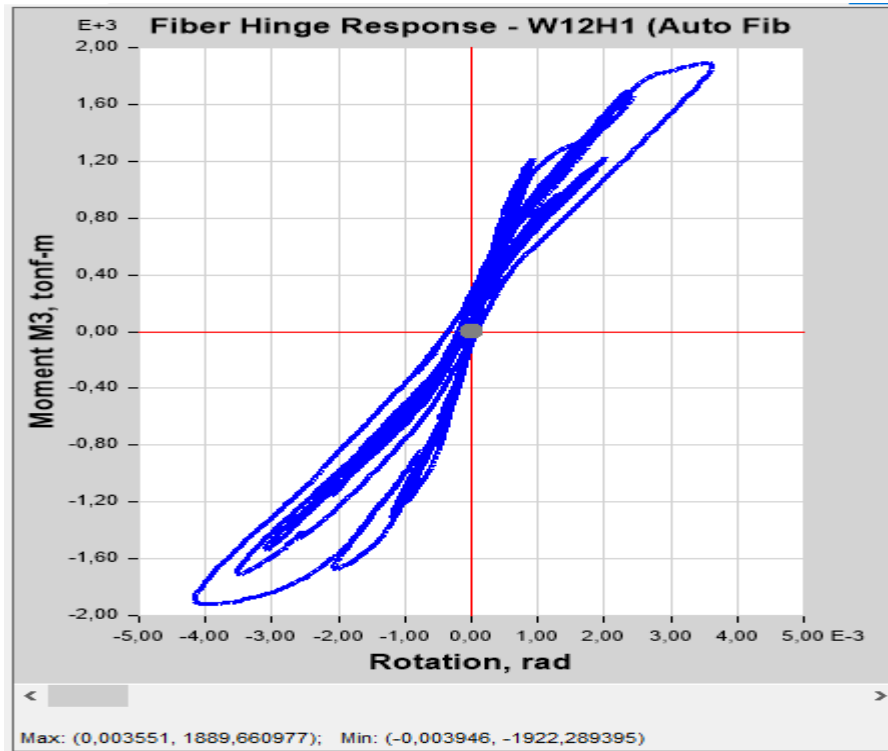
Anexo 14 rótula de muro de edificio de 16 pisos



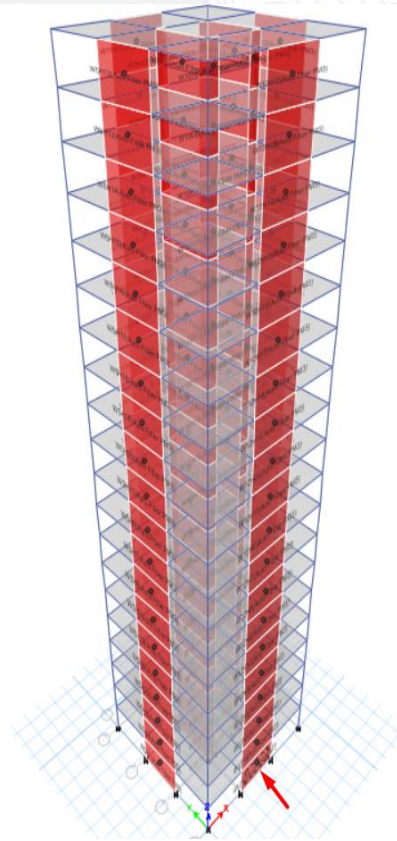
Anexos 15 desempeño de rótula de muro de edificio de 16 pisos sometido a "T66 LIMA"



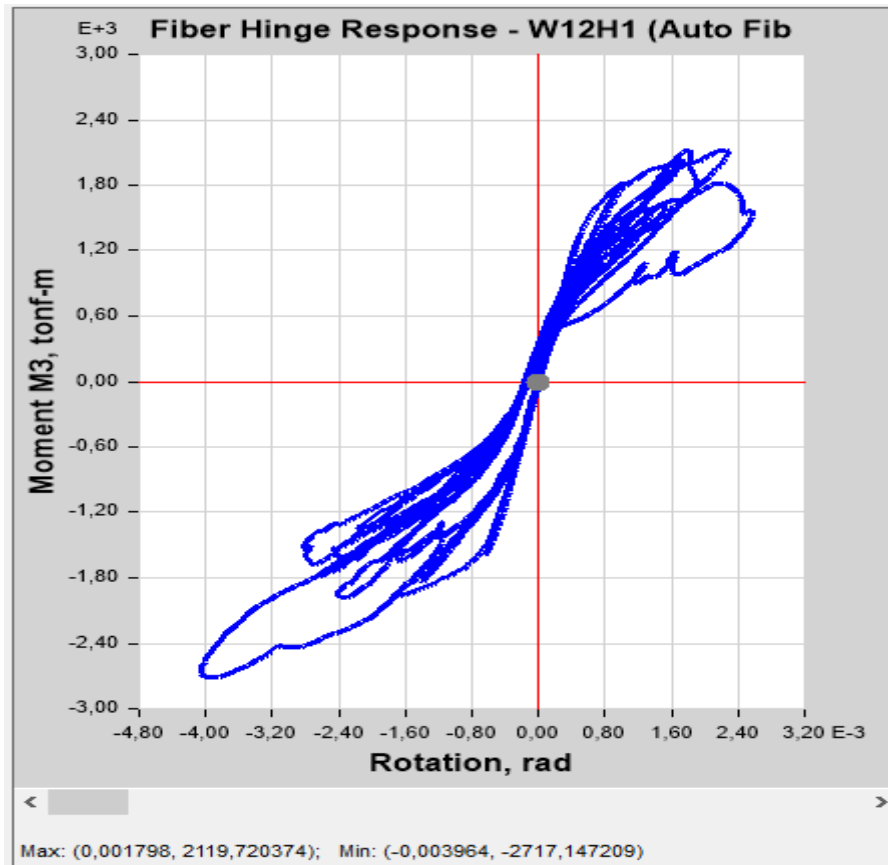
Anexos 16 desempeño de rótula de muro de edificio de 16 pisos sometido a "T70 LIMA"



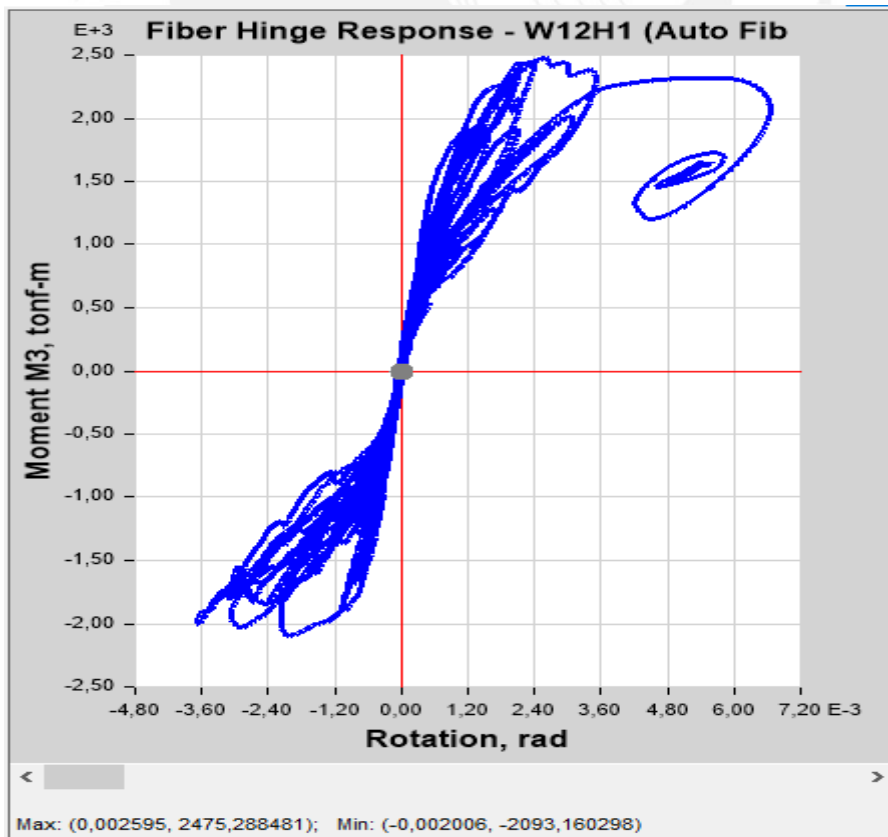
Anexas 17 desempeño de rótula de muro de edificio de 16 pisos sometido a "T74 LIMA"



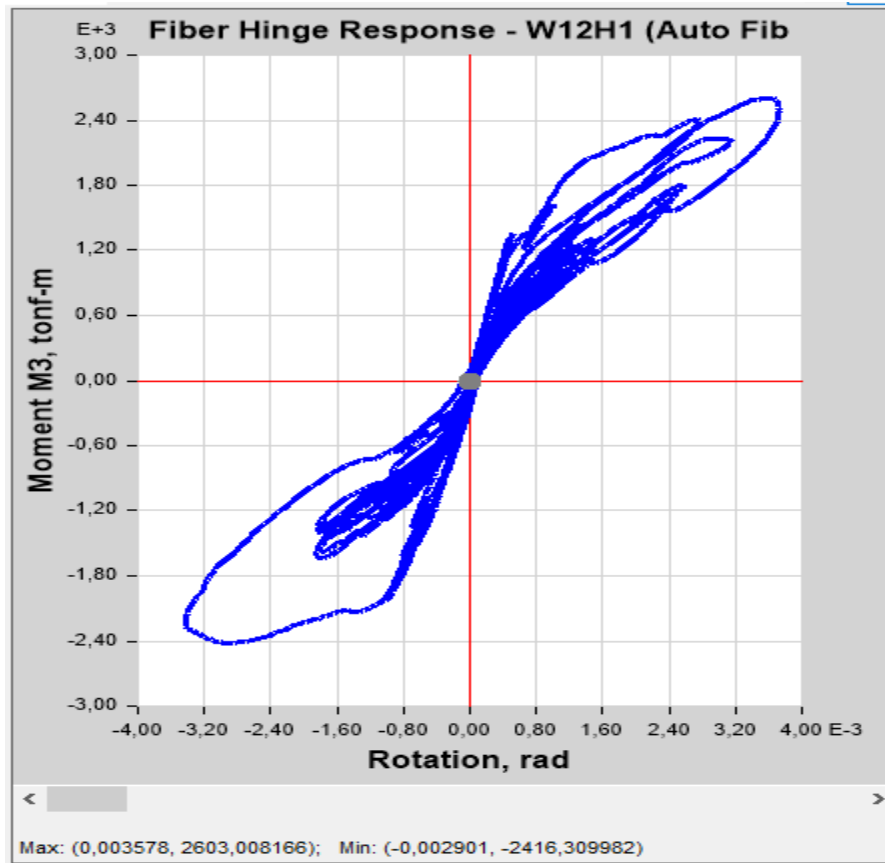
Anexo 18 rótula de muro de edificio de 20 pisos



Anexos 19 desempeño de rótula de muro de edificio de 20 pisos sometido a "T66 LIMA"



Anexos 20 desempeño de rótula de muro de edificio de 20 pisos sometido a "T70 LIMA"



Anexos 21 desempeño de rótula de muro de edificio de 20 pisos sometido a "T74 LIMA"

Anexo 22 tabla de aceleraciones máximas y mínimas de edificio de 4 pisos de "T66 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
4	Max	8.07	6.15
3		4.90	3.91
2		5.07	4.24
1		4.00	4.71
4		-8.80	-5.88
3	Min	-6.17	-4.23
2		-6.07	-4.03
1		-5.16	-4.94

Anexo 23 tabla de aceleraciones máximas y mínimas de edificio de 4 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
4	Max	8.68	6.93
3		5.43	3.91
2		5.19	4.66
1		4.64	5.12
4		-8.53	-6.19
3	Min	-5.54	-4.75
2		-5.19	-4.49
1		-4.92	-4.23

Anexo 24 tabla de aceleraciones máximas y mínimas de edificio de 4 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
4		7.49	6.71
3	Max	5.08	3.79
2		4.47	3.95
1		3.96	4.87
4		-8.33	-6.53
3	Min	-5.56	-4.45
2		-5.17	-4.06
1		-4.26	-3.84

Anexo 25 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 8 pisos de "T66 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		6.25	5.57
7		3.61	3.22
6		3.22	3.07
5	Max	4.37	3.80
4		5.44	4.40
3		5.01	4.29
2		4.52	3.32
1		4.11	3.93

Anexo 26 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 8 pisos de "T66 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		-5.98	-6.55
7		-3.54	-3.50
6		-3.17	-3.12
5	Min	-3.64	-3.52
4		-3.66	-4.36
3		-4.30	-4.42
2		-4.35	-4.65
1		-3.98	-4.49

Anexo 27 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 8 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		6.89	5.02
7		3.58	3.54
6		3.57	2.92
5	Max	3.95	3.99
4		3.79	4.69
3		4.35	4.03
2		3.97	3.99
1		3.84	4.28

Anexo 28 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 8 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		-5.90	-5.62
7		-3.97	-3.95
6		-3.16	-3.05
5	Min	-4.34	-4.22
4		-4.17	-4.22
3		-4.31	-3.64
2		-4.85	-3.54
1		-4.80	-3.51

Anexo 29 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 8 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		6.55	6.75
7		4.01	3.71
6		3.23	2.84
5	Max	3.60	3.23
4		4.31	4.10
3		4.68	4.77
2		4.09	4.22
1		3.23	4.58

Anexo 30 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 8 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
8		-6.44	-5.07
7		-3.97	-3.36
6		-2.72	-3.04
5	Min	-3.72	-3.34
4		-3.64	-4.38
3		-4.52	-3.36
2		-4.46	-3.44
1		-4.05	-3.61

Anexo 31 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 12 pisos de "T66 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		6.35	6.31
11		3.87	3.88
10		2.76	3.35
9		2.81	3.39
8		3.59	3.69
7	Max	3.30	3.66
6		4.66	5.07
5		5.18	5.23
4		4.81	4.12
3		4.42	4.13
2		4.03	4.47
1		4.08	4.47

Anexo 32 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 12 pisos de "T66 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		-8.40	-8.04
11		-4.18	-4.45
10		-2.71	-2.99
9		-2.79	-2.89
8		-3.66	-3.78
7	Min	-4.66	-4.28
6		-4.07	-4.54
5		-4.69	-4.89
4		-5.13	-4.68
3		-4.78	-5.01
2		-4.97	-5.01
1		-4.78	-4.55

Anexo 33 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 12 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		6.83	7.07
11		3.58	4.60
10		2.87	2.93
9		3.25	2.81
8		3.30	3.84
7	Max	4.13	4.45
6		4.87	4.71
5		4.78	4.62
4		4.80	4.30
3		4.70	3.78
2		4.04	3.51
1		3.73	4.42

Anexo 34 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 12 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		-7.00	-5.74
11		-3.86	-3.91
10		-3.04	-2.73
9		-3.85	-3.45
8		-4.14	-3.80
7	Min	-4.40	-3.62
6		-4.70	-4.09
5		-5.99	-4.95
4		-5.27	-4.47
3		-5.25	-3.97
2		-4.33	-3.68
1		-4.14	-4.12

Anexo 35 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 12 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		5.90	9.45
11		4.14	4.88
10		2.83	2.54
9		3.22	3.34
8		3.64	4.17
7	Max	4.26	4.80
6		4.17	4.97
5		4.51	4.77
4		4.73	4.63
3		3.89	4.02
2		3.44	4.41
1		3.29	4.81

Anexo 36 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 12 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
12		-7.22	-6.39
11		-4.12	-3.74
10		-3.32	-2.64
9		-3.11	-2.40
8		-4.44	-3.65
7	Min	-4.81	-3.85
6		-4.82	-4.67
5		-4.53	-5.21
4		-5.14	-4.26
3		-5.04	-3.56
2		-4.27	-3.34
1		-4.32	-3.92

Anexo 37 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 16 pisos de “T66 LIMA”

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		6.13	6.37
15		3.28	3.70
14		2.45	2.78
13		2.76	3.62
12		3.58	3.36
11		4.35	2.99
10		3.97	3.37
9	Max	3.69	3.56
8		3.10	4.07
7		3.75	4.50
6		4.53	5.15
5		4.70	5.01
4		4.59	5.04
3		4.00	5.19
2		3.76	5.04
1		3.82	4.74

Anexo 38 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 16 pisos de “T66 LIMA”

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		-8.24	-6.45
15		-4.65	-3.91
14		-3.41	-3.12
13		-2.61	-3.10
12		-2.51	-3.47
11		-3.12	-3.46
10		-3.52	-4.77
9	Min	-4.48	-4.96
8		-4.42	-3.80
7		-4.16	-4.30
6		-4.20	-4.57
5		-4.25	-4.22
4		-4.26	-4.00
3		-4.18	-3.68
2		-4.23	-3.81
1		-4.39	-4.37

Anexo 39 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 16 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		6.36	6.36
15		4.06	4.29
14		3.16	2.58
13		3.33	2.47
12		3.17	2.99
11		3.29	3.89
10		4.30	4.27
9	Max	4.42	3.88
8		3.96	3.27
7		4.48	3.65
6		4.34	3.88
5		4.22	3.90
4		3.94	4.30
3		3.92	4.45
2		3.92	4.36
1		3.98	4.29

Anexo 40 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 16 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		-6.08	-5.32
15		-4.10	-3.30
14		-2.83	-2.46
13		-3.24	-2.84
12		-2.98	-2.75
11		-3.29	-3.03
10		-3.94	-3.22
9	Min	-3.73	-4.06
8		-4.19	-4.43
7		-3.99	-3.73
6		-4.70	-4.57
5		-4.61	-4.91
4		-4.26	-4.72
3		-3.96	-4.45
2		-3.87	-4.18
1		-4.16	-4.14

Anexo 41 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 16 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		6.07	5.10
15		3.65	3.05
14		2.62	2.25
13		3.00	2.43
12		3.34	2.91
11		3.14	2.87
10		3.21	2.98
9	Max	3.54	3.16
8		3.25	3.11
7		4.26	3.09
6		4.50	3.39
5		4.11	3.60
4		3.88	3.36
3		3.48	3.34
2		3.07	3.89
1		3.08	4.34

Anexo 42 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 16 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
16		-5.71	-5.97
15		-3.63	-3.94
14		-2.80	-2.89
13		-2.55	-2.48
12		-2.92	-2.82
11		-3.29	-3.17
10		-3.44	-3.28
9	Min	-3.93	-3.64
8		-4.12	-3.89
7		-3.85	-3.83
6		-4.14	-3.18
5		-3.97	-3.83
4		-3.76	-4.48
3		-3.60	-4.70
2		-3.87	-4.66
1		-4.23	-4.44

Anexo 43 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 20 pisos de “T66 LIMA”

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		4.39	6.45
19		3.25	4.35
18		2.25	3.06
17		2.01	2.62
16		1.86	2.31
15		2.04	2.54
14		2.16	2.75
13		2.18	2.72
12		2.07	3.19
11		2.40	3.49
10	Max	2.56	3.72
9		2.46	3.96
8		2.17	3.94
7		2.46	3.77
6		2.75	3.56
5		3.07	3.84
4		3.34	4.01
3		3.60	4.02
2		3.81	4.21
1		3.77	4.46

Anexo 44 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 20 pisos de “T66 LIMA”

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		-6.02	-5.63
19		-4.34	-4.45
18		-2.94	-3.45
17		-2.56	-2.46
16		-2.45	-2.04
15		-2.36	-2.63
14		-2.52	-3.45
13		-2.99	-3.85
12		-3.29	-4.40
11		-3.50	-4.83
10	Min	-3.67	-4.78
9		-3.92	-4.34
8		-4.19	-3.73
7		-4.36	-3.77
6		-4.46	-3.97
5		-4.62	-4.17
4		-4.82	-4.25
3		-4.92	-4.30
2		-4.95	-4.39
1		-4.60	-4.48

Anexo 45 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 20 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		5.15	5.82
19		3.73	4.64
18		2.71	3.53
17		2.49	2.68
16		2.44	2.33
15		2.42	2.66
14		2.70	3.30
13		2.99	3.79
12		3.01	4.16
11	Max	3.16	4.21
10		3.44	3.95
9		3.59	3.49
8		3.66	3.14
7		3.66	3.05
6		3.45	3.64
5		3.35	4.06
4		3.66	4.35
3		3.86	4.55
2		3.98	4.63
1		4.09	4.60

Anexo 46 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 20 pisos de "T70 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		-5.75	-5.18
19		-4.12	-3.89
18		-2.63	-2.61
17		-2.33	-2.32
16		-2.37	-2.44
15		-2.08	-2.48
14		-2.13	-2.50
13		-2.82	-2.83
12		-3.33	-2.80
11	Min	-3.38	-2.47
10		-3.29	-2.65
9		-3.19	-2.89
8		-3.18	-3.09
7		-3.26	-3.27
6		-3.10	-3.51
5		-2.99	-3.63
4		-3.01	-3.62
3		-3.43	-3.96
2		-3.90	-4.19
1		-4.28	-4.30

Anexo 47 tabla de aceleraciones máximas de edificio de 20 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		5.32	5.58
19		3.74	4.36
18		2.46	3.17
17		1.98	2.29
16		2.10	2.11
15		2.34	2.26
14		2.55	3.30
13		2.44	3.90
12		2.54	4.17
11		2.92	4.35
10	Max	3.02	4.34
9		2.91	4.10
8		2.99	3.77
7		3.01	3.48
6		2.91	3.44
5		2.83	3.53
4		2.79	3.71
3		2.79	4.02
2		2.95	4.30
1		3.26	4.51

Anexo 48 tabla de aceleraciones mínimas de edificio de 20 pisos de "T74 LIMA"

Piso	TIPO	UX (m/s ²)	UY (m/s ²)
20		-4.67	-6.78
19		-3.94	-5.06
18		-3.20	-3.38
17		-2.42	-2.36
16		-1.95	-2.06
15		-1.99	-2.33
14		-2.17	-2.74
13		-2.22	-3.00
12		-2.24	-3.35
11		-2.72	-3.83
10	Min	-2.89	-4.02
9		-3.06	-3.91
8		-3.42	-3.76
7		-3.41	-3.76
6		-3.15	-3.49
5		-2.97	-3.53
4		-3.08	-3.73
3		-3.24	-3.95
2		-3.75	-4.12
1		-4.24	-4.19