

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE
MUROS ESTRUCTURALES APLICANDO EL MÉTODO DE
ESPECTRO DE CAPACIDAD**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Paolo Cesar Huerta Quispe

ASESOR:

Edward Jonathan Soto Oblea

Lima, Mayo, 2022

RESUMEN

Esta investigación se desarrolla con la finalidad de generar conocimiento sobre el desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros de concreto armado construidos en la zona sísmica Z4 del Perú. En el desarrollo de la investigación, se estudian cuatro edificaciones multifamiliares ubicados en la zona sísmica Z4, construidos sobre un suelo de perfil tipo S1. Para estudiar el desempeño estructural de los edificios se realiza un análisis estático no lineal (AENL). Para esto, se usa el método de espectro de capacidad (MEC), el cual fue desarrollado en el ATC-40 (1996) y posteriormente mejorado en el FEMA-440 (2005). Este método consiste en calcular el punto de desempeño de manera gráfica mediante la superposición de la curva de capacidad del edificio y una curva de demanda. Para esto, se realiza el modelo computacional de los edificios y se modelan las rotulas de los elementos estructurales haciendo uso del programa Etabs v.18. La curva de capacidad de cada edificio se obtiene mediante la aplicación de un patrón de cargas proporcional al modo de vibración fundamental. Para el cálculo del punto de desempeño, cada edificio es sometido a una demanda sísmica correspondiente a un nivel de diseño y máximo, definidos según el ATC-40. Complementariamente, se realiza un análisis modal espectral y se verifican las irregularidades estructurales y derivas. Finalmente, el punto de desempeño es evaluado según las propuestas del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). Se concluye que, a partir de los puntos de desempeño calculados con ayuda del programa Etabs v.18 y usando los criterios ya mencionados, los edificios estudiados tienen un desempeño óptimo ante un sismo de diseño y máximo en las direcciones transversal y longitudinal.

Índice general

Capítulo 1. Introducción	1
Capítulo 2. Objetivos e hipótesis	3
Capítulo 3. Marco teórico	4
3.1 Desempeño sísmico de estructuras y propuesta del comité VISION 2000.....	4
3.2 Análisis espectral modal.....	5
3.2.1 Aceleración espectral	5
3.2.2 Criterios de combinación modal	6
3.3 Análisis estático no lineal.....	8
3.3.1 Curva de capacidad	8
3.3.2 Curva de demanda.....	11
3.3.3 Simplificación bilineal de curva de capacidad.....	12
3.3.4 Cálculo del punto de desempeño con el MEC	12
3.3.5 Método de coeficientes de desplazamiento.....	17
3.3.6 Método N2	17
3.5 Método dinámico no lineal tiempo-historia	19
3.4 Modelos constitutivos del acero y concreto	20
3.4.1 Modelos constitutivos del concreto	20
3.4.2 Modelos constitutivos del acero.....	25
3.4.1 Modelos de plasticidad concentrada y distribuida	29
3.5 Elementos primarios y secundarios.....	29
3.6 Comportamiento de muros estructurales y tipos de falla	31
3.6.1 Comportamiento de muros estructurales	31
3.6.2 Fallas en muros de concreto armado.....	32
Capítulo 4. Metodología	35
4.1 Descripción de los edificios a usar	35
4.2 Modelo de comportamiento inelástico de los materiales	40
4.3 Diagramas momento-curvatura	45
4.4 Modelo computacional en Etabs	46
4.4.1 Modelado de vigas, losas y columnas.....	46
4.4.2 Modelos de muros de concreto	48
4.5 Modelado de rótulas plásticas	50
4.5.1 Rótulas plásticas en columnas y vigas.....	50
4.5.2 Longitud de rótulas plásticas en vigas y columnas.....	52
4.5.3 Rótulas plásticas en muros de concreto	53
Capítulo 5. Análisis espectral modal	55
5.1 Peso sísmico	55

5.2	Verificación de irregularidades	56
5.3	Espectro de demanda.....	56
5.4	Periodos de vibración fundamental	58
5.5	Masas participativas	59
5.6	Cortantes de entrepiso y momentos de volteo.....	61
5.7	Derivas inelásticas.....	63
Capítulo 6.	Análisis estático no lineal	67
6.1	Caso de cargas por gravedad.....	67
6.2	Definición del caso del análisis no lineal	68
6.3	Calibración del punto de colapso	70
6.4	Cálculo y evaluación del punto de desempeño según FEMA-440 y SEAOC	71
Capítulo 7.	Resultados	73
7.1	Puntos de desempeño	73
7.1.1	Punto de desempeño del edificio M1	74
7.1.1	Punto de desempeño del edificio M2.....	76
7.1.1	Punto de desempeño del edificio M3.....	78
7.1.1	Punto de desempeño del edificio M4.....	80
Capítulo 8.	Análisis de resultados	83
8.1	Influencia del efecto $P-\Delta$	83
8.2	Determinación del punto de colapso	84
8.3	Fuerzas cortantes basales en el punto de desempeño	86
8.4	Relación entre las fuerzas cortantes basales y la rigidez efectiva	87
8.5	Desplazamientos espectrales	88
8.6	Demanda de ductilidad de los edificios.....	89
8.7	Matriz de desempeño	89
Capítulo 9.	Conclusiones	91
Capítulo 10.	Futuras líneas de investigación	94
Bibliografía		95

Índice de figuras

Figura 3.1 Desempeño sísmico de edificaciones según el Comité Visión 2000	4
Figura 3.2 Definición de la curva de demanda en Etabs.....	6
Figura 3.3 Distribución de fuerzas con patrón parabólico, rectangular y triangular	9
Figura 3.4 Curva de capacidad en formato ADRS	10
Figura 3.5 Espectro de demanda en formato S_a vs T y ADRS.....	11
Figura 3.6 Simplificación bilineal de curva de capacidad	12
Figura 3.7 Método A del FEMA 440.....	14
Figura 3.8 Método B del FEMA 440	15
Figura 3.9 Método C del FEMA 440	16
Figura 3.10 Acelerograma de Pisco 2007 escalado al espectro de NTP E.030	19
Figura 3.11 Curvas esfuerzo-deformación de probetas de concreto sometidos a carga axial .	20
Figura 3.12 Bloque de esfuerzos equivalentes de Whitney	21
Figura 3.13 Modelo de Mander del concreto	22
Figura 3.14 Abaco de Mander para determinar el factor de confinamiento	22
Figura 3.15 Parámetros del modelo de Mander	23
Figura 3.16 Modelo de Kent y Park del concreto	25
Figura 3.17 Curvas de aceros nacionales Grado 60 de 5/8”	26
Figura 3.18 Modelo bilineal del acero	27
Figura 3.19 Modelo del acero con zona de endurecimiento lineal	27
Figura 3.20 Modelo del acero con zona de endurecimiento curvo	28
Figura 3.21 Modelos de plasticidad.....	29
Figura 3.22 Diagrama de elementos primarios y secundarios	30
Figura 3.23 Diagrama de momento flector de un muro y una columna	31
Figura 3.24 Sistemas estructurales y porcentaje de cortante basal	31
Figura 3.25 Falla por flexión observada en un edificio chileno	32
Figura 3.26 Falla por corte observada en un edificio chileno.....	33
Figura 3.27 Falla por flexión observada en un edificio chileno	33
Figura 3.28 Falla horizontal observada en un edificio chileno.....	34
Figura 3.29 Fuerza cortante, momento y deformada de un edificio	34
Figura 4.1 Vista 3D del edificio M1	36
Figura 4.2 Planta del piso típico del edificio M1	36
Figura 4.3 Vista 3D del edificio M2	37

Figura 4.4 Planta del piso típico del edificio M2	37
Figura 4.5 Vista 3D del edificio M3	38
Figura 4.6 Planta del piso típico del edificio M3	38
Figura 4.7 Vista 3D del edificio M4	39
Figura 4.8 Planta del piso típico del edificio M4	39
Figura 4.9 Modelo de comportamiento del acero ASTM A615 grado 60	41
Figura 4.10 Modelo del concreto sin confinar ($f'c=210\text{kg/cm}^2$) en XTRACT	42
Figura 4.11 Resistencia del concreto confinado en una columna de M1 en XTRACT	43
Figura 4.12 Modelo del concreto confinado ($f'c=210\text{kg/cm}^2$) en XTRACT	44
Figura 4.13 Análisis de una viga con XTRACT	45
Figura 4.14 Modelado de losa aligerada en Etabs	47
Figura 4.15 Modelado de columna en Etabs	47
Figura 4.16 Modelo mid-pier de un muro	48
Figura 4.17 Modelo tipo shell de un muro	49
Figura 4.18 Modelo tipo multi-layer shell de un muro	49
Figura 4.19 Análisis de elementos finitos de un muro de concreto	50
Figura 4.20 Modelado de rótulas en vigas	51
Figura 4.21 Modelado de rótulas en una columna con barras de 1"	51
Figura 4.22 Longitud de rótulas plásticas en vigas y columnas según Asmat (2016)	53
Figura 4.23 Refuerzo en muros de concreto armado en Etabs	54
Figura 4.24 Asignación de rótulas plásticas en muros	54
Figura 5.1 Curva de demanda inelástica-sismo de diseño	57
Figura 5.2 Curva de demanda inelástica-sismo máximo	57
Figura 5.3 Definición de caso espectral modal en la dirección X	58
Figura 5.4 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M1	62
Figura 5.5 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M2	62
Figura 5.6 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M3	62
Figura 5.7 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M4	63
Figura 5.8 Definición del caso deriva inelástica en la dirección transversal	64
Figura 5.9 Deriva inelástica del edificio M1	65
Figura 5.10 Deriva inelástica del edificio M2	65
Figura 5.11 Deriva inelástica del edificio M3	66
Figura 5.12 Deriva inelástica del edificio M4	66
Figura 6.1 Caso de carga por gravedad en Etabs	68

Figura 6.2 Caso de análisis estático no lineal en Etabs.....	69
Figura 6.3 Desplazamiento de control y asignación de nodo de control en Etabs.....	69
Figura 6.4 Cálculo del punto de desempeño en Etabs	71
Figura 6.5 Niveles de desempeño de un edificio	72
Figura 7.1 Niveles de desempeño de un edificio	73
Figura 7.2 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección longitudinal +	74
Figura 7.3 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección longitudinal -	74
Figura 7.4 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección transversal +	75
Figura 7.5 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección transversal -	75
Figura 7.6 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección longitudinal +	76
Figura 7.7 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección longitudinal -	76
Figura 7.8 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección transversal +	77
Figura 7.9 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección transversal -	77
Figura 7.10 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección longitudinal +	78
Figura 7.11 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección longitudinal -	78
Figura 7.12 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección transversal +	79
Figura 7.13 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección transversal -	79
Figura 7.14 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección longitudinal +	80
Figura 7.15 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección longitudinal -	80
Figura 7.16 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección transversal +	81
Figura 7.17 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección transversal -	81
Figura 8.1 Diagrama momento vs rotación de muro de concreto.....	84
Figura 8.2 Modelo para pandeo de barra	85
Figura 8.3 Deformación unitaria del concreto en núcleo de muro	85
Figura 8.4 Deformación unitaria del acero en núcleo de muro.....	85
Figura 8.5 Cortantes basales máximas en el sentido longitudinal	86
Figura 8.6 Cortantes basales máximas en el sentido transversal	86
Figura 8.7 Semisótano del edificio M3.....	87
Figura 8.8 Desplazamiento espectral en la dirección longitudinal	88
Figura 8.9 Desplazamiento espectral en la dirección transversal	88

Índice de tablas

Tabla 4.1 Densidad de muros, altura y área de piso típico	40
Tabla 4.2 Parámetros para el modelado del acero ASTM A615 grado 60	41
Tabla 4.3 Parámetros para el modelado del concreto no confinado de 210kg/cm ²	42
Tabla 4.4 Parámetros para el modelado del concreto confinado de 210kg/cm ²	44
Tabla 4.5 Longitud de rotula plástica según diferentes investigadores	52
Tabla 5.1 Cargas distribuidas en losas	55
Tabla 5.2 Resumen de irregularidades	56
Tabla 5.3 Parámetros del espectro de demanda	57
Tabla 5.4 Periodos de vibración y fuerzas cortantes estáticas	58
Tabla 5.5 Porcentaje de participación modal de edificio M1	59
Tabla 5.6 Porcentaje de participación modal de edificio M2	60
Tabla 5.7 Porcentaje de participación modal de edificio M3	60
Tabla 5.8 Porcentaje de participación modal de edificio M4	61
Tabla 5.9 Derivas inelásticas de entrepiso (%)	64
Tabla 6.1 Nivel de desempeño de un edificio multifamiliar según el comité VISION 2000 ...	72
Tabla 7.1 Cortante, aceleración y desplazamiento espectral en el punto de desempeño	82
Tabla 8.1 Peso sísmico y desplazamiento de entrepiso	83
Tabla 8.2 Aporte del efecto P-Δ en el momento flector de los muros más cargados	84
Tabla 8.3 Rigidez efectiva en cada dirección de análisis	87
Tabla 8.4 Demanda de ductilidad de los edificios en dirección transversal y longitudinal	89
Tabla 8.5 Matriz de desempeño - sentido longitudinal	90
Tabla 8.6 Matriz de desempeño - sentido transversal	90

Capítulo 1. Introducción

La costa peruana es una de las zonas que se encuentra en una exposición permanente a sismos y tsunamis. Un terremoto de 8.8Mw causaría la destrucción de 353 497 viviendas y dejaría 623 882 viviendas inhabitables solo en Lima Metropolitana y Callao (INDECI, 2017). Es por ello que es necesario que los edificios ubicados en la costa peruana tengan un adecuado desempeño sísmico con el fin de evitar pérdidas humanas. La norma técnica peruana de diseño sismorresistente, NTP E.030 (2018), tiene una filosofía que prioriza la conservación de la vida humana, minimización de daños y continuidad de servicio básicos (SENCICO, 2018). Para lograr esto, sin que los gastos sean excesivos, en el diseño de las estructuras se incluyen variables como la intensidad del sismo y la importancia del edificio, para que tenga un adecuado desempeño estructural.

En esta investigación se estudia, específicamente, el desempeño sísmico de cuatro edificios de muros estructurales ubicados en la zona sísmica Z4 del Perú. El uso de este sistema estructural en el Perú se incrementa a partir de los años 70s, cuando se empieza a usar en bordes y direcciones transversales de edificios para obtener una mayor rigidez y resistencia lateral (Blanco, 2015). Más adelante, en 1997, se modifica la norma para aumentar su uso con la finalidad de limitar las deformaciones laterales (Blanco, 2015). Actualmente, la NTP E.030 definen a los edificios de muros estructurales como aquellos donde los muros reciben, como mínimo, el 70% de la fuerza cortante basal. Estos edificios se caracterizan por tener una mayor rigidez y tener menores desplazamientos laterales, comparado con otros sistemas estructurales, como el aporticado y dual.

Para obtener el punto de desempeño de un edificio de concreto armado, se pueden usar métodos de análisis estáticos y dinámicos. Sin embargo, debido a que un análisis dinámico requiera una alta demanda computacional, resulta más práctico un análisis estático (AENL). Uno de los métodos estático no lineales más usados es el método de espectro de capacidad

(MEC), descrito en el ATC-40 (1996) y mejorado en el FEMA-440 (2005). Usando el programa Etabs v.18, se elaboran los modelos computacionales de las cuatro estructuras, asimismo, se integran las propiedades inelásticas de las viga, columnas y muros. Luego, para determinar el nivel de desempeño, se usan los criterios del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). El objetivo de esta investigación es informar a futuros investigadores sobre el desempeño de edificios multifamiliares de muros estructurales construidos en la zona sísmica Z4.



Capítulo 2. Objetivos e hipótesis

Objetivo general:

- Aportar conocimiento sobre el efecto del uso de muros estructurales de concreto armado en el desempeño de edificaciones multifamiliares ubicadas en la zona sísmica 4 del Perú

Objetivos específicos:

- Realizar el modelado computacional de cuatro edificios en Etabs, así como la inelasticidad de los elementos
- Verificar las derivas de los edificios mediante un análisis espectral modal
- Calcular el punto de desempeño de las estructuras con el método de espectro de capacidad y evaluarlos con las recomendaciones del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)
- Elaborar un resumen bibliográfico de métodos de análisis inelástico y modelos de comportamiento de los materiales

Hipótesis

Para responder al objetivo expuesto se plantea la siguiente hipótesis: “El uso de muros estructurales de concreto ayuda a que los edificios presenten un adecuado desempeño sísmico”.

Capítulo 3. Marco teórico

En este capítulo se realiza un repaso sobre los diferentes tipos de análisis no lineales que se usan para estudiar el comportamiento inelástico de edificaciones de concreto armado. Luego, se describen algunos modelos de comportamiento inelástico del acero y concreto. Finalmente, se realiza una descripción del comportamiento de un muro de concreto y los tipos de falla que pueden presentar.

3.1 Desempeño sísmico de estructuras y propuesta del comité VISION 2000

El desempeño sísmico de una estructura es el estado que se espera que alcance luego de un evento sísmico. Este desempeño esperado está en función de la importancia del edificio y de la intensidad del sismo. Por este motivo, no es posible que todas las estructuras tengan el mismo desempeño, además, esto sería inviable económicamente. El objetivo es que las estructuras no colapsen y que, de ser posible, puedan ser reparadas (Muñoz, 2020). En general, se puede decir que el desempeño de un edificio depende de la rigidez, ductilidad y resistencia lateral. En el año 1995 el comité VISION 2000 definió cinco niveles de desempeño sísmico. En la Figura 3.1 se observa un resumen de estos niveles, así como la importancia de la edificación y la frecuencia del sismo, factores de los que depende el desempeño.

Desempeño \	Completamente Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de la vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo frecuente					
Sismo ocasional					
Sismo raro					
Sismo muy raro					

Edificaciones de seguridad crítica

Edificaciones esenciales

Edificaciones comunes

Figura 3.1 Desempeño sísmico de edificaciones según el Comité *Visión 2000*

3.2 Análisis espectral modal

En este análisis se somete a la estructura a una curva de demanda, el cual relaciona la aceleración espectral con el periodo de una estructura equivalente de 1GDL (Figura 3.2) para obtener las respuestas espectrales. Este método usa los modos de vibración de la estructura y sus factores de participación modal para obtener las respuestas espectrales de derivas, desplazamientos, fuerzas, etc. usando criterios de combinación modal. El número de modos a considerar, según el artículo 29 de la NTP E.030, debe ser tal que las masas efectivas acumuladas representen, por lo menos, el 90% de la masa del edificio (SENCICO, 2018).

3.2.1 Aceleración espectral

La aceleración espectral se determina haciendo uso de la Ecuación 3.1 y los factores descritos en la NTP E.030 (SENCICO, 2018). A continuación, se resumen estos factores:

- Factor de zona (Z): Depende de la aceleración máxima horizontal, sobre un suelo rígido, durante un sismo con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (SENCICO, 2018). Esto corresponde a un sismo de servicio, según el ATC-40 (1996).
- Factor de uso (U): Depende del uso de la edificación, así como su importancia. A mayor importancia, le corresponde un mayor factor U .
- Factor de amplificación sísmica (C): Representa la amplificación de la aceleración del edificio con relación a la de la superficie (SENCICO, 2018). Este factor depende del periodo del edificio y los factores T_p y T_l , los cuales, a su vez, dependen del tipo de suelo (Factor S).
- Factor de suelo (S): Depende de las características del sitio y de la zona sísmica donde se encuentra.

- Coeficiente de reducción básico (R_0): Este factor está relacionado al sistema estructural del edificio. Este puede ser dual, muros de concreto, albañilería confinada, etc.
- Factores de regularidad estructural (I_a, I_p): Factores que reducen el valor de R_0 al haber irregularidades en altura (I_a) o planta (I_p).

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Ecuación 3.1

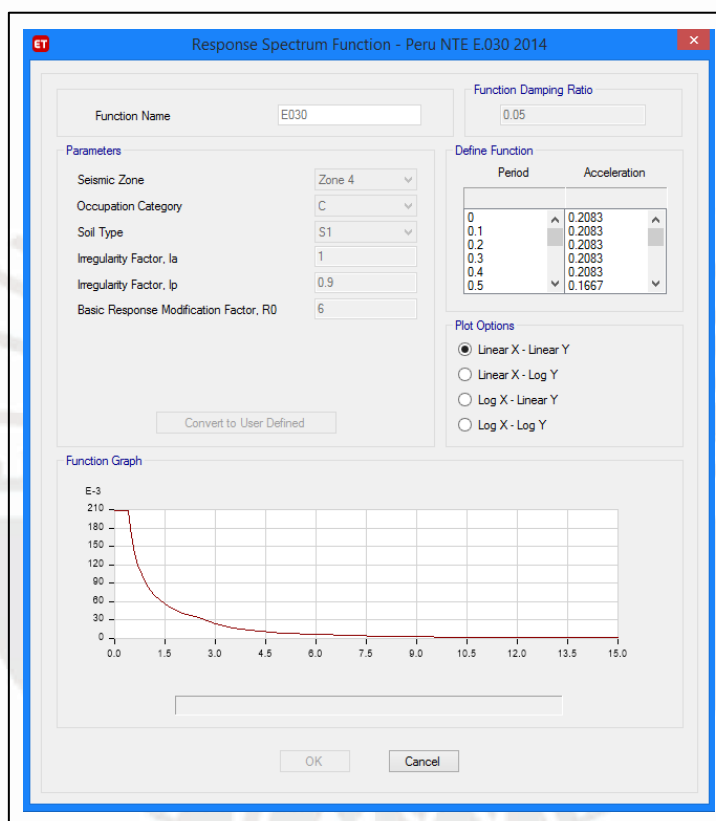


Figura 3.2 Definición de la curva de demanda en Etabs

3.2.2 Criterios de combinación modal

Para obtener las respuestas sísmicas del análisis espectral modal se usan las respuestas de cada modo de vibración, las cuales son combinadas siguiendo un criterio determinado. El artículo 29.3 de la NTP E.030 menciona dos métodos de combinación modal. El primero es el CQC (criterio de combinación cuadrática completa), el cual usa coeficientes de correlación (Ecuación 3.3) para combinar las respuestas sísmicas usando la Ecuación 3.2. El segundo

consiste en realizar un promedio ponderado entre la adición de valores absolutos y la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) de las respuestas modales (Ecuación 3.5). El método CQC fue propuesto en el documento “*A replacement for the SRSS method in seismic analysis*” (Wilson, Der Kiureghian y Bayo, 1981) como reemplazo del método SRSS, ya que este tenía deficiencias al realizar análisis tridimensionales. Cuando las frecuencias de los modos de vibración de un edificio tienen valores muy cercanos, como ocurre en estructuras asimétricas, el método SRSS puede subestimar las respuestas con errores inaceptables (Wilson, Der Kiureghian y Bayo, 1981). En este caso, el método CQC brinda resultados más cercanos a los obtenidos con un análisis tiempo-historia (Wilson, Der Kiureghian y Bayo, 1981). Los edificios de la investigación presentan irregularidades y torsión, por lo que se utiliza el método CQC, al ser el que ofrece resultados más precisos.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)(\lambda^{3/2})}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

- r_i, r_j : Respuestas de los modos i, j
- β : Fracción de amortiguamiento crítico
- ω_i, ω_j : Frecuencias angulares de los modos i, j
- ρ_{ij} : Factor de correlación entre los modos i, j

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^n |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

3.3 Análisis estático no lineal

En el AENL se aplican cargas monotónicas distribuidas en cada entrepiso de una estructura, hasta llevarla al colapso. Durante este proceso se puede observar el deterioro de la rigidez del edificio y la formación de rotulas plásticas en sus componentes. Este análisis tiene limitaciones al ser aplicado a estructuras muy irregulares (Manjula et al., 2016), por lo que su uso no es recomendado en estos casos ya que los resultados no serían representativos. Para llevar a cabo este procedimiento y estimar el desempeño estructural, se pueden seguir diferentes procedimientos como el método de espectro de capacidad (MEC), secante o de coeficientes. En esta investigación se hace uso del MEC, en el que se utiliza el espectro de capacidad y demanda sísmica. A continuación, se describe el proceso para obtener estas curvas y una descripción de los métodos mencionados.

3.3.1 Curva de capacidad

Esta curva muestra la fuerza cortante basal y el desplazamiento máximo de un punto ubicado en el centro del diafragma del piso superior de la estructura. Este desplazamiento no debe considerar las deformaciones causadas por las cargas de gravedad, por lo que la curva se obtiene a partir del modelo ya deformado por estas cargas. En esta curva se observa una etapa elástica, seguida de una inelástica en la que se aprecia la degradación progresiva de la rigidez del edificio a medida que sus elementos estructurales fallan.

Por esto, la curva de capacidad está en función solo de las propiedades estructurales de la estructura y los patrones de carga o desplazamiento aplicados y es independiente de la demanda sísmica. Para graficar esta curva usando un programa computacional, se puede definir un desplazamiento de control para estimar el desplazamiento límite del techo del edificio. Este valor debe asegurar que la estructura alcance su desplazamiento máximo sin sobrestimar la

capacidad de los elementos estructurales. De ser necesario, el desplazamiento máximo será calibrado para cumplir este criterio.

Como se menciona, la curva de capacidad puede variar según el patrón de carga o desplazamientos aplicados a cada entrepiso en el análisis. Al usar un patrón de cargas, estas se distribuyen a lo alto del edificio siguiendo patrones con una forma determinada, tales como rectangular, parábola invertida o triangular invertida (Figura 3.3). Por otro lado, se puede usar un patrón de desplazamientos asignado a cada diafragma. Este patrón puede ser proporcional al modo de vibración fundamental del edificio. Según el artículo 7.4.3.2.3 del ASCE 41 (2017), el AENL se realiza usando un patrón proporcional al modo fundamental de vibración en el sentido de análisis. En el artículo 7.4.1.3.2 del mismo documento se menciona un set de cargas equivalentes en proporción a la altura y masa del diafragma, el cual se limita a un AENL. Este último también aparece en el artículo 28.3 de la NTP E.030 del 2018 (Ecuación 3.6).

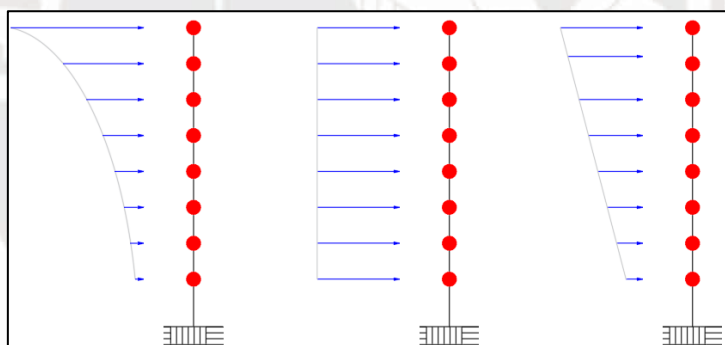


Figura 3.3 Distribución de fuerzas con patrón parabólico, rectangular y triangular

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} V \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$V = \frac{Z U C S}{R} P \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Para poder aplicar la curva en el MEC, esta es convertida al formato ADRS o aceleración vs desplazamiento espectral (Figura 3.4). Esto se realiza usando la Ecuación 3.8 y Ecuación

3.9, donde L^*/M^* es el factor de participación modal del modo de vibración fundamental y L^{*2}/M^* es la masa efectiva. Estos términos se pueden obtener a partir de un análisis modal espectral.

$$Sd = \frac{\Delta \text{ nivel superior}}{L^*/M^*} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$Sa = \frac{V}{L^{*2}/M^*} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

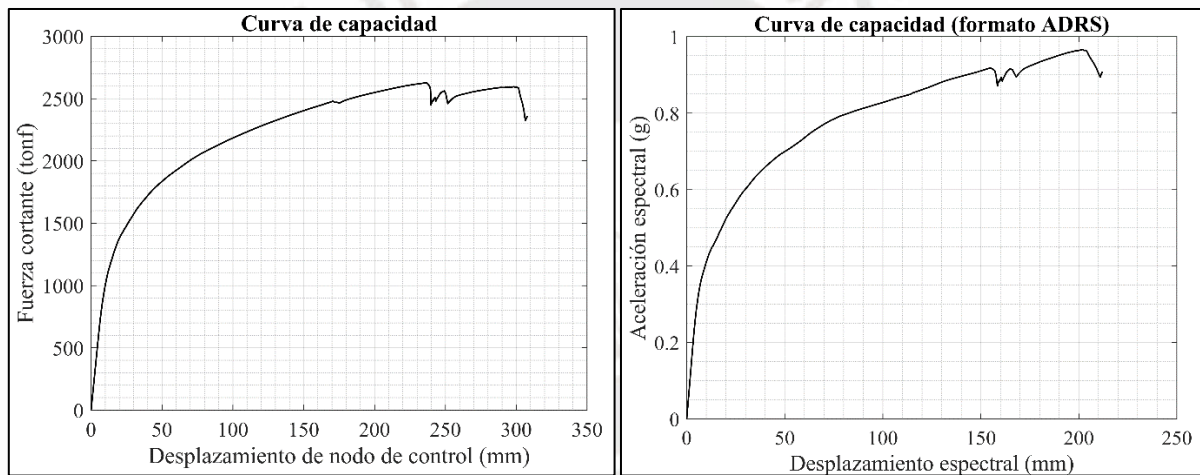


Figura 3.4 Curva de capacidad en formato ADRS

3.3.2 Curva de demanda

El desempeño sísmico de un edificio está relacionado a una determinada demanda sísmica, la cual es representada mediante una curva de demanda. Esta se elabora considerando los niveles de riesgo sísmico propios de cada zona. En el ATC-40 se describen los siguientes:

- Sismo de servicio: Con probabilidad de excedencia de 50% en 50 años. La aceleración puede ser considerada como la mitad de la del sismo de diseño.
- Sismo de diseño: Con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.
- Sismo máximo: Con probabilidad de excedencia de 5% en 50 años. La aceleración puede ser considerada como 1.25-1.50 veces el del sismo de diseño.

Asimismo, la curva de demanda debe ser transformada al formato ADRS (Figura 3.5) para ser aplicada en el MEC. El desplazamiento espectral se puede calcular con el periodo, usando la Ecuación 3.10

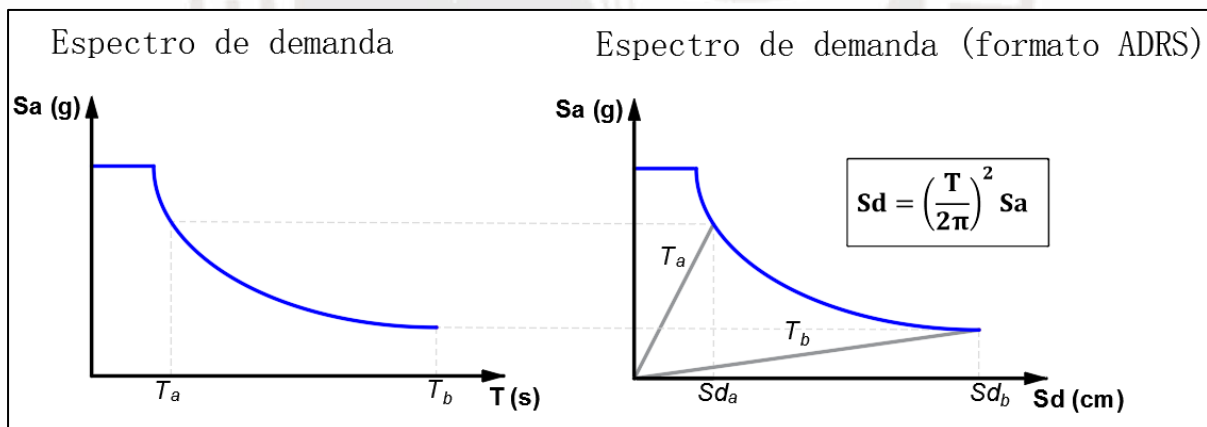


Figura 3.5 Espectro de demanda en formato S_a vs T y ADRS

Tomado de ATC-40 (1996)

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Ecuación 3.10

3.3.3 Simplificación bilineal de curva de capacidad

Por motivos de practicidad, esta curva es simplificada en dos tramos. El ATC-40 hace uso de un criterio de igualdad de energía para su elaboración. Esta curva consiste en un primer tramo, AB , que va desde el origen de coordenadas al punto de fluencia efectiva de la estructura. La pendiente de este tramo corresponde a la rigidez inicial equivalente del edificio. El segundo tramo, BC , continua hasta el punto de colapso. Esta simplificación se realiza de manera que el área debajo ($A1$) y encima ($A2$) de la curva sean iguales, como muestra la Figura 3.6. Cabe resaltar que además del criterio de igualdad de energía existen otras en las que los resultados pueden diferir, por ejemplo, la descrita en el FEMA-273 (Lin, Chang y Wang, 2003).

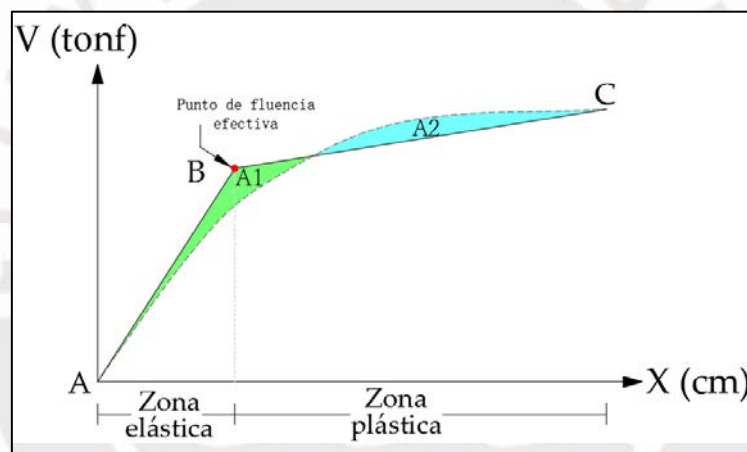


Figura 3.6 Simplificación bilineal de curva de capacidad

3.3.4 Cálculo del punto de desempeño con el MEC

El MEC es un procedimiento gráfico usado para obtener el punto de desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad y demanda elástica escalada, los cuales, como ya se indicó, deben estar en formato ADRS. El FEMA-440 propone tres procedimientos mejorados del método de linealización equivalente, originalmente propuesto en el ATC-40 (1996). Estos tres procedimientos se describen a continuación.

a) Método de iteración directa (Método A)

Este primer método consiste en escoger coordenadas de la curva de capacidad para encontrar el punto de desempeño mediante un proceso iterativo. Este proceso acaba cuando la diferencia entre el punto de desempeño y la coordenada elegida, estén dentro de la tolerancia permitida. El proceso en detalle se describe a continuación:

1. Este método empieza por convertir las curvas de demanda con $R=1$ y $\beta_0 = 5\%$ del formato Sa vs T a formato ADRS.
2. Se selecciona una primera coordenada del espectro de capacidad (a_i, d_i) y se realiza una simplificación bilineal hasta dicho punto. Se obtiene el periodo inicial (T_0), aceleración y desplazamiento de fluencia (a_y, d_y).
3. Se determina la ductilidad (μ) con la Ecuación 3.11 y la pendiente de la recta post elástica (α).
4. Con la Ecuación 3.12 y la Ecuación 3.13 se determina el amortiguamiento (β_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff}).

$$\mu = \frac{a_i}{a_y}$$

Ecuación
3.11

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad 1 < \mu < 4$$

Ecuación
3.12

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad 4 \leq \mu \leq 6.5$$

Ecuación
3.13

5. Con el amortiguamiento efectivo se procede a calcular el valor del factor de escalamiento B (Ecuación 3.14). Con este factor y el amortiguamiento efectivo se escalan los valores de aceleración del espectro elástico haciendo uso de la Ecuación

3.15. De esta manera se obtiene la curva ADRS correspondiente al amortiguamiento efectivo, que viene a ser un espectro reducido.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

6. Se calcula el desplazamiento máximo (d_{max}) mediante la intersección entre la recta T_{eff} y la curva ADRS con β_{eff} tal como lo indica la Figura 3.7. La intersección se proyecta en la curva de capacidad, obteniendo un desplazamiento y aceleración (a_{max} , d_{max}).
7. La diferencia entre el desplazamiento máximo (d_{max}) con el d_i asumido inicialmente debe cumplir una determinada tolerancia, de no ser así el proceso se repite considerando (a_{max} , d_{max}) como el nuevo punto de inicio.

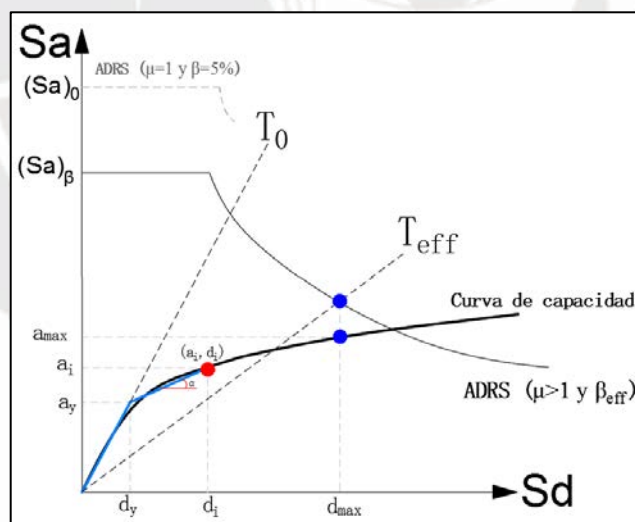


Figura 3.7 Método A del FEMA 440

Adaptado de FEMA-440 (2005)

b) Método de intersección con curva MADRS (Método B)

Al igual del método A, este es un método iterativo. Se sigue la metodología del método A hasta el paso 4. A partir de ahí, sigue el siguiente procedimiento:

1. Con el periodo efectivo se calcula el factor de modificación M haciendo uso de la Ecuación 3.16. Luego, con este factor se escala la aceleración espectral de la curva de demanda. De esta manera se obtiene la curva MADRS o curva ADRS modificada.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right) \quad \text{Ecuación 3.16}$$

2. El punto donde se cortan el espectro de capacidad y la MADRS, corresponde a la aceleración y desplazamiento máximo (a_{max} , d_{max}), como lo muestra la Figura 3.8.
3. La diferencia entre el desplazamiento máximo (d_{max}) con el d_i asumido inicialmente debe cumplir una determinada tolerancia, de no ser así el proceso se repite usando (a_{max} , d_{max}) como el nuevo punto de inicio.

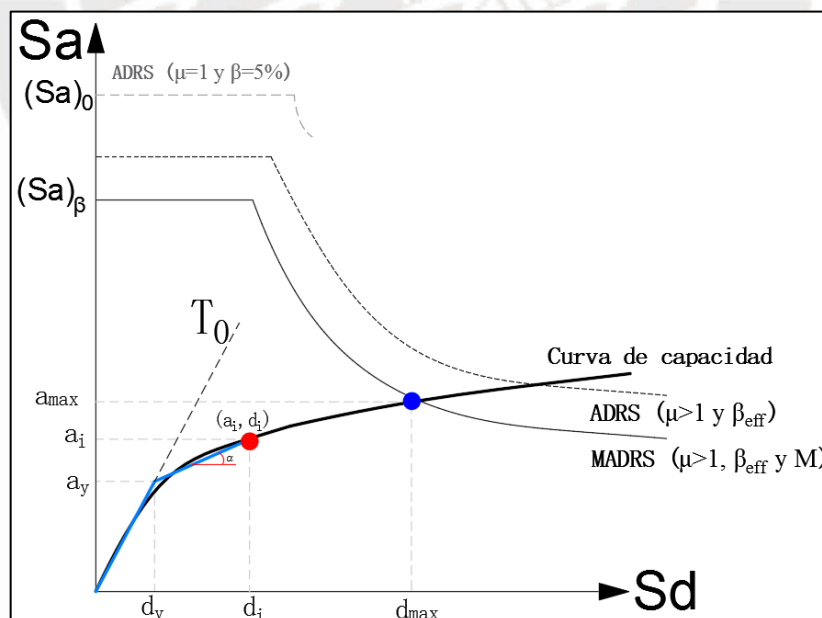


Figura 3.8 Método B del FEMA 440

Adaptado de FEMA-440 (2005)

c) Método de la curva de posibles puntos de desempeño (Método C)

Este método consiste en seleccionar puntos aleatorios del espectro de capacidad, a partir de los cuales se genera una curva de posibles puntos de desempeño. La intersección de estas dos curvas, corresponde al punto de desempeño final. Este método sigue el procedimiento del método A hasta el paso 4. El procedimiento a seguir se describe a continuación:

1. Similar al método B, se calcula el factor de modificación M para obtener la curva MADRS con la Ecuación 3.16
2. Se consigue el primer posible punto de desempeño mediante la intersección de la curva MADRS con la recta periodo secante (T_{sec}).

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

3. Este proceso se repite con diferentes puntos hasta formar una curva de posibles puntos de desempeño, tal como es apreciado en la Figura 3.9. El punto desempeño final corresponde a la intersección de esta curva con el espectro de capacidad.

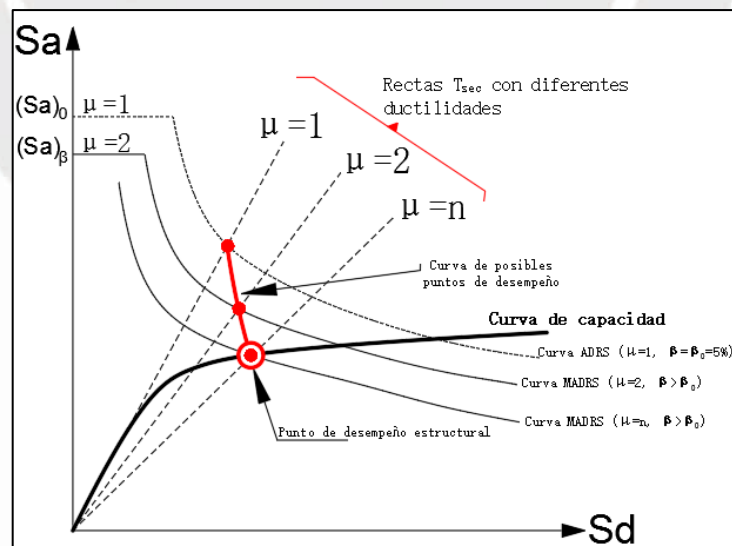


Figura 3.9 Método C del FEMA 440

Adaptado de FEMA-440 (2005)

3.3.5 Método de coeficientes de desplazamiento

Este procedimiento es descrito en el ASCE-41 (2017), ATC-40 (1996), FEMA-356 (2000) y FEMA-273 (1997). Con este método se obtienen los desplazamientos inelásticos a partir de los elásticos, haciendo uso de factores de modificación y la Ecuación 3.19. Los desplazamientos calculados con este método pueden ser menos conservadores que los resultados del MEC (Khoshnoudian y Behmanesh, 2010), sin embargo, no hay un consenso sobre cuál de estos dos métodos no lineales es más preciso (Goel, 2011). En el ASCE-41 describen tres coeficientes de modificación: C_0 , C_1 y C_2 .

- C_0 : Factor que asocia el máximo desplazamiento de un modelo proporcional de 1 GDL al desplazamiento del techo de un modelo de n GDL.
- C_1 : Factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo con el desplazamiento hallado por un análisis lineal. Este factor equivale a 1 en edificios con periodo fundamental mayor a un segundo.
- C_2 : Factor que muestra la progresiva pérdida de rigidez de la estructura, pérdida de resistencia y curva de histéresis. En edificios con periodo fundamental mayor a $0.7s$, $C_2=1.0$.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Ecuación 3.18

3.3.6 Método N2

El método N2 o de desplazamientos equivalentes aparece descrito en el Eurocódigo 8 (2018). Este método aparece como una variación del MEC, pero, a diferencia de este, puede usar relaciones R- μ -T (reducción de resistencia, ductilidad y periodo) para calcular los desplazamientos objetivos, sin usar espectros con alto amortiguamiento (Lagaros & Fragiadakis, 2011). El método N2 reporta valores cercanos de deriva y desplazamiento al

método de espectro de capacidad (Bravo y Aguiar, 2015), debido a que está basado en este. El procedimiento se describe brevemente a continuación:

1. El procedimiento empieza por calcular el espectro de capacidad. Luego, el desplazamiento elástico (d_{et}^*) es obtenido con la Ecuación 3.19. Donde $S_a(T_e)$ es la aceleración del espectro elástico con periodo equivalente (T^*), el cual se puede calcular con la Ecuación 3.20

$$d_{et}^* = S_a(T_e) \left[\frac{T_e}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Ecuación 3.19}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

2. A partir de estos valores se obtiene el desplazamiento inelástico (d_t^*) con la Ecuación 3.22 y Ecuación 3.23, el cual depende del valor del periodo de transición del espectro de demanda (T_c) y el periodo equivalente previamente calculado.

- Si $T^* < T_c$:

$$q_u = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*/m^*} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{Ecuación 3.22}$$

- Si $T^* > T_c$:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \text{Ecuación 3.23}$$

3. Finalmente, el desplazamiento de la estructura de n grados de libertad (d_t) se calcula multiplicando el desplazamiento inelástico por el factor de participación modal (Γ).

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad \text{Ecuación 3.24}$$

3.5 Método dinámico no lineal tiempo-historia

Este análisis consiste en someter un edificio a una serie de registros sísmicos escalados para obtener los registros de respuestas sísmicas (derivadas, desplazamientos, fuerza cortante, aceleraciones, etc) en el tiempo. Según el artículo 30 de la NTP E.030, el escalamiento se realiza en el rango de $0.2 T$ y $1.5 T$, siendo T es el periodo fundamental del edificio. Este procedimiento se puede realizar haciendo uso de programas como *SeismoSignal* y *SeismoMatch*. Comparado con otros métodos dinámicos, como el modal espectral, este método brinda resultados más conservadores (Gallegos, 2018). El análisis no lineal tiempo-historia tiene una demanda computacional muy grande y toma un mayor tiempo en procesar, lo cual lo hace un método poco práctico, pero que brinda una mayor cantidad de información.

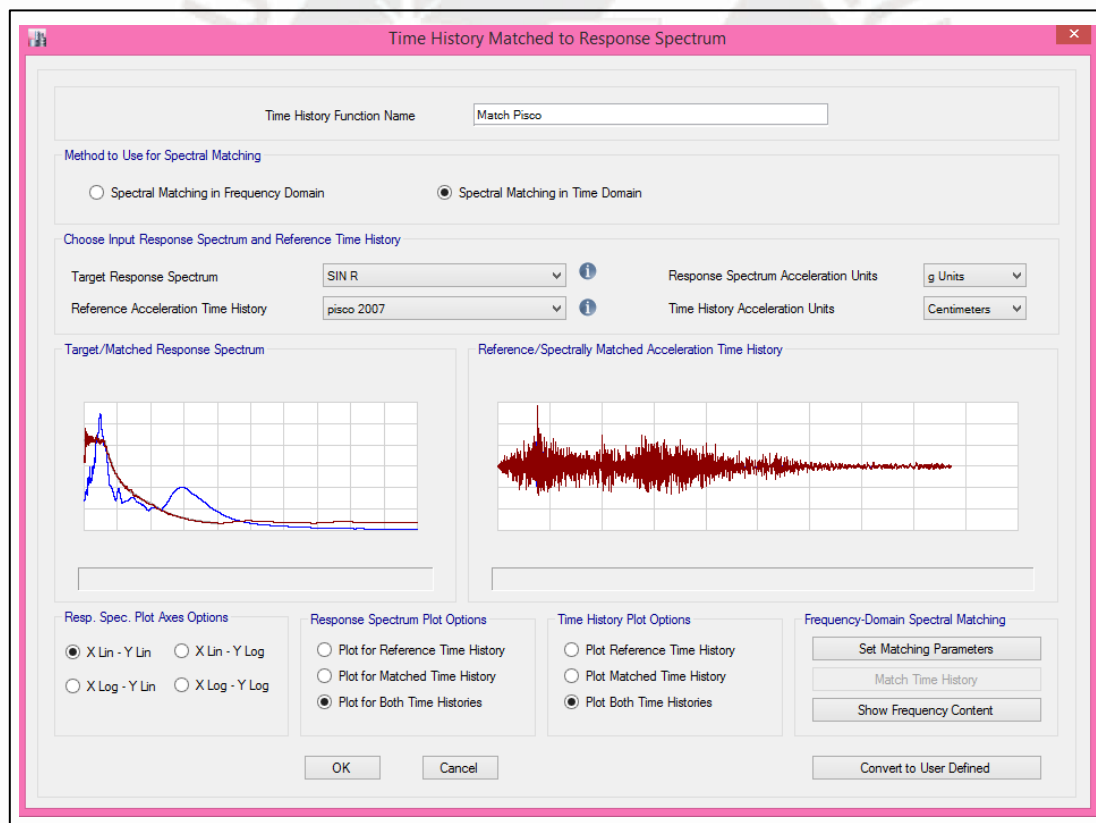


Figura 3.10 Acelerograma de Pisco 2007 escalado al espectro de NTP E.030

Tomado de Gallegos (2018)

3.4 Modelos constitutivos del acero y concreto

Antes de realizar el modelado de los edificios en Etabs, se define el comportamiento inelástico del acero y concreto. Esto puede realizarse mediante el diagrama esfuerzo vs deformación, el cual puede variar según el modelo elegido. El concreto confinado, es modelado con Mander, debido a que considera una mayor capacidad de deformación y resistencia, producto del refuerzo de acero. Esto hace que el modelo represente una mayor cantidad de variables comparado con otros. Además, el modelo de Mander es usado por programas comerciales como Etabs y Sap 2000. El acero, por otro lado, se modela con una zona de endurecimiento para representar un comportamiento más fiel a lo que se observa en los ensayos de tracción (Figura 3.17).

3.4.1 Modelos constitutivos del concreto

Este es un material anisotrópico con un comportamiento complejo debido a la heterogeneidad de los elementos que lo componen: grava, arena y cemento. El concreto tiene una buena resistencia esfuerzos de compresión, pero una deficiente capacidad de resistir esfuerzos de tracción. Sin un refuerzo adecuado, el concreto es un material frágil que puede fallar abruptamente, tal como se aprecia en la Figura 3.11, lo que incrementa el riesgo de pérdida de vidas humanas durante un evento sísmico.

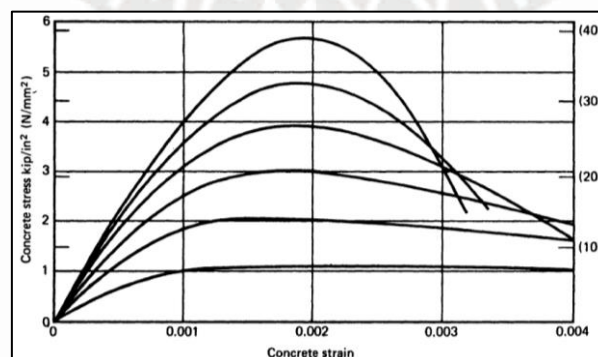


Figura 3.11 Curvas esfuerzo-deformación de probetas de concreto sometidos a carga axial

Tomado de Park y Pauley (1975)

a) Bloque rectangular equivalente de esfuerzos

El bloque de resistencias de Whitney se describe en el ACI-318 (2019) y en la norma peruana. En la Figura 3.12 se puede apreciar el modelo, donde se considera un esfuerzo máximo de $0.85 f'_c$ a una profundidad, desde el borde de la sección, de $a = \beta c$, donde c es distancia del borde de la sección al eje neutro y β un factor que depende de la resistencia del concreto usado. Este modelo resulta muy útil cuando se realiza el diseño por resistencia ya que sirve para determinar el momento nominal de una sección, sin embargo, es recomendable usar otros modelos para hacer investigaciones acerca de la resistencia y ductilidad de un elemento de concreto armado (Ottazzi, 2004) ya que este modelo carece de información.

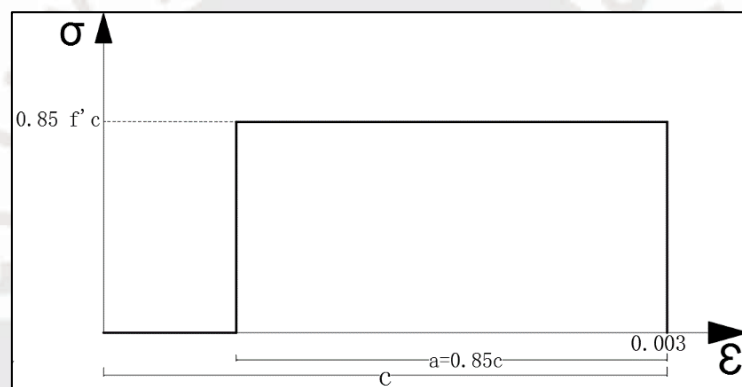


Figura 3.12 Bloque de esfuerzos equivalentes de Whitney

b) Modelo del concreto confinado de Mander

En 1988, Mander desarrolló un modelo de concreto, aplicable a secciones con estribos rectangulares o circulares, que considera que el refuerzo de acero incrementa la resistencia del concreto, así como su deformación (Figura 3.13). El valor de la resistencia confinada (f'_{cc}), se obtiene aplicado un factor k_e a la resistencia sin confinar (f'_c). El cálculo del factor k_e se realiza mediante la Ecuación 3.25, 3.26 y 3.27 o mediante un ábaco con el que se puede obtener el factor de manera gráfica (Figura 3.14). Las variables que intervienen en la elaboración de este

modelo se muestran en la Figura 3.15 y dependen de las dimensiones del elemento y las cuantías de acero en las direcciones longitudinal y transversal.

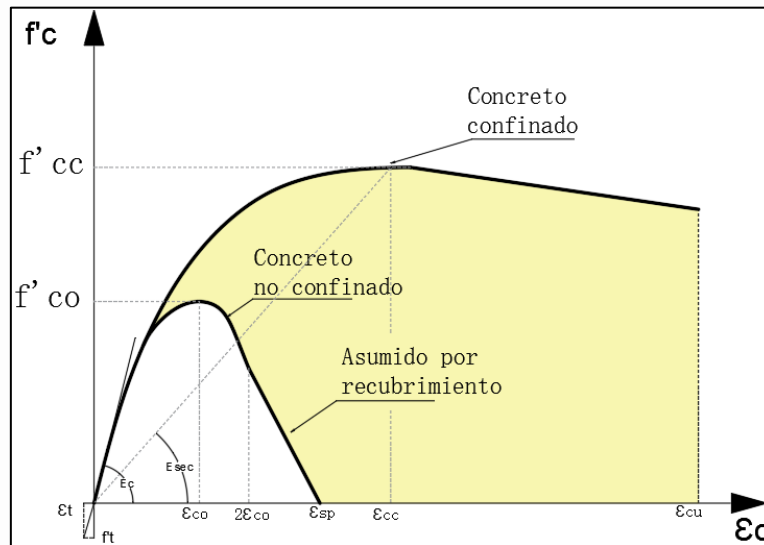


Figura 3.13 Modelo de Mander del concreto
Adaptado de Mander, Priestley y Park (1988)

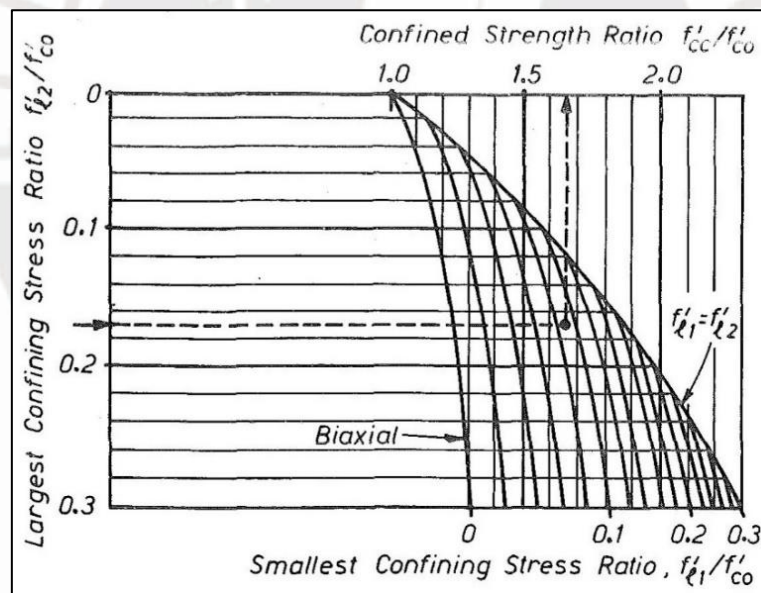


Figura 3.14 Abaco de Mander para determinar el factor de confinamiento
Adaptado de Mander, Priestley y Park (1988)

$$k_e = \frac{\left(b_c d_c - n \frac{(w')^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})}$$

Ecuación 3.25

$$w' = \frac{b_c - 2r - 2D_e - (n_x + 1)D_r}{n_x}$$

Ecuación 3.26

$$s' = s - D_e$$

Ecuación 3.27

Donde:

- b_c : Longitud del núcleo confinado en el eje x
- d_c : Longitud del núcleo confinado en el eje y
- w' : Separación promedio entre barras longitudinales
- n : Cantidad de separaciones entre barras longitudinales
- s : Separación de estribos
- s' : Separación de estribos (desde extremos interiores)
- ρ_{cc} : Cuantía de refuerzo longitudinal
- r : Longitud de recubrimiento
- D_e : Diámetro de refuerzo transversal
- D_r : Diámetro de refuerzo longitudinal
- n_x : Número de espaciamientos entre barras longitudinales en una fila

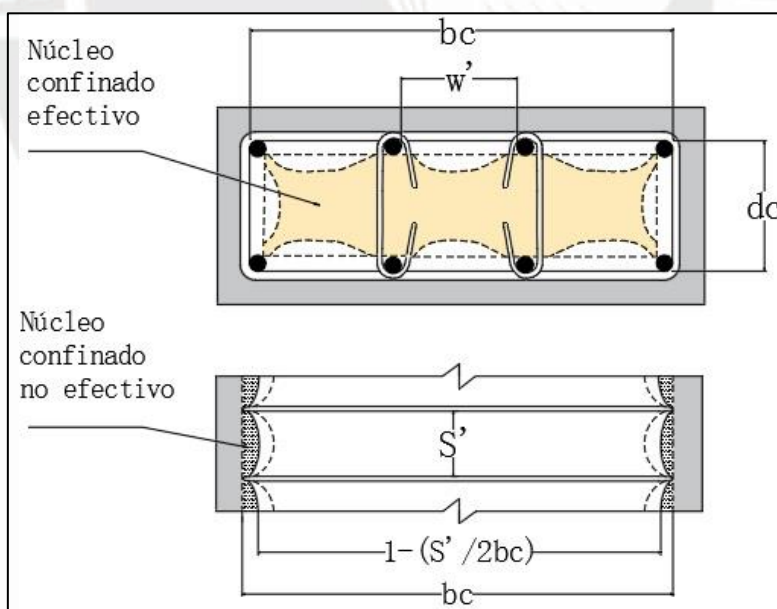


Figura 3.15 Parámetros del modelo de Mander

Adaptado de Mander, Priestley y Park (1988)

c) Modelo de Kent y Park (1971)

Este modelo fue creado para secciones con estribos rectangulares, considera el aumento de la capacidad de deformación producida por los estribos, pero ignora el incremento de la resistencia a compresión. El diagrama consiste en tres tramos, como lo muestra la Figura 3.16: el primer tramo ($\epsilon_c \leq 0.002$) consiste en una curva parabólica ascendente que llega hasta la resistencia máxima del concreto (Ecuación 3.28), el segundo tramo ($\epsilon_c > 0.002$) consiste en una curva parabólica descendente que se extiende hasta que la resistencia del concreto se reduce en un 80% (Ecuación 3.30). En el tercer tramo, la resistencia del concreto se mantiene constante. A continuación, se presentan las fórmulas con las que se puede elaborar este modelo. Estas fueron tomadas del libro “*Stress: strain relationships for confined concrete: rectangular sections*” de Scott (1980).

Región parabólica ascendente:

$$f_c = f'_c \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right) \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Región parabólica descendente:

$$\epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_o)] \quad \text{Ecuación 3.30}$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_o} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{B}{S}} \quad \text{Ecuación 3.33}$$

Donde:

- ϵ_0 : Deformación correspondiente al esfuerzo máximo de compresión
- Z : Parámetro relacionado a la pendiente del tramo descendente
- ρ_s : Proporción del volumen de acero transversal con el concreto confinado
- B : Ancho de núcleo confinado
- s : Espaciamiento de estribos

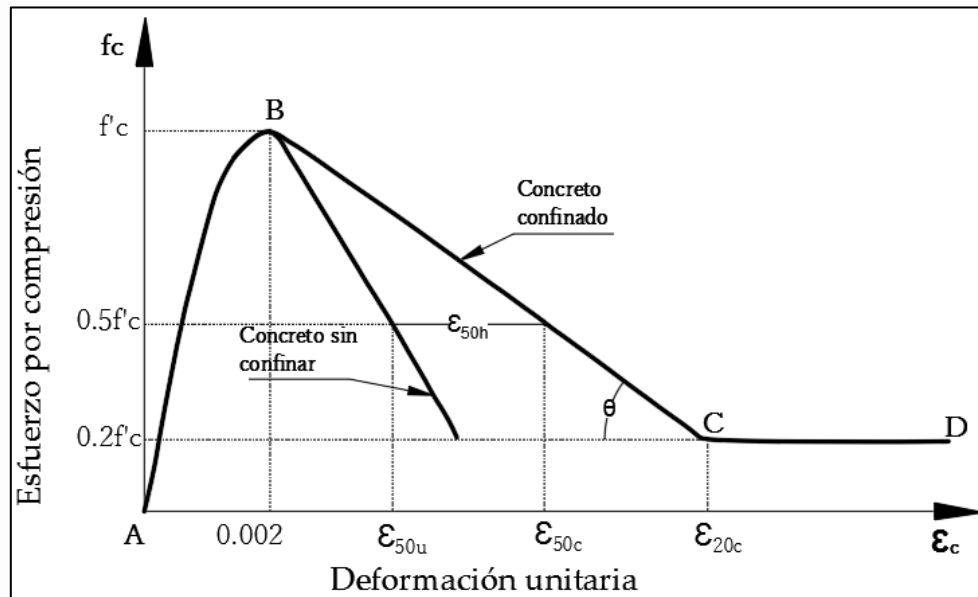


Figura 3.16 Modelo de Kent y Park del concreto

Adaptado de Scott (1980)

3.4.2 Modelos constitutivos del acero

Se trata de un material isotrópico, el cual ayuda a compensar la deficiente capacidad de resistir esfuerzos de tracción del concreto. En la Figura 3.17 se presentan diferentes curvas de ensayos de varillas de 5/8", nótese su ductilidad. En un elemento de concreto armado, el refuerzo longitudinal incrementa su capacidad a deformarse en tracción, mientras que el transversal incrementa la resistencia al esfuerzo cortante y crear un núcleo confinado. Asimismo, el acero transversal ayuda en la instalación del acero longitudinal, evitar el pandeo y restringir la deformación lateral del concreto, para retardar su desintegración (Ottazzi, 2004). A continuación, se presentan algunos modelos de comportamiento del acero.

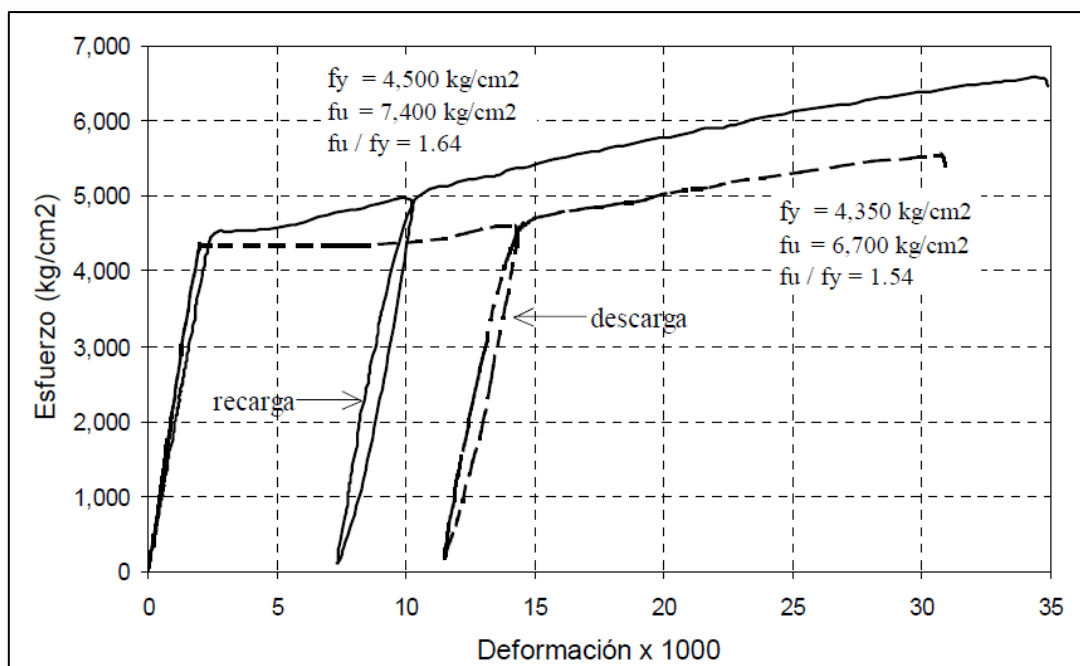


Figura 3.17 Curvas de aceros nacionales Grado 60 de 5/8"

Tomado de Otazzi (2003)

a) Modelo bilineal

En este modelo, el primer tramo consiste en la zona elástica de deformación (relación lineal), donde la pendiente (f_y/E_y) es el módulo de Young del acero. En el segundo tramo se observa una plataforma de fluencia que se mantiene constante hasta la deformación última (ϵ_u). Este es un modelo muy simple, en el que no se representa la etapa de endurecimiento del acero. Por este motivo, no es útil cuando se requiere estudiar el esfuerzo del acero a grandes deformaciones, lo que ocurre durante el diseño sísmico (Park y Paulay, 1975). En la Figura 3.18 se presenta el modelo bilineal.

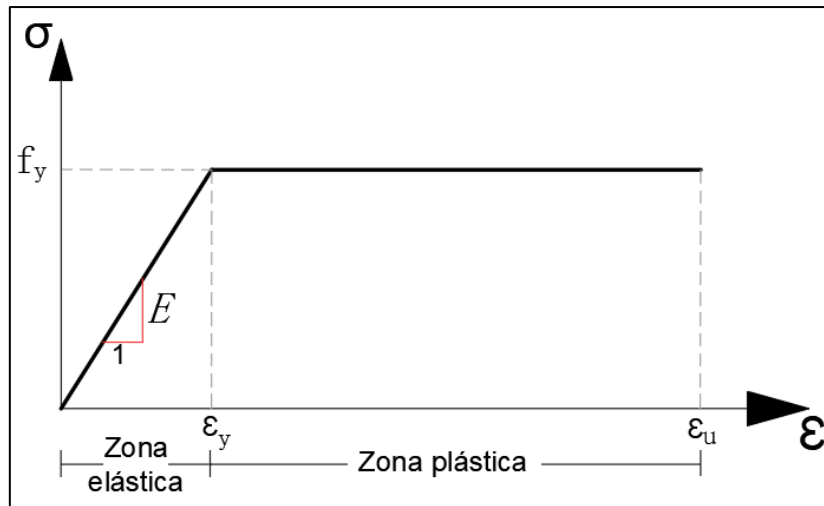


Figura 3.18 Modelo bilineal del acero

Adaptado de Park y Paulay (1975)

b) Modelo con endurecimiento lineal

Este modelo, al igual que el bilineal, presenta un tramo con la etapa elástica y una plataforma de fluencia, la cual va desde la deformación de fluencia (ϵ_y) hasta la deformación por endurecimiento (ϵ_h). El tercer tramo es una representación lineal de la etapa de endurecimiento del acero, apreciándose un incremento en la resistencia (f_u). En la Figura 3.19 se puede apreciar este modelo con sus tres tramos.

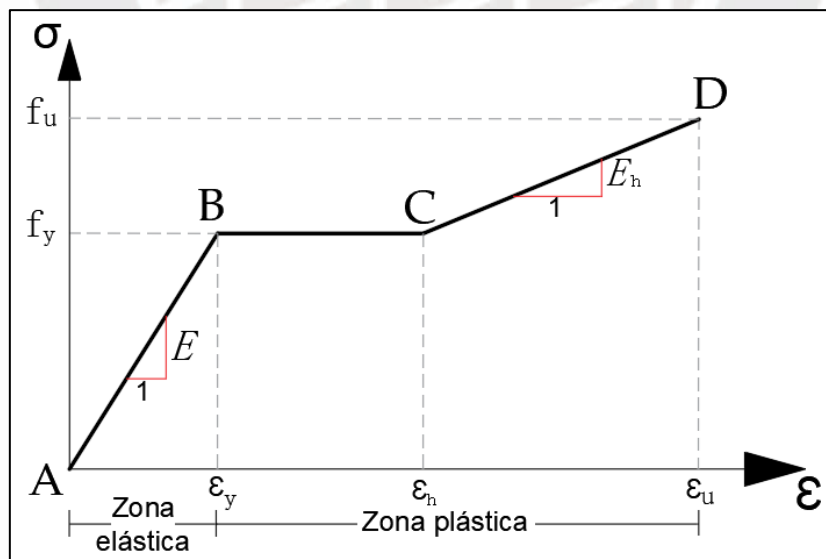


Figura 3.19 Modelo del acero con zona de endurecimiento lineal

Adaptado de Park y Paulay (1975)

c) Modelo con zona de endurecimiento curva

Está conformado por tres etapas al igual que el modelo anterior. La diferencia radica en que el tercer tramo representa la zona de endurecimiento con una curva. En la Figura 3.20 se presenta una ilustración del modelo. Tal como se puede apreciar, la curva esfuerzo-deformación es más parecido a los resultados de un ensayo a tracción real, como los que se observan en la Figura 3.17, a comparación de los anteriores.

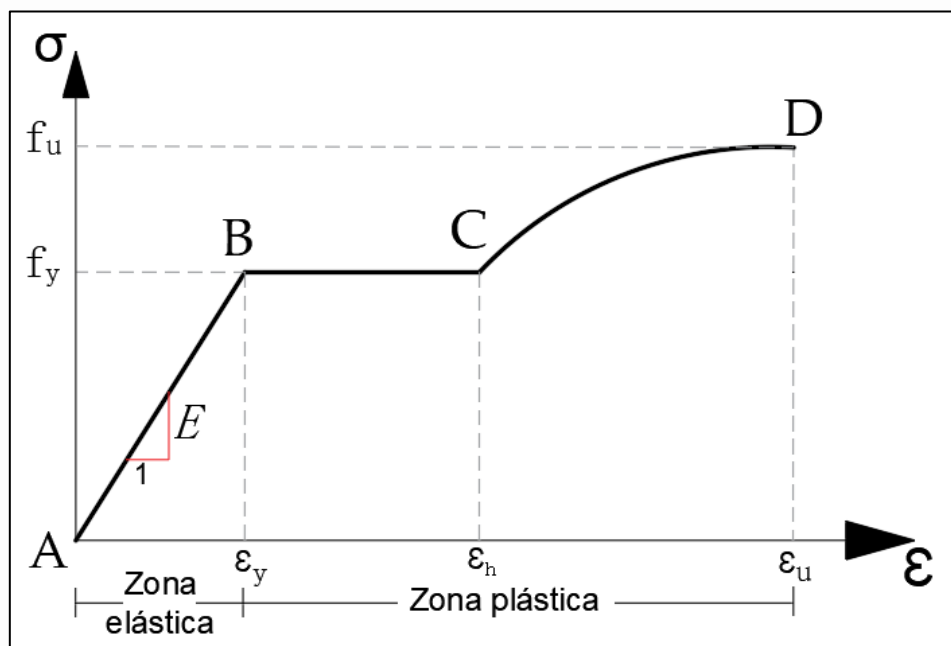


Figura 3.20 Modelo del acero con zona de endurecimiento curvo

Adaptado de Kent y Park (1971)

3.4.1 Modelos de plasticidad concentrada y distribuida

Existen diferentes modelos para representar la inelasticidad de un elemento estructural. En la Figura 3.21 se observan algunos de los modelos descritos por el NIST de los Estados Unidos. El más sencillo de estos consiste en un modelo de plasticidad concentrada en los extremos, representado por rótulas plásticas o resortes con propiedades histeréticas (NIST, 2010). A su vez estas son definidas a partir de los diagramas momento vs curvatura o rotación de cada elemento. El NIST define, además, un tipo de plasticidad distribuida. De este se puede resaltar el modelo tipo fibra, en el cual se distribuye la plasticidad del elemento a lo largo de su longitud por integración numérica, a través de sus secciones transversales o fibras (NIST, 2010). Este modelo representa las variaciones entre el esfuerzo y deformación de cada fibra, no obstante, algunos efectos, como la pérdida de resistencia por pandeo de refuerzo, requieren de modelos numéricos más sofisticados (NIST, 2010).

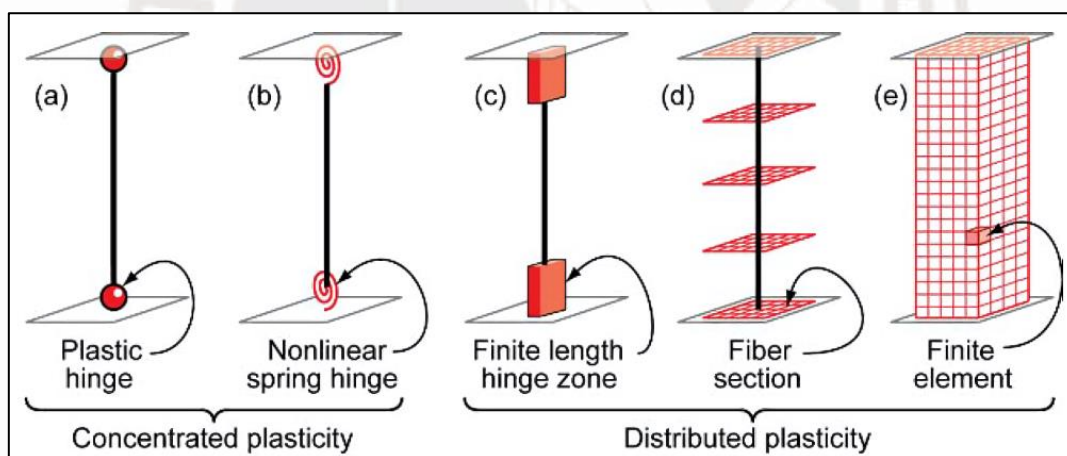


Figura 3.21 Modelos de plasticidad

Tomado de NIST (2010)

3.5 Elementos primarios y secundarios

El ATC-40 define dos tipos de elementos, según su importancia estructural: elementos de responsabilidad primaria y responsabilidad secundaria. Los elementos de responsabilidad primaria son aquellos que constituyen el sistema de resistencia lateral y de los que depende la rigidez de la estructura. Debido a su importancia, su curvatura máxima es menor a la de un

elemento secundario. En un edificio de muros estructurales, estos actúan como elementos de responsabilidad primaria puesto que reciben la mayor parte de la cortante basal. Por otro lado, según el ATC-40, los elementos de responsabilidad secundaria resisten una pequeña parte de las cargas laterales y las cargas de gravedad. En dicho documento se señala que los elementos secundarios pueden soportar un mayor daño y curvatura debido a que su falla no tendría un impacto significativo en la capacidad de resistencia lateral del edificio. La diferencia entre los dos elementos se muestra en la Figura 3.22. El desplazamiento o curvatura cerca al colapso es más conservador en un elemento primario que en uno secundario, debido a su mayor responsabilidad sísmica.

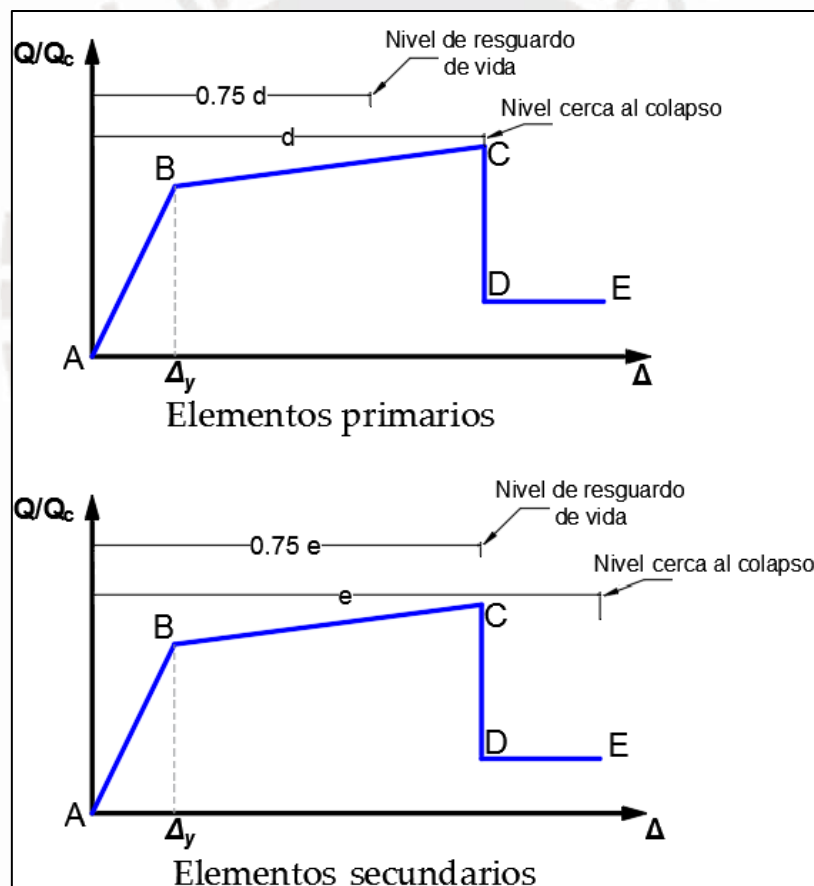


Figura 3.22 Diagrama de elementos primarios y secundarios

Adaptado de ATC-40 (1996)

3.6 Comportamiento de muros estructurales y tipos de falla

3.6.1 Comportamiento de muros estructurales

Los muros estructurales son elementos verticales que se caracterizan por presentar una alta deformación por corte y soportar cargas axiales. Con respecto a sus dimensiones, estos tienen un espesor mínimo de $1/25$ veces su longitud (SENCICO, 2009). A diferencia de las columnas, se puede decir que los muros sirven de apoyo al edificio, mientras que las columnas trabajan junto a vigas para formar pórticos (Blanco, Chang y Flores, 2015), esto es observado en su diagrama de momento flector (Figura 3.23). En edificios con sistema de muros estructurales, estos toman alrededor del 70 y 100% de la fuerza cortante basal (Figura 3.24).

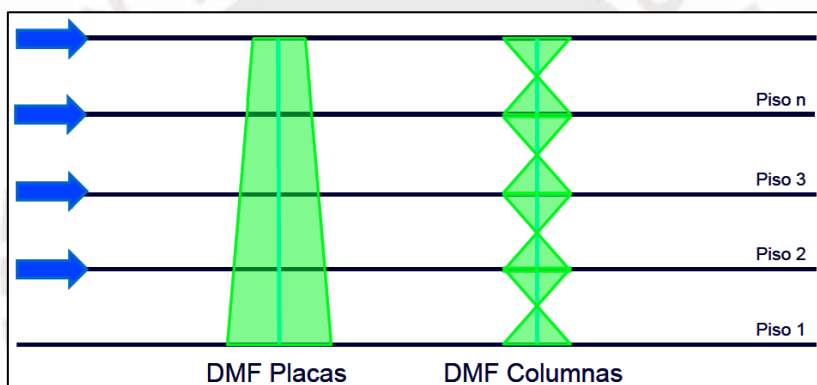


Figura 3.23 Diagrama de momento flector de un muro y una columna
Tomado de Blanco, Chang y Flores (2015)

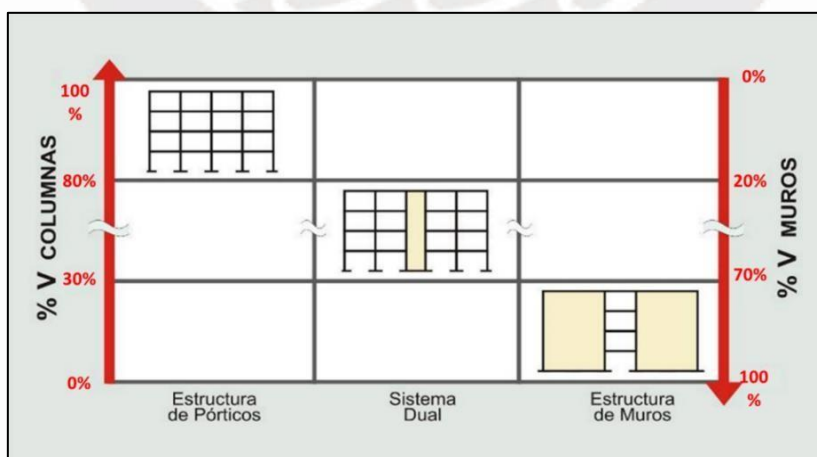


Figura 3.24 Sistemas estructurales y porcentaje de cortante basal
Tomado de Muñoz (2020)

3.6.2 Fallas en muros de concreto armado

Se reportan algunas formas de falla observadas en muros luego del terremoto del 27 de febrero del 2010 ocurrido en Chile en el documento “*Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010*”, elaborado por San Bartolomé, Quiun y Silva (2011). Las formas de fallas observadas se resumen a continuación.

a) Falla por flexión

Esta falla ocurre cuando en un muro, la capacidad de resistencia a flexión es inferior a la capacidad por fuerza cortante (San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011). En el caso que los núcleos no están confinados, tal fue el caso de edificios chilenos durante el terremoto del 2010, el daño se concentra en una reducida área del muro, lo que causa una pérdida del recubrimiento seguido de una falla abrupta por flexo-compresión (Alarcón, Hube, y de la Llera, 2014). En conclusión, este tipo de falla está relacionada a un inadecuado confinamiento y una excesiva carga axial.



Figura 3.25 Falla por flexión observada en un edificio chileno

Tomado de San Bartolomé et al. (2011)

b) Falla por corte

Esta falla ocurre cuando la capacidad para resistir esfuerzos cortante del muro es inferior a la capacidad por flexión (San Bartolomé et al., 2011). Se caracteriza por presentar grietas en forma diagonal.



Figura 3.26 Falla por corte observada en un edificio chileno

Tomado de San Bartolomé et al. (2011)

c) Falla por deslizamiento

Este tipo de falla aparece al conectarse fallas por flexión desde los extremos del muro. Factores como una mala segregación del concreto, juntas frías, traslape de refuerzo longitudinal mal ubicados y un deficiente diseño por corte, contribuyen a que esta falla se produzca (San Bartolomé et al., 2011).

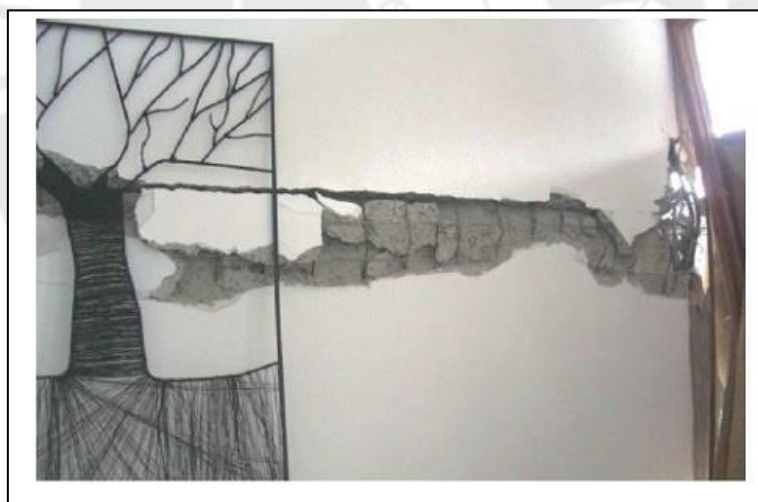


Figura 3.27 Falla por flexión observada en un edificio chileno

Tomado de San Bartolomé et al. (2011)

d) Falla horizontal

Este tipo de falla, poco común, se observó en los muros de sótano luego del terremoto de Chile del 2010, tal como se muestra en la Figura 3.28. Las restricciones impuestas por el suelo causaron que los diafragmas de los sótanos se desplacen lateralmente en una dirección. Esto

causa un incremento en la fuerza cortantes en los muros de sótano tal como se ve en la Figura 3.29. Un diseño realizado sin considerar las restricciones del suelo podría resultar en valores de fuerza cortante que subestimen los valores reales (San Bartolomé et al., 2011).



Figura 3.28 Falla horizontal observada en un edificio chileno

Tomado de San Bartolomé et al. (2011)

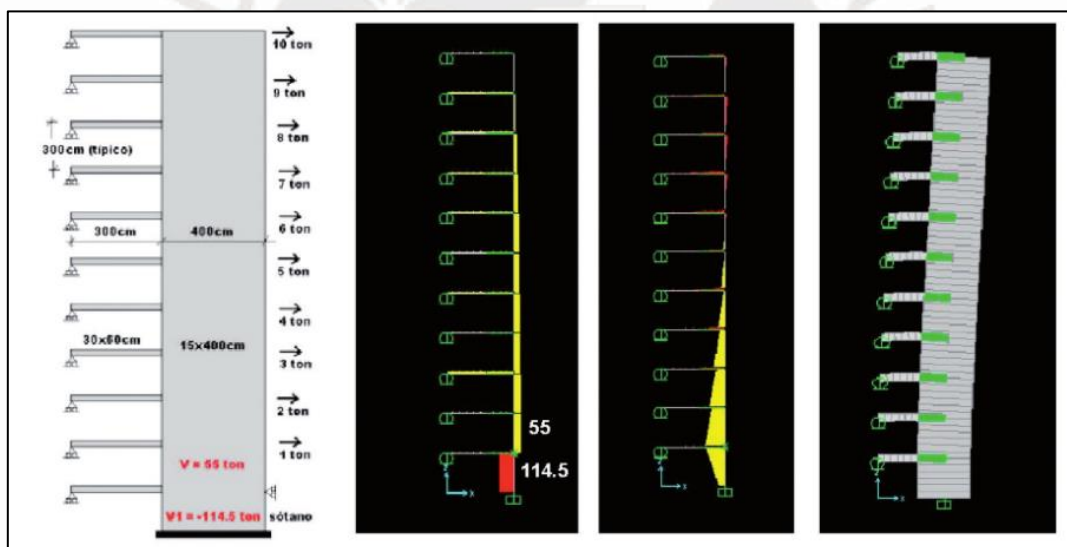


Figura 3.29 Fuerza cortante, momento y deformada de un edificio

Tomado de San Bartolomé, Quiun y Silva (2011)

Capítulo 4. Metodología

En este capítulo se brinda una descripción de los edificios estudiados. Luego, se muestra el procedimiento para elaborar el diagrama esfuerzo vs deformación del acero y concreto. Finalmente, se describe el procedimiento para modelar las estructuras en Etabs, incluyendo la inelasticidad de sus elementos a partir de las propiedades de los materiales previamente definidas.

4.1 Descripción de los edificios a usar

Como se ha mencionado, en la investigación se estudian cuatro edificios multifamiliares con sistema estructural de muros de concreto ubicados en la zona sísmica (Z4) del Perú. Estos tienen una geometría simétrica, sin presencia de irregularidades extremas, de tal modo, los resultados del AENL serán representativos. Los sótanos no han sido modelados debido a que no contribuyen a la masa sísmica y no modifican el periodo del edificio. Sin embargo, se han modelado los semisótanos en los casos donde estos tiene una configuración en planta similar a los pisos típicos. A continuación, se muestra la descripción de los edificios y un resumen de la densidad de muros, altura y área de piso típico en la Tabla 4.1.

a) Edificio M1

El primero consiste en un edificio de vivienda de siete pisos, construido sobre un suelo de perfil tipo S1 en la zona sísmica Z4. El edificio no presenta irregularidades. La Figura 4.1 y Figura 4.2 muestran una vista 3D del modelo y un piso típico elaborados en Etabs.

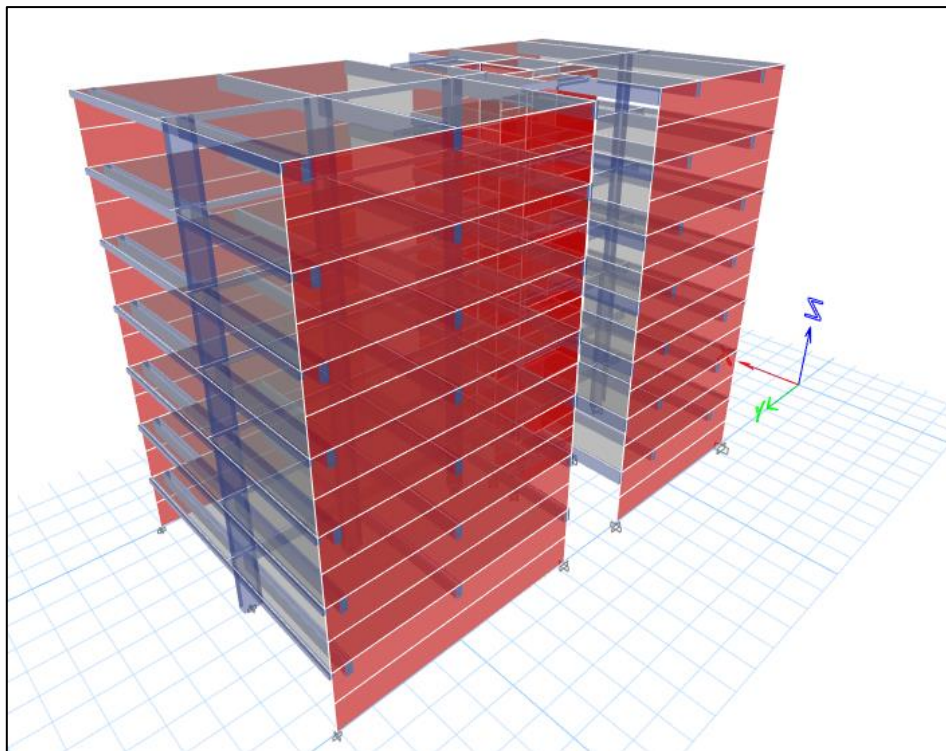


Figura 4.1 Vista 3D del edificio M1

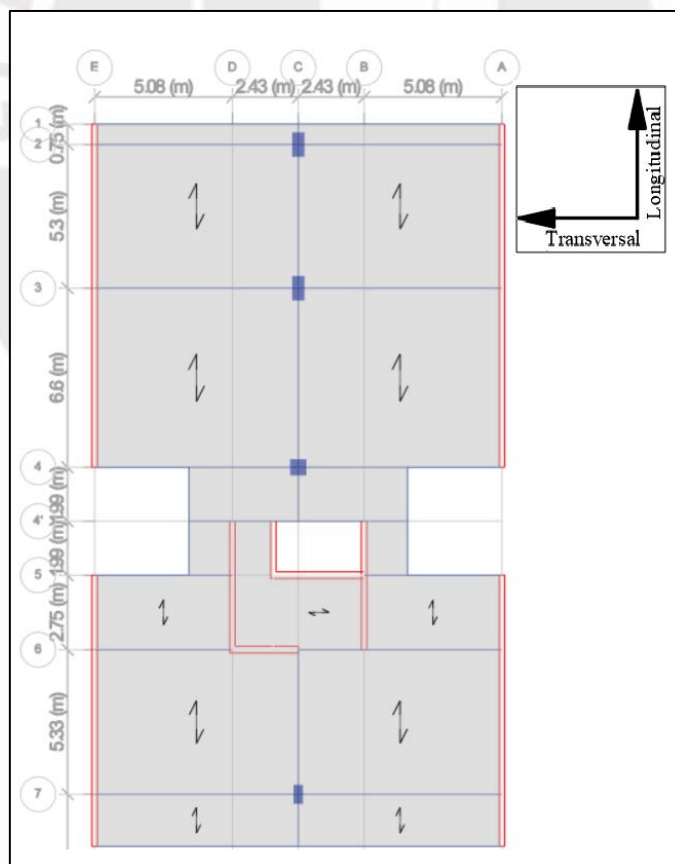


Figura 4.2 Planta del piso típico del edificio M1

b) Edificio M2

El modelo M2 corresponde a un edificio de vivienda de siete pisos y un semisótano, construido en el distrito de Miraflores, Lima (Z4). El edificio fue construido sobre un suelo de perfil tipo S1. La estructura presenta una irregularidad en planta de esquinas entrantes ($I_p = 0.9$). La Figura 4.3 y Figura 4.4 muestran una vista 3D del modelo y un piso típico elaborados en Etabs.

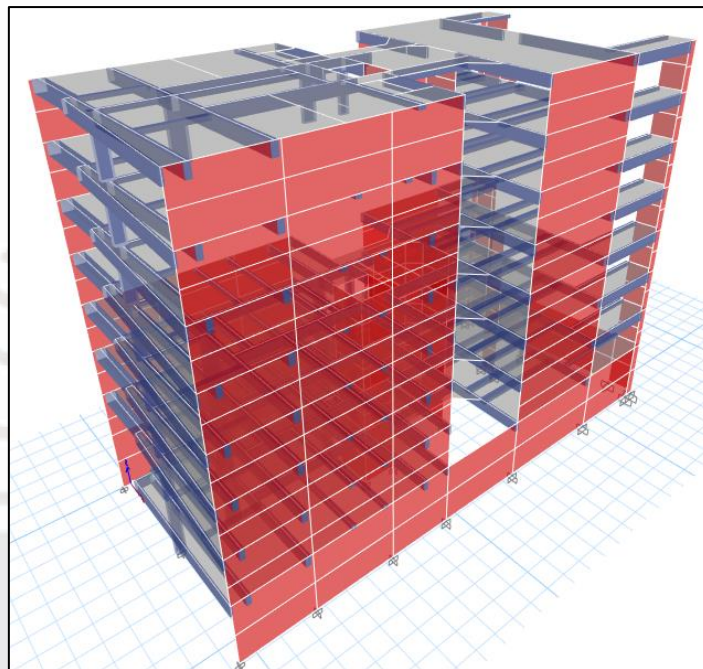


Figura 4.3 Vista 3D del edificio M2

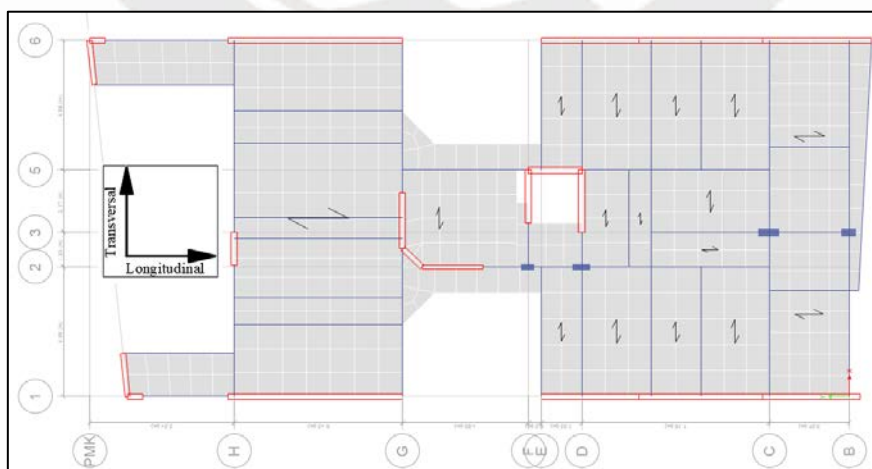


Figura 4.4 Planta del piso típico del edificio M2

c) Edificio M3

El modelo M3 corresponde a un edificio de vivienda de cinco pisos y un semisótano, construido en el distrito de Surco, Lima (Z4). El edificio fue construido sobre un suelo de perfil tipo S1. El edificio presenta irregularidad torsional ($I_p = 0.75$). La Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran una vista 3D del modelo y un piso típico elaborados en Etabs.

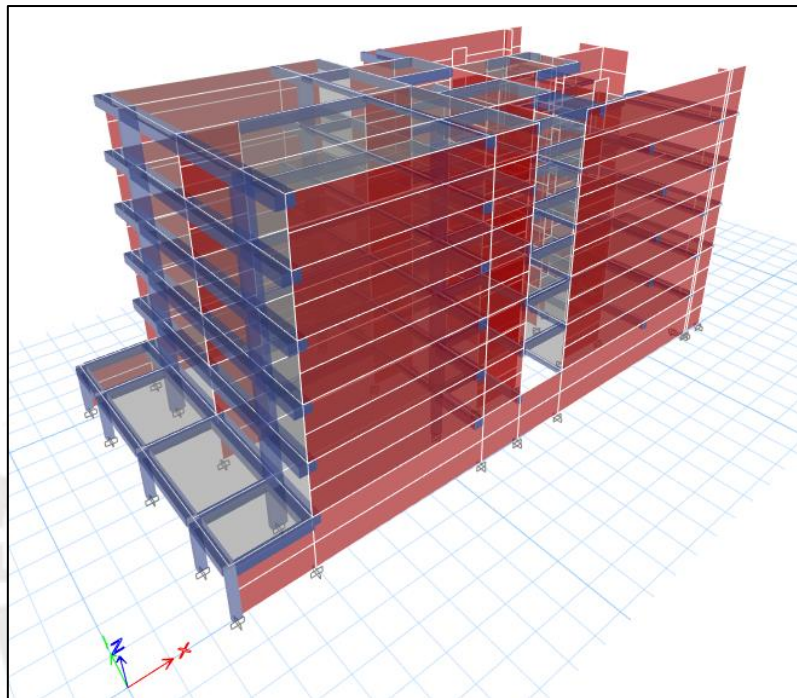


Figura 4.5 Vista 3D del edificio M3

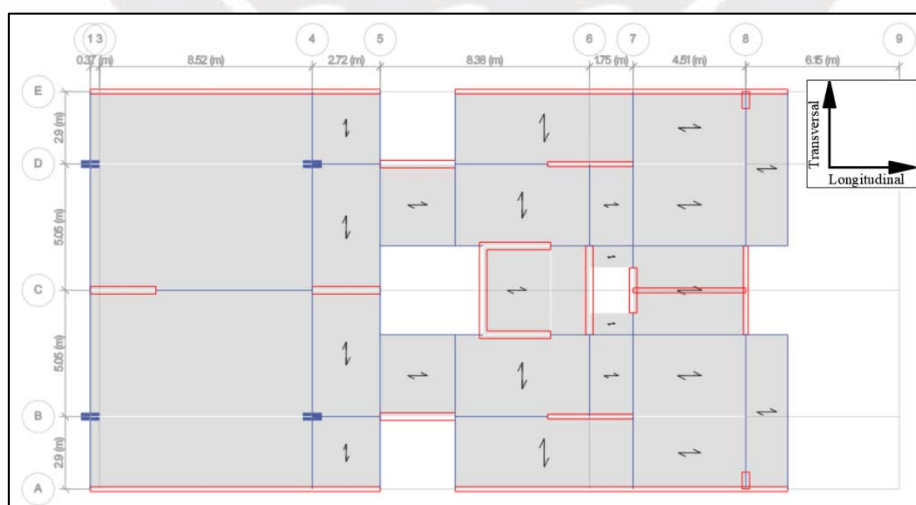


Figura 4.6 Planta del piso típico del edificio M3

d) Edificio M4

El modelo M4 corresponde a un edificio de vivienda de diez pisos, construido en el distrito de Surco, Lima (Z4). Está construido sobre un suelo de perfil tipo S1. El edificio presenta una irregularidad torsional ($I_p = 0.75$). La Figura 4.7 y Figura 4.8 muestran una vista 3D del modelo y un piso típico elaborados en Etabs.

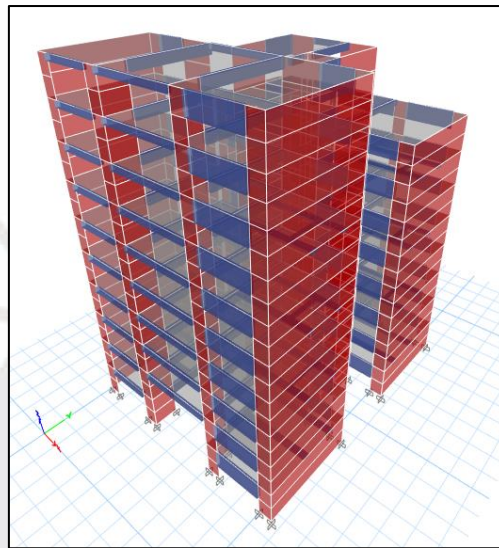


Figura 4.7 Vista 3D del edificio M4

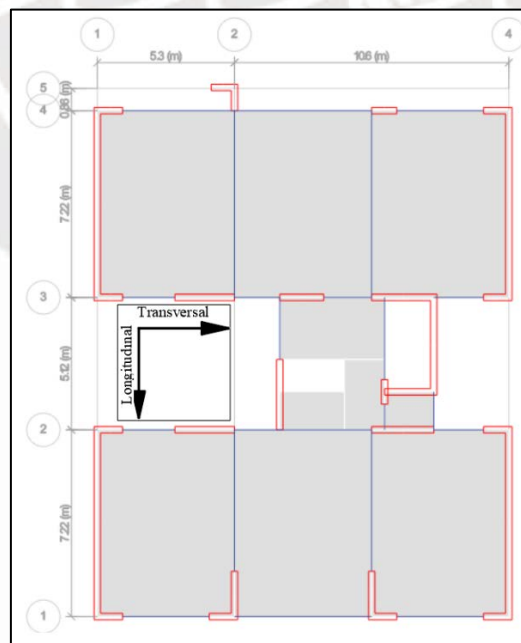


Figura 4.8 Planta del piso típico del edificio M4

Tabla 4.1

Densidad de muros, altura y área de piso típico

Edificio	Número de pisos	Altura de entrepiso (m)	Área de piso típico (m ²)	Área de muros (m ²)	Densidad de muros
M1	7	3	375.90	12.38	3.29%
M2	7+1S	2.75	316.25	11.85	3.75%
M3	5+1S	2.65	406.75	18.82	4.63%
M4	10	2.45	266.99	16.56	6.20%

4.2 Modelo de comportamiento inelástico de los materiales

Antes de proceder al modelado de las rotulas, es necesario definir el comportamiento inelástico del concreto y acero. Para esto se hace uso del programa XTRACT, el cual permite modelar secciones para obtener diagramas de interacción, momento-curvatura, etc. A continuación, se muestra el procedimiento para obtener el diagrama esfuerzo-deformación del acero ASTM A615 grado 60, concreto confinado y concreto sin confinar.

a) Modelo de comportamiento de acero grado 60

El comportamiento inelástico del acero ASTM A615 grado 60 se representa mediante un modelo bilineal elástico con zona de endurecimiento. En la Tabla 4.2 se muestran los parámetros ingresados en el programa XTRACT, correspondientes al acero corrugado grado 60 y en la Figura 4.9 se muestra el diagrama esfuerzo vs deformación unitaria.

Tabla 4.2

Parámetros para el modelado del acero ASTM A615 grado 60

Parámetros del acero	
Esfuerzo de fluencia	413.7 Mpa
Esfuerzo de ruptura	620.5 Mpa
Deformación en el endurecimiento del acero	0.002
Deformación de ruptura	0.09
Módulo de elasticidad	200 000 Mpa

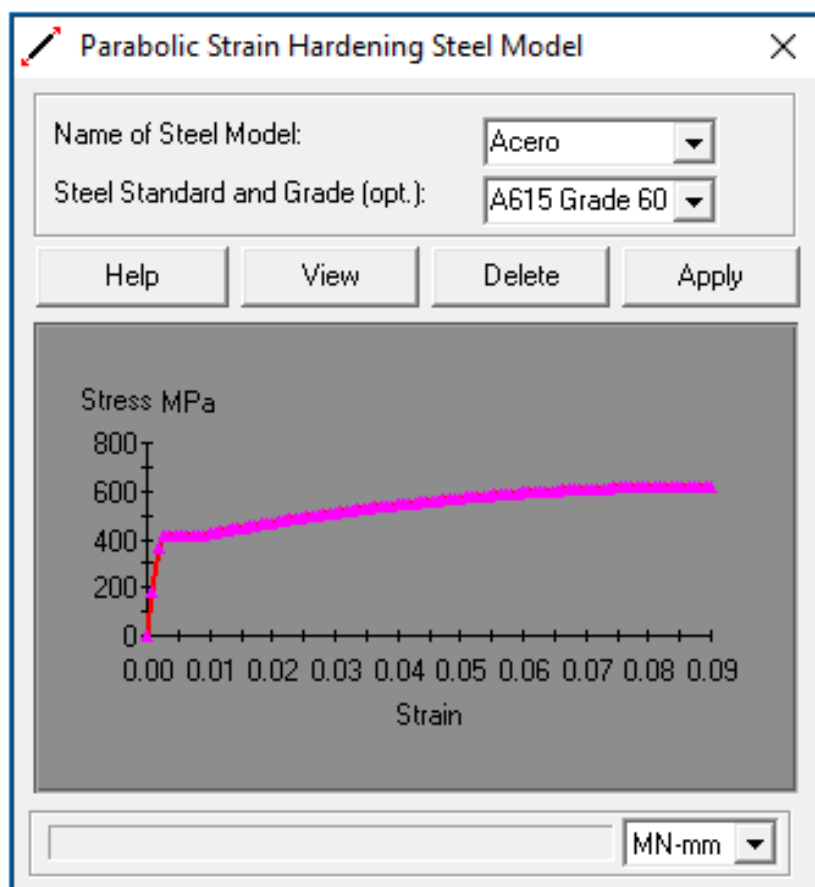


Figura 4.9 Modelo de comportamiento del acero ASTM A615 grado 60

b) Modelo de comportamiento del concreto no confinado

La inelasticidad del concreto sin confinar es representado con el modelo de Mander. En la Tabla 4.3 se muestran los datos ingresados en el programa XTRACT, para el concreto no confinado con f'_c de 210 kg/cm^2 , mientras que en la Figura 4.10 se observa el diagrama esfuerzo vs deformación unitaria.

Tabla 4.3

Parámetros para el modelado del concreto no confinado de 210 kg/cm^2

Parámetros del concreto no confinado	
Resistencia al esfuerzo de compresión (f'_c)	20.6 Mpa (210 kg/cm^2)
Resistencia al esfuerzo a tracción	0 Mpa
Límite de rango lineal ($0.45 f'_c$)	9.27 Mpa
Deformación en el límite de rango lineal	0.435/1000
Deformación de aplastamiento	4/1000
Módulo de elasticidad	21 316.78 Mpa

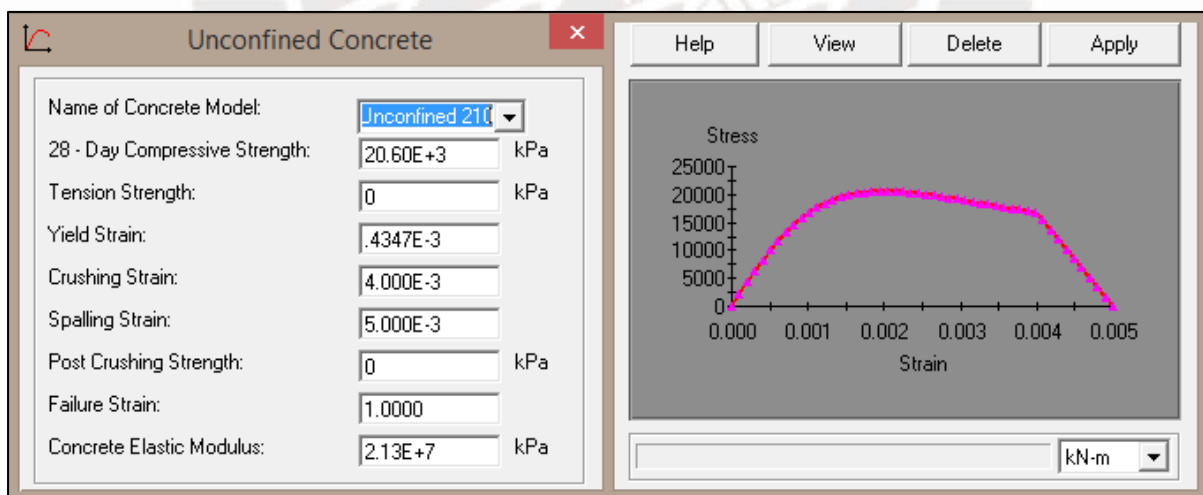


Figura 4.10 Modelo del concreto sin confinar ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$) en XTRACT

c) Modelo de comportamiento del concreto confinado

Para representar la inelasticidad del concreto confinado, es necesario calcular su resistencia confinada. Para esto se ingresa en el programa XTRACT la cantidad de acero longitudinal y transversal de la sección, a partir del cual se determina la resistencia confinada con las fórmulas de Mander, indicadas en el apartado 3.4. En la Figura 4.11, se muestra la información ingresada para calcular el valor de la resistencia del concreto confinado en la columna P-16 del edificio M1, obteniendo un valor de 23.75 Mpa (242.2 kg/cm²). En la Tabla 4.4 se resume la información usada para elaborar el diagrama esfuerzo vs deformación del concreto confinado con resistencia de 210 kg/cm², el cual se observa en la Figura 4.12.

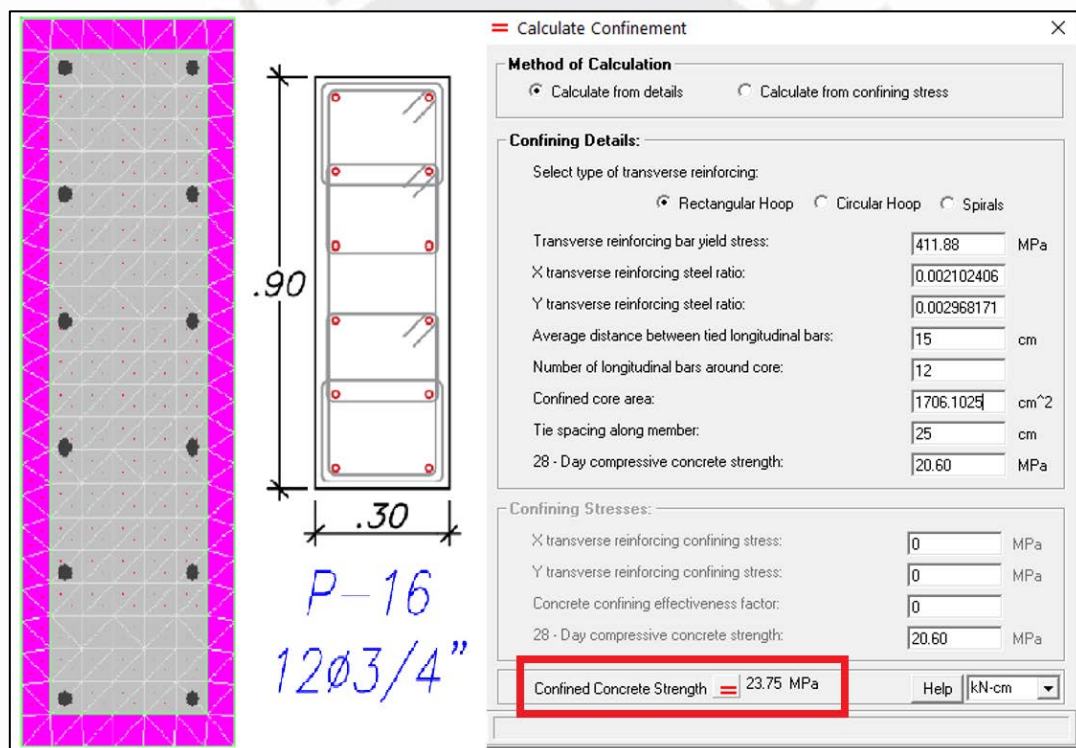


Figura 4.11 Resistencia del concreto confinado en una columna de M1 en XTRACT

Tabla 4.4

Parámetros para el modelado del concreto confinado de 210kg/cm²

Parámetros para el concreto confinado	
Resistencia al esfuerzo de compresión (f^c)	20.6 Mpa (210 kg/cm ²)
Resistencia al esfuerzo de tracción	0 Mpa
Resistencia del concreto confinado	23.75 Mpa
Deformación en el límite de rango lineal	2.487/1000
Deformación unitaria de aplastamiento	20/1000
Modulo elástico del concreto	21300 Mpa

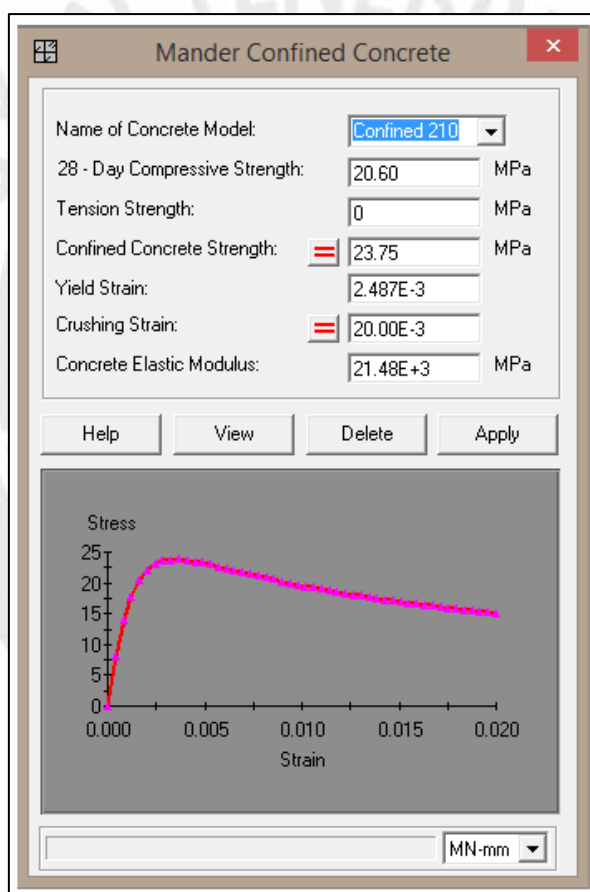


Figura 4.12 Modelo del concreto confinado ($f^c=210\text{kg/cm}^2$) en XTRACT

4.3 Diagramas momento-curvatura

Una vez definidos los modelos de comportamiento del acero y concreto, se obtienen los diagramas momento vs curvatura de las vigas y columnas con el programa XTRACT. Tal como se explica más adelante, en el apartado 4.5, se asignan rótulas plásticas concentradas a las vigas, las cuales requieren del diagrama momento-curvatura o momento-rotación del elemento. Por otro lado, en las columnas se usa un modelo de plasticidad distribuida tipo fibra, el cual se puede definir directamente en el programa Etabs. El procedimiento empieza por dibujar una sección sin confinar en XTRACT discretizando el elemento en secciones de 4 cm de lado. Luego se dibuja el reforzamiento longitudinal, tal como se indica en los planos estructurales, dejando un espacio para el recubrimiento. Con la sección modelada, se crea el caso de análisis para generar el diagrama momento vs curvatura usando un momento incremental alrededor del eje X-X. Se puede apreciar la sección discretizada de una viga en la Figura 4.13, la configuración del caso de análisis y el diagrama momento-curvatura obtenido.

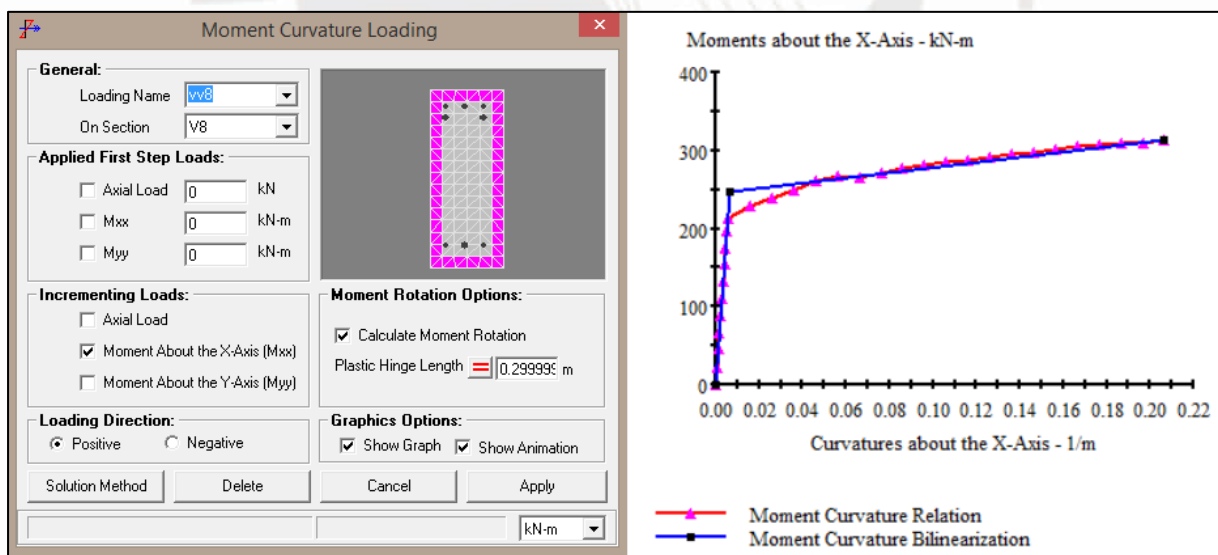


Figura 4.13 Análisis de una viga con XTRACT

4.4 Modelo computacional en Etabs

En este capítulo se explica cómo se realiza el modelado de losas, vigas, columnas y muros en el programa Etabs. Debido a que los edificios estudiados son de muros estructurales, se profundiza en las formas de modelado de este elemento, tales como elemento tipo *frame*, tipo *shell*, tipo *shell* de capas múltiples y elementos finitos.

4.4.1 Modelado de vigas, losas y columnas

Las losas aligeradas y macizas son modeladas como elementos tipo membrana, con un espesor despreciable (Figura 4.14). Luego, el peso propio y la sobrecarga de las losas es asignado como una carga distribuida tipo *shell-load*. Por otro lado, columnas y vigas son modeladas como elementos tipo *frame*, con el correspondiente refuerzo que se encuentra en los planos. Los elementos estructurales se analizan con la sección sin agrietar debido a que los edificios fueron diseñados con la NTP E.060 y NTP E.030, las cuales trabajan con la sección no fisurada. Cabe mencionar que, en otros códigos, como el ACI-318 (2019), los elementos se analizan con la sección agrietada, excepto aquellos elementos que se modelen con plasticidad distribuida, lo cual puede hacer variar los resultados del análisis estructural. Una vez realizado el modelo, se definen los brazos rígidos en las vigas y columnas y se asigna un diafragma rígido a cada entrepiso.

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa aligerada e=0.25m

Slab Material: Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Red Box] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.01 cm

OK Cancel

Figura 4.14 Modelado de losa aligerada en Etabs

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: P4-C25X70 (5-7)

Material: Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: [Gray Box] Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 25 cm

Width: 70 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK Cancel

Figura 4.15 Modelado de columna en Etabs

4.4.2 Modelos de muros de concreto

a) Modelado como elemento tipo *frame*

Este modelo consiste en modelar el muro con elementos tipo *frame* en los que se incluyen las propiedades de dicho elemento (Rahman et al., 2012). El modelo consiste en una columna, con plasticidad concentrada o distribuida, y un elemento rígido. Este modelo es recomendado para modelar muros de bajas dimensiones sin aberturas (Ahmed, Akter y Roy, 2019). En la Figura 4.16 se muestra un muro modelado como un elemento tipo *frame*.

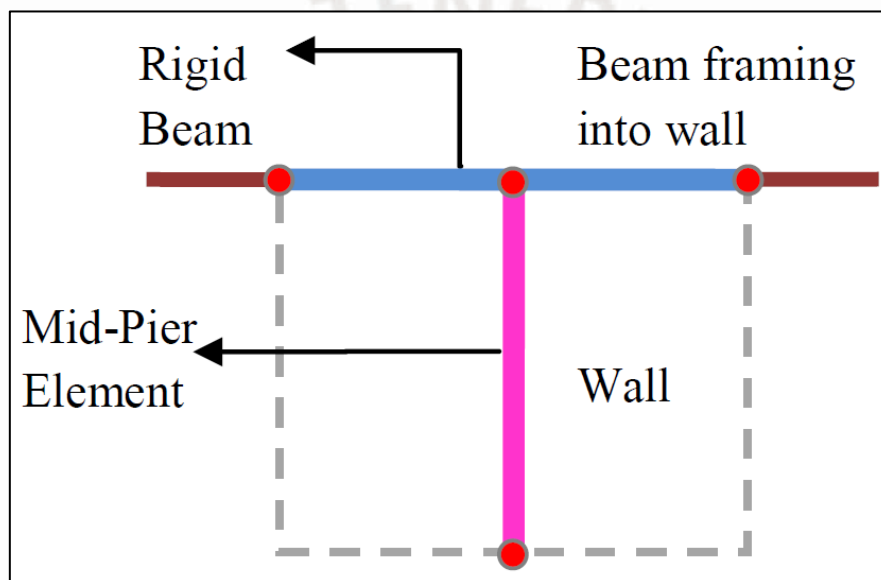


Figura 4.16 Modelo *mid-pier* de un muro
Tomado de Fahjan, Kubin y Tan (2011)

b) Modelado como elemento tipo *shell*

El elemento tipo *shell* se caracteriza por tener un espesor muy pequeño y por tener tres GDL de desplazamiento y tres de giro. Además, los elementos tipo *shell* aportan rigidez a flexión a la estructura, característica que tiene, también, un muro de concreto armado. En la investigación, al ser un modelo relativamente simple, se usaron elementos tipo *shell* para el modelado de muros de concreto. En la Figura 4.17 se muestra el diagrama de un muro modelado como tipo *shell*.

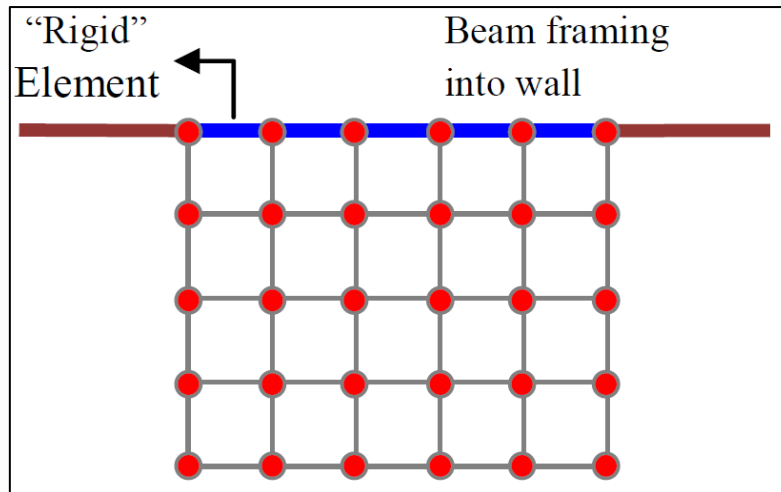


Figura 4.17 Modelo tipo shell de un muro

Tomado de Fahjan, Kubin y Tan (2011)

c) Modelado como elemento tipo *Shell* de capas múltiples

Este modelo se conforma de varias capas de concreto y acero de diferentes grosores. Cada capa incluye las propiedades constitutivas del material que lo conforma, es decir, concreto o acero. La capa de acero representa las propiedades del refuerzo longitudinal y transversal del muro. A partir de los datos obtenidos de la capa central y siguiendo el principio de que las secciones planas se mantienen planas, es posible obtener los esfuerzos y deformaciones de todas las capas (Fahjan, Kubin y Tan, 2011) y así determinar el diagrama esfuerzo-deformación del muro. La Figura 4.18 muestra un muro modelado como tipo *shell* de múltiples capas.

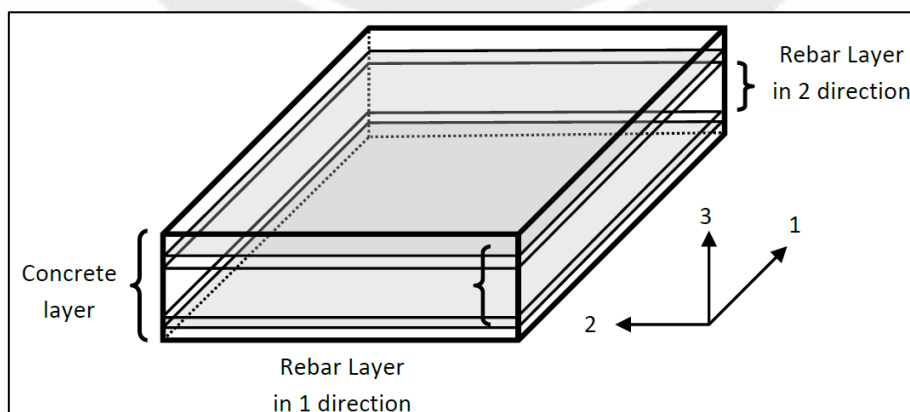


Figura 4.18 Modelo tipo multi-layer shell de un muro

Tomado de Fahjan, Kubin y Tan (2011)

d) Modelo de elementos finitos

Este modelo consiste en modelar un muro con pequeños elementos sólidos, cada uno con sus propiedades elásticas e inelásticas definidas en las tres direcciones. Para representar la plasticidad del concreto se pueden usar criterios como el de fluencia de Von Mises y endurecimiento isotrópico (Fahjan et al., 2011) y así obtener resultados más precisos. A diferencia de los modelos descritos anteriormente, este elemento requiere una mayor demanda computacional, así como una mayor cantidad de información de entrada (Fahjan et al., 2011), lo cual hace que este modelo sea poco práctico, pero permite realizar un análisis más preciso.

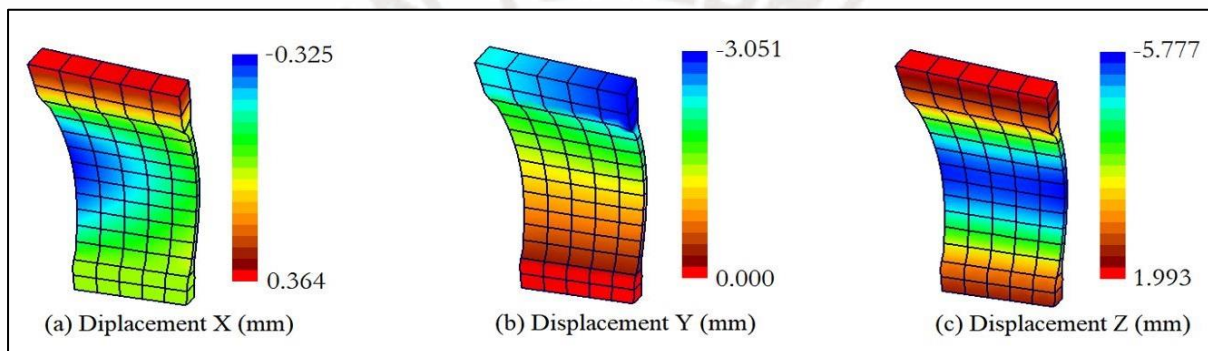


Figura 4.19 Análisis de elementos finitos de un muro de concreto

Tomado de Barros y Horowitz (2020)

4.5 Modelado de rótulas plásticas

4.5.1 Rótulas plásticas en columnas y vigas

Estas han sido modeladas manualmente usando la información de las tablas 11-3 y 11-4 del ATC-40 (1996) y los resultados del programa XTRACT descrito en la sección 4.3. Las rótulas plásticas se modelan en el programa Etabs desde el menú *assign>sección properties>frame/wall nonlinear hinges*. Las rótulas de vigas son de tipo concentrada M3, es decir, solo se aplica un momento en la sección. En esta rótula se pueden apreciar tres puntos correspondientes al momento de fluencia, momento máximo y a una degradación del 80% de la capacidad de la viga. En el programa computacional, estos datos se colocan como múltiplo del momento de fluencia (Figura 4.20). Por otro lado, la inelasticidad de columnas es de tipo

plasticidad distribuida (fiber-PM2-PM3), tal como lo muestra la Figura 4.21, debido a que, en las columnas, este tipo reporta resultados más cercanos a valores experimentales, mientras que la de tipo concentrada puede reportar valores de momento elevados (Terrenzi, Spacone, y Camata, 2020). En Etabs, la longitud de rotulas es estimada con la Ecuación 4.1.

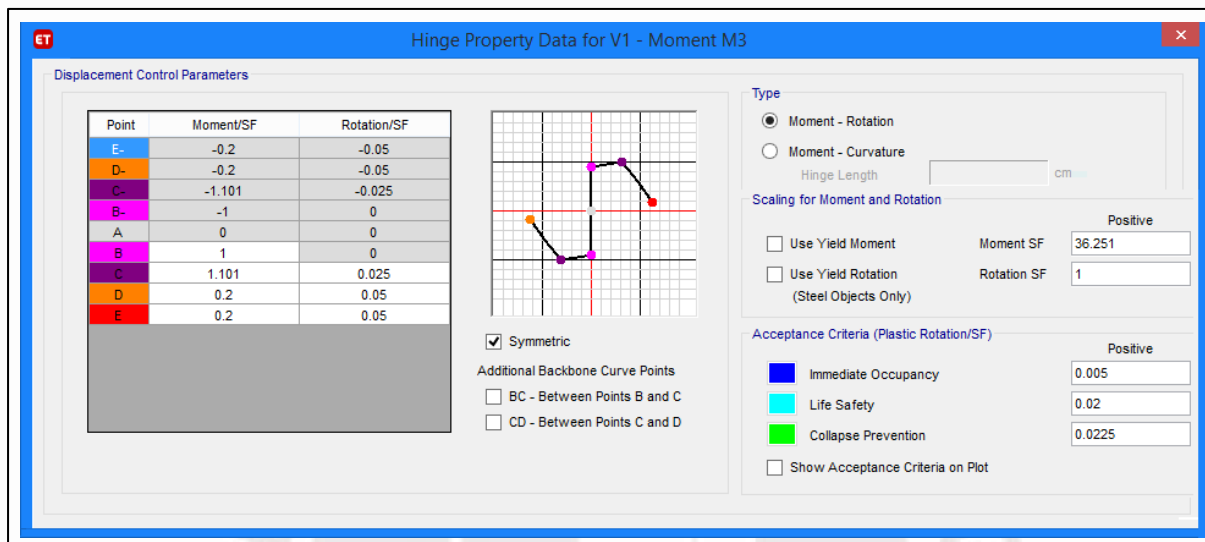


Figura 4.20 Modelado de rotulas en vigas

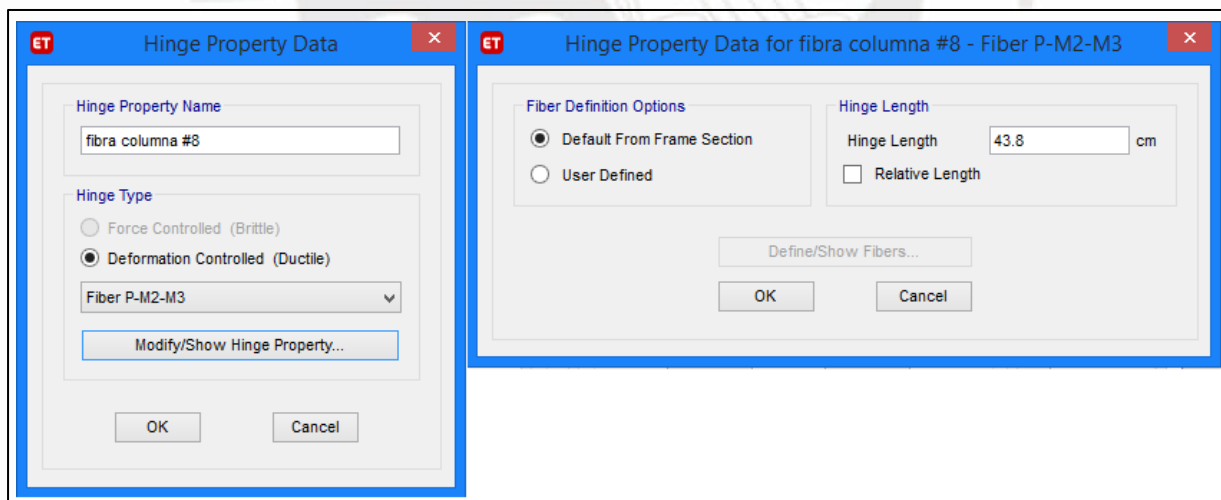


Figura 4.21 Modelado de rótulas en una columna con barras de 1”

4.5.2 Longitud de rótulas plásticas en vigas y columnas

Diferentes investigadores como Sawyer (1956), Mattock (1967), Priestley y Park (1987), etc. han realizado múltiples ensayos de laboratorio para estudiar la longitud plástica de vigas y columnas. Como resultado, se propusieron numerosas expresiones para estimar esta longitud, algunas de las cuales aparecen resumidas en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5

Longitud de rotula plástica según diferentes investigadores

Investigador	Longitud de rótula	
Sawyer (1956)	$0.25d + 0.075z$	
Corley (1966)	$0,5d + 0,2\sqrt{d}(z/d)$	Vigas
Mattock (1967)	$0.5d + 0.05z$	Vigas
Priestley y Park (1987)	$0.08z + 6d_b$	Columnas
Paulay y Priestley (1992)	$0.08z + 0.022d_b f_y$	Vigas-columnas
Sheikh y Khoury (1993)	h	Columnas bajo gran carga axial

d: peralte, *d_b*: longitud de refuerzo longitudinal, *z*: distancia de punto de sección crítica a punto de inflexión

Nota. Tomado de Zhao, Wu, Leung y Lam (2011)

Como muestra la Figura 4.22, la longitud de rótulas de columnas puede considerarse entre 0.6 y 0.85 veces el peralte del elemento, mientras que en vigas correspondería entre 0.5 y 0.75 veces el peralte (Asmat, 2016). En esta investigación, la longitud de las rotulas de columnas se calculan con la fórmula indicada en el anexo E del Eurocodigo 8 (2005). Esta fórmula está basada en la fórmula de Paulay y Priestley (Velásquez, 2017), y se muestra en la Ecuación 4.1 donde *L* es la altura de la columna en milímetros, *f_y* el esfuerzo de fluencia del acero en megapascuales y *d_b* el diámetro del acero de refuerzo en milímetros.

$$l_p = 0.1L + 0.015f_y d_b$$

Ecuación 4.1

En el caso de las vigas, el cálculo del momento último, momento de fluencia y máximo, se realizó considerando una longitud de rótula de 0.5 veces el peralte. Esto corresponde al primer término de la fórmula de Mattock (1967), Corley (1966) y a la menor longitud de la Figura 4.22. En ambos casos, vigas y columnas, las rótulas se ubicarán cerca de los extremos a una distancia relativa del 5% y 95% de la longitud del elemento.

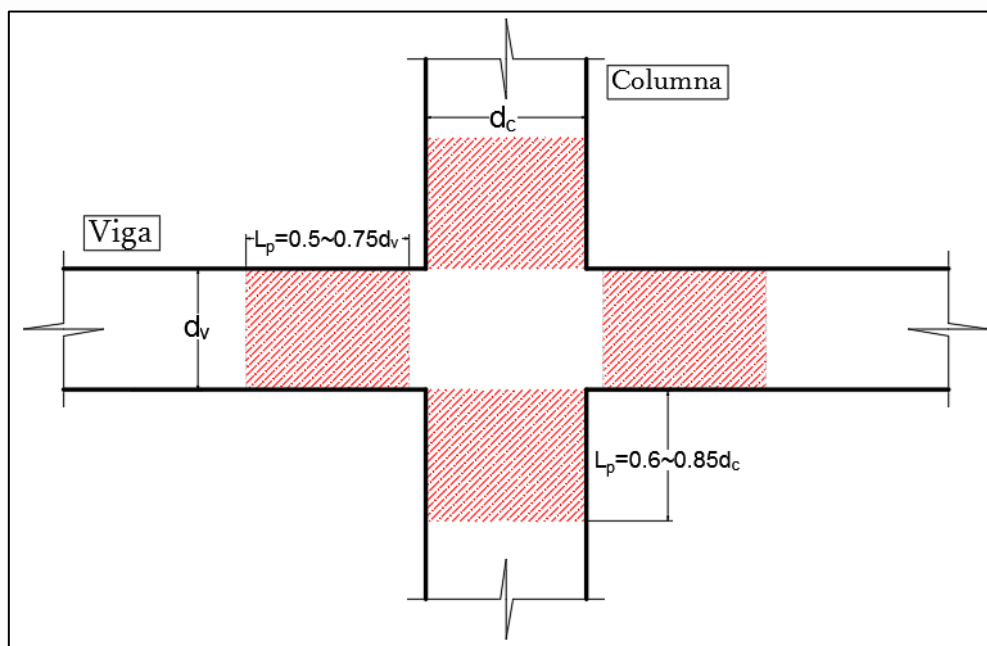


Figura 4.22 Longitud de rótulas plásticas en vigas y columnas según Asmat (2016)

4.5.3 Rótulas plásticas en muros de concreto

Antes de asignar rótulas plásticas a los muros, se asignan los detalles del refuerzo en Etabs desde la opción *Wall hinge reinforcement*, tal como se muestra en la Figura 4.23. Luego se procede a asignarle rótulas tipo *Auto fiber P-M3* (Figura 4.24), puesto que estos elementos soportan carga axial y momento en una dirección. En los muros largos, la longitud de rótulas plásticas se encuentra entre 0.45 y 0.7 veces el peralte efectivo del muro (Asmat, 2016), no obstante, esta longitud será asignada automáticamente por el programa Etabs.

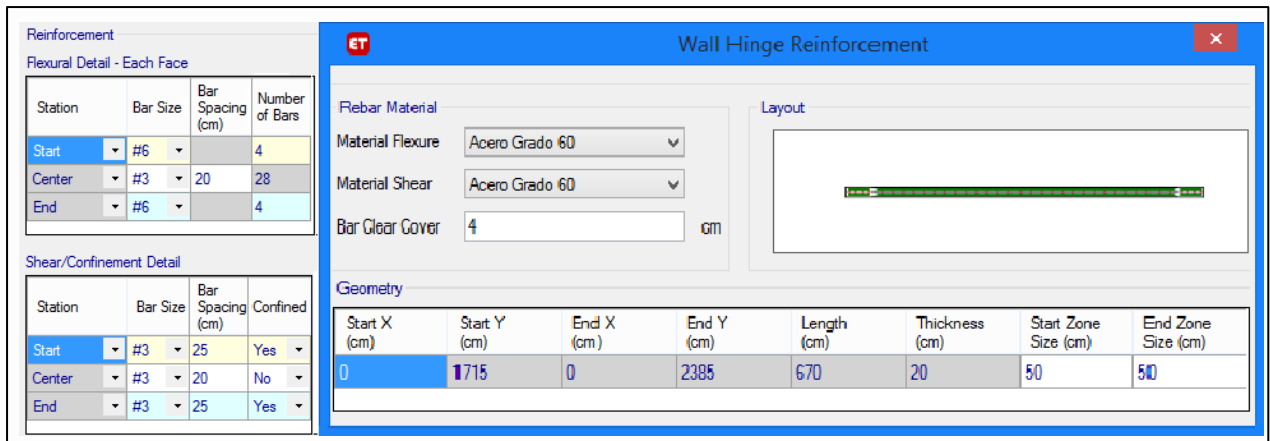


Figura 4.23 Refuerzo en muros de concreto armado en Etabs

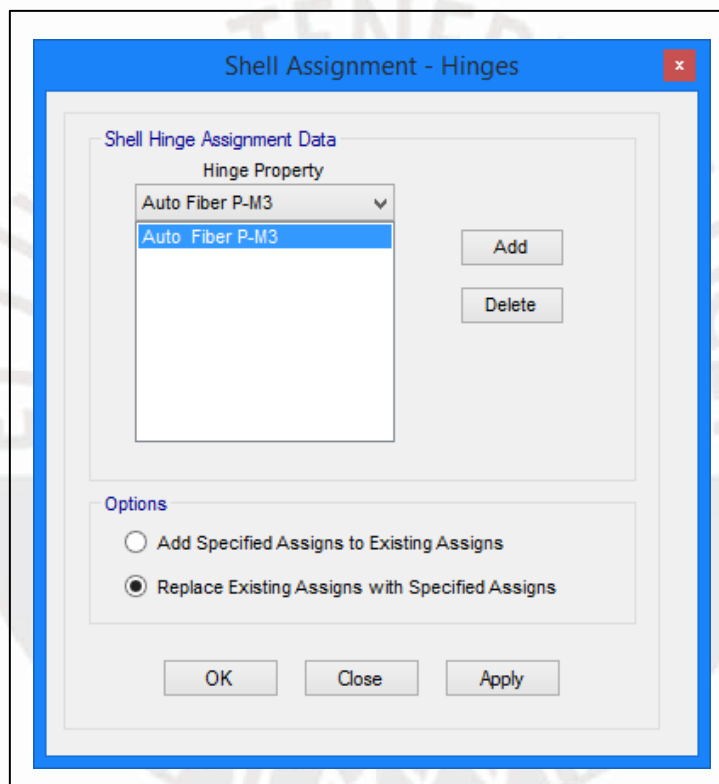


Figura 4.24 Asignación de rótulas plásticas en muros

Capítulo 5. Análisis espectral modal

En este capítulo se muestra el desarrollo del análisis modal espectral. El procedimiento empieza por verificar las irregularidades de los edificios, debido a que algunos edificios se elaboraron con una revisión anterior a la NTP E.030 del 2018. Luego se define el espectro de demanda, tal como se indica en la sección 3.2, de un sismo de diseño y máximo. Con esta información se definen, en Etabs, los casos espectrales en ambas direcciones. Finalmente se reportan los periodos de vibración, fuerzas cortantes estáticas y se verifica que las derivas de entrepisos cumplan con el límite de 7%, del artículo 32 de la NTP E.030 (SENCICO, 2018).

5.1 Peso sísmico

El peso sísmico se refiere al peso que puede tener un edificio en el momento que ocurra un sismo de diseño (Muñoz, 2020). Este corresponde a la carga muerta de la estructura y una parte de la carga viva. El peso sísmico, correspondiente a un edificio multifamiliar, es la totalidad de la carga muerta y un 25% de la sobrecarga. Las cargas distribuidas en las losas se obtienen con los valores de la Tabla 5.1. Estos valores se encuentran en la NTP E.020 (SENCICO, 2006).

Tabla 5.1

Cargas distribuidas en losas

Carga muerta	
Piso terminado	100 kg/cm ²
Losa aligerada (e=20cm)	300 kg/cm ²
Losa aligerada (e=25cm)	350 kg/cm ²
Losa aligerada (e=30cm)	420 kg/cm ²
Carga viva	
Sobrecarga (Entrepisos)	200 kg/cm ²
Sobrecarga (Techo)	100 kg/cm ²

5.2 Verificación de irregularidades

Algunos de los edificios estudiados fueron diseñados antes de la aprobación de la última revisión de la NTP E.030 (2018), por este motivo, antes de realizar el análisis, se verifican las irregularidades de los edificios según el artículo 20 de la NTP E.030 (SENCICO, 2018). La Tabla 5.2 muestra un resumen de las irregularidades encontradas en las cuatro edificaciones. El análisis detallado se encuentra en el anexo A2 de la investigación.

Tabla 5.2

Resumen de irregularidades

Edificio	Irregularidades en planta	Irregularidades en altura
M1	Ninguna	Ninguna
M2	Esquinas entrantes ($I_p = 0.9$)	Ninguna
M3	Torsión ($I_p = 0.75$)	Ninguna
M4	Torsión ($I_p = 0.75$)	Ninguna

5.3 Espectro de demanda

Se ha elaborado la Tabla 5.3, donde se describen los parámetros considerados en la definición de la curva de demanda correspondiente a un sismo de diseño. Cabe resaltar que los cuatro edificios estudiados comparten los factores Z , U , S , T_p y T_l , por lo que los espectros de demanda se diferencian por los factores de irregularidad estructural y el factor de amplificación sísmica (C). Se han elaborado dos espectros de demanda, el primero corresponde a un sismo de diseño, mientras que el segundo a un sismo máximo. Los espectros de demanda elaborados para cada estructura se muestran en las Figuras 5.1 y 5.2. Luego, estos factores son ingresados en Etabs para definir el espectro. Finalmente, se definen los casos de análisis modal espectral (Figura 5.3).

Tabla 5.3

Parámetros del espectro de demanda

Factor	Valor	Descripción
Z	0.45	Zona sísmica 4
U	1	Categoría C: Edificaciones comunes
C	Variable	Factor de amplificación sísmica
S	1	Suelo tipo S1: Roca o suelo muy rígido
R_0	6	Sistema estructural: Muros estructurales
T_p	0.4	Parámetro de sitio
T_l	2.5	Parámetro de sitio
I_a, I_p	Ver Tabla 5.2	Factores de irregularidad en altura y planta

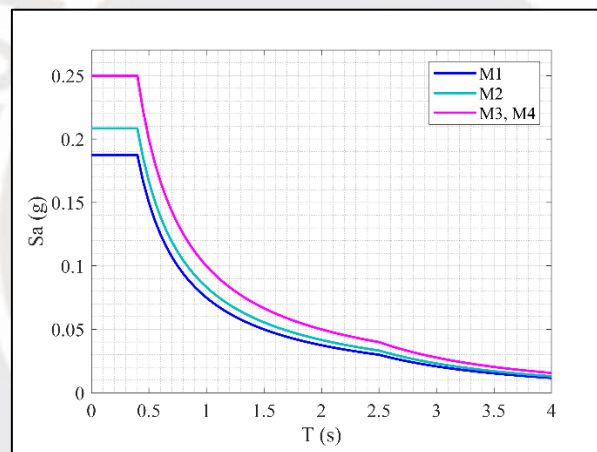


Figura 5.1 Curva de demanda inelástica-sismo de diseño

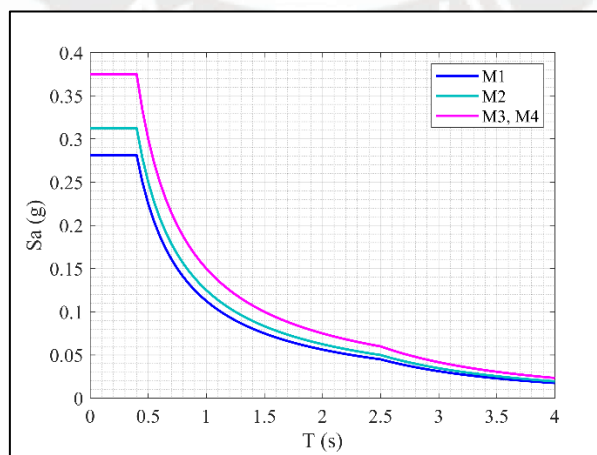


Figura 5.2 Curva de demanda inelástica-sismo máximo

Figura 5.3 Definición de caso espectral modal en la dirección X

5.4 Periodos de vibración fundamental

Para cada sentido de análisis, este periodo es obtenido a partir de un análisis traslacional o modal espectral. Una vez obtenido el periodo del edificio, se puede calcular el valor del factor de C según el artículo 14 de la NTP E.030. Se ha elaborado la Tabla 5.4, donde se muestran los periodos correspondientes a la dirección transversal y longitudinal de cada edificio.

Tabla 5.4
Periodos de vibración y fuerzas cortantes estáticas

Edificio	Dirección transversal	Dirección longitudinal
	Periodo (s)	Periodo (s)
M1	0.741	0.243
M2	0.783	0.281
M3	0.458	0.166
M4	0.475	0.261

5.5 Masas participativas

En este apartado se presentan los porcentajes de masa participativa de cada edificio estudiado, en las direcciones transversal (T-T) y longitudinal (L-L), obtenidos a partir de un análisis espectral modal.

Tabla 5.5

Porcentaje de participación modal de edificio M1

Modo	Periodo (s)	T-T	L-L	Acum. T-T	Acum. L-L
1	0.741	71.94	0.03	71.94	0.03
2	0.326	0.15	0.03	72.09	0.06
3	0.243	0.02	68.46	72.11	68.51
4	0.206	15.36	0.00	87.47	68.51
5	0.101	5.42	0.00	92.89	68.52
6	0.081	0.11	0.01	93.00	68.53
7	0.065	2.53	0.00	95.53	68.53
8	0.059	0.01	20.85	95.54	89.39
9	0.049	1.13	0.00	96.67	89.39
10	0.04	0.08	0.00	96.75	89.39
11	0.04	0.42	0.00	97.16	89.39
12	0.036	0.11	0.00	97.27	89.39
13	0.029	0.00	5.04	97.27	94.43
14	0.028	0.02	0.01	97.30	94.45
15	0.022	0.01	0.00	97.31	94.45
16	0.02	0.00	1.85	97.31	96.30
17	0.019	0.01	0.00	97.31	96.30
18	0.016	0.00	0.73	97.31	97.03
19	0.013	0.00	0.28	97.31	97.31
20	0.007	0.00	0.00	97.31	97.31

Tabla 5.6

Porcentaje de participación modal de edificio M2

Modo	Periodo (s)	T-T	L-L	Acum. T-T	Acum. L-L
1	0.783	66.68	0.01	66.68	0.01
2	0.371	0.43	0.00	67.11	0.01
3	0.281	0.00	64.74	67.11	64.75
4	0.212	15.35	0.02	82.46	64.76
5	0.112	0.69	0.00	83.15	64.76
6	0.102	3.78	0.01	86.93	64.77
7	0.088	2.03	0.01	88.96	64.78
8	0.069	0.01	21.05	88.97	85.83
9	0.063	3.15	0.00	92.12	85.83
10	0.046	0.44	0.00	92.57	85.83
11	0.043	1.57	0.00	94.13	85.84
12	0.035	0.50	0.03	94.63	85.86
13	0.035	0.01	6.54	94.65	92.40
14	0.03	0.77	0.00	95.42	92.40
15	0.024	0.02	1.33	95.44	93.73
16	0.024	0.28	0.62	95.72	94.35
17	0.023	0.04	0.58	95.76	94.93
18	0.019	0.14	0.04	95.90	94.97
19	0.018	0.00	0.80	95.90	95.77
20	0.015	0.01	0.05	95.91	95.82

Tabla 5.7

Porcentaje de participación modal de edificio M3

Modo	Periodo (s)	T-T	L-L	Acum. T-T	Acum. L-L
1	0.458	67.35	0.00	67.35	0.00
2	0.181	0.54	0.00	67.89	0.00
3	0.166	0.00	68.34	67.89	68.34
4	0.165	0.17	0.00	68.06	68.34
5	0.138	0.00	0.01	68.06	68.35
6	0.119	17.92	0.00	85.98	68.35
7	0.096	0.00	0.01	85.98	68.36
8	0.093	0.60	0.00	86.58	68.36
9	0.06	4.39	0.00	90.97	68.36
10	0.059	0.00	0.19	90.97	68.55
11	0.058	1.37	0.00	92.34	68.55
12	0.047	0.00	0.00	92.34	68.55
13	0.042	0.00	18.17	92.34	86.72
14	0.04	2.50	0.00	94.84	86.72

Tabla 5.8

Porcentaje de participación modal de edificio M4

Modo	Periodo (s)	T-T	L-L	Acum. T-T	Acum. L-L
01	0.475	69.55	0.09	69.55	0.09
02	0.297	1.81	4.06	71.36	4.15
03	0.261	0.71	62.52	72.07	66.67
04	0.146	12.39	0	84.46	66.67
05	0.083	3.72	0.74	88.18	67.41
06	0.075	0.37	17.08	88.55	84.49
07	0.07	1.4	0.94	89.95	85.43
08	0.053	0	0.02	89.95	85.45
09	0.049	2.87	0	92.82	85.45
10	0.045	0.02	0.06	92.84	85.51
11	0.039	0.06	3.17	92.9	88.68
12	0.038	0.07	2.71	92.97	91.39
13	0.035	0.01	0	92.98	91.39
14	0.034	1.75	0	94.73	91.39
15	0.027	0.11	0.17	94.84	91.56
16	0.027	0.06	0.07	94.9	91.63
17	0.026	0.91	0.29	95.81	91.92
18	0.026	0.09	2.33	95.9	94.25
19	0.022	0	0.02	95.9	94.27
20	0.021	0.55	0	96.45	94.27

5.6 Cortantes de entrepiso y momentos de volteo

Se elaboró la Figura 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7, donde se muestran las fuerzas cortantes de entrepisos y los momentos de volteo de cada edificio a partir del análisis espectral modal. Estos valores son menores en el sentido transversal, en contraste con el longitudinal. Esto se debe a que una menor cantidad de muros está orientada en la dirección transversal, por lo que la resistencia es menor en esta dirección. Asimismo, los valores del edificio M4, en las dos direcciones, son similares debido a una mayor simetría geométrica en planta (Figura 4.8).

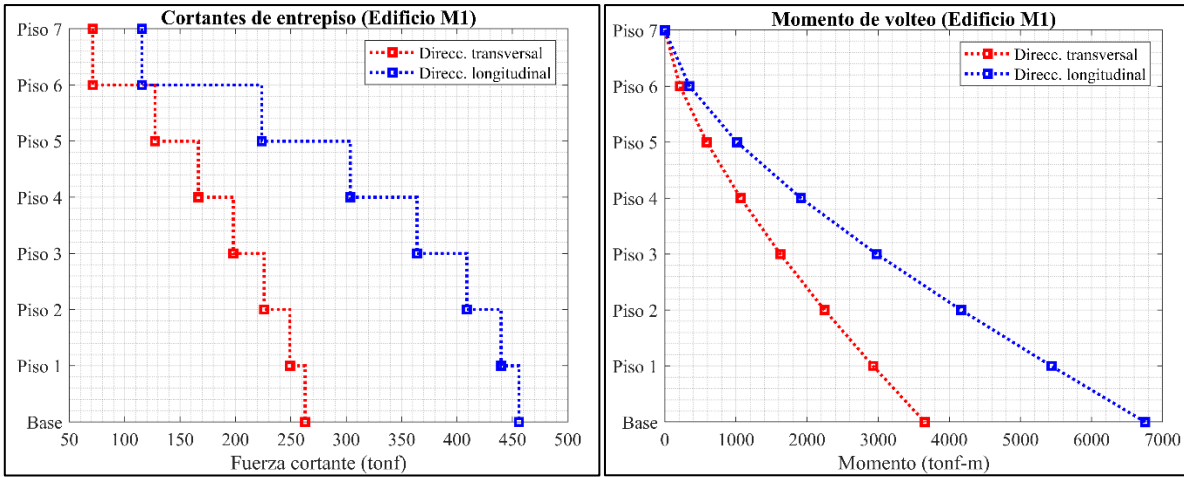


Figura 5.4 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M1

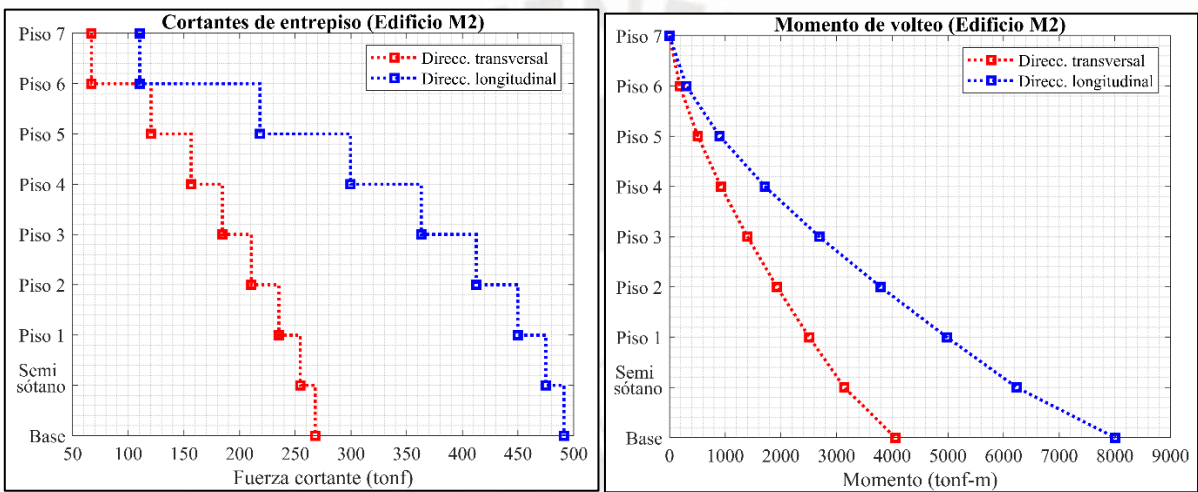


Figura 5.5 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M2

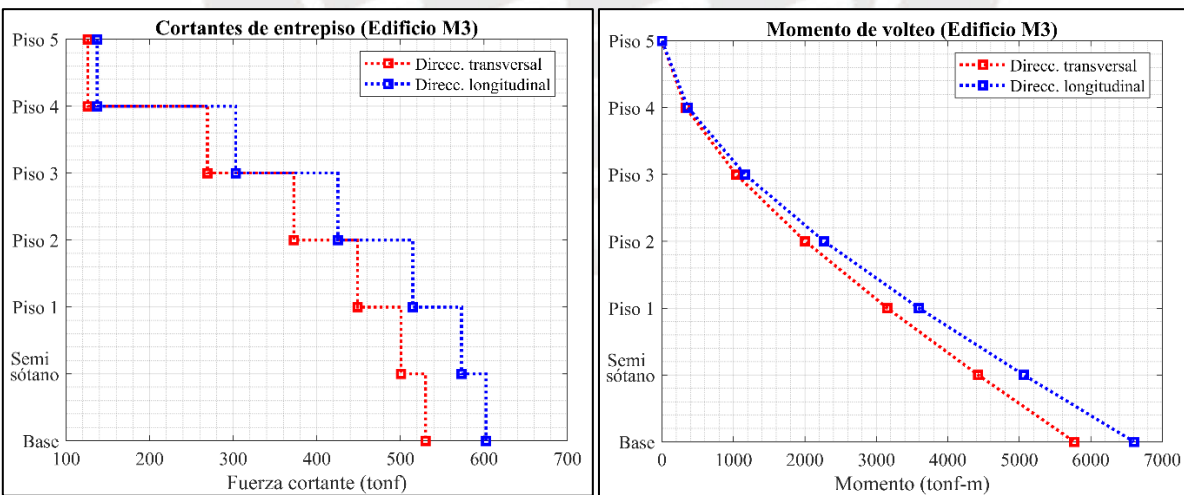


Figura 5.6 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M3

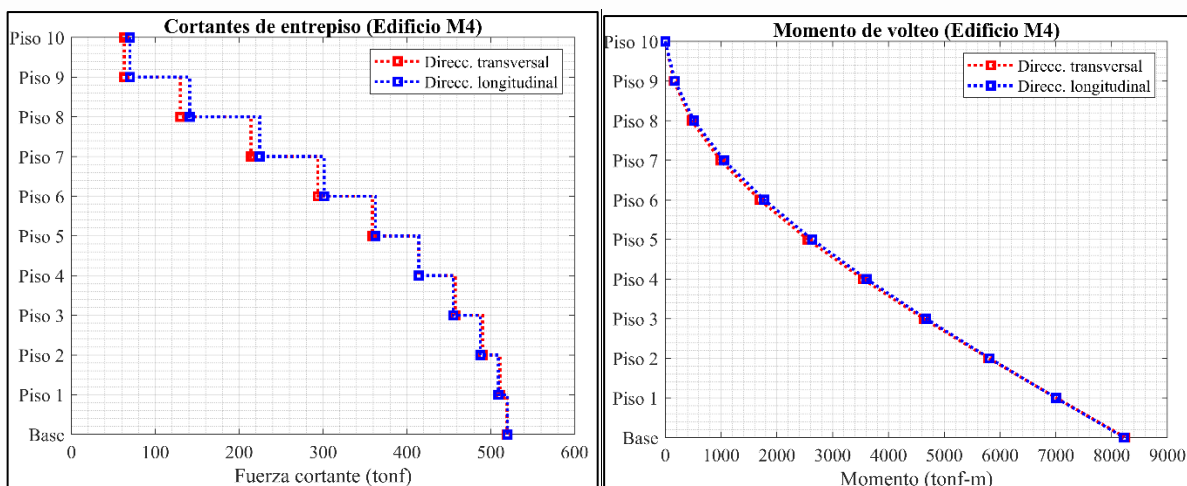


Figura 5.7 Fuerzas cortantes y momento de volteo - M4

5.7 Derivas inelásticas

Las derivas inelásticas se calcularon con el criterio CQC (combinación cuadrática completa), descrito en el apartado 3.2.2. De acuerdo al artículo 31 de la NTP E.030, las derivas inelásticas se calculan escalando las elásticas con el factor $0.85R$, en el caso de edificios irregulares, y $0.75R$, en el caso de regulares. Para esto, en el programa Etabs, se define el caso de cálculo de derivas inelásticas, aplicando los factores mencionados a las derivas elásticas (Figura 5.8). Se ha elaborado la Tabla 5.9, donde se indican las derivas inelásticas obtenidas en el sentido longitudinal (L-L) y transversal (T-T). Asimismo, se muestran de manera grafica en las Figura 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12. Se puede comprobar que ninguna excede el límite de 7 %, indicado en la NTP E.030.

Tabla 5.9
Derivas inelásticas de entrepiso (%)

Nivel	M1		M2		M3		M4	
	T-T	L-L	T-T	L-L	T-T	L-L	T-T	L-L
S-S*	-	-	3.480	0.395	2.534	0.258	-	-
01	2.416	0.410	4.682	0.950	4.671	0.496	1.329	0.479
02	4.277	0.723	5.944	1.284	5.764	0.602	2.568	0.870
03	5.110	0.946	6.533	1.500	6.174	0.634	3.199	1.163
04	5.356	1.089	6.633	1.620	6.119	0.613	3.603	1.433
05	5.205	1.162	6.408	1.669	6.524	1.156	3.706	1.605
06	4.787	1.172	5.974	1.651			3.600	1.705
07	4.211	1.133	5.467	1.583			3.373	1.745
08							3.115	1.735
09							2.988	1.726
10							2.803	1.707

*Semisótano

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

- General:**
 - Load Case Name: Deriva inelástica X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030	50031
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [Empty]
 - Rigid Frequency, f2: [Empty]
 - Periodic + Rigid Type: [Empty]
 - Earthquake Duration, td: [Empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [Empty]
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 5.8 Definición del caso deriva inelástica en la dirección transversal

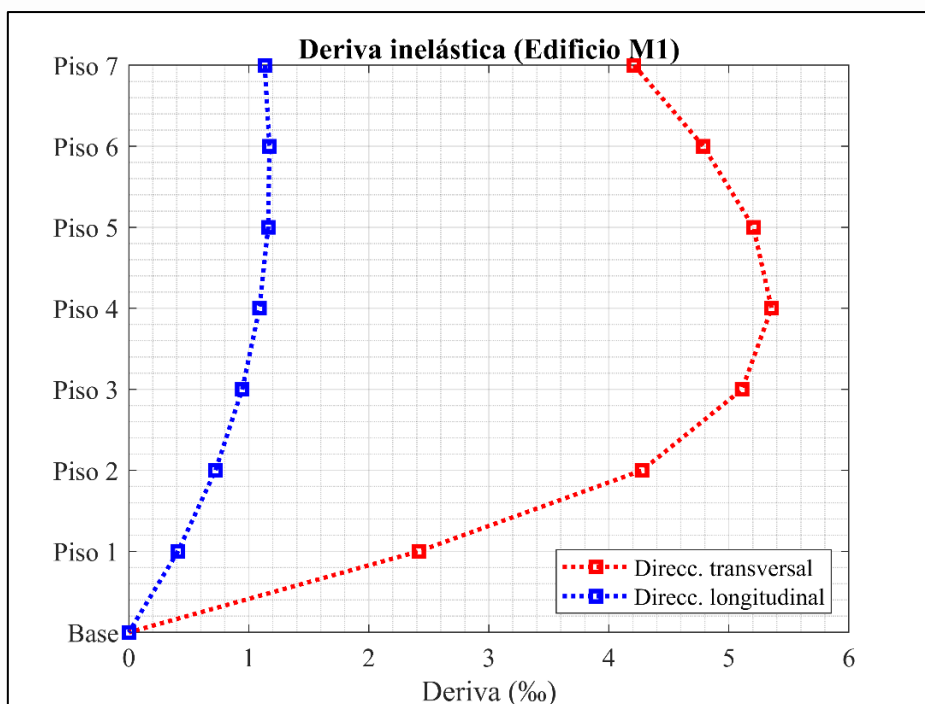


Figura 5.9 Deriva inelástica del edificio M1

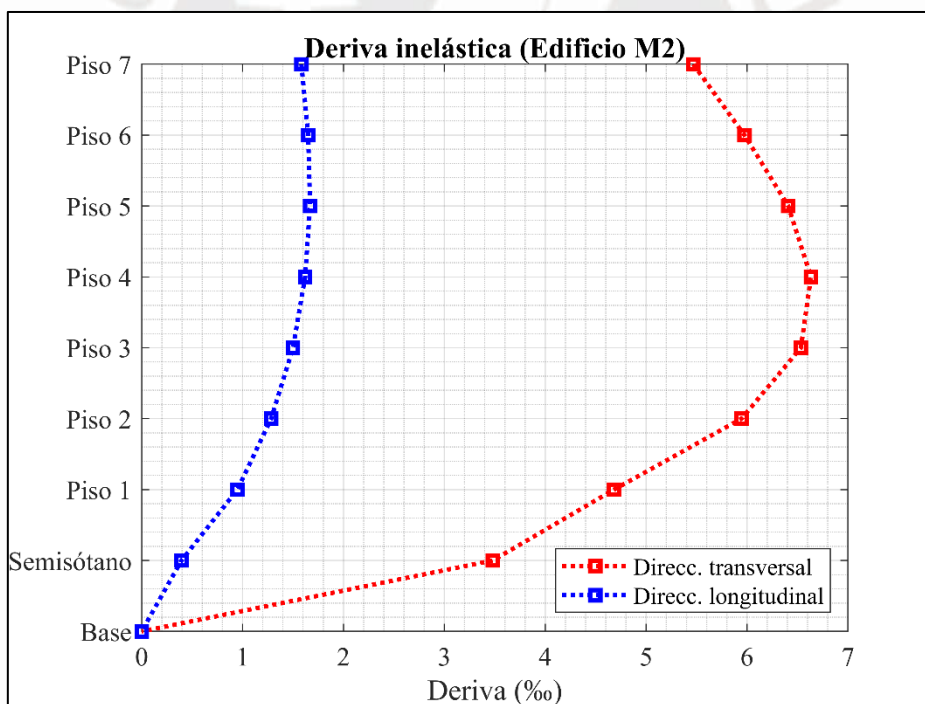


Figura 5.10 Deriva inelástica del edificio M2

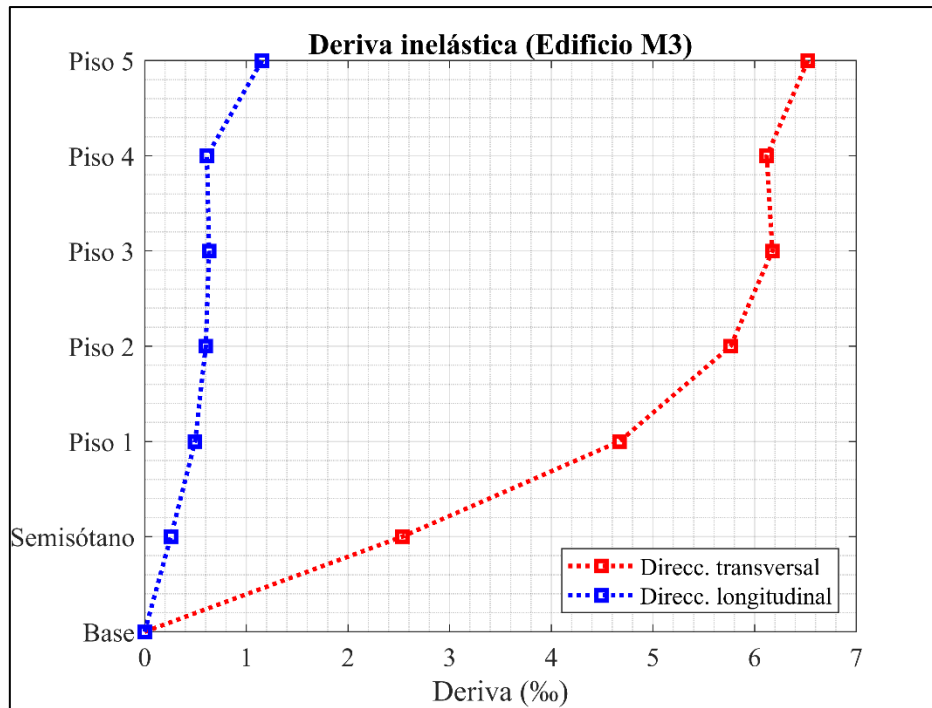


Figura 5.11 Deriva inelástica del edificio M3

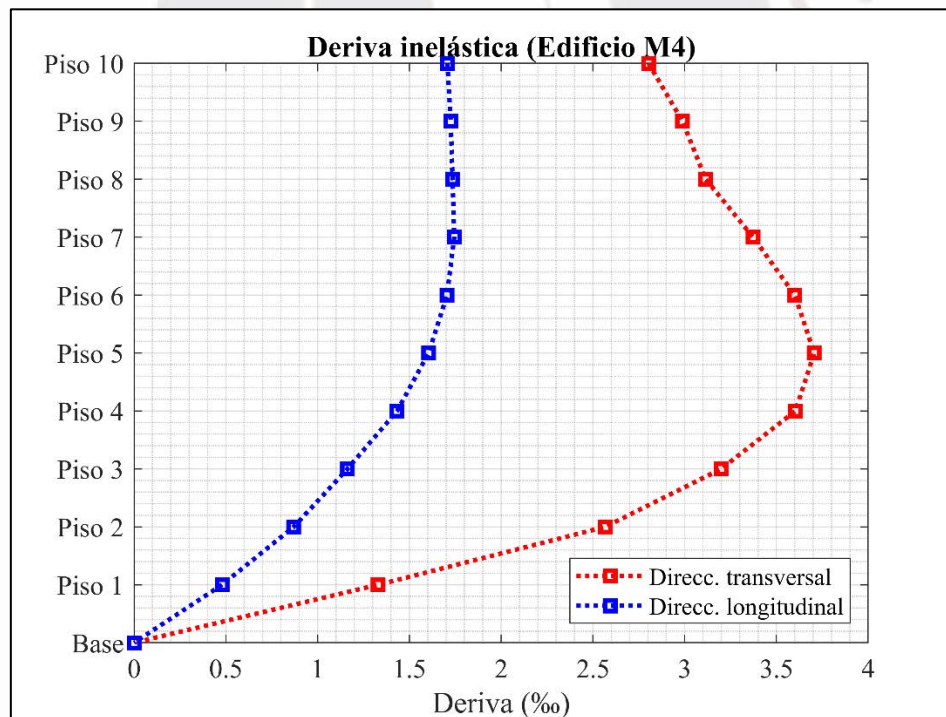


Figura 5.12 Deriva inelástica del edificio M4

Capítulo 6. Análisis estático no lineal

En este capítulo se explica el desarrollo del AENL y el cálculo del punto de desempeño con el MEC (método de espectro de capacidad). Como se ha explicado, este método consiste en calcular el punto de desempeño mediante la superposición del espectro de demanda y capacidad. El procedimiento empieza por definir el espectro de demanda, tal como se indicó en la sección 5.3, y cargarlo a Etabs. Seguidamente, se crea el caso del análisis estático, para obtener la curva de capacidad, usando el modo de vibración fundamental de cada dirección como carga aplicada. Para evitar que el análisis considere deformaciones por las cargas gravitacionales, se define un caso previo de análisis de deformación por cargas de gravedad. De esta manera, el AENL da comienzo al finalizar este caso previo. Seguidamente, se superpone el espectro de capacidad obtenido con el espectro de demanda, para así obtener el punto de desempeño. De ser necesario, se calibra la curva de capacidad para determinar el desplazamiento de colapso. Para finalizar, se hace uso de las propuestas del comité VISION 2000 para evaluar el desempeño estructural.

6.1 Caso de cargas por gravedad

Se crea un caso previo en Etabs con el que se obtiene las deformaciones iniciales por gravedad, de este modo las respuestas del AENL van a considerar solamente las deformaciones causadas por los patrones aplicados. Al caso de gravedad, se le asigna una carga correspondiente al peso propio más el 25% de la carga viva. La Figura 6.1 muestra la definición de estas cargas en Etabs.

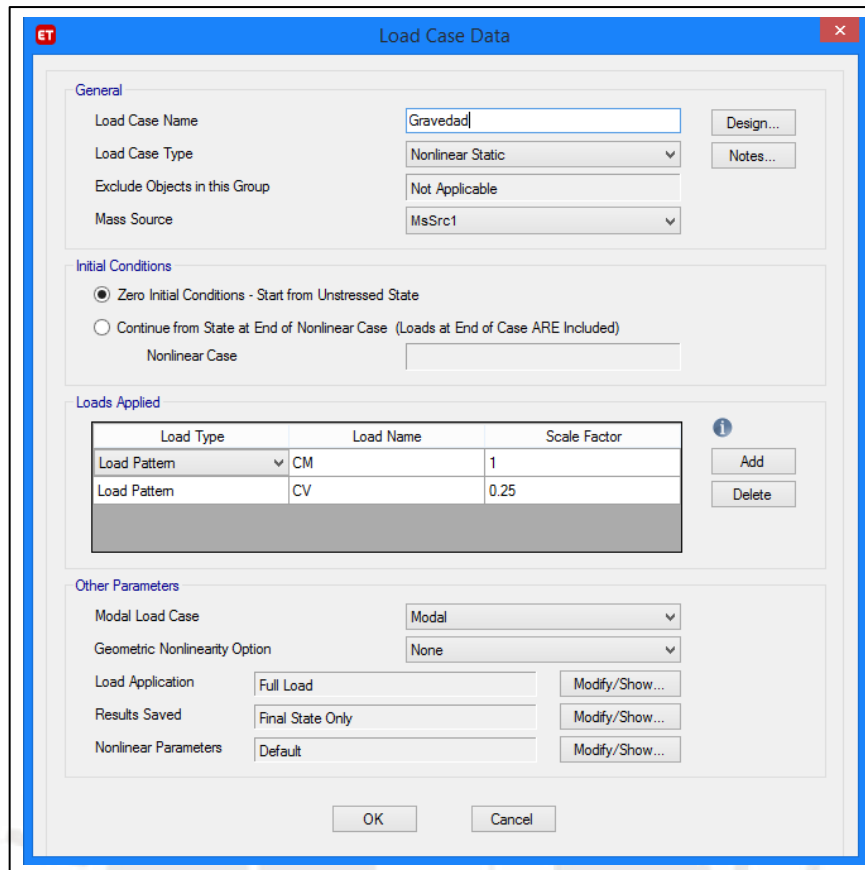


Figura 6.1 Caso de carga por gravedad en Etabs

6.2 Definición del caso del análisis no lineal

Se define el análisis estático no lineal en Etabs usando el modo de vibración fundamental, obtenido del análisis espectral, como carga aplicada, tal como se observa en la Figura 6.2. Seguidamente, se define un desplazamiento de control para estimar el desplazamiento máximo del techo (nodo de control). Para esto se usa un valor referencial de 50 cm para empezar, tal como lo muestra la Figura 6.3. Si el edificio tiene aún capacidad de deformación, este valor se aumenta hasta que se ocurra el colapso. Caso contrario, si las deformaciones de los elementos son excesivas, debido a una sobreestimación del programa computacional, este valor se reduce.

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHYY [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 6.2 Caso de análisis estático no lineal en Etabs

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 500 mm

Monitored Displacement

DOF/Joint: U2 Story8 15

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

[OK] [Cancel]

Figura 6.3 Desplazamiento de control y asignación de nodo de control en Etabs

6.3 Calibración del punto de colapso

Luego de obtener las curvas de capacidad, se verifica que los elementos estructurales tengan rotaciones que no excedan los valores máximos mostrados en las tablas 11-3 y 11-4 del ATC-40, de este modo se verifica que el nivel de daño estructural este dentro de lo aceptable. Este procedimiento es necesario debido a que el programa Etabs puede sobreestimar la ductilidad de los elementos. De presentarse rotaciones excesivas, se reduce el punto de colapso del edificio, modificando el desplazamiento de control, hasta que los elementos tengan rotaciones aceptables. Las vigas, consideradas elementos secundarios en los edificios estudiados, se definen con rotulas asignadas manualmente tal como se indica en la sección 4.5.1. Se modelan con una curvatura de colapso de 0.05, valor definido en las tablas del ATC-40 para vigas con refuerzo óptimo y responsabilidad secundaria. Puesto que los edificios son de muros de concreto, la calibración se realiza considerándolos, junto con las columnas, como elementos primarios. Las rotulas tipo fibra de los muros son asignadas automáticamente por Etabs. Por este motivo, estas rótulas automáticas deben ser calibrados con las tablas del ATC-40 para evitar giros excesivos. La rotación de un muro de concreto se verifica mediante dos ecuaciones. La primera verifica en función de la carga axial, con la Ecuación 6.1, y la segunda con la fuerza cortante, haciendo uso de la Ecuación 6.2. Las tablas 11-3 y 11-4 del ATC-40 (1996) se encuentran adjuntas en el anexo A1.

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

6.4 Cálculo y evaluación del punto de desempeño según FEMA-440 y SEAOC

El punto de desempeño se obtiene usando el procedimiento C del método de linealización equivalente del FEMA-440, el cual se encuentra detallado en la sección 3.3.4. Este procedimiento usa la curva de demanda elástica, por lo que se aplica un factor de escalamiento (SF) a la curva inelástica. Se realizó el análisis para un sismo de diseño (SD) y máximo (SM). Para el primero, se usó un factor de escalamiento de $9.81 R$ a la curva inelástica. Mientras que en el caso del sismo máximo se usó un factor 1.5 veces el del sismo de diseño, es decir, $14.715 R$. La Figura 6.4 muestra este procedimiento en Etabs.

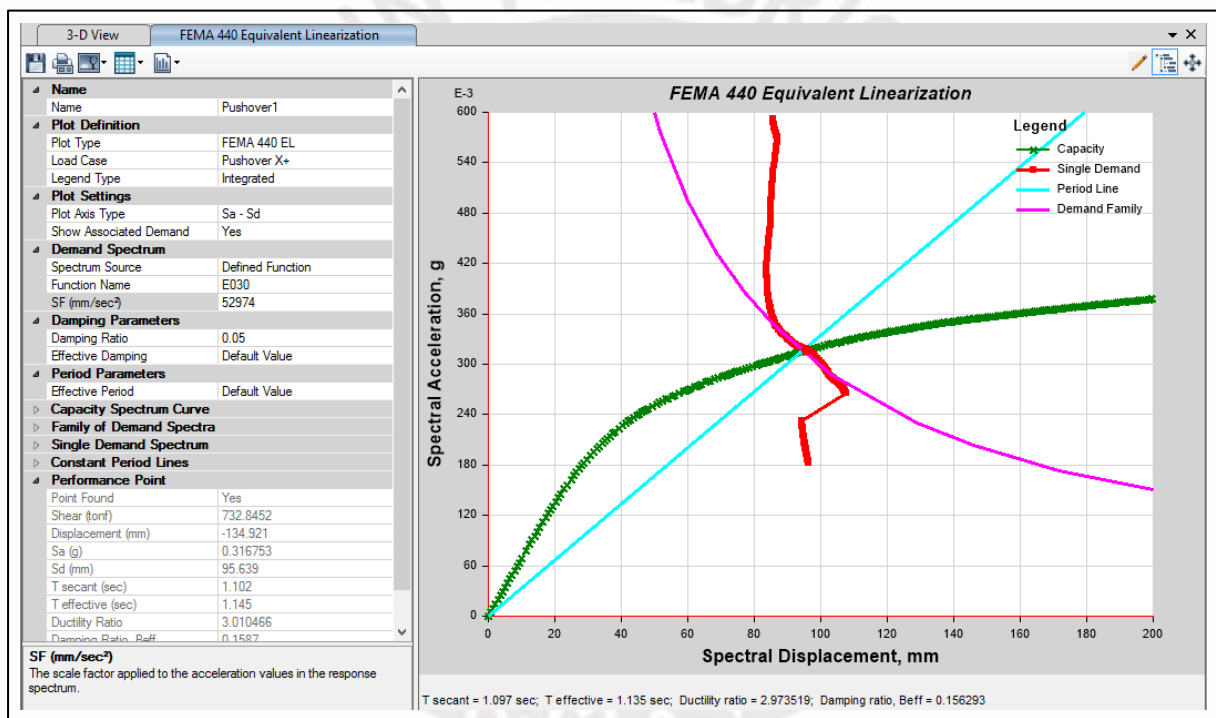


Figura 6.4 Cálculo del punto de desempeño en Etabs

Una vez obtenido el punto de desempeño, se procede a evaluarlo siguiendo los criterios del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). Se empieza por simplificar la curva de capacidad tal como se explica en la sección 3.3.3. Luego se definen los niveles de desempeño (Figura 6.5) en función de la deformación plástica. Se establece el nivel de ocupación inmediata al 30% de la capacidad plástica; resguardo de vida, 60% de la capacidad plástica; y cerca al colapso, 80%

de la capacidad plástica. En la Tabla 6.1 se resumen los niveles esperados para un edificio multifamiliar, los cuales servirán para calificar el desempeño estructural de los edificios.

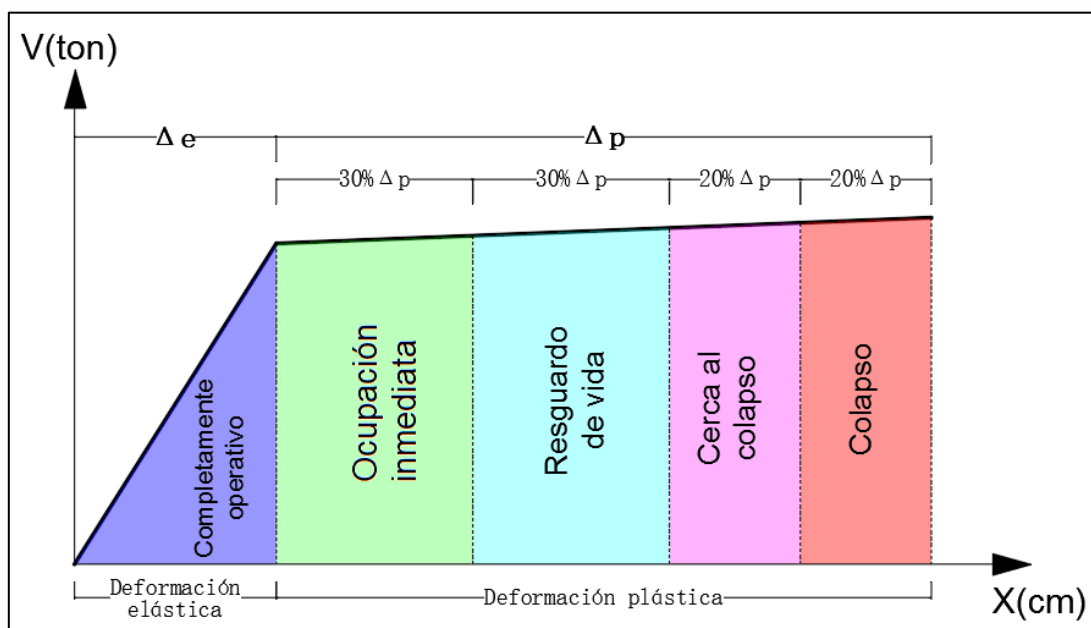


Figura 6.5 Niveles de desempeño de un edificio
Adaptado del SEAOC comité VISION 2000 (1995)

Tabla 6.1

Nivel de desempeño de un edificio multifamiliar según el comité VISION 2000

Nivel del sismo	Nivel de desempeño estructural			
	Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			✓	
Máximo (SM)				✓

Capítulo 7. Resultados

En este capítulo se muestran los puntos de desempeño de cada edificio. Asimismo, se elaboró la Tabla 7.1, donde se muestra de manera resumida los valores de fuerzas cortantes, aceleración y desplazamiento espectral.

7.1 Puntos de desempeño

A continuación, se grafican los puntos de desempeño obtenidos, en ambas direcciones, de los cuatro edificios estudiados, correspondientes a un sismo de diseño y máximo. Como referencia y siguiendo lo indicado en la sección 6.4, se muestran los niveles en la Figura 7.1.

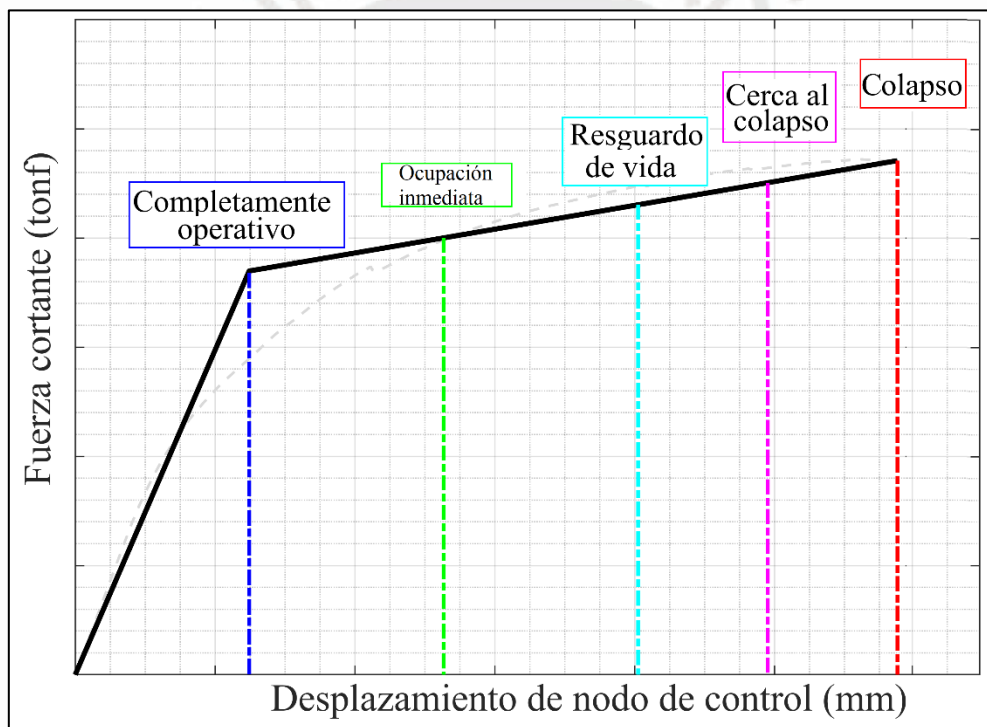


Figura 7.1 Niveles de desempeño de un edificio

7.1.1 Punto de desempeño del edificio M1

Dirección longitudinal

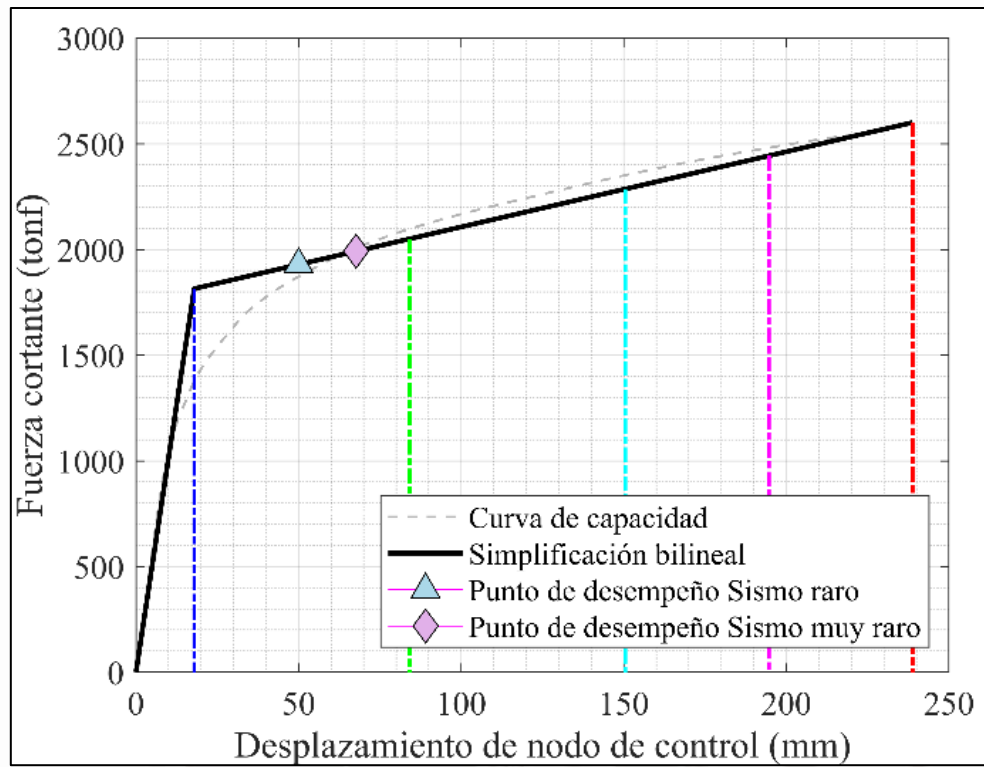


Figura 7.2 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección longitudinal +

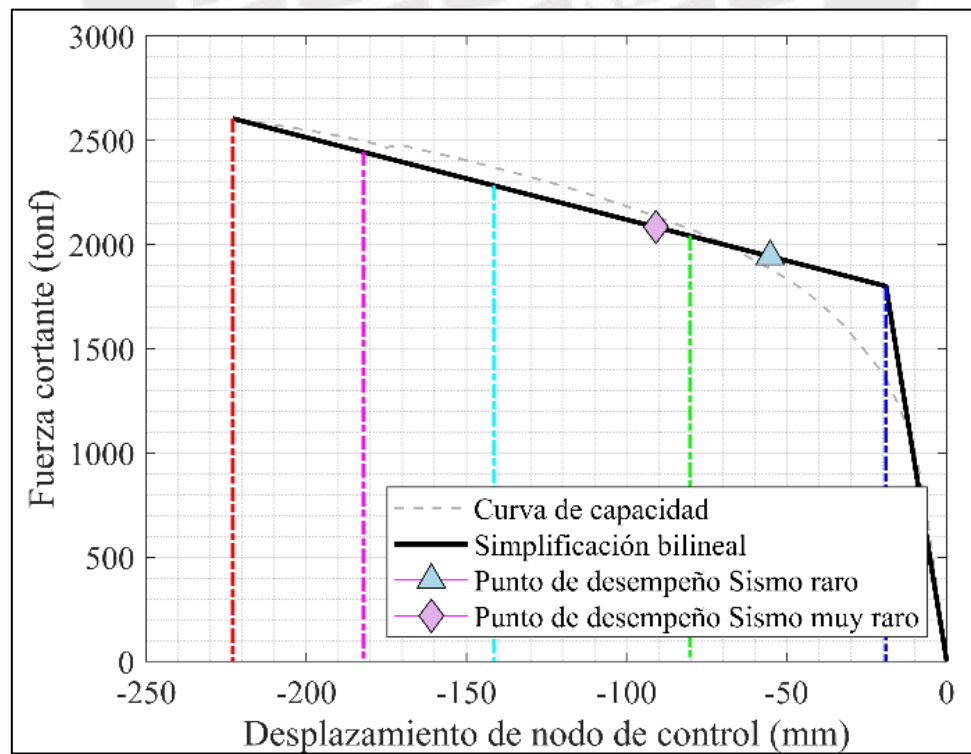


Figura 7.3 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección longitudinal -

Dirección transversal

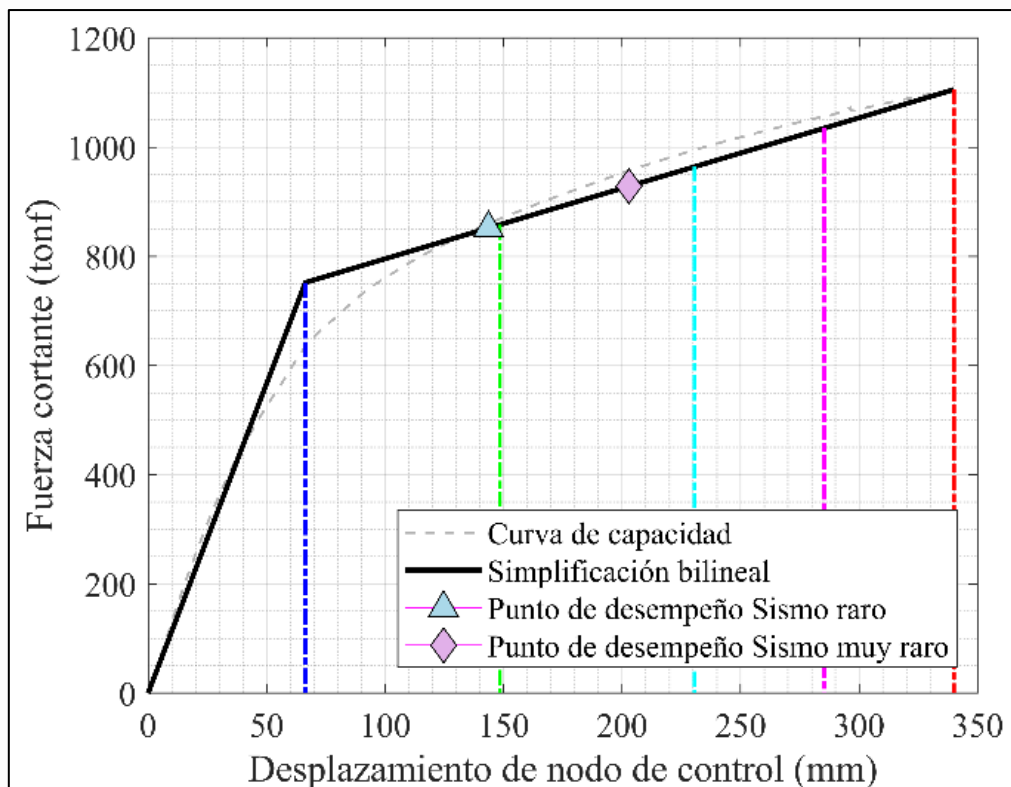


Figura 7.4 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección transversal +

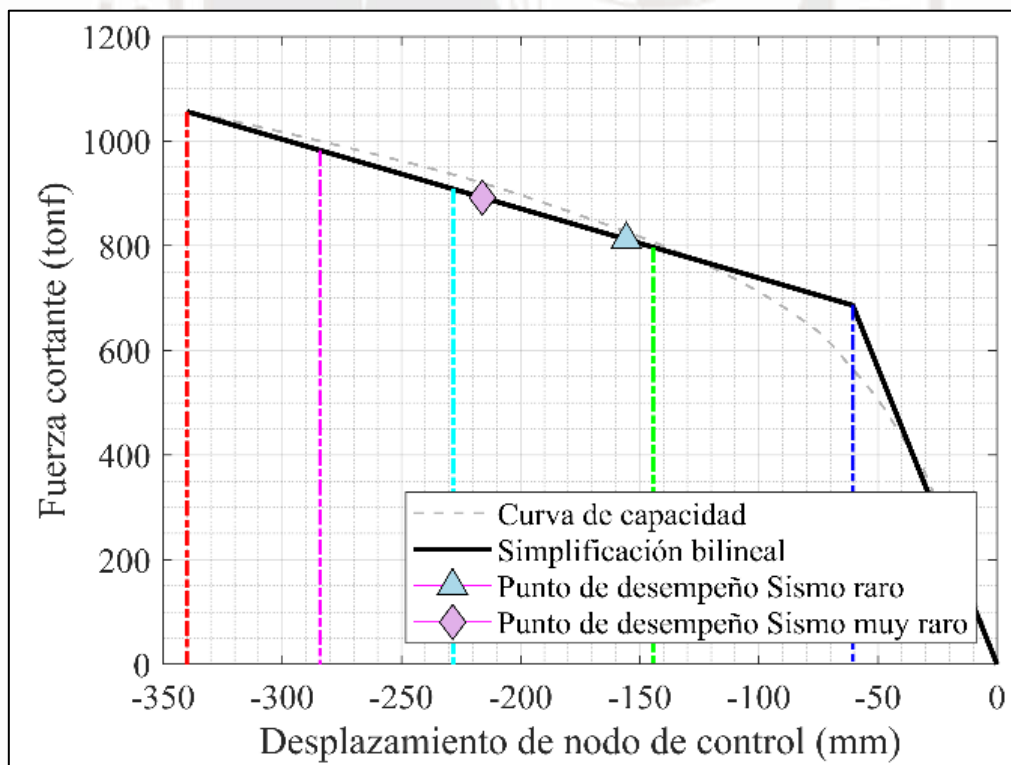


Figura 7.5 Punto de desempeño del edificio M1 en dirección transversal -

7.1.1 Punto de desempeño del edificio M2

Dirección longitudinal

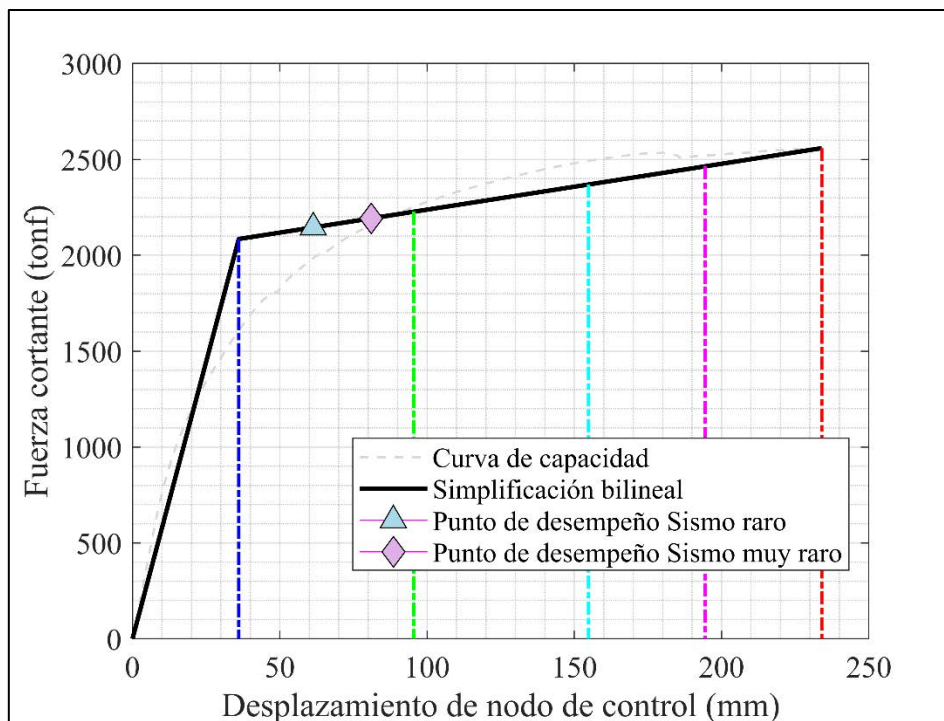


Figura 7.6 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección longitudinal +

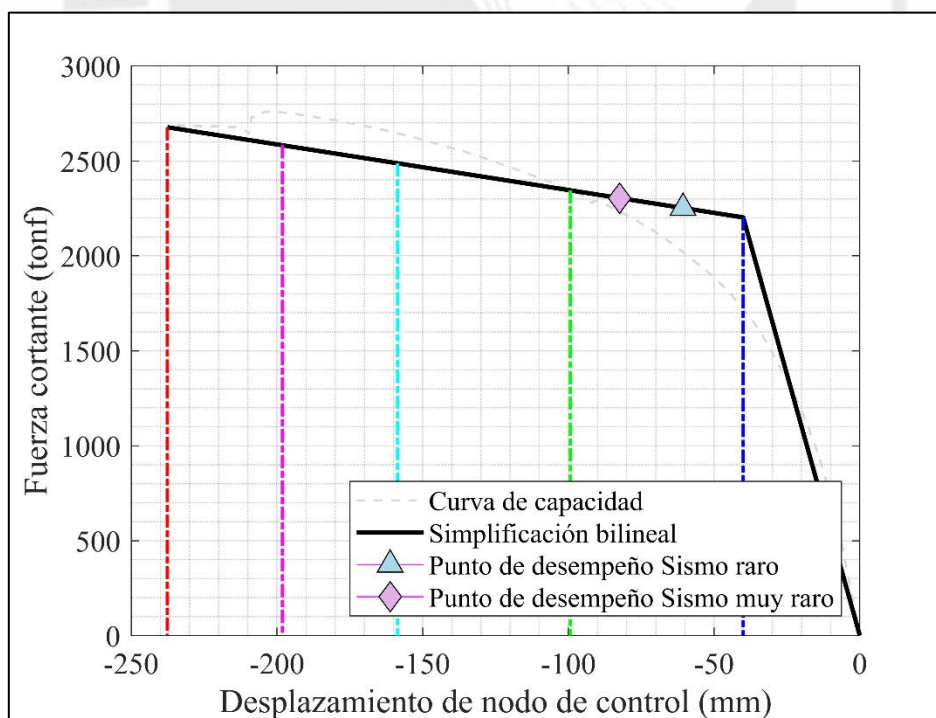


Figura 7.7 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección longitudinal -

Dirección transversal

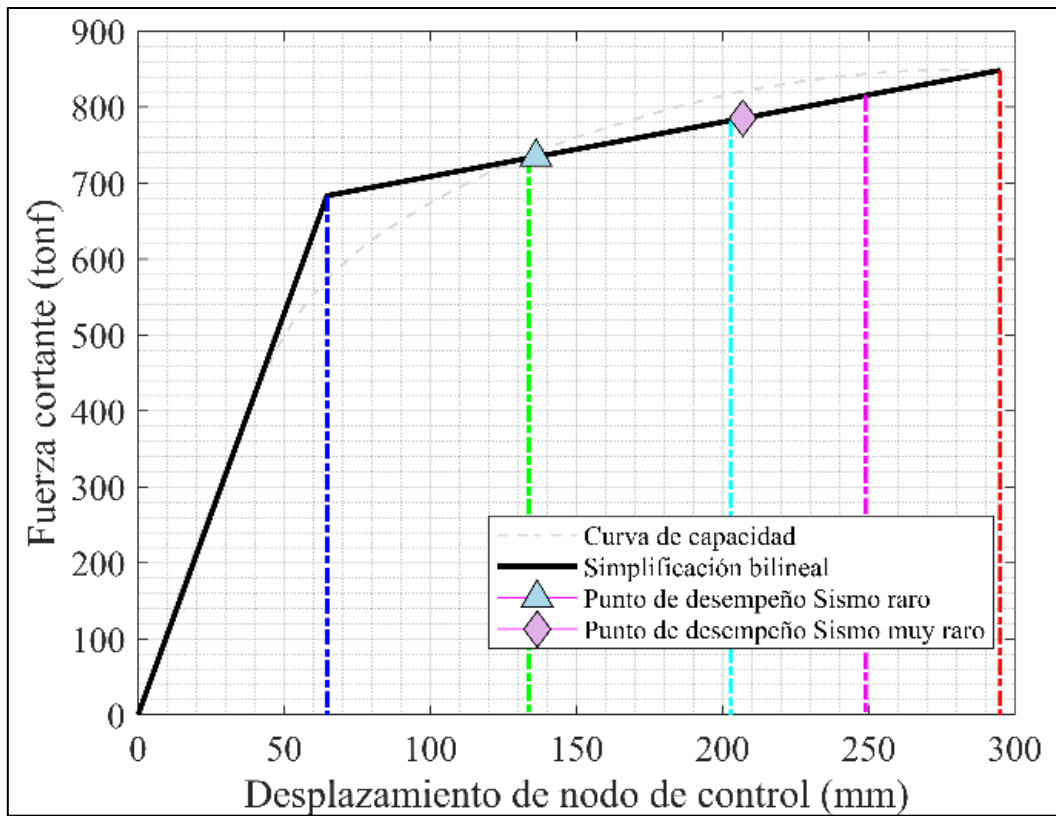


Figura 7.8 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección transversal +

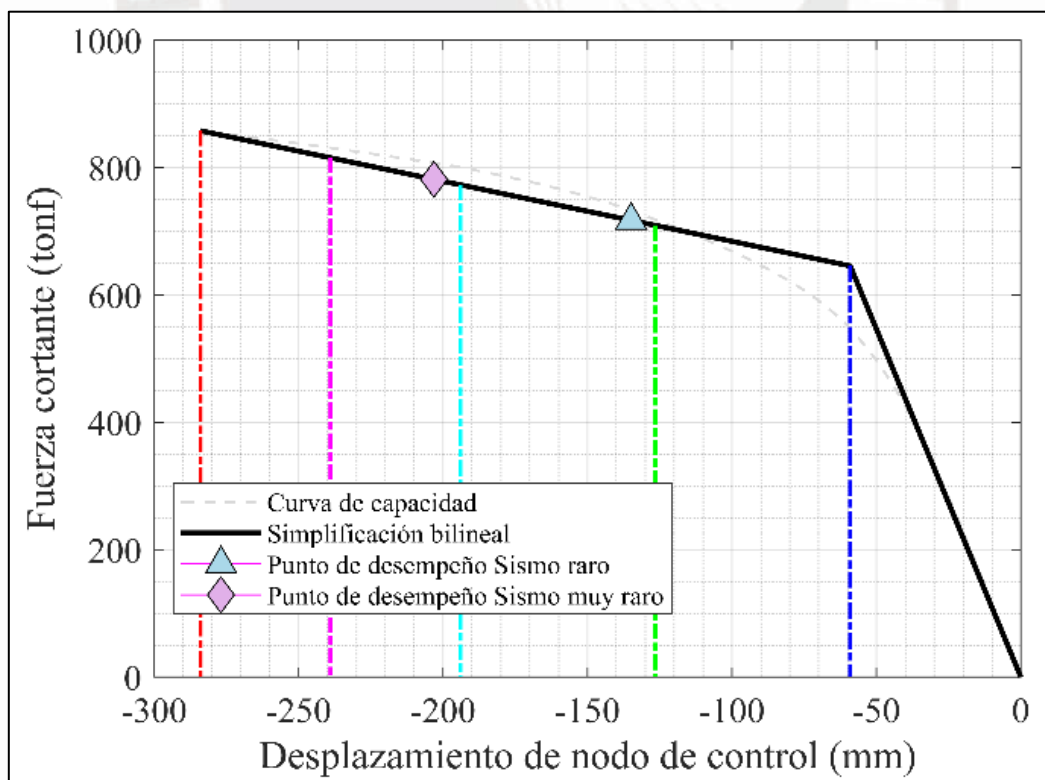


Figura 7.9 Punto de desempeño del edificio M2 en dirección transversal -

7.1.1 Punto de desempeño del edificio M3

Dirección longitudinal

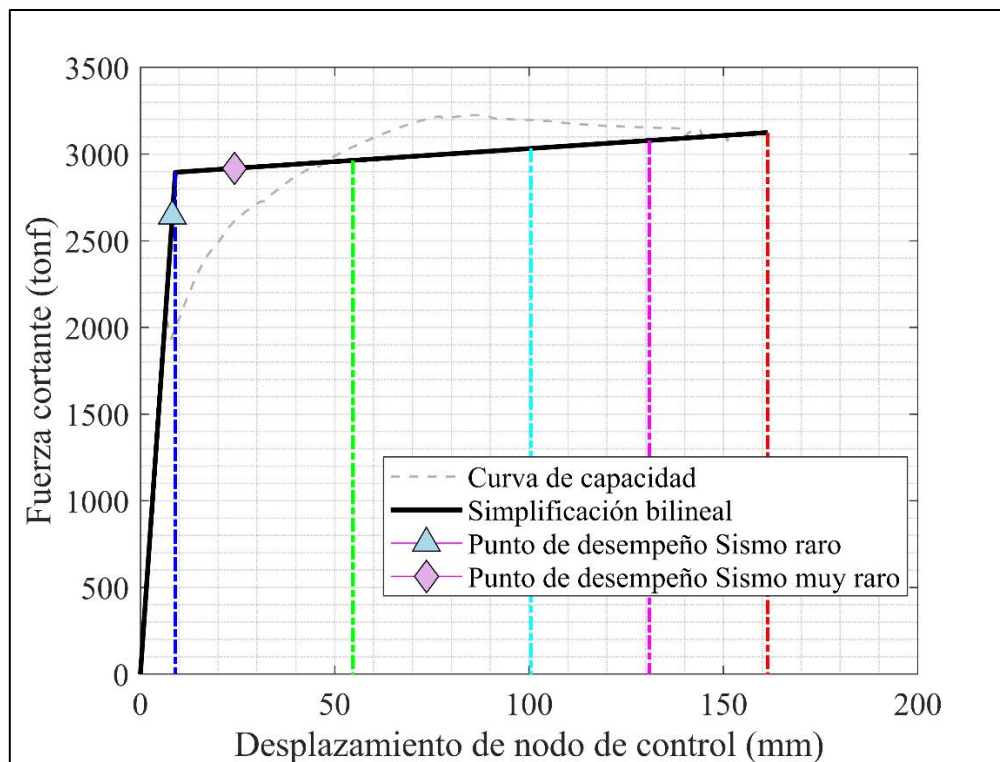


Figura 7.10 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección longitudinal +

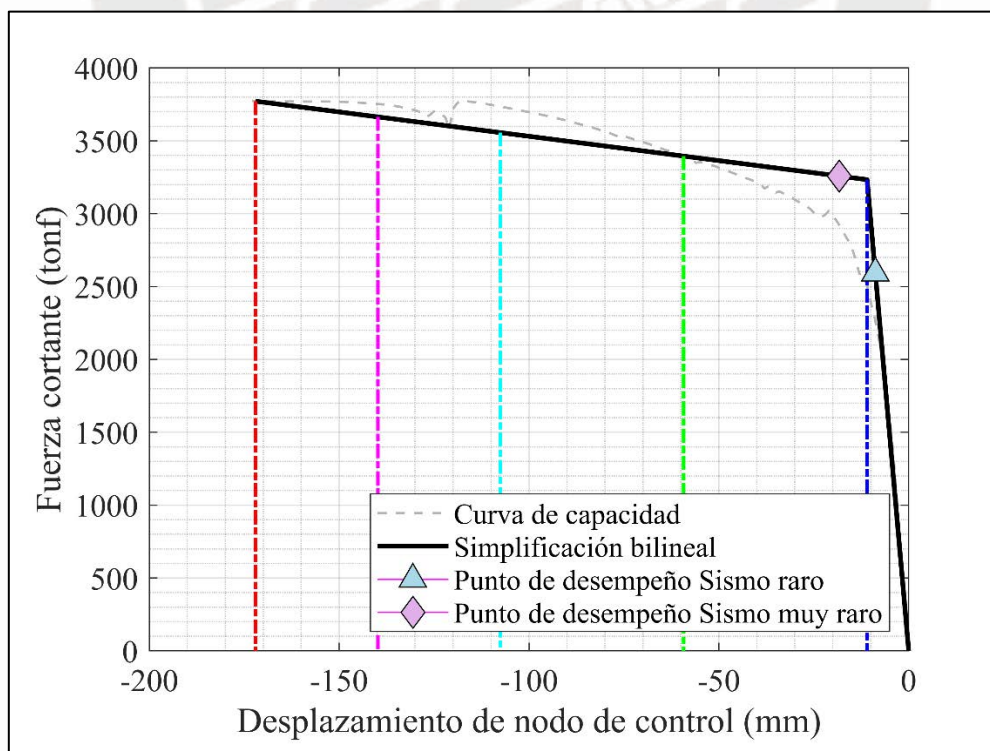


Figura 7.11 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección longitudinal -

Dirección transversal

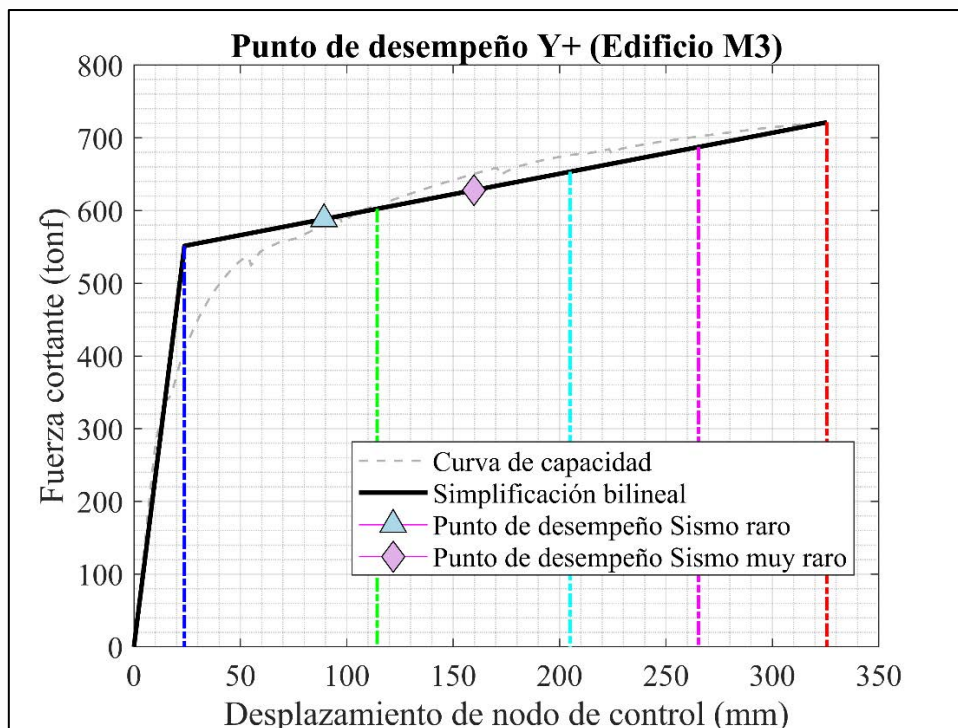


Figura 7.12 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección transversal +

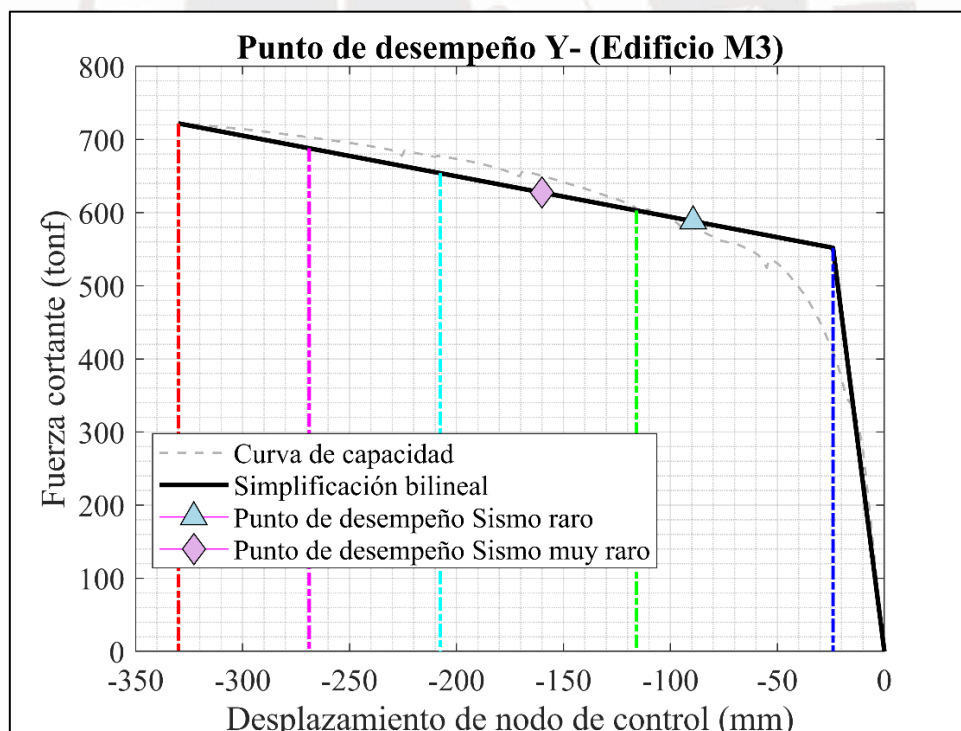


Figura 7.13 Punto de desempeño del edificio M3 en dirección transversal -

7.1.1 Punto de desempeño del edificio M4

Dirección longitudinal

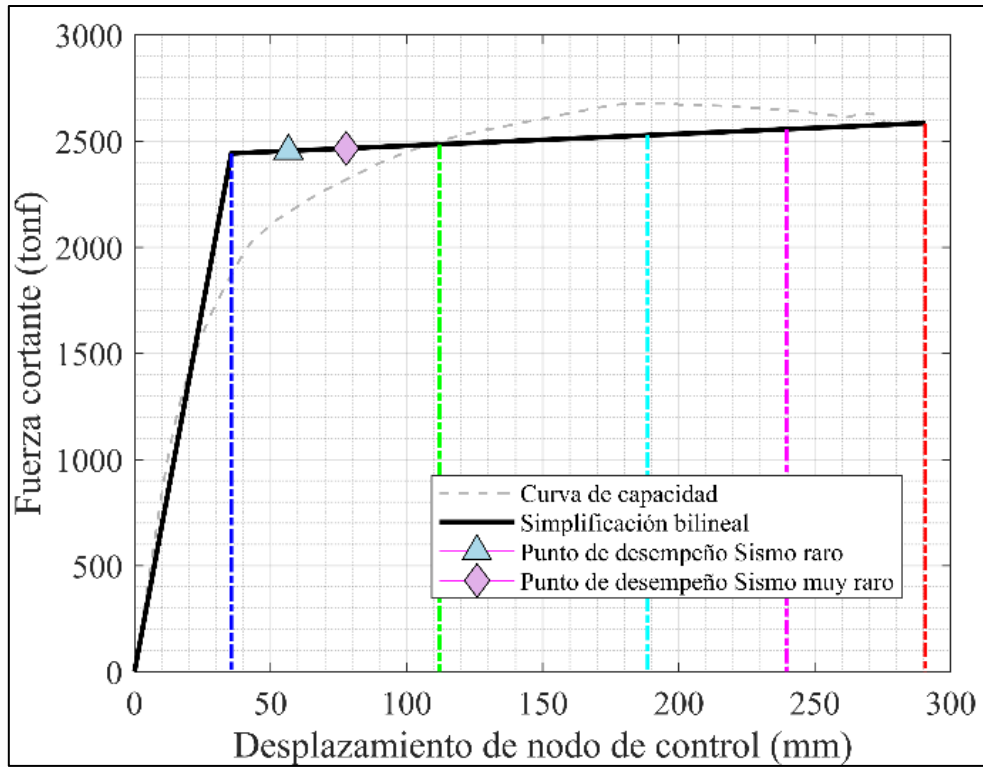


Figura 7.14 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección longitudinal +

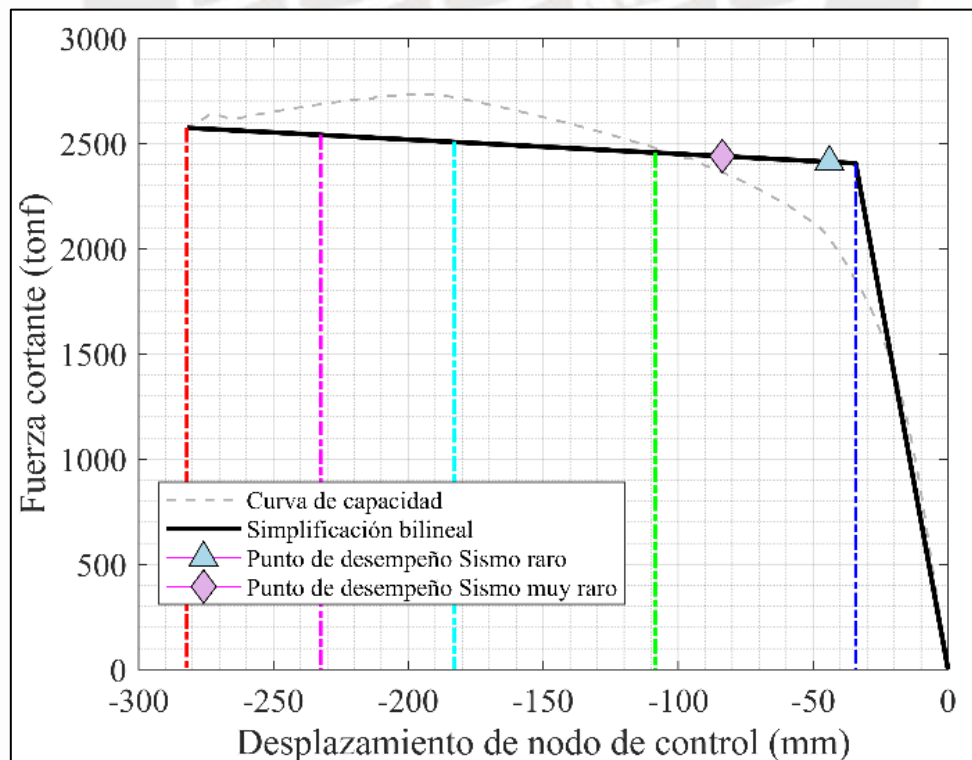


Figura 7.15 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección longitudinal -

Dirección transversal

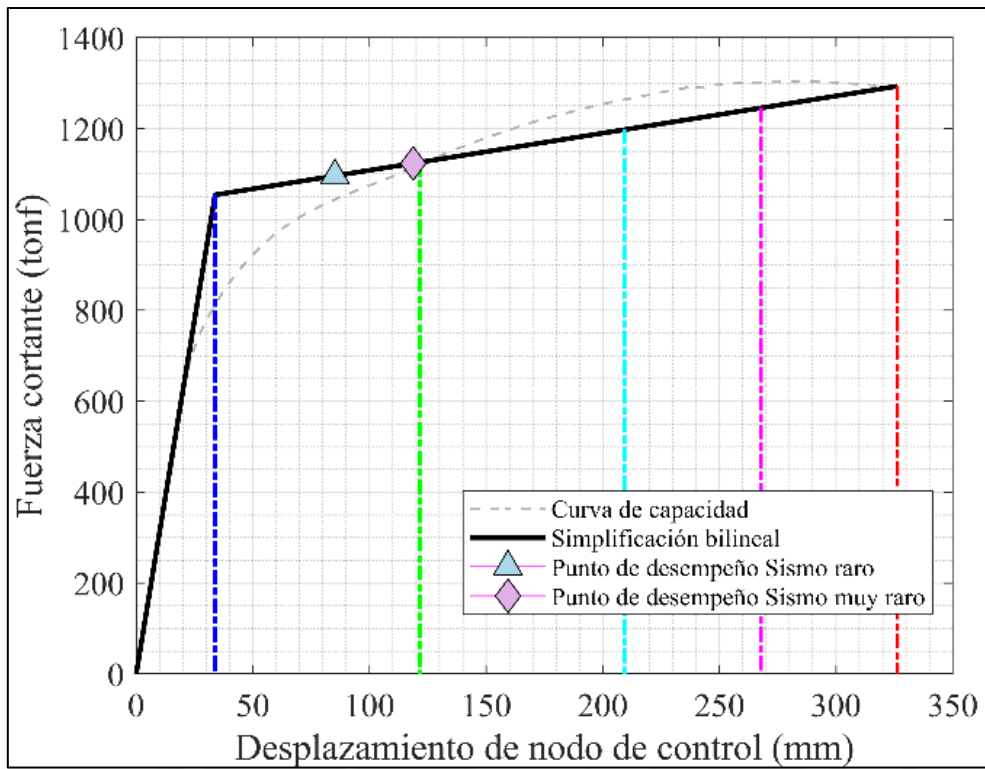


Figura 7.16 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección transversal +

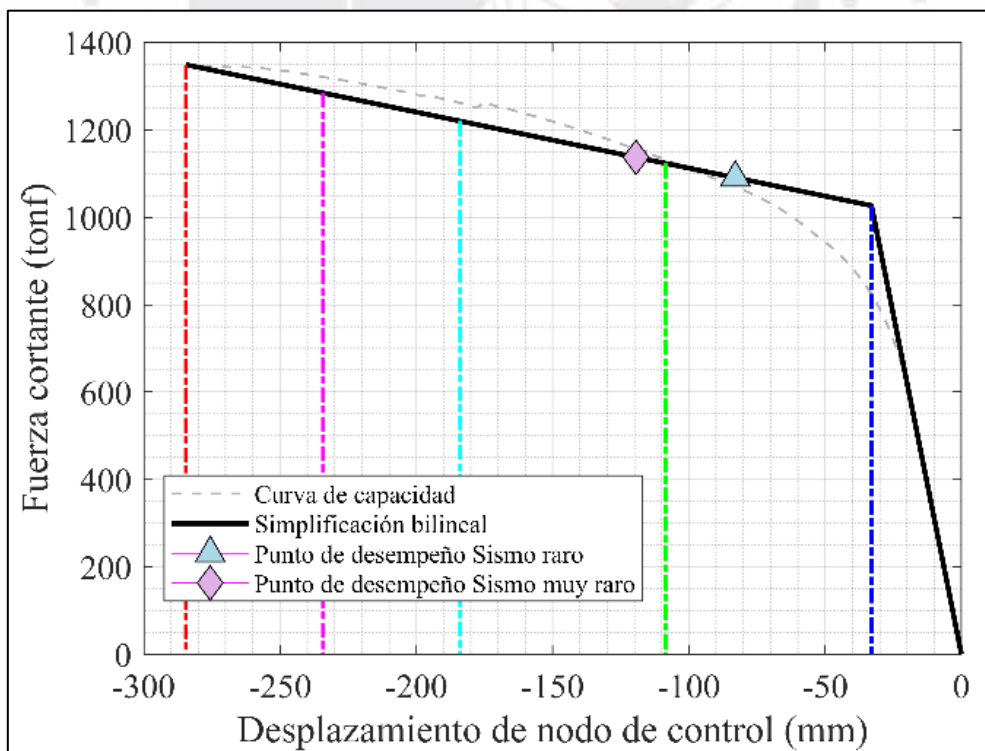


Figura 7.17 Punto de desempeño del edificio M4 en dirección transversal -

Tabla 7.1

Cortante, aceleración y desplazamiento espectral en el punto de desempeño

Edificio	Dirección	Cortante Basal (tonf)		Sa (g)		Sd (mm)	
		sismo de diseño	sismo máximo	sismo diseño	sismo máximo	sismo diseño	sismo máximo
M1	Transv. +	859.88	956.88	0.33	0.37	102.6	144.85
	Transv. -	826.77	919.92	0.32	0.35	110.32	152.84
	Longit. +	1 871.93	2 007.12	0.82	0.87	36	48.47
	Longit. -	1 884.38	2 134.54	0.63	0.73	35.05	58.45
M2	Transv. +	740.37	820.65	0.33	0.37	96.47	145.69
	Transv. -	732.85	807.51	0.32	0.35	95.64	143.35
	Longit. +	1 984.18	2 157.68	0.924	1.01	43.37	57.57
	Longit. -	2019.45	2 233.09	0.90	0.993	41.73	56.65
M3	Transv. +	580.067	650.416	0.247	0.279	60.821	108.835
	Transv. -	580	650.326	0.245	0.276	60.689	108.526
	Longit. +	1 949.73	2 613.94	0.849	1.166	5.583	16.397
	Longit. -	2 263.41	2 923.29	0.964	1.25	5.953	12.356
M4	Transv. +	1 043.65	1 115.43	0.40	0.43	61.18	84.75
	Transv. -	1 070.48	1 154.06	0.41	0.44	58.95	84
	Longit. +	2 163.91	2 318.77	0.95	1.05	36.62	51.57
	Longit. -	2 048.01	2 363.48	0.81	0.85	26.99	49.87

Capítulo 8. Análisis de resultados

8.1 Influencia del efecto P- Δ

En la investigación “*Influencia del efecto P-Delta en edificios de concreto armado con y sin muro de corte, Lima 2019*” de Rodríguez (2020) donde se estudia un modelo de 13 pisos con y sin muros de corte, se encontró que el efecto P- Δ influye de manera no considerable a los resultados (Rodríguez, 2020). Asimismo, investigaciones sugieren que el efecto P- Δ es despreciable en edificios aparcados de menos de 10 pisos (Lakshmi y Sruthi, 2017). Para verificar si esta información es adecuada para los edificios estudiados, se elaboró la Tabla 8.2 donde se obtiene el momento adicional que experimentaría cada edificio de considerar el efecto P- Δ , para luego compararlo con el momento en la base, resultado del análisis. Para el cálculo de este momento adicional (Momento aporte P- Δ), se usa el peso sísmico y desplazamiento lateral de entrepiso (Tabla 8.1). Se observa que la variación del momento causada por el efecto P- Δ , en los casos estudiados, se encuentra entre 0.42% hasta el 1.00%. Como se puede ver, el momento adicional causado por el efecto P- Δ es despreciable.

Tabla 8.1
Peso sísmico y desplazamiento de entrepiso

Piso	M1		M2		M3		M4	
	Peso (ton)	Despl. (mm)	Peso (ton)	Despl. (mm)	Peso (ton)	Despl. (mm)	Peso (ton)	Despl. (mm)
10	-	-	-	-	-	-	163.83	275.358
09	-	-	-	-	-	-	219.25	245.680
08	-	-	-	-	-	-	351.59	216.243
07	388.67	238.348	327.26	234.172	-	-	392.79	186.045
06	490.11	201.563	418.20	199.352	-	-	384.06	156.430
05	490.11	164.607	414.18	164.215	222.1	173.064	392.79	125.951
04	490.11	127.597	415.94	128.907	463.72	136.972	384.06	96.288
03	490.79	90.724	414.18	93.612	525.91	100.852	392.79	66.579
02	491.78	54.391	415.94	58.654	530.13	64.651	384.06	38.429
01	498.25	20.246	414.18	25.391	530.13	28.786	240.05	13.207
SS	-	-	508.16	2.919	600.08	2.064	-	-

Tabla 8.2

Aporte del efecto $P-\Delta$ en el momento flector de los muros más cargados

	Momento aporte $P-\Delta$ (ton.m)	Momento basal (ton.m)	Porcentaje
M1	416.001	98 641.816	0.42%
M2	356.805	78 025.149	0.46%
M3	205.766	20 497.050	1.00%
M4	438.695	78 036.925	0.56%

8.2 Determinación del punto de colapso

Como se explica en el apartado 6.3 se calibra la curva de capacidad para determinar el desplazamiento máximo revisando las respuestas inelásticas de los muros para verificar que no presenten rotaciones excesivas. Esto se realizó usando las tablas 11-3 y 11-4, rotaciones máximas, del ATC-40 donde se asignan a muros de responsabilidad primaria una rotación máxima de 0.015, ya que los muros estudiados cumplen con las verificaciones realizadas con la Ecuación 6.1 y Ecuación 6.2. Además, en caso el muro tenga una pérdida de capacidad que llegue hasta 0, se limitara hasta la pérdida de, aproximadamente, el 80% de su capacidad máxima.

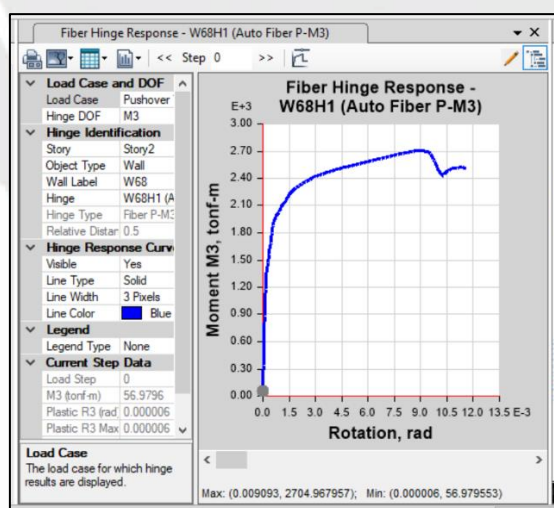


Figura 8.1 Diagrama momento vs rotación de muro de concreto

Además, se revisa que los muros no ocurran pandeo local. Para esto se revisan las fibras ubicadas en los núcleos de los muros, zona donde puede ocurrir esta falla. El pandeo local de barras puede ocurrir cuando una deformación correspondiente al pandeo de barra o ep^* ,

mostrado en la Figura 8.2, tiene un valor de 0.02 como mínimo (Iñiguez, 2015). Se han revisado los diagramas esfuerzo vs deformación unitaria del acero y concreto, de las fibras de los muros, para verificar que estas no excedan este valor. En las Figura 8.3 y Figura 8.4, se puede ver que el acero y el concreto están en un rango aceptable para que los muros no fallen por pandeo local de barra.

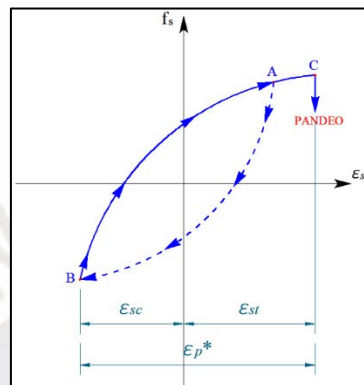


Figura 8.2 Modelo para pandeo de barra

Tomado de Iñiguez (2015)

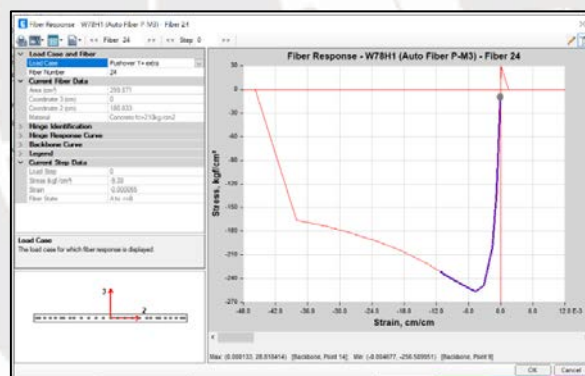


Figura 8.3 Deformación unitaria del concreto en núcleo de muro

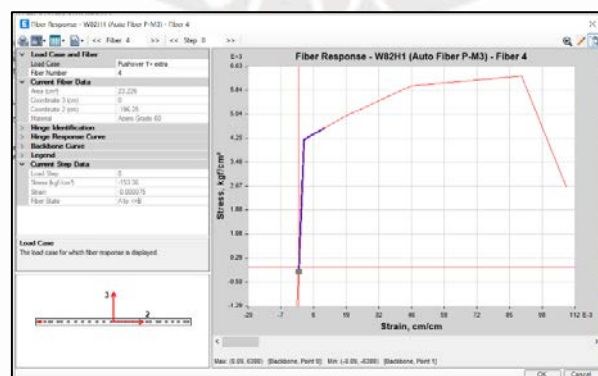


Figura 8.4 Deformación unitaria del acero en núcleo de muro

8.3 Fuerzas cortantes basales en el punto de desempeño

En este apartado, se presentan gráficas con las fuerzas cortantes basales correspondientes a los puntos de desempeño obtenidos en el sentido longitudinal y transversal. Se observa que el mayor valor, en el sentido longitudinal, lo obtiene el edificio M3 y, en el sentido transversal, el edificio M4. La fuerza cortante del edificio M3 es influenciado por la presencia de un semisótano, con una mayor densidad de muros tal como lo muestra la Figura 8.7, lo cual incrementa la rigidez del nivel.

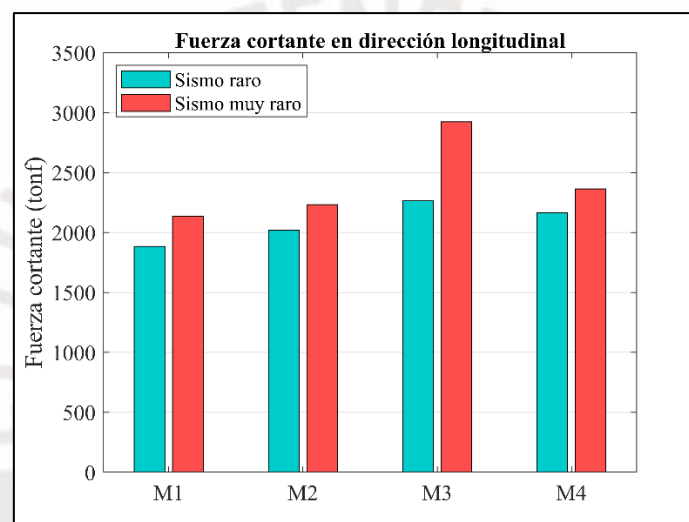


Figura 8.5 Cortantes basales máximas en el sentido longitudinal

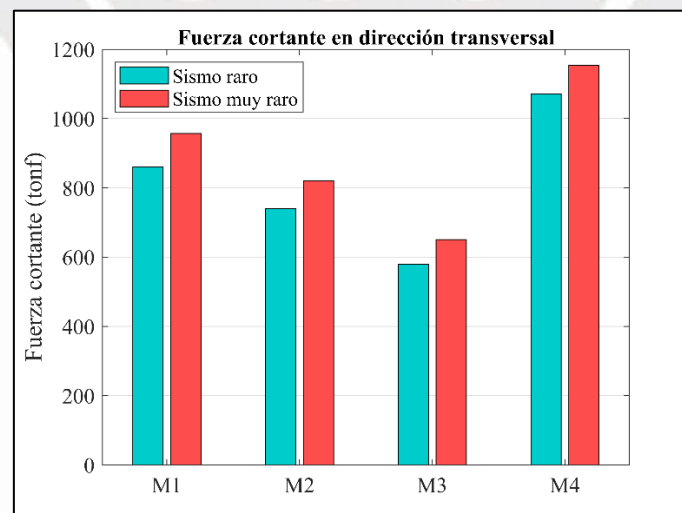


Figura 8.6 Cortantes basales máximas en el sentido transversal

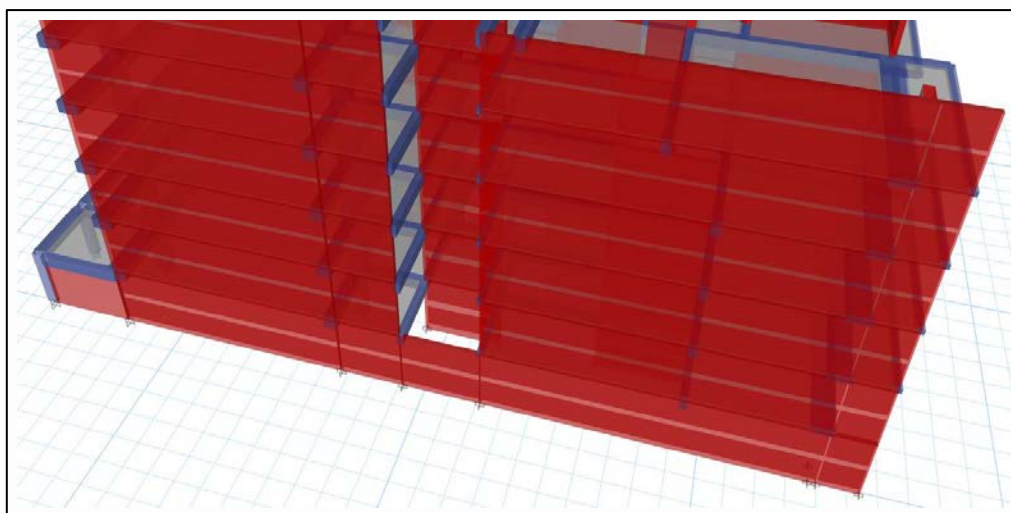


Figura 8.7 Semisótano del edificio M3

8.4 Relación entre las fuerzas cortantes basales y la rigidez efectiva

Con la curva de capacidad bilineal, se calculan las rigideces laterales efectivas mediante la división de la cortante de fluencia efectiva (Figura 3.6) y el desplazamiento de techo correspondiente. En la Tabla 8.3 se presentan las rigideces efectivas en cada sentido de análisis de los cuatro edificios estudiados. Como es de esperarse en las direcciones de análisis positivas y negativas, los valores son similares, puesto que los edificios son casi simétricos. Además, se observa que, en los cuatro edificios, la rigidez efectiva en el sentido longitudinal es mayor que el transversal. Esto se debe a que, en la dirección longitudinal, se encuentra la mayor concentración de muros estructurales. Asimismo, la mayor rigidez efectiva se da en el edificio M3.

Tabla 8.3

Rigidez efectiva en cada dirección de análisis

	Rigidez efectiva (ton-m)			
	Transv+	Transv-	Long+	Long-
M1	11 339	11 327	101 311	94 907
M2	10 567	10 929	57 776	55 039
M3	23 230	22 997	367 255	321 688
M4	31 171	31 099	68 672	70 253

8.5 Desplazamientos espectrales

En este apartado se presenta una gráfica con los desplazamientos espectrales en los puntos de desempeño obtenidos en la dirección longitudinal y transversal. Se observa que el menor valor en el sentido longitudinal, lo obtiene el edificio M3, mientras que, en el transversal, el edificio M4. El bajo valor del desplazamiento longitudinal del edificio M3 está influenciado por la rigidez aportada por los muros del semisótano.

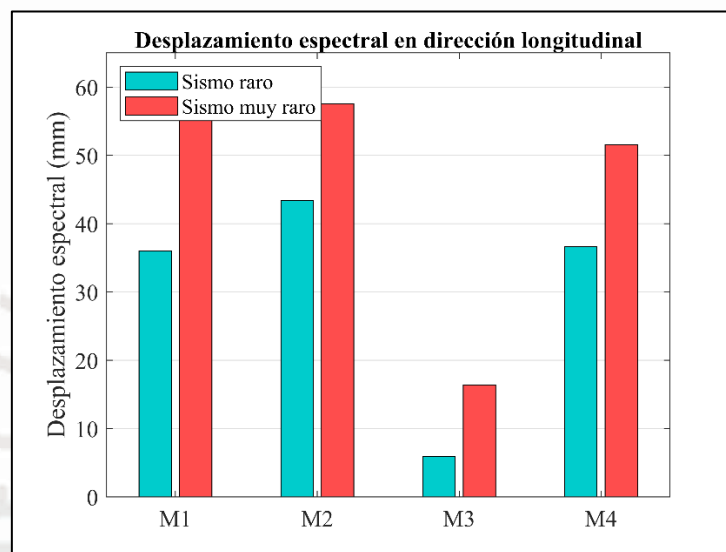


Figura 8.8 Desplazamiento espectral en la dirección longitudinal

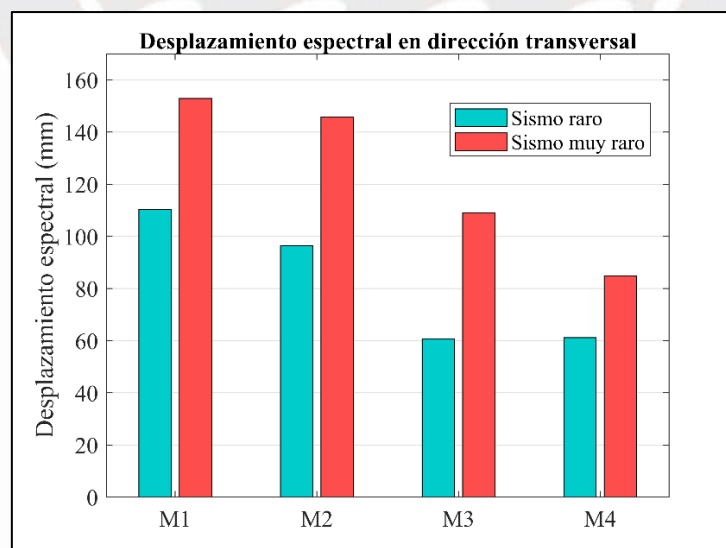


Figura 8.9 Desplazamiento espectral en la dirección transversal

8.6 Demanda de ductilidad de los edificios

Se elaboró la siguiente tabla donde se muestran las demandas de ductilidad correspondientes al punto de desempeño de los edificios estudiados en las direcciones longitudinal (L-L) y transversal (T-T) para ambos niveles sísmicos. Se aprecia que el edificio con menor demanda de ductilidad en el sentido longitudinal es el M3, mientras que el mismo es el de mayor ductilidad en el transversal. Asimismo, se puede apreciar que la demanda de ductilidad es mayor al aumentar la demanda sísmica.

Tabla 8.4

Demanda de ductilidad de los edificios en dirección transversal y longitudinal

	Sismo de diseño				Sismo máximo			
	T-T +	T-T -	L-L +	L-L -	T-T +	T-T -	L-L +	L-L -
M1	2.35	2.37	2.79	2.91	3.06	3.56	3.78	4.79
M2	2.11	2.28	1.70	1.52	3.20	3.44	2.25	2.06
M3	3.76	3.72	1*	1*	6.73	6.67	2.69	1.67
M4	2.52	2.51	1.59	1.28	3.51	3.62	2.19	2.44

Nota. El valor de 1 significa que el edificio permanece en el rango elástico

8.7 Matriz de desempeño

Ante un sismo de diseño y según lo indicado por el comité VISION 2000, el nivel esperado para un edificio multifamiliar es resguardo de vida, por otro lado, ante un sismo máximo, alcanzaría el nivel cerca al colapso. Usando los resultados del AENL y las indicaciones del comité VISION 2000, se ha elaborado la matriz de desempeño en la dirección longitudinal (Tabla 8.5) y transversal (Tabla 8.6) de los edificios para ambos niveles sísmicos.

Tabla 8.5
Matriz de desempeño - sentido longitudinal

		Nivel de desempeño estructural			
Edificio	Nivel de sismo	Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de vida	Cerca al colapso
M1	Diseño (SD)		✓		
	Máximo (SM)			✓	
M2	Diseño (SD)		✓		
	Máximo (SM)		✓		
M3	Diseño (SD)	✓			
	Máximo (SM)		✓		
M4	Diseño (SD)		✓		
	Máximo (SM)		✓		

Tabla 8.6
Matriz de desempeño - sentido transversal

		Nivel de desempeño estructural			
Edificio	Nivel de sismo	Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de vida	Cerca al colapso
M1	Diseño (SD)			✓	
	Máximo (SM)			✓	
M2	Diseño (SD)			✓	
	Máximo (SM)				✓
M3	Diseño (SD)		✓		
	Máximo (SM)			✓	
M4	Diseño (SD)		✓		
	Máximo (SM)			✓	

Capítulo 9. Conclusiones

Con los resultados obtenidos, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Sobre el desempeño estructural:

- Como lo muestra la Tabla 8.5 y Tabla 8.6, los cuatro edificios multifamiliares, con sistema estructura a base de muros de concreto, tienen un buen desempeño estructural en ambas direcciones bajo un sismo de diseño y máximo.
- El edificio M1 tiene un buen desempeño en sus dos sentidos de análisis. En un sismo de diseño, la estructura llega al nivel de ocupación inmediata en el sentido longitudinal y resguardo de vida en el transversal. Mientras que, bajo un sismo máximo, llega al nivel de resguardo de vida en ambas direcciones de análisis.
- El edificio M2 tiene un buen desempeño en sus dos sentidos de análisis. En un sismo de diseño, la estructura llega al nivel de ocupación inmediata en el sentido longitudinal y resguardo de vida en el transversal, esto significa que su desempeño es óptimo. Mientras que, bajo un sismo máximo, tiene el nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida en el sentido longitudinal y cerca al colapso en el transversal.
- El edificio M3 tiene un buen desempeño en sus dos sentidos de análisis. En un sismo de diseño, la estructura llega al nivel de operativo en el sentido longitudinal y ocupación inmediata en el transversal, lo que significa que su desempeño es óptimo. Mientras que, bajo un sismo máximo, tiene el nivel de desempeño de ocupación inmediata en el sentido longitudinal y resguardo de vida en el transversal.
- El edificio M4 tiene un buen desempeño en sus dos sentidos de análisis. En un sismo de diseño, la estructura llega al nivel de ocupación inmediata en ambos sentidos de análisis, esto significa que su desempeño es óptimo. Mientras que, bajo un sismo máximo, alcanza

el nivel de ocupación inmediata en el sentido longitudinal y resguardo de vida en el transversal.

- En el sentido transversal, los edificios M3 y M4 son los que tiene el mejor desempeño bajo un sismo de diseño, llegando a ocupación inmediata. Por otro lado, los edificios M1, M3 y M4 son los que tienen el mejor desempeño para un sismo máximo, llegando a resguardo de vida.
- En la dirección longitudinal, los cuatro edificios alcanzan el nivel de ocupación inmediata en un sismo de diseño. Por otra parte, bajo un sismo máximo, los edificios M2, M3 y M4 tienen un mejor desempeño que M1. En conclusión, los cuatro edificios tienen en la dirección longitudinal, un mejor desempeño que en la transversal.
- Para ambos niveles de sismicidad, los edificios M3 y M4 tienen el mejor desempeño estructural en la dirección trasversal, mientras que M3 en la longitudinal.

Sobre la fuerza cortante:

- Los valores más grandes de fuerza cortante basal se dan en los edificios M3 y M4. Estos edificios tienen en común una irregularidad por torsión, lo cual aumenta la fuerza cortante que se distribuye en cada diafragma. Asimismo, como se observa en la Tabla 4.1, los dos edificios tienen la mayor densidad de muros en planta. No obstante, el número de edificios estudiados no permite concluir si existe alguna relación entre la densidad de muros y el desempeño estructural.
- El edificio M3 tiene la mayor cortante basal en la dirección longitudinal, esto puede deberse a la influencia del semisótano (Figura 8.7) el cual tiene una mayor rigidez que los pisos superiores. Asimismo, en la misma dirección el edificio M3 tiene el menor desplazamiento espectral.
- Entre los edificios estudiados, el M3, en la dirección longitudinal, reporta la mayor fuerza cortante basal (2 263.41 tonf para un sismo de diseño y 2 923.29 tonf para un sismo

máximo). Asimismo, el edificio reporta la menor demanda de ductilidad en la misma dirección debido a que el edificio permanece en el rango elástico.

Sobre el desplazamiento en el punto de desempeño:

- En la dirección longitudinal, el edificio M2 tiene el mayor desplazamiento espectral, mientras que el M3 tiene el menor desplazamiento.
- En la dirección transversal, el edificio M1 tiene el mayor desplazamiento espectral, mientras que el M4 tiene el menor desplazamiento.

Sobre las derivas:

- A partir del análisis espectral modal, se concluye que los edificios estudiados reportan derivas menores a 7‰ tal como señala la NTP E.030. El edificio M1 tiene una deriva máxima de 5.36 ‰, el M2 de 6.63‰, el M3 de 6.53‰ y el M4 de 3.71 ‰.

Misceláneos:

- Se concluye que la NTP E.030 es conservadora debido a que los edificios estudiados, diseñados bajo esta norma, obtienen un buen desempeño sísmico al ser sometido a un sismo de diseño y máximo, definidas según la norma.
- El método de espectro de capacidad es una herramienta útil para calcular el desempeño de un edificio a partir de su curva de capacidad y la demanda sísmica. Además, la demanda computacional de este método es muy reducido, lo cual ahorra tiempo y recursos.

Capítulo 10. Futuras líneas de investigación

- Los edificios estudiados se modelaron con un diafragma rígido, simplificación usual para reducir la demanda computacional. Por este motivo, se propone estudiar el desempeño de edificios de muros estructurales considerando la flexibilidad del diafragma.
- Se propone comparar los puntos de desempeño de edificios con diferentes patrones de distribución de cargas laterales.
- Se propone encontrar si existe alguna relación entre el desempeño estructural y la densidad de muros en cada dirección.



Bibliografía

- ACI Committee 318 (2019). *318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. <http://dx.doi.org/10.14359/51716937>
- Ahmed, M., Akter, A., y Roy, S. (2019). Pushover Analysis of RCC Buildings with Different Types of Shear Walls and Different Number of Spans by Frame Elements Based Model Method. *International Journal of Science and Research (IJSR)*, 8, 788-792. <http://dx.doi.org/10.21275/ART2020157>
- Alarcón, C., Hube, M. A., y de la Llera, J. C. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13–23.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council (2000). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-273)*. California, USA: DIANE Publishing Company.
- Asmat, C. (2016). *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado* (Tesis de maestría en ingeniería civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Recuperado de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/7297>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Asociación Española de Normalización y Certificación (2011). *Eurocódigo8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos*. Madrid, España: AENOR.
- Atao J. (2020). *Comportamiento en flexocompresión de columnas y muros estructurales de concreto armado: Estado del arte*. (Tesis de licenciatura para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Recuperado de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/19299>
- ATC 40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Vol. 1*. California, USA: Applied Technology Council.
- Barros, J., y Horowitz, B. (2020). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete shear walls. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 13(6). doi:10.1590/s1983-41952020000600003
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

- Blanco, A. (2010). El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 y sus enseñanzas para el diseño estructural. Seminario llevado a cabo en el XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, San Juan, Argentina.
- Blanco, A. (2015). *Conceptos de diseño estructural de muros de concreto armado en el Perú*. Recuperado de http://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf
- Bravo, Y. M., & Aguiar, R. (2015). *Comparación de tres métodos de análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía visco elásticos de goma*. <http://doi.org/10.13140/RG.2.1.5142.4489>
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4-Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. Recuperado de <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
- Fahjan, Y., Kubin, J. y Tan M. (2011). Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings with Shear walls. Paper presentado en el 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, República de Macedonia. Recuperado de <https://www.semanticscholar.org/paper/Nonlinear-Analysis-Methods-for-Reinforced-Concrete-Fahjan-Kubin/bd3a9d1307cb3f905ef36b679987853fd57ae8e2#paper-header>
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, USA: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, USA: Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal Emergency Management Agency.
- Gallegos, C. (2018). *Comparación de los métodos de análisis sísmico Tiempo Historia Lineal Elástico y Modal Spectral* (Tesis de licenciatura para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Peru. Recuperado de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/7101>
- Goel, R. K. (2011). Variability and accuracy of target displacement from nonlinear static procedures. *ISRN Civil Engineering, 2011*, 1–16.
- Instituto Nacional De Defensa Civil (2017). *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: sismo 8.8 Mw*. Lima, Perú. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201711231521471.pdf>
- Iñiguez, M. (2015). *Resistencia a flexo-compresión y capacidad de deformación lateral de muros rectangulares de concreto reforzado en zonas sísmicas* (Tesis de maestría en ingeniería civil). Universidad Nacional Autónoma de México, México. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/8222>
- Kent, D. y Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Division, 97*(7), 1969-1990.

- Khoshnoudian, F., Behmanesh, I. (2010). Evaluation of FEMA-440 for including soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(3), 397–408. <https://doi.org/10.1007/s11803-010-0024-2>
- Lagaros, N., y Fragiadakis, M. (2011). Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(1), 77–90. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.08.007>
- Lakshmi, S., Sruthi, C. (2017). Seismic Performance of Tall Reinforced Concrete Buildings under P-Delta Analysis. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 5(8)
- Lin, Y., Chang, K., y Wang, Y. (2004). Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(1), 35–48. <https://doi.org/10.1002/eqe.336>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Manjula, N., Nagarajan, P., Pillai, T., y Karthiga, S. (2016). On the relevance of nonlinear static procedures for buildings with vertically asymmetric setbacks. *Advances in Structural Engineering*, 19(6), 1009–1026. <https://doi.org/10.1177/1369433216630826>
- Muñoz, A. (2009). *Apuntes del curso de ingeniería antisísmica*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz, A. (2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: SENCICO.
- Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado* (Tesis de maestría en ingeniería civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Recuperado de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1055>
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado I*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. Nashville, TN: John Wiley & Sons.
- Paulay, T. y Priestly, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172841>
- Pereira, D. (2017). *Identificación de características que pudieron haber sido importantes en el desempeño de 20 edificios en viña del mar durante el sismo de Chile de 2010* (Tesis de postgrado). Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile. Recuperado de <https://repositorio.usm.cl/handle/11673/23578>

- Rahman M., Ajmal M., Baluch M. y Celep Z. (2012, setiembre). *Nonlinear Static Pushover Analysis of an Eight Story RC Frame-Shear Wall Building in Saudi Arabia*. Paper presentado en la XV Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Lisboa, Portugal. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.4641.7762>
- Rodriguez J. (2020). *Influencia del efecto P-Delta en edificios de concreto armado con y sin muro de corte, Lima 2019*. (Tesis de licenciatura para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad César Vallejo, Lima. Recuperado de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/54528>
- San Bartolomé, A., Quiun, D., y Silva, W. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 3(1), 36-48. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lng=es&tlng=es.
- Scott, B. D. (1980). *Stress: strain relationships for confined concrete: rectangular sections*. Recuperado de <https://core.ac.uk/download/pdf/35472257.pdf>
- SEAOC (1995). *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of buildings*. Sacramento, California: Structural Engineer Association of California.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Terrenzi, M., Spacone, E., y Camata, G. (2020). Comparison between phenomenological and fiber-section non-linear models. *Frontiers in Built Environment*, 6. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00038>
- Velásquez, C. (2017). *Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas* (Tesis de maestría en ingeniería estructural y de la construcción). Universidad Politécnica de Cataluña, España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/117001>
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., y Bayo, E. P. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187-192. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290090207>
- Zhao, X., Wu, Y., Leung, A., y Lam, H. (2011). Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members. *Procedia Engineering*, 14, 1266–1274. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.159>

Anexo A1: Tablas del ATC-40

Tabla A1.1
Curvaturas de muros según ATC-40

			Nivel de desempeño				
			Responsabilidad primaria			Responsabilidad secundaria	
Muros controlados por flexión			IO	LS	SS	LS	SS
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Núcleo confinado cumple (ACI 318)					
≤ 0.1	≤ 3	Cumple	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Cumple	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Cumple	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Cumple	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No cumple	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No cumple	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No cumple	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No cumple	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Nota. Tomado del ATC 40 (1996)

Tabla A1.2
Curvaturas de vigas según ATC-40

			Nivel de desempeño				
			Responsabilidad primaria			Responsabilidad secundaria	
Vigas controladas por flexión			IO	LS	SS	LS	SS
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{Bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Núcleo confinado cumple (ACI 318)					
≤ 0.0	≤ 3	Cumple	0.005	0.020	0.025	0.020	0.050
≤ 0.0	≥ 6	Cumple	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
≥ 0.5	≤ 3	Cumple	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≥ 0.5	≥ 6	Cumple	0.005	0.005	0.015	0.015	0.020
≤ 0.0	≤ 3	No cumple	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤ 0.0	≥ 6	No cumple	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	≤ 3	No cumple	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	≥ 6	No cumple	0.000	0.005	0.005	0.005	0.010
Vigas controladas por flexión							
Separación de estribos $\leq d/2$			0.000	0.000	0.000	0.010	0.020
Separación de estribos $> d/2$			0.000	0.000	0.000	0.005	0.010

Nota. Tomado del ATC 40 (1996)

Anexo A2: Análisis de irregularidades

Tabla A2.1

Fuerza cortante estática (V_{est}) y dinámica (V_{din}) recibida por los muros

Edificio	Transversal			Longitudinal		
	Vest (tonf)	Vdin (tonf)	Porcentaje	Vest (tonf)	Vdin (tonf)	Porcentaje
M1	235.32	250.39	94.0%	415.13	420.81	98.6%
M2	265.65	267.88	99.2%	490.24	491.08	99.8%
M3	386.55	410.78	94.1%	427.20	444.80	96.0%
M4	519.68	519.68	100.0%	520.12	520.12	100.0%

Irregularidad por torsión

Tabla A2.2

Irregularidad por torsión del edificio M1

Edificio M1			
Dirección transversal		Dirección longitudinal	
Piso	Índice de torsión	Piso	Índice de torsión
P07	1.064	P07	1.053
P06	1.067	P06	1.053
P05	1.067	P05	1.053
P04	1.066	P04	1.053
P03	1.067	P03	1.053
P02	1.071	P02	1.053
P01	1.092	P01	1.056

Tabla A2.3

Irregularidad por torsión del edificio M2

Edificio M2			
Dirección transversal		Dirección longitudinal	
Piso	Índice de torsión	Piso	Índice de torsión
P07	1.156	P07	1.008
P06	1.156	P06	1.006
P05	1.15	P05	1.003
P04	1.143	P04	1.00
P03	1.138	P03	1.003
P02	1.14	P02	1.006
P01	1.184	P01	1.044

Tabla A2.4

Irregularidad por torsión del edificio M3

Edificio M3			
Dirección transversal		Dirección longitudinal	
Piso	Índice de torsión	Piso	Índice de torsión
P05	1.197	P05	1.325
P04	1.075	P04	1.048
P03	1.082	P03	1.048
P02	1.089	P02	1.049
P01	1.099	P01	1.05

Tabla A2.5

Irregularidad por torsión del edificio M4

Edificio M4			
Dirección transversal		Dirección longitudinal	
Piso	Índice de torsión	Piso	Índice de torsión
P010	1.126	P010	1.204
P09	1.458	P09	1.471
P08	1.166	P08	1.175
P07	1.144	P07	1.166
P06	1.126	P06	1.159
P05	1.11	P05	1.15
P04	1.098	P04	1.141
P03	1.087	P03	1.133
P02	1.083	P02	1.121
P01	1.154	P01	1.101

Irregularidad de masa

Tabla A2.6

Irregularidad de masa del edificio M1

M1	Masa (tonf.s2/m)	<1.5
Piso 1	49.69	
Piso 2	48.93	1.0155
Piso 3	48.86	1.0014
Piso 4	48.86	1.0000
Piso 5	48.86	1.0000
Piso 6	48.86	1.0000
Piso 7	37.07	1.3180

Tabla A2.7

Irregularidad de masa del edificio M2

M2	Masa (tonf.s2/m)	<1.5
Semisótano	51.8	
Piso 1	42.22	1.2269
Piso 2	42.4	1.0043
Piso 3	42.22	1.0043
Piso 4	42.4	1.0043
Piso 5	42.22	1.0043
Piso 6	42.63	1.0097
Piso 7	33.36	1.2779

Tabla A2.8

Irregularidad de masa del edificio M3

M3	Masa (tonf.s2/m)	<1.5
Semisótano	61.17	
Piso 1	54.04	1.1319
Piso 2	54.04	1.0000
Piso 3	53.61	1.0080
Piso 4	47.27	1.1341
Piso 5	22.64	1.4250

Tabla A2.9

Irregularidad de masa del edificio M4

M4	Masa (tonf.s2/m)	<1.5
Piso 1	24.47	
Piso 2	39.15	1.4833
Piso 3	40.04	1.0227
Piso 4	39.15	1.0227
Piso 5	40.04	1.0227
Piso 6	39.15	1.0227
Piso 7	40.04	1.0227
Piso 8	35.84	1.1172
Piso 9	22.35	1.4536
Piso 10	16.70	1.3383

Irregularidad por piso blando

Tabla A2.10

Irregularidad por piso blando del edificio M1

Edificio M1							
Dirección transversal				Dirección longitudinal			
Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8	Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8
Piso7	2 622.63			Piso7	16 630.24		
Piso6	4 295.49	1.64		Piso6	31 790.63	1.91	
Piso5	5 239.23	1.22		Piso5	44 181.21	1.39	
Piso4	6 147.83	1.17	1.52	Piso4	57 447.86	1.30	1.86
Piso3	7 534.03	1.23	1.44	Piso3	76 500.93	1.33	1.72
Piso2	10 567.77	1.40	1.68	Piso2	113 454.22	1.48	1.91
Piso1	18 367.38	1.74	2.27	Piso1	186 880.43	1.65	2.27

Tabla A2.11

Irregularidad por piso blando del edificio M2

Edificio M2							
Dirección transversal				Dirección longitudinal			
Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8	Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8
Piso7	2 418.37			Piso7	12 581.00		
Piso6	4 041.22	1.67		Piso6	23 992.51	1.91	
Piso5	4 903.02	1.21		Piso5	32 850.52	1.37	
Piso4	5 606.70	1.14	1.48	Piso4	41 490.58	1.26	1.79
Piso3	6 539.74	1.17	1.35	Piso3	52 024.61	1.25	1.59
Piso2	7 927.40	1.21	1.39	Piso2	64 186.24	1.23	1.52
Piso1	11 325.81	1.43	1.69	Piso1	94 954.06	1.48	1.81
Semisótano	16 576.11	1.46	1.93	Semisótano	180 644.07	1.90	2.57

Tabla A2.12

Irregularidad por piso blando del edificio M3

Edificio M3							
Dirección transversal				Dirección longitudinal			
Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8	Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8
Piso5	2695.06			Piso5	38 581.19		
Piso4	8 029.03	2.98		Piso4	93 593.45	2.43	
Piso3	11 342.78	1.41		Piso3	153 284.49	1.64	
Piso2	15 228.98	1.34	2.07	Piso2	180 362.28	1.18	1.90
Piso1	22 497.87	1.48	1.95	Piso1	266 033.31	1.47	1.87
Semisótano	74 963.01	3.33	4.58	Semisótano	793 316.65	2.98	3.97

Tabla A2.13

Irregularidad por piso blando del edificio M4

Edificio M4							
Dirección transversal				Dirección longitudinal			
Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8	Piso	Rigidez (kg/cm ²)	>0.7	>0.8
Piso 10	4 034.49			Piso10	8 285.44		
Piso 09	7 794.12	1.93		Piso 09	16 199.24	1.96	
Piso 08	12 790.01	1.64		Piso 08	25 758.26	1.59	
Piso 07	15 880.58	1.24	1.94	Piso 07	34 304.12	1.33	2.05
Piso 06	18 020.37	1.13	1.48	Piso 06	42 211.59	1.23	1.66
Piso 05	20 121.61	1.12	1.29	Piso 05	51 367.69	1.22	1.51
Piso 04	23 000.33	1.14	1.28	Piso 04	64 246.20	1.25	
Piso 03	27 974.39	1.22	1.37	Piso 03	85 102.65	1.32	
Piso 02	38 846.68	1.39	1.64	Piso 02	122 711.23	1.44	1.83
Piso 01	73 005.69	1.88	2.44	Piso 01	203 146.80	1.66	2.24