



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE SEIS
PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE
EDIFICACIONES

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

CÉSAR EDUARDO NAVARRO LÓPEZ

JHONNY ÁNGEL FERNÁNDEZ VILLEGAS

LIMA – PERÚ

2006



Dedicado con sumo cariño y amor
a mis padres y a mi hermano.



**Dedicado con mucho cariño y amor a mis padres
y a mis tres tesoros July, Regina y Luciana**

AGRADECIMIENTOS

La elaboración de este trabajo de tesis se lo debemos en gran medida a nuestro asesor, el Ing. Alejandro Muñoz. Muy agradecidos ingeniero por su tiempo, sus enseñanzas, su paciencia, su estímulo y el buen ánimo con el cual siempre nos orientó.

Agradecemos a nuestras familias por comprender y apoyarnos en todo el tiempo invertido en la elaboración de este trabajo. Asimismo, no podemos dejar de reconocer los buenos deseos de nuestros amigos, tanto a nuestras amistades inmersas en esta profesión como fuera de ella.



RESUMEN

En el país no hemos tenido terremotos severos en los últimos 130 años y nuestras edificaciones de concreto armado no han sido probadas en condiciones sísmicas severas. Las normas peruanas de edificaciones y la mayoría de las normas del mundo están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica. Por esta razón es necesario estudiar el desempeño sísmico de nuestras edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica.

En el presente trabajo se diseñó y evaluó un edificio aporticado de 6 pisos con planta rectangular de 33x22m, columnas cada 5.5m y ubicado en la zona peruana de mayor sismicidad sobre suelo bueno.

Para el diseño se emplearon las normas peruanas. Para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC y para estimar la respuesta, procedimientos de análisis no lineal basados en espectros de demanda y capacidad.

El diseño condujo a un edificio muy rígido (columnas de 70x70cm, vigas 25x50) con una deriva máxima de 6.8 ‰, bajo las solicitaciones de las normas peruanas (terremoto de 500 años de periodo de retorno).

Los resultados muestran que la estructura tiene, respecto a la fluencia efectiva, una ductilidad de 11.3 y una sobrerresistencia de 1.2. Respecto a la demanda del código el edificio alcanzó una sobrerresistencia al colapso de 3.0.

El análisis del desempeño efectuado muestra que en un sismo frecuente la estructura presentaría pequeñas incursiones inelásticas y quedaría en estado funcional. En un sismo raro la ductilidad global demandada sería reducida, alrededor de 3.2, y la estructura quedaría en estado funcional. De acuerdo a la propuesta del SEAOC el edificio tendría un excelente comportamiento en sismos raros y un comportamiento aceptable en sismos frecuentes.

Al compilar los resultados de edificios aporticados similares de 3 a 7 pisos se observaron resultados parecidos en el desempeño esperado.

Los resultados de este trabajo indican que las exigencias de rigidez de las normas peruanas podrían ser conservadoras; por esta razón es necesario desarrollar estudios adicionales con el fin de establecer nuevos límites de deriva que permitan edificios igualmente seguros pero más económicos.

DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE SEIS PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES

ÍNDICE

LIMA – PERÚ

CAPITULO 2 3

COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES 3

2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales 3

2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo
teórico 5

2.2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO PARA EL CONCRETO ARMADO 5

2.2.2 MODELO INELÁSTICO DE LAS SECCIONES 12

2.2.3 MODELO INELÁSTICO DE LOS ELEMENTOS BARRA (VIGAS-COLUMNAS) 13

2.2.4 MODELO INELÁSTICO DE EDIFICIOS 16

2.2.5 CURVA DE CAPACIDAD 17

2.2.6 ESPECTRO DE CAPACIDAD 30

2.2.7 PROGRAMAS DE COMPUTACIÓN PARA EL ANÁLISIS INCREMENTAL 31

CAPITULO 4 39

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE
EDIFICACIONES 39**

CAPITULO 5 43

**EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 6 PISOS EN LA COSTA
PERUANA 43**

CAPITULO 6 74

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE
BAJA ALTURA 74

REFERENCIAS 93

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos y metodología

En el país no hemos tenido terremotos severos en los últimos 130 años y aunque nuestras edificaciones de concreto armado no han sido probadas en condiciones sísmicas severas, los últimos terremotos nos muestran lo vulnerables que son nuestros edificios de pórticos.

Las normas peruanas para el diseño de edificaciones están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica como sucede con casi la totalidad de las normas en el mundo. Por esta razón, es necesario desarrollar el estudio del desempeño sísmico de nuestras edificaciones aporticadas ante diferentes niveles de demanda sísmica.

El objetivo de este trabajo es la evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio de 6 pisos diseñado con las norma peruanas.

Un segundo objetivo es la recopilación de trabajos similares con edificios de 3 a 7 pisos para estudiar tendencias.

Para el diseño se emplearon las normas peruanas de Concreto Armado NTE-060 [ININVI, 1990] y la de Diseño Sismorresistente NTE-030 [SENCICO, 2003]. Para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité VISIÓN 2000 del SEAOC y para la estimación de la respuesta, procedimientos de análisis no lineal basados en espectros de demanda-capacidad.

1.2 Organización del documento

En el capítulo dos se presentan los procedimientos de análisis incremental inelástico de edificaciones.

En el capítulo tres se desarrollan los procedimientos para estimar la respuesta sísmica inelástica de edificaciones usando técnicas espectrales.

La calificación del desempeño sismorresistente de edificaciones propuesto por el SEAOC se presenta en el capítulo 4.

El capítulo cinco muestra el análisis convencional y diseño del edificio estudiado, el modelo inelástico desarrollado y los detalles de la evaluación del desempeño sismorresistente.

El capítulo seis presenta los resultados de la evaluación del desempeño de edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos.

El resumen y las conclusiones se presentan en el capítulo 7.



CAPITULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES

El estudio del comportamiento de edificaciones ante acciones laterales es importante ya que los sismos imponen desplazamientos laterales a la estructura. Los daños en las edificaciones están directamente relacionados con los desplazamientos laterales.

Por lo tanto es importante estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones mediante la realización de ensayos experimentales de desplazamientos laterales.

2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales

Estos ensayos consisten en aplicar desplazamientos laterales que varían lentamente durante el ensayo de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia, es posible estudiar directamente las relaciones *fuerza restitutiva vs. desplazamiento lateral*. Estos ensayos se controlan por los desplazamientos que va experimentando el espécimen y pueden ser de desplazamientos incrementales en un solo sentido (ensayos monotónicos) y de acciones cíclicas incrementales.

El ensayo de desplazamiento incremental monotónico consiste en imponer a la estructura un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido. Durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas y como resultado se obtiene una curva *fuerza cortante en la base vs. desplazamiento del techo*; esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura (figura 2.1).

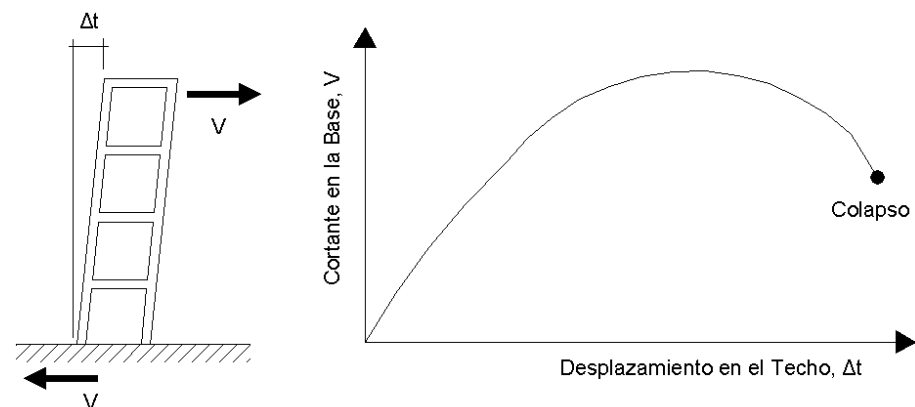


Figura 2.1 Ensayo monotónico y curva de capacidad

El ensayo cíclico incremental consiste en someter a una estructura a varios ciclos de desplazamientos laterales en ambos sentidos. En cada ciclo del ensayo el desplazamiento máximo se incrementa siguiendo un patrón preestablecido como el mostrado en la figura 2.2.

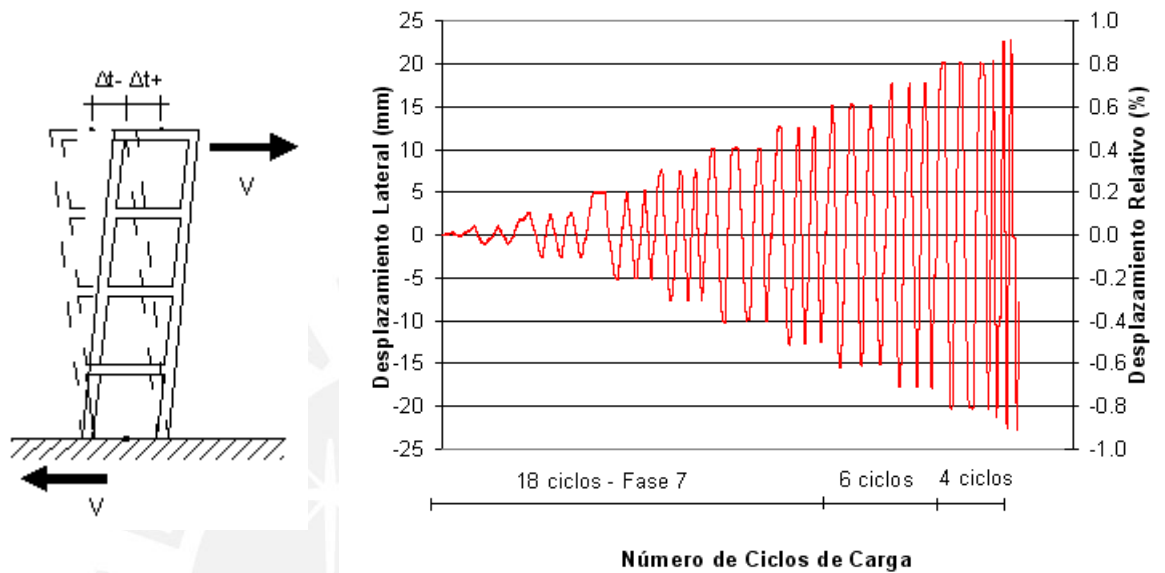


Figura 2.2 Ensayo cíclico y curva de capacidad

Durante el ensayo se registran la fuerza y el desplazamiento y se obtiene una curva que muestra como va cambiando la relación fuerza-desplazamiento con los ciclos de carga y descarga. La curva de capacidad se obtiene luego como la envolvente de los ciclos de histéresis, como se observa en la figura 2.3)

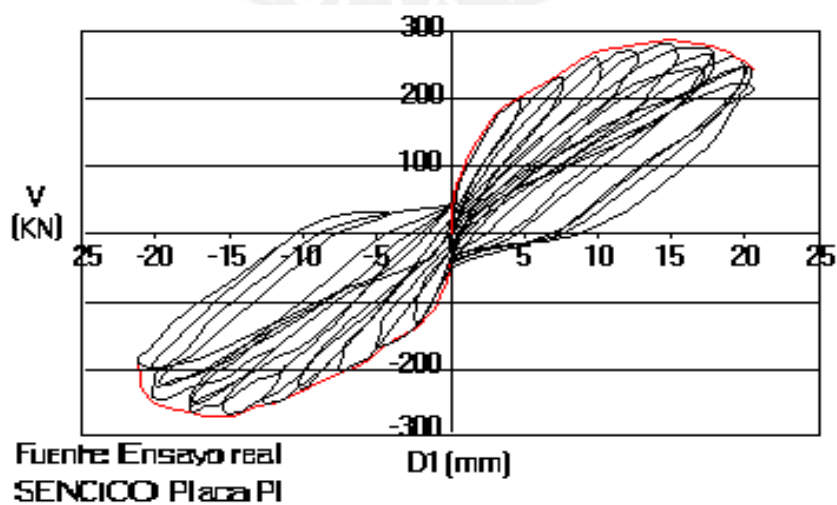


Figura 2.3 Curva de capacidad de un ensayo cíclico

2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico

2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado

El concreto armado es un material estructural heterogéneo y con un comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, de alta resistencia a la compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción. El comportamiento del concreto armado ha sido investigado principalmente mediante experimentos.

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizadas o simplificadas, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

A continuación se presentan algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y el concreto:

- Modelos esfuerzo-deformación para el acero

Para el acero los modelos más empleados son el elastoplástico, el de la curva completa y el trilineal [Park y Paulay, 1980].

- Modelo elastoplástico

En este modelo la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas como muestra la figura 2.4. Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

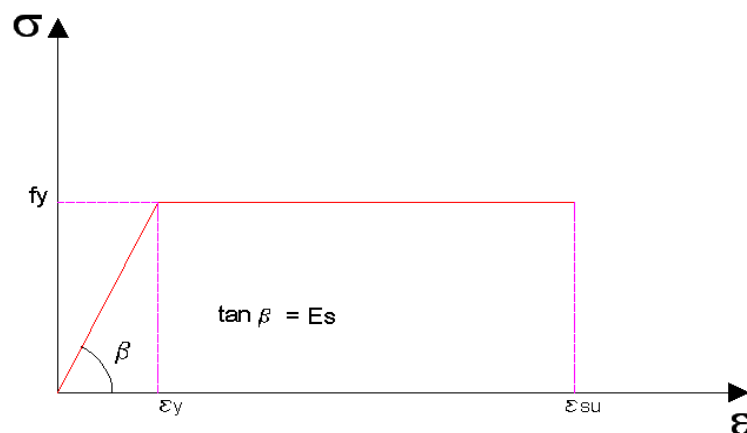


Figura 2.4 Modelo elastoplástico

Este modelo no estima adecuadamente los esfuerzos del acero para deformaciones más allá de la fluencia, por tanto su empleo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico.

- o Modelo de curva completa

El modelo de curva completa observado en la figura 2.5 corresponde a una idealización más refinada.

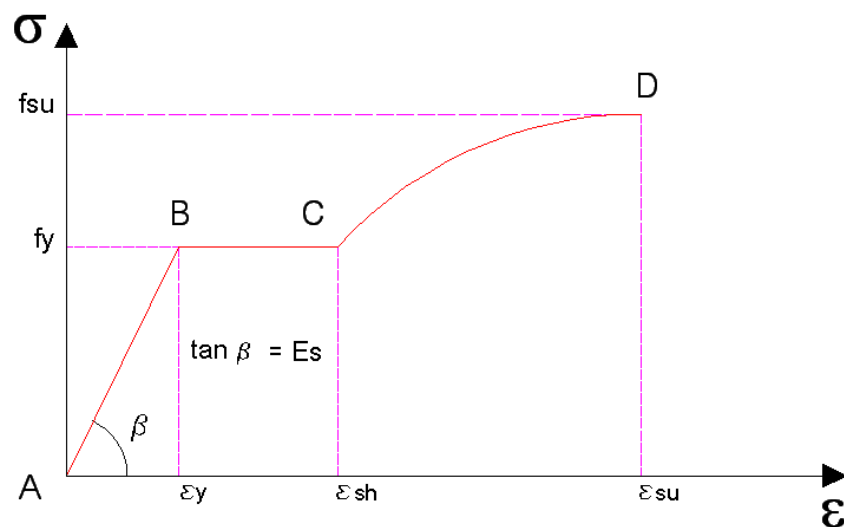


Figura 2.5 Modelo de curva completa

Los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia (ϵ_y, f_y), del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}) y a la ruptura (ϵ_{su}, f_{su}) son necesarios para precisar la curva.

- o Modelo trilineal

El modelo trilineal mostrado en la figura 2.6 también constituye una buena representación y sirve para cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia.

En el presente trabajo se empleó este modelo para definir el comportamiento del acero de refuerzo. A continuación se indican los parámetros más importantes:

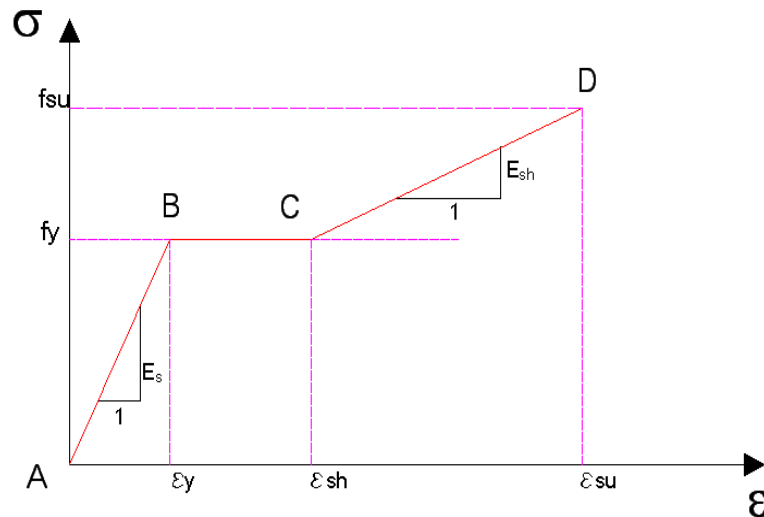


Figura 2.6 Modelo trilineal

El tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde se cumple que la pendiente es igual a su módulo de elasticidad (E_s). En el tramo BC, llamado escalón de fluencia (f_y), la deformación aumenta hasta ϵ_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y se cumple que la pendiente para este tramo es igual a E_{sh} .

- Modelos esfuerzo-deformación para el concreto

Las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto son más complicadas que las del acero debido a que no tienen una forma definida, entre otras causas porque dependen de la duración de la carga, de la calidad de los materiales, del confinamiento, etc.

Los modelos de concreto no confinado son muy empleados para el diseño, mientras los modelos para el concreto confinado son usados para determinar la capacidad de los elementos con el fin de hacer estudios de capacidad última.

Se presenta a continuación algunos modelos conocidos:

Para Concreto No Confinado:

- Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI

S.C. Whitney sugirió el reemplazo de la forma del bloque de tensiones real de compresión del concreto por uno rectangular equivalente como una simplificación [Ottazzi, 2003], y que se muestra en la figura 2.7.

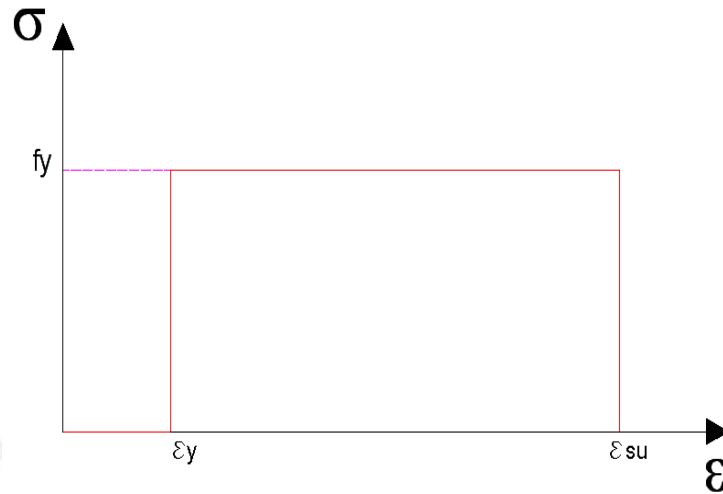


Figura 2.7 Modelo de Whitney

Este modelo es aceptado por el ACI y la Norma Peruana E-060 para el diseño de secciones de concreto armado.

- o Modelo de Hognestad

El modelo de Hognestad, mostrado en la figura 2.8, es uno de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado. [Ottazzi, 2003].

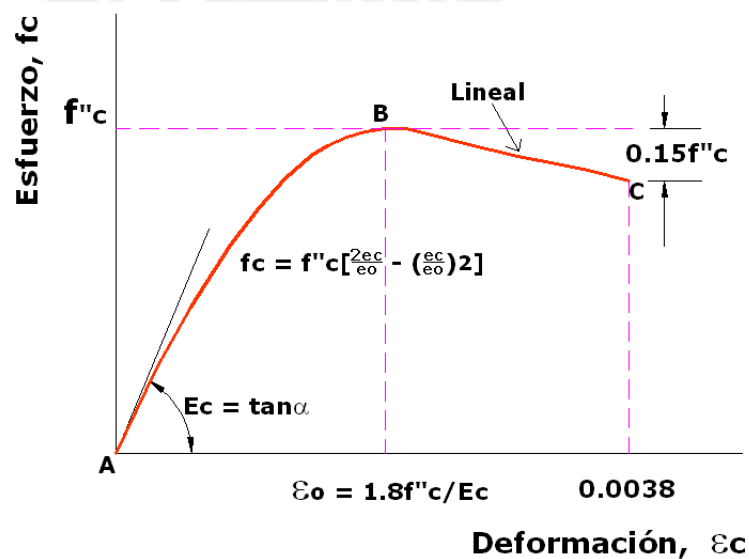


Figura 2.8 Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado

El tramo AB, es parabólico, corresponde al incremento de la deformación en el concreto, hasta llegar a $\varepsilon_o = 0.002$, valor al que corresponde el máximo esfuerzo a compresión ($f''c=0.85f'c$), este tramo se aproxima por una parábola.

El tramo lineal BC, muestra el descenso de la resistencia en el concreto, debido a la fisuración interna que se ha producido en el elemento, la deformación seguirá aumentando hasta llegar a un máximo valor (ε_{cu} , comprendido entre 0.003 y 0.004), el cual corresponde al punto de rotura del elemento.

o Modelo del CEB

La propuesta del Comité Europeo del Concreto (CEB 1978), figura 2.9, corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. [Ottazzi, 2003].

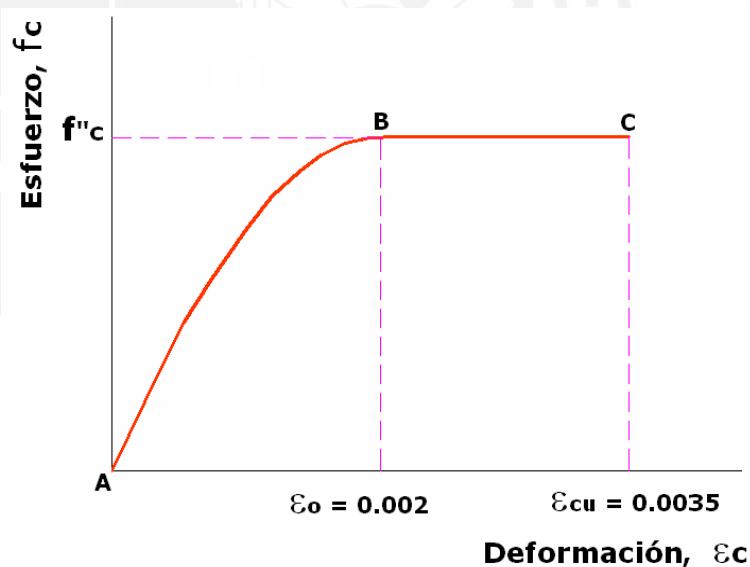


Figura 2.9 Diagrama parábola-rectángulo de cálculo del CEB

Al igual que el modelo anterior, el tramo AB se aproxima mediante una parábola hasta llegar a los puntos de máximo esfuerzo en el concreto ($f''c=0.85f'c$) y su correspondiente deformación (ε_o). Luego, bajo un esfuerzo constante, la deformación en el concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor (ε_{cu}).

Para Concreto Confinado

o Modelo de Kent y Park

El modelo de Kent y Park es muy utilizado para el caso del concreto confinado por estribos rectangulares.

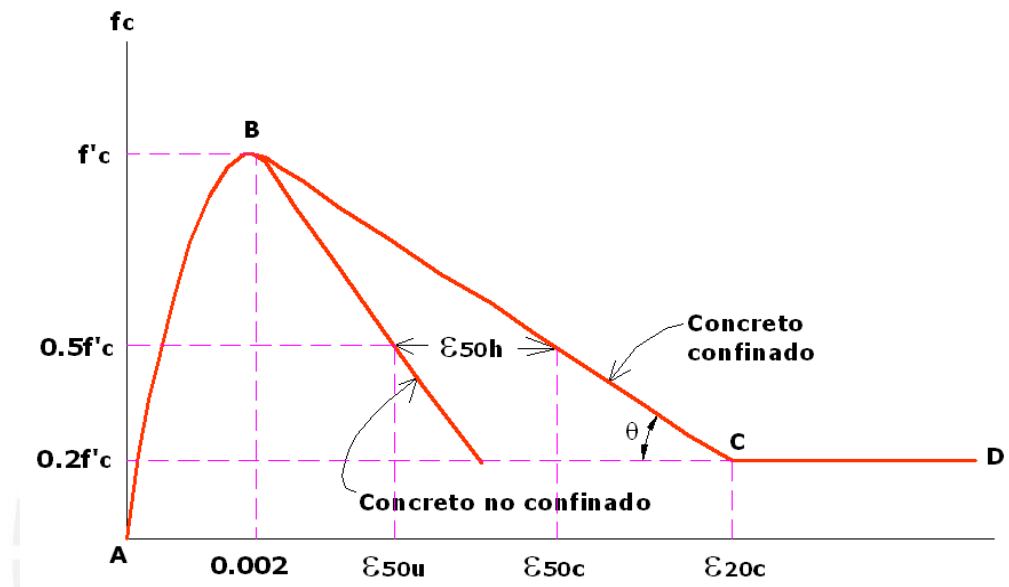


Figura 2.10 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares

Como se observa en la figura 2.10, no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, mas bien su efecto se ha considerado en la longitud de la rama descendente de la curva. [Park y Paulay, 1980].

o Modelo de Mander

Este modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_c , hasta llegar a la resistencia de compresión confinada f'_{cc} . Este segmento esta seguido por una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento [Paulay y Priestley, 1992]. Obsérvese el modelo de Mander en la figura 2.11.

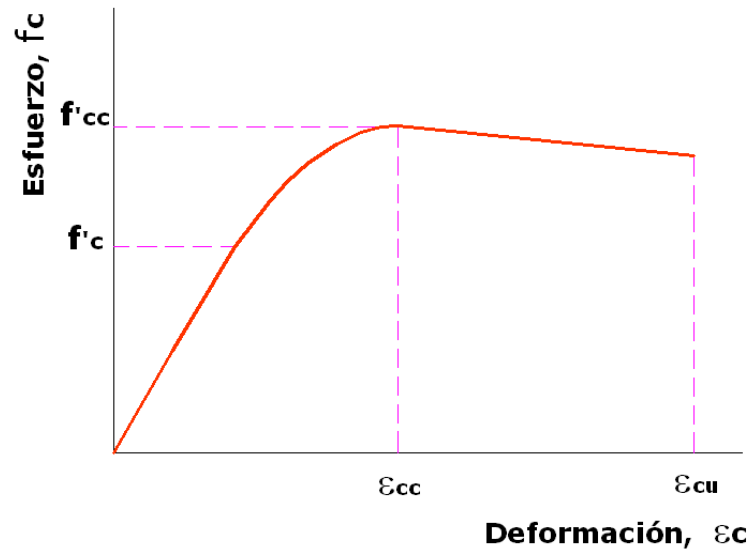


Figura 2.11 Modelo de Mander para concreto confinado

La forma de la curva esfuerzo-deformación desarrollada por Mander está dada por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{(f'_{cc} xr)}{(r - 1 + xr)},$$

donde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} e_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})}$$

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

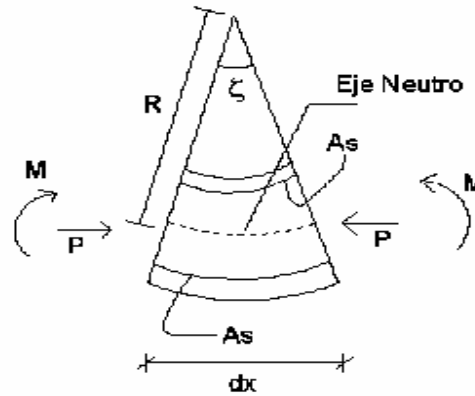
La propuesta de curva esfuerzo-deformación de Mander para concreto confinado en compresión se empleó en los análisis de momento curvatura del presente trabajo.

2.2.2 Modelo inelástico de las secciones

- Momento flector y curvatura

La figura 2.12 muestra una rodaja diferencial de un elemento que por efecto del momento flector (M) presenta una curvatura (ζ).

Figura 2.12
Curvatura de una
sección



Al aumentar el momento la curvatura se incrementa y la relación entre ambos es lineal hasta que ocurre el agrietamiento del concreto por tracción (M_a , ζ_a). Luego del agrietamiento del concreto existe una relación lineal pero con otra pendiente hasta llegar al momento y curvatura de fluencia, correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero. Después de este punto el momento aumenta lentamente hasta llegar al momento y curvatura última, en donde se produce el agotamiento del concreto o rotura del acero. [Ottazzi, 2003].

Como ejemplo, la figura 2.13 muestra el diagrama momento-curvatura para una viga de 0.25m x 0.50m reforzada con $2\phi 5/8''$ y $2\phi 3/4''$ en la parte superior y $3\phi 5/8''$ en la parte inferior.

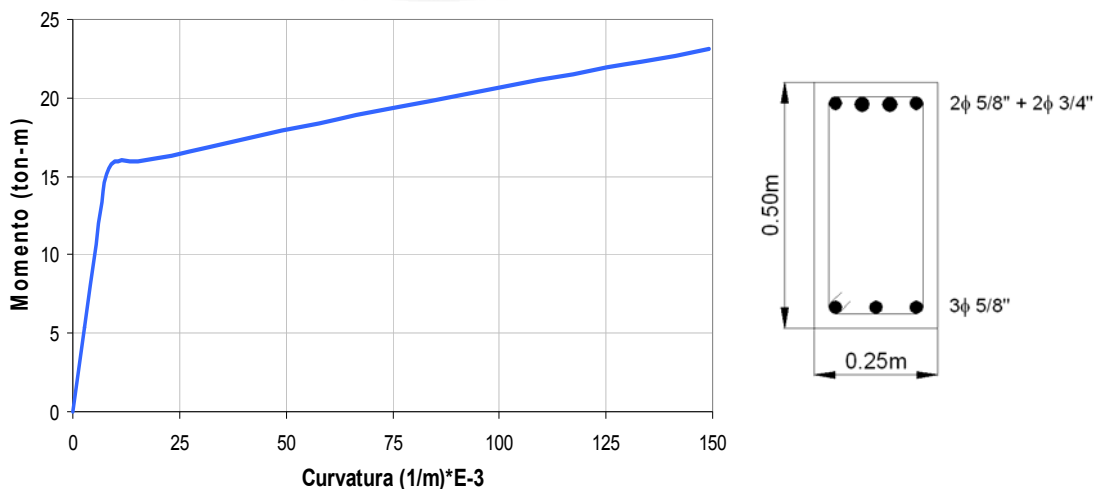


Figura 2.13 Diagrama momento-curvatura de una viga

La figura 2.14 muestra el diagrama momento-curvatura para una sección de columna esquinera de 0.70m x 0.70m, para la que se consideró una carga axial de 98.63 ton.

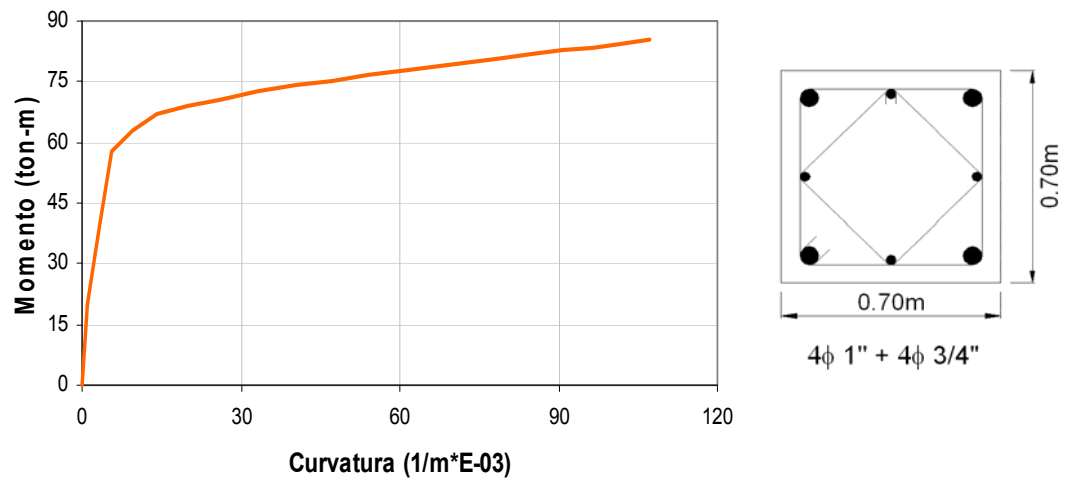


Figura 2.14 Diagrama momento-curvatura de una columna

Las secciones reforzadas apropiadamente tienen comportamiento dúctil con una curva casi lineal hasta el punto en que el acero comienza a fluir, seguido de un aumento considerable de la curvatura hasta la rotura final.

Las secciones muy reforzadas suelen ser frágiles y tienen una curva que deja de ser lineal porque el concreto entra a la parte inelástica en la curva esfuerzo-deformación, y luego se produce la falla frágil.

2.2.3 Modelo inelástico de los elementos barra (vigas-columnas)

- Zonas de comportamiento no-lineal

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada "L". El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como muestra la figura 2.15.

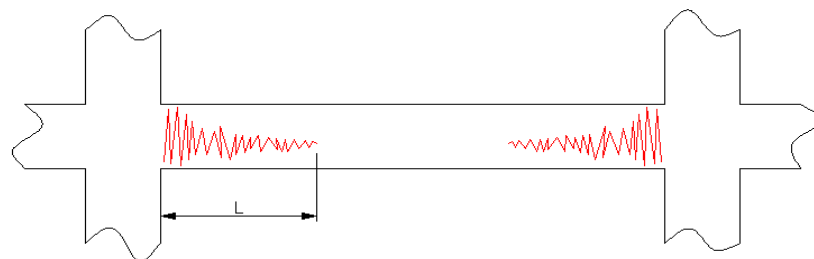


Figura 2.15 Idealización de daño en vigas

Podemos establecer una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, y el daño y la curvatura se puedan asumir constantes. Esta zona se denomina rótula plástica, y le corresponde una longitud equivalente " L_p " menor a la del daño total " L " como muestra la figura 2.16. Una buena estimación para L_p en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p \approx 0.5h$, donde h es el peralte del elemento. [Paulay y Priestley, 1992].

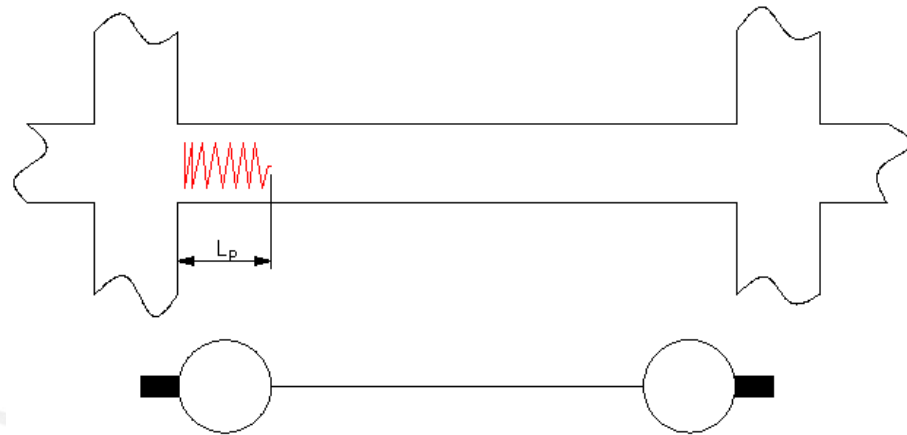


Figura 2.16 Idealización de daño equivalente

- Relaciones momento-giro en rótulas plásticas

El giro inelástico en los extremos de los elementos depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico " L ". Como hemos asumido que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica (longitud de daño L), bastará multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de rótula " L_p " para obtener el valor del giro que se genera en la zona inelástica. La figura 2.17 muestra esquemáticamente la obtención del diagrama Momento-Giro.

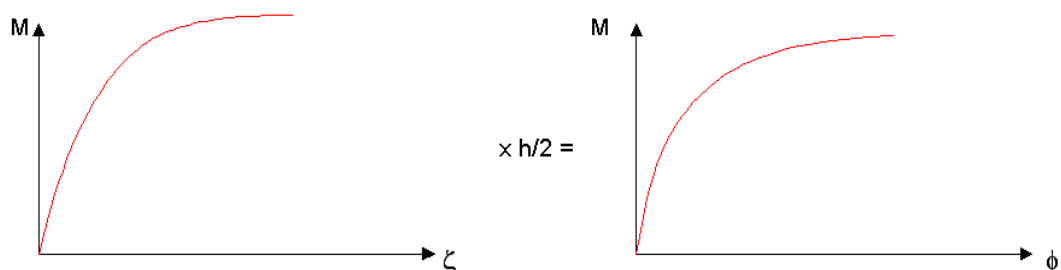


Figura 2.17 Obtención del diagrama momento-giro

- Diagrama simplificado

Para representar la capacidad de rotación inelástica de los elementos se usa el diagrama Momento-Giro simplificado por trazos rectos que se muestran en la figura 2.18.

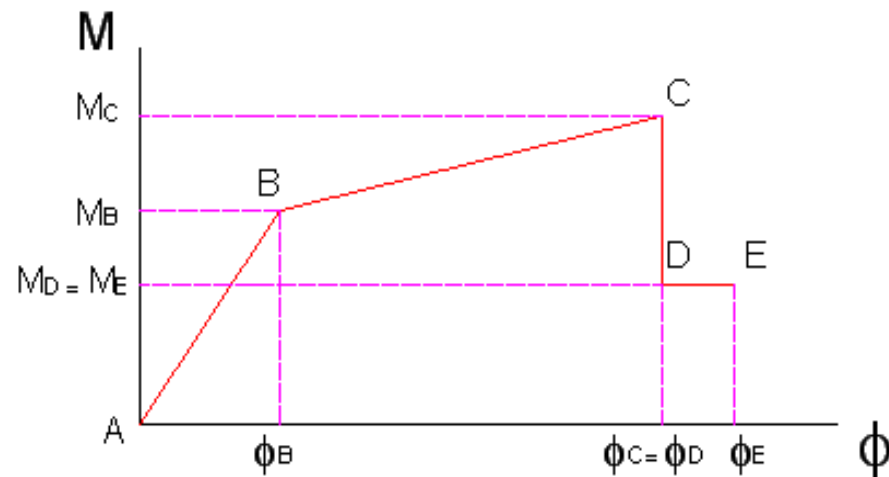


Figura 2.18 Idealización del diagrama momento-giro

El punto B se denomina Fluencia Efectiva del elemento.

El punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula.

Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima de Momento se produce una reducción súbita del mismo (hasta el 40%), conformando el punto D.

Luego, el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobreviene la rotura, punto E.

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos además del segmento elástico en la zona central. Los nudos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas

[Coll, López et al., 2003; Muñoz, Blondet et al., 2001]. Obsérvese lo mencionado en la figura 2.19.

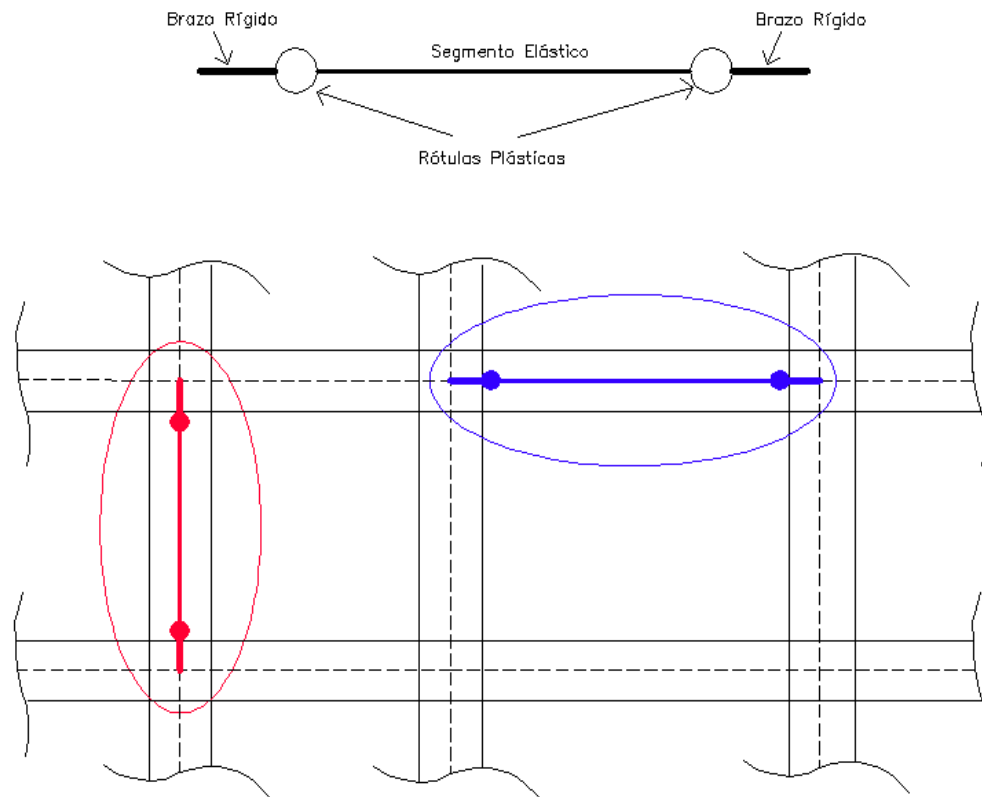


Figura 2.19 Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados

2.2.4 Modelo inelástico de edificios

- Zonas de comportamiento inelástico concentrado

Para el modelo del edificio se emplearon elementos unidimensionales (vigas y columnas) con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

El comportamiento no lineal se ha concentrado en rotulas plásticas ubicadas en los extremos de los elementos. El modelo tiene 7 tipos de rotulas para vigas y 9 tipos de rótulas para columnas. En total se usaron 558 elementos y 16 rótulas.

La figura 2.20 muestra el modelo con algunas rótulas ya activadas en el proceso de desplazamientos inelásticos.

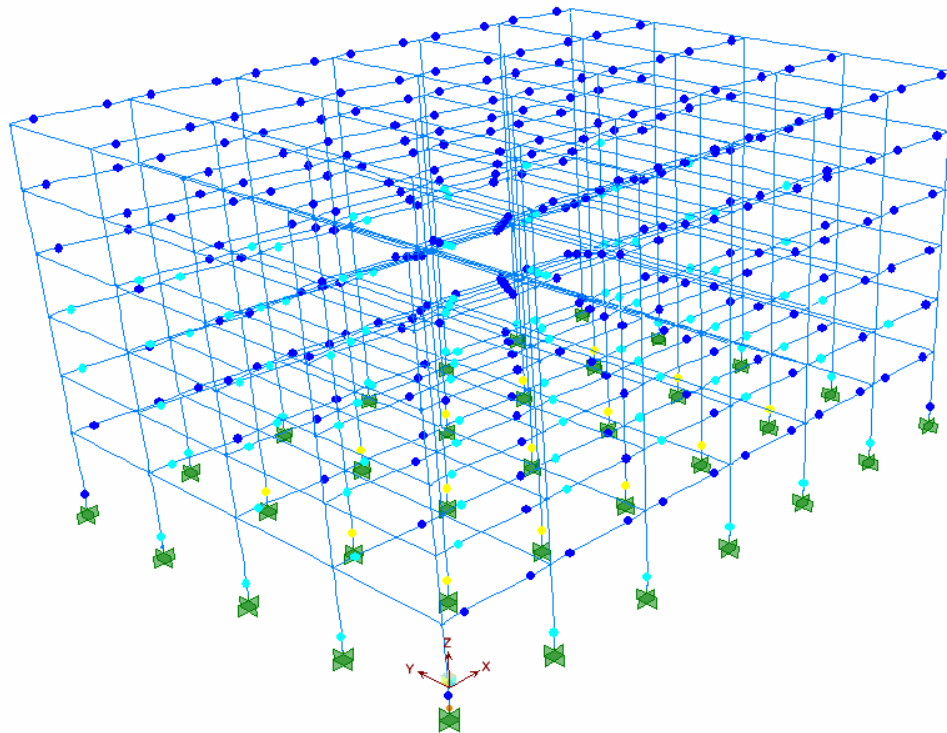


Figura 2.20 Modelo general de un edificio aporticado de 6 pisos

No se ha considerado la posibilidad de comportamiento no lineal por cortante.

2.2.5 Curva de capacidad

Para obtener la curva que representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales se realiza un análisis estático no-lineal que considera el progresivo deterioro de la estructura ante acciones laterales crecientes.

- Análisis de acciones incrementales

En el análisis estático no-lineal incremental (análisis “Pushover”) se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monótonica hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos:

Para el **patrón de cargas laterales** la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc. [Bonett, 2003]. Obsérvese la figura 2.21.

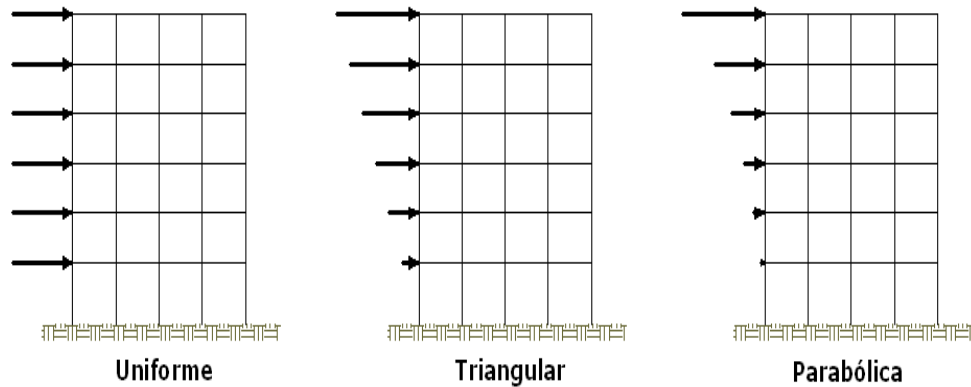


Figura 2.21 Distribución de cargas laterales

Quando se trata de un **patrón de desplazamientos** estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración [Bonett, 2003]. Obsérvese la figura 2.22.

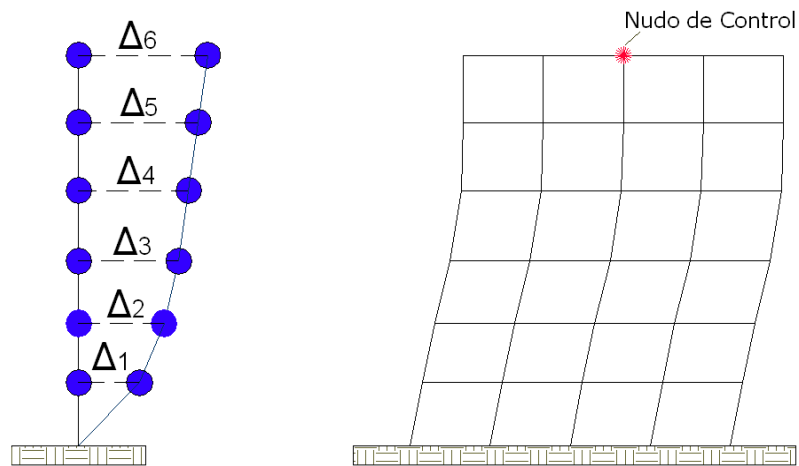


Figura 2.22 Patrón de desplazamientos y nudo de control en un edificio

El proceso de análisis incremental se controla por un nudo determinado (generalmente en el techo, como muestra la figura 2.22), se debe indicar un valor de desplazamiento máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento y comenzar dicho análisis partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de gravedad, tal como trata de representar la figura 2.23. [Habibullah y Pyle, 1998].

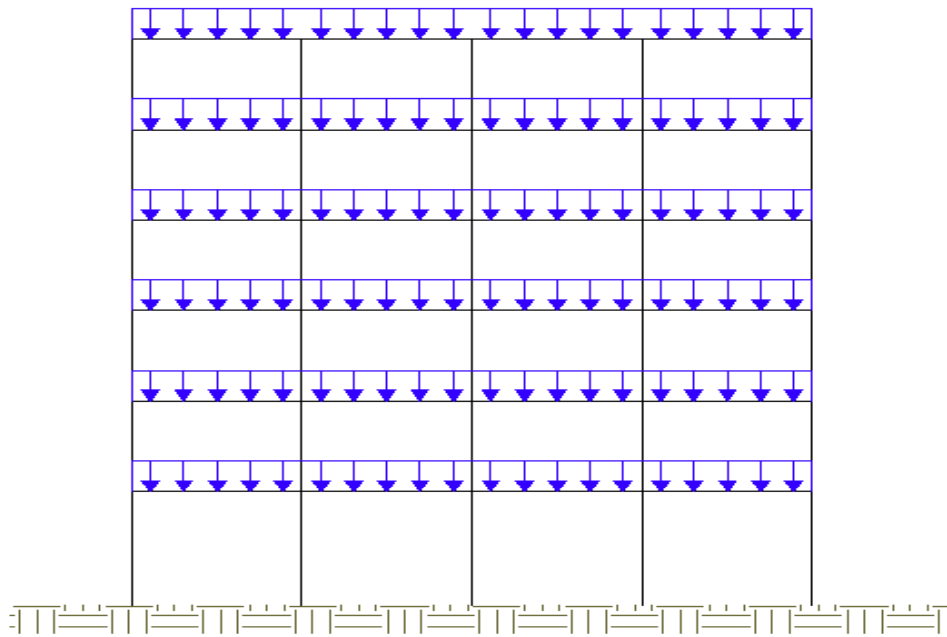


Figura 2.23 Cargas de gravedad (muerta y viva) en una edificación

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento (Dt) en el techo va creciendo y se van registrando los valores de la fuerza cortante (V) en la base de la edificación hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo especificado.

Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva Fuerza-Desplazamiento ($V-Dt$), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la figura 2.24 con algunos puntos relevantes de la misma.

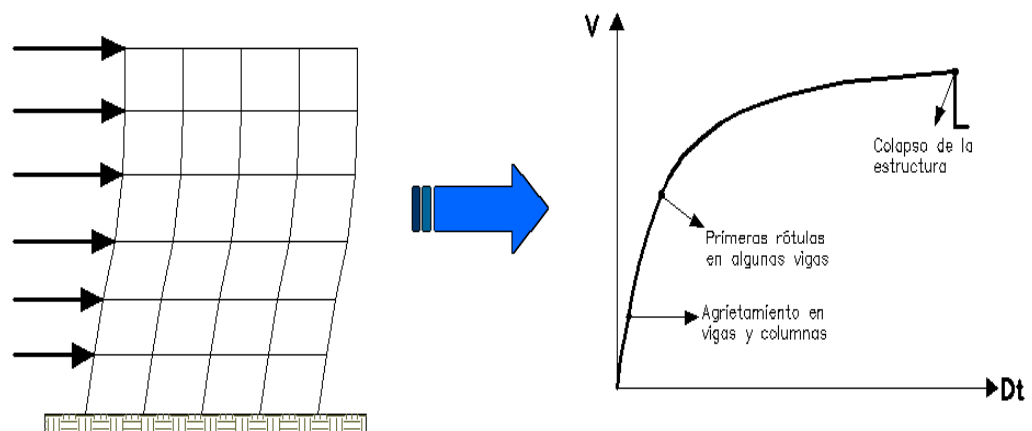


Figura 2.24 Representación del Pushover y de la Curva de Capacidad

- Fluencia efectiva y modelo bilineal

La formación de la primera rótula representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo luego de la primera rótula no se produce un cambio significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral; como se observa en la figura 2.25.

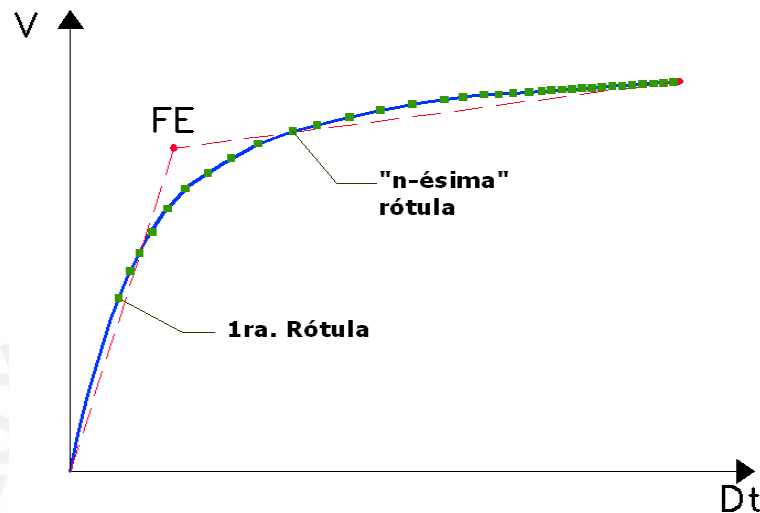


Figura 2.25 Formación de rótulas en la curva de capacidad

Conforme se van formando más rótulas paulatinamente, va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta que se hace notorio el cambio y la estructura tiene una rigidez lateral significativamente menor.

Con el fin de construir modelos sencillos bilineales se debe definir un punto de fluencia simbólico denominado Fluencia Efectiva, el mismo que corresponde al encuentro de los dos segmentos lineales.

Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia, dos de los cuales se indican a continuación:

- Criterio de las rigideces tangentes

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra desde el punto de cortante máximo, como se observa en la figura 2.26. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE (D_{FE} , V_{FE}). [Aguilar, 2003].

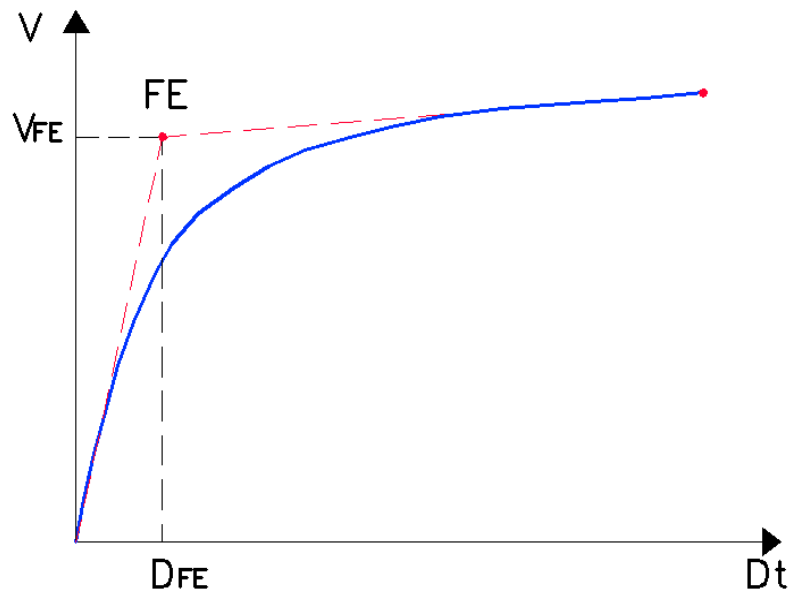


Figura 2.26 Criterio de las rigideces tangentes

- o Criterio de las áreas iguales

El punto de fluencia efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal, se consideren aproximadamente iguales [Aguilar, 2003]; tal como se representa en la figura 2.27. En el presente trabajo se empleó este criterio.

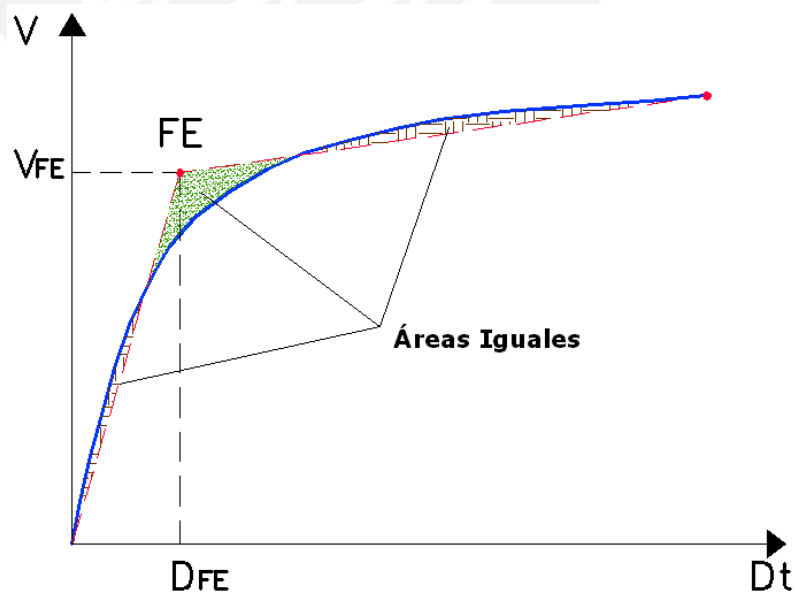


Figura 2.27 Criterio de las áreas iguales

- Zonas elástica e inelástica del modelo bilineal

El punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad (FE) define las zonas de Desplazamiento Elástico (Δ_e) y Desplazamiento Inelástico (Δ_p) de la estructura, como se observa en la figura 2.28.

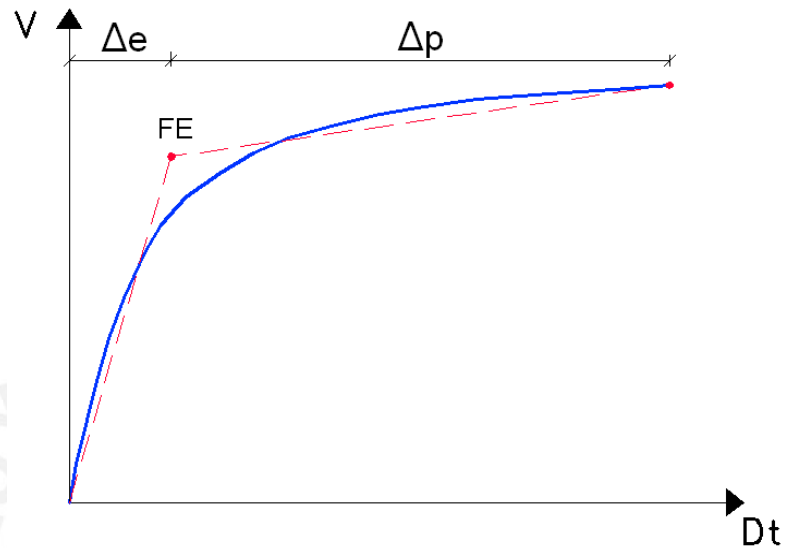


Figura 2.28 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

De igual manera, el punto de fluencia efectiva de los diagramas momento-curvatura (FE_ζ) define la zona de curvatura elástica (ζ_e) e inelástica (ζ_p) del elemento; tal como se observa en la figura 2.29.

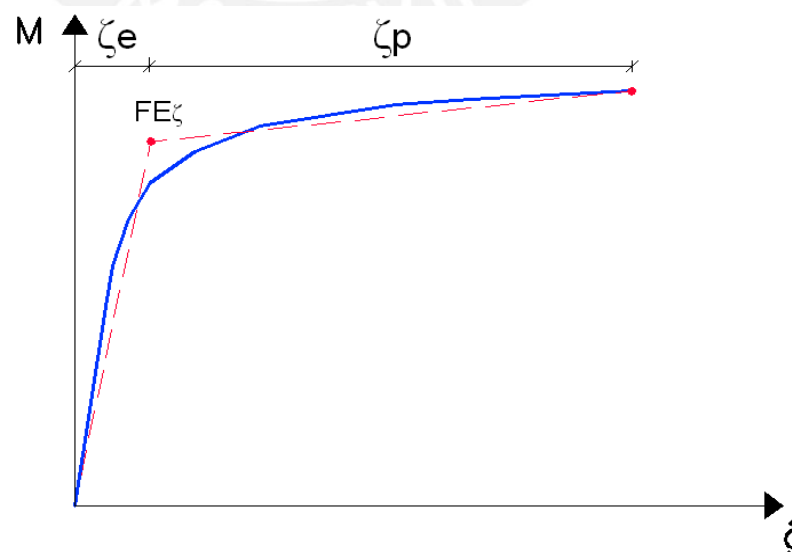


Figura 2.29 Curvatura elástica e inelástica de un elemento

- Ductilidad

La ductilidad se define como la capacidad de una estructura o componente estructural a deformarse más allá de su límite elástico.

- Ductilidad disponible

La ductilidad disponible de la estructura puede estimarse comparando el desplazamiento de colapso (D_{COL}) respecto al desplazamiento asociado a la formación de la primera rótula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva (D_{FE}). Obsérvese dichos puntos en la figura 2.30.

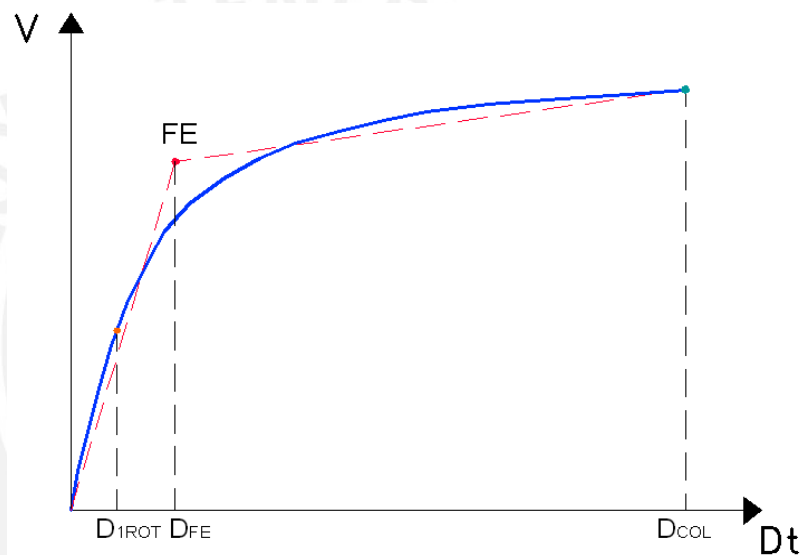


Figura 2.30 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad estructural disponible

Por tanto la ductilidad disponible puede estimarse como:

$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}}$$

ó

$$\mu_{COL/FE} = \frac{D_{COL}}{D_{FE}}$$

De manera similar, la ductilidad disponible a flexión de los elementos resulta del cociente entre la curvatura de rotura (ζ_{ROT}) y la curvatura de fluencia efectiva ($\zeta_{FE\zeta}$). Obsérvese dichas curvaturas en la figura 2.31.

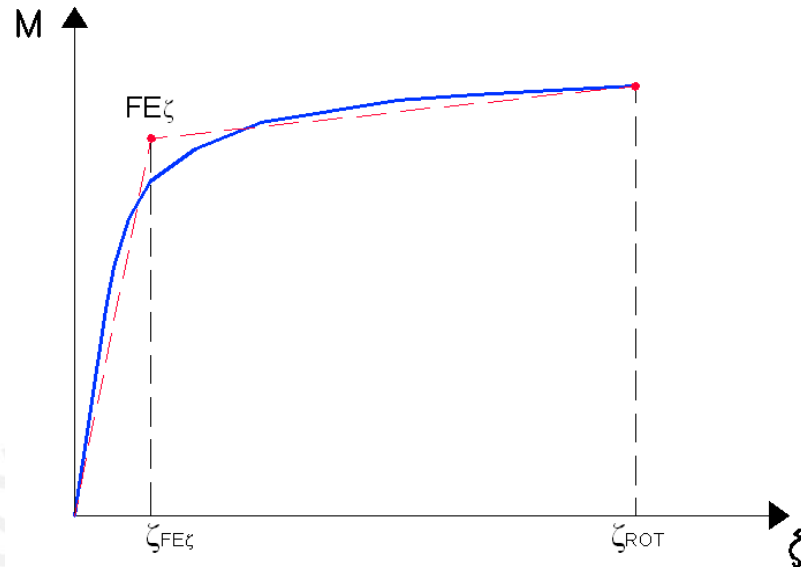


Figura 2.31 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento

Entonces, la ductilidad disponible de la sección de un elemento se calcula como:

$$\mu_{ROT/FE\zeta} = \frac{\zeta_{ROT}}{\zeta_{FE\zeta}}$$

- o Ductilidad demandada

En la curva de capacidad existen algunos puntos que representan la respuesta de la edificación a un determinado terremoto o a ciertos valores de la deriva global del edificio.

Consideraremos como puntos de interés a los del Sismo Frecuente, el Sismo Ocasional y el Sismo Raro que se representan en la figura 2.32; y los asociados a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰, mostrados en la figura 2.33.

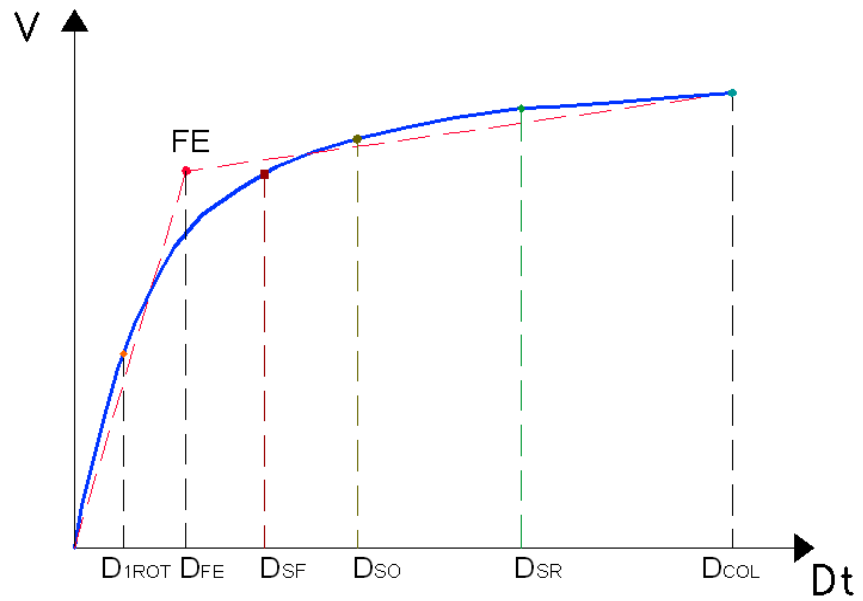


Figura 2.32 Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente, Ocasional y Raro

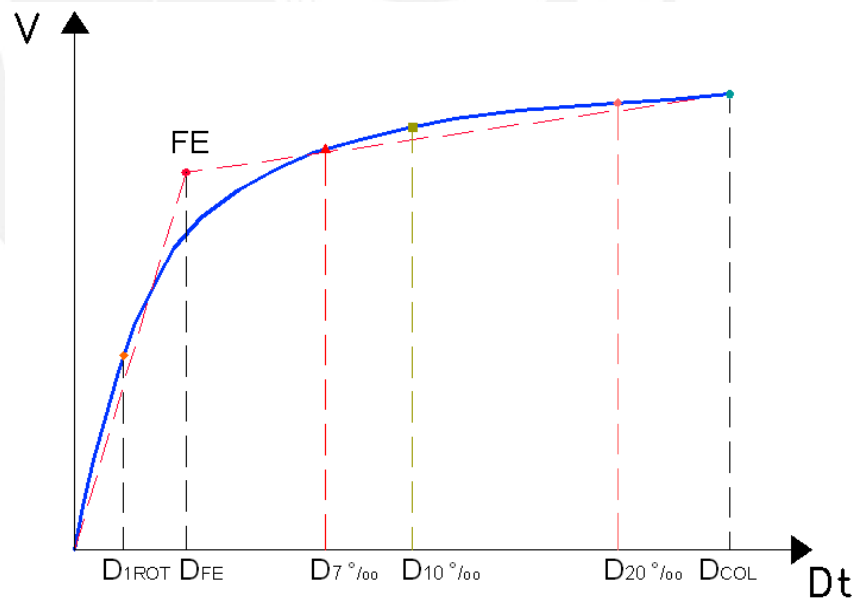


Figura 2.33 Derivas de 7%, 10% y 20%

Para cada uno de estos puntos es posible estimar la ductilidad demandada como el cociente de desplazamientos de la curva de

capacidad, pudiendo considerar como divisor el desplazamiento asociado a la primera rótula o al del punto de fluencia efectiva.

Por tanto, la demanda de ductilidad asociada a los tres niveles de sismos se calcula como sigue:

$$\mu_{(SF,SO,SR)/1ROT} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(SF,SO,SR)/FE} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{FE}}$$

Y la demanda de ductilidad estructural asociada a las tres derivas se calcula como:

$$\mu_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})/1ROT} = \frac{D_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})/FE} = \frac{D_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})}}{D_{FE}}$$

En el caso de los elementos, puede estimarse la ductilidad demandada asociada a cada uno de los puntos de interés de la curva de capacidad.

La demanda de ductilidad en los elementos se define entonces como el cociente entre la curvatura asociada a los puntos de interés de la estructura y la curvatura de fluencia efectiva del elemento.

Las figuras 2.34 y 2.35 muestran las curvaturas de la sección de un elemento asociadas a tales puntos de interés.

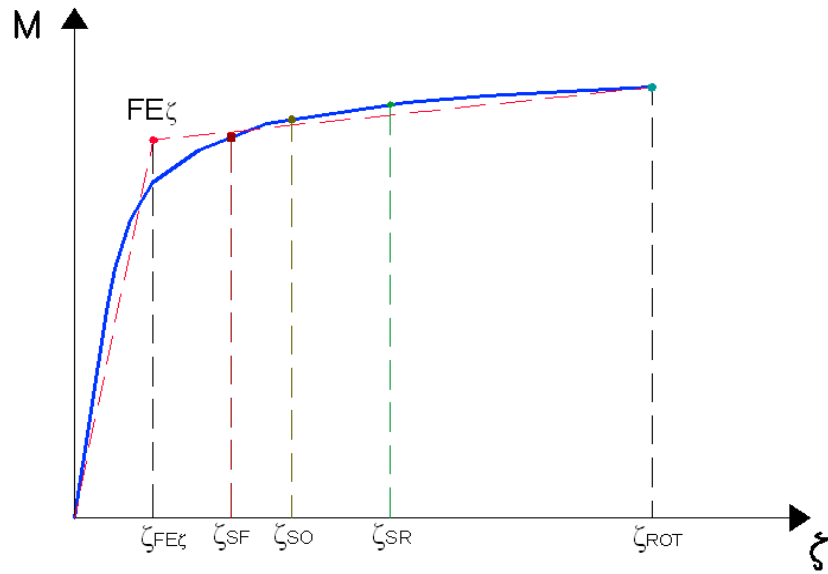


Figura 2.34 Curvaturas asociadas a los sismos de demanda

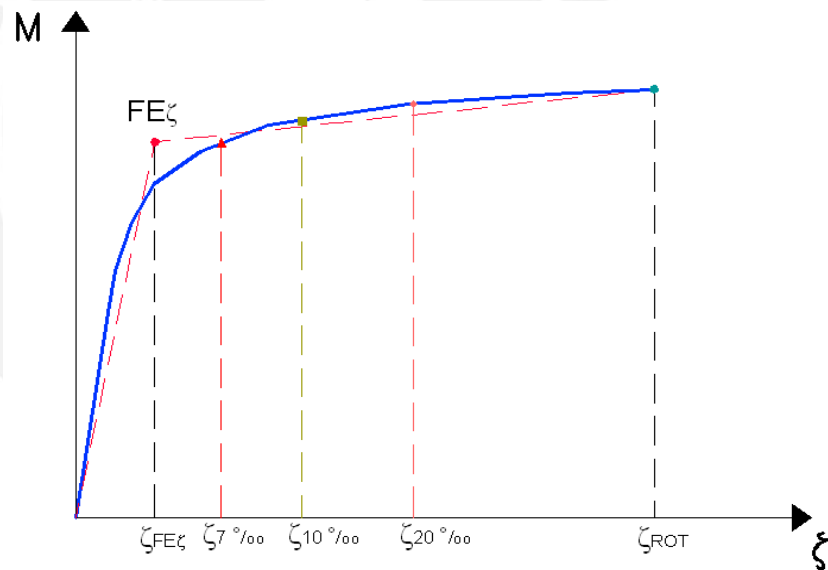


Figura 2.35 Curvaturas asociadas a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰

El cálculo de la ductilidad demandada asociada a los tres niveles de sismos y a las tres derivas es como sigue:

$$\mu_{(SF, SO, SR)/FE\zeta} = \frac{\zeta_{(SF, SO, SR)}}{\zeta_{FE\zeta}}$$

$$\mu_{(7\%_{100}, 10\%_{100}, 20\%_{100})/FE\zeta} = \frac{\zeta_{(7\%_{100}, 10\%_{100}, 20\%_{100})}}{\zeta_{FE\zeta}}$$

- Sobrerresistencia

La sobrerresistencia estructural puede cuantificarse como el cociente de la fuerza asociada a los puntos de interés (Sismo Frecuente, Ocasional y Raro, y derivas de 7 %₁₀₀, 10 %₁₀₀ y 20 %₁₀₀) mostrados en la figura 2.36 y 2.37, y un divisor que puede ser la fuerza cortante de diseño (V_D), la cortante asociada a la primera rótula (V_{1ROT}) o la cortante de la fluencia efectiva (V_{FE}).

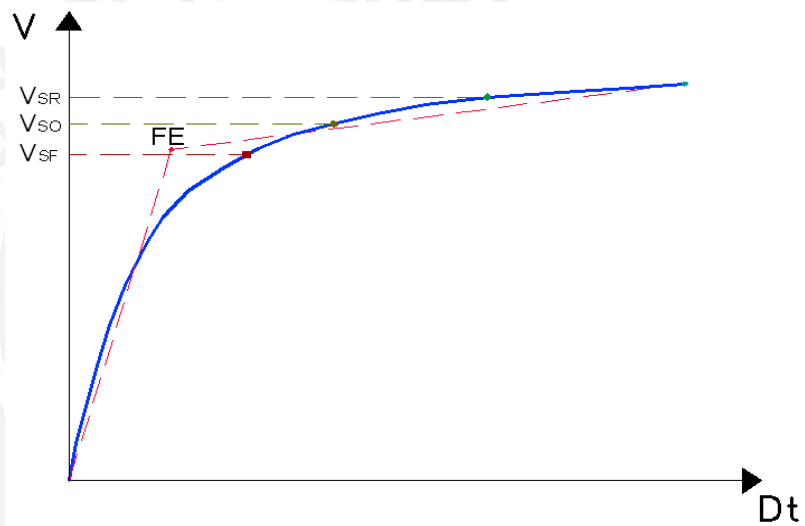


Figura 2.36 Cortantes asociadas a los sismos de demanda

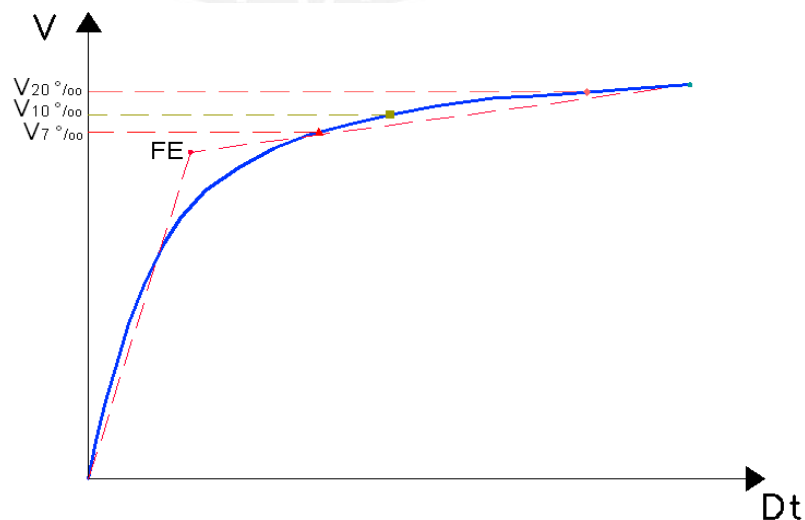


Figura 2.37 Cortantes asociadas a las derivas de 7 %₁₀₀, 10 %₁₀₀ y 20 %₁₀₀

Las sobrerresistencias asociadas a los niveles de sismos y a las derivas se calculan como sigue:

$$SR_{(SF, SO, SR)/D} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_D}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/D} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_D}$$

$$SR_{(SF, SO, SR)/1ROT} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/1ROT} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{(SF, SO, SR)/FE} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_{FE}}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/FE} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_{FE}}$$

También es posible definir la sobrerresistencia usando la cortante de diseño (V_D), la cortante asociada a la primera rótula (V_{1ROT}), la cortante de la fluencia efectiva (V_{FE}) y la cortante de colapso (V_{COL}) mediante las siguientes ecuaciones:

$$SR_{1ROT/D} = \frac{V_{1ROT}}{V_D}$$

$$SR_{FE/1ROT} = \frac{V_{FE}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{COL/FE} = \frac{V_{COL}}{V_{FE}}$$

$$SR_{FE/D} = \frac{V_{FE}}{V_D}$$

$$SR_{COL/1ROT} = \frac{V_{COL}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{COL/D} = \frac{V_{COL}}{V_D}$$

Para cuantificar la sobrerresistencia en un elemento se emplean los momentos flectores resistentes de algunos puntos de interés dentro del diagrama momento-curvatura simplificado que se aprecia en la figura 2.38.

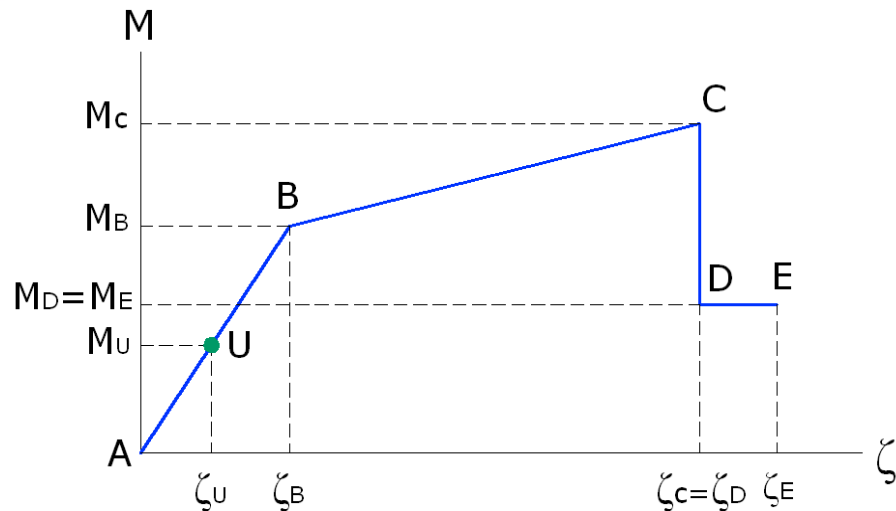


Figura 2.38 Puntos de interés en el diagrama Momento-Curvatura

Se ha añadido en la figura 2.38, en contraste con la figura 2.18, el punto U que corresponde al momento último de las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente [Sencico, 2003].

Entonces las sobrerresistencias de los elementos se expresan a través de los siguientes cocientes:

$$SR_{C/B} = \frac{M_C}{M_B}$$

$$SR_{C/U} = \frac{M_C}{M_U}$$

$$SR_{B/U} = \frac{M_B}{M_U}$$

$$SR_{D/U} = SR_{E/U} = \frac{M_D}{M_U} = \frac{M_E}{M_U}$$

2.2.6 Espectro de capacidad

En la curva de capacidad de una estructura existe una relación directa entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del último nivel de la edificación. Entonces, a un desplazamiento determinado de la estructura le corresponde una única fuerza restitutiva máxima y si dividimos esta fuerza entre la masa obtenemos un valor único de la aceleración a la que esta sometida. Por ello podemos decir que

a cada desplazamiento de la estructura le corresponde un único valor de aceleración.

Entonces podemos transformar la curva de capacidad a un nuevo formato donde se representa la *aceleración de la estructura* vs. su *desplazamiento lateral*, denominado *espectro de capacidad*. Para esta conversión cada punto de la curva de capacidad (D_t , V) se convierte en los pares (SD , SA) del espectro de capacidad mediante las siguientes relaciones para estructuras de varios grados de libertad, lo que a su vez puede apreciarse en la figura 2.39.

$$SD = D_t \frac{M^*}{L^*} \qquad SA = V \frac{M^*}{L^{*2}}$$

Donde:

- V : cortante en la base
- D_t : desplazamiento en el techo
- M^* : masa generalizada
- L^* : masa participante

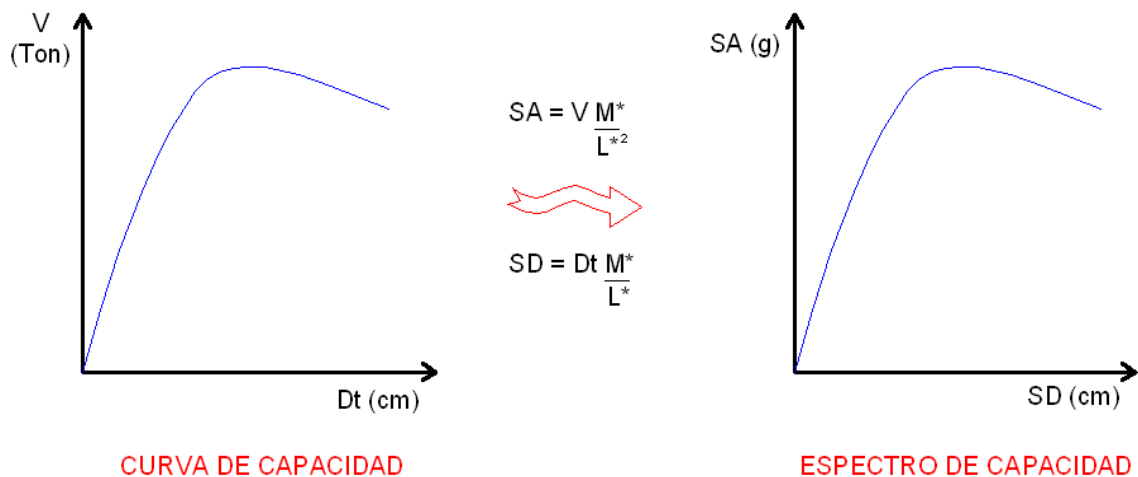


Figura 2.39 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad

2.2.7 Programas de computación para el análisis incremental

Los programas de computación permiten modelar el comportamiento no lineal de las edificaciones mediante la inclusión de zonas de comportamiento no lineal para

las diferentes solicitaciones (flexión, corte, etc.). Estos programas permiten simular ensayos de desplazamiento incremental controlados tanto por desplazamiento como por carga y se pueden además encadenar diferentes casos de análisis no lineal.

Para el estudio de las edificaciones bajo demanda sísmica, el primer caso de análisis corresponde al análisis por cargas de servicio y luego el análisis por desplazamientos incrementales controlado por desplazamientos.

Entre los programas de computación más difundidos están SAP2000, ETABS, Ram Perform y Ruamoko.

El programa más utilizado y sencillo es el programa SAP 2000 en su versión 8.2.5 para Windows. Este programa representa el comportamiento no lineal de los elementos unidimensionales mediante rótulas concentradas (hinges) y también permite incorporar el comportamiento no lineal de otros elementos como paneles de corte mediante conexiones inelásticas entre nudos (Link).

Para el caso de edificios aporticados, el modelo inelástico se construye añadiendo al modelo elástico rótulas en todos los puntos donde se prevé comportamiento inelástico. Para el modelo de cada rótula se emplea un diagrama simplificado de momento-giro o momento-curvatura, el cual se obtiene idealizando el diagrama hallado mediante el programa de cómputo MOMCUR [Ottazi y Muñoz, 1998].

CAPITULO 3

RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

3.1 Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

Los espectros de demanda tienen en su eje horizontal y vertical los valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente. Los periodos se representan mediante rectas inclinadas.

La figura 3.1 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano).

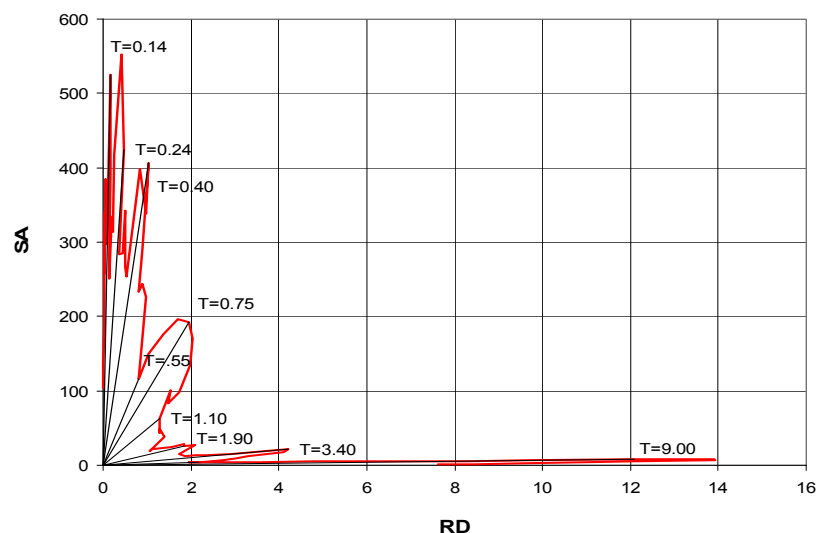


Figura 3.1 Espectro de demanda del terremoto peruano de 1970

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La figura 3.2 muestra el espectro elástico de pseudo-aceleraciones de la Norma Peruana

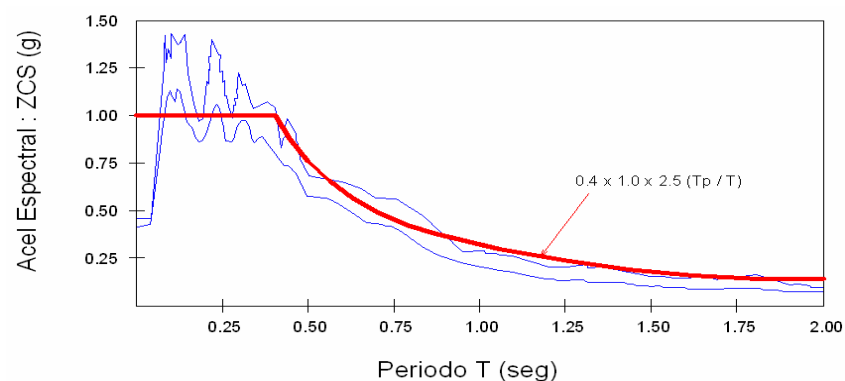


Figura 3.2 Espectro elástico de aceleraciones de la norma peruana

La figura 3.3 muestra el mismo espectro pero en su forma de espectro de demanda

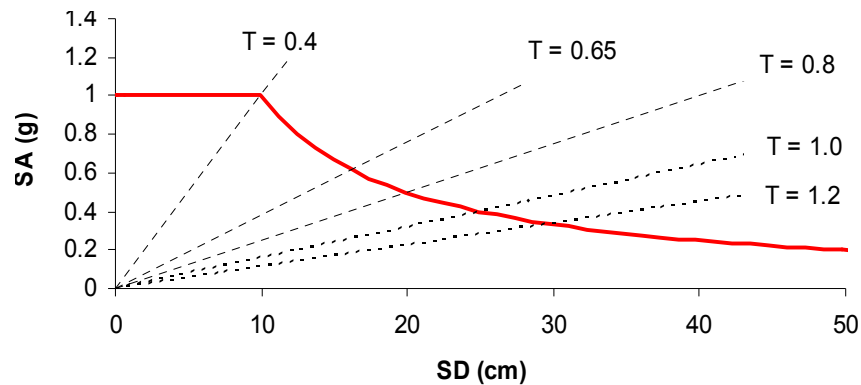


Figura 3.3 Espectro de demanda de la norma peruana

3.2 Punto de demanda

El punto de demanda representa la respuesta estructural máxima (SD_d , SA_d) de un edificio sometido a un determinado sismo, como se ilustra en la figura 3.4. En el espectro de capacidad los valores de SD_d y SA_d se ubican en algún lugar de la curva.

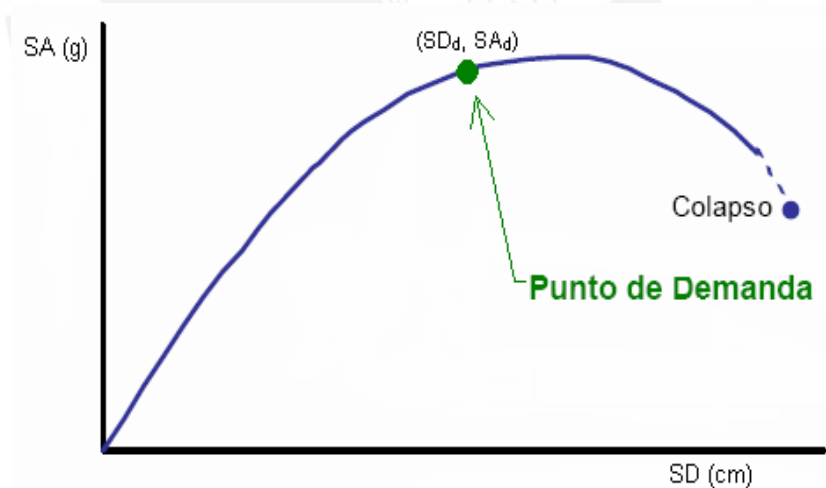


Figura 3.4 Punto de demanda en la curva de capacidad

3.3 Respuesta elástica de estructuras

El espectro de capacidad muestra los pares de valores fuerza por unidad de masa y desplazamiento de la estructura, mientras el espectro de demanda es un espectro elástico para estructuras de distintos periodos e igual amortiguamiento.

Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 3.5, esta intersección constituye el punto de demanda buscado. [León y Quintana, 2004].

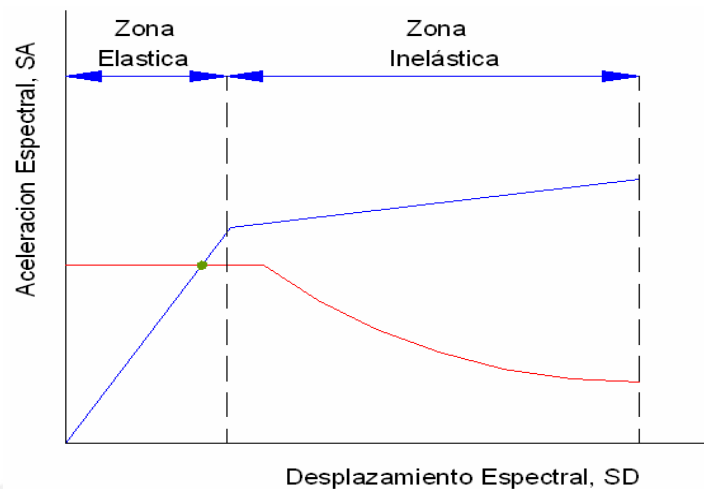


Figura 3.5 Intersección de espectros en la zona elástica

3.4 Respuesta inelástica de estructuras

Si la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, como se observa en la figura 3.6, este punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal. [León y Quintana, 2004].

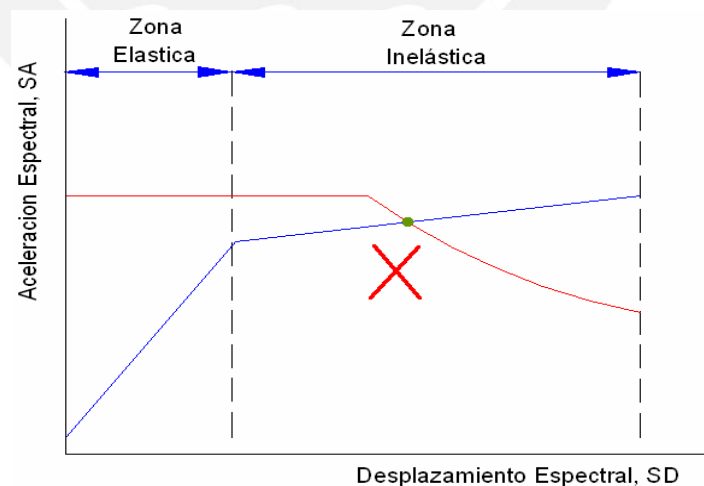


Figura 3.6 Intersección de espectros en la zona inelástica

Por tanto es necesario considerar que la demanda elástica se modifica en virtud de un amortiguamiento elástico equivalente pero de mayor amortiguamiento. El amortiguamiento elástico equivalente depende del nivel de desplazamiento

inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{EQ} = k\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \frac{63,7 k (SA_Y SD_i - SD_Y SA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5$$

Donde:

SD_i, SA_i son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

SD_Y, SA_Y son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

K , es el factor de reducción del amortiguamiento.

$\beta_{ELÁSTICO}$ es el amortiguamiento elástico (asumido 5%)

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SR_A y SR_V respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12} \qquad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{EQ})}{1.65}$$

La figura 3.7 muestra la reducción del espectro de demanda elástico.

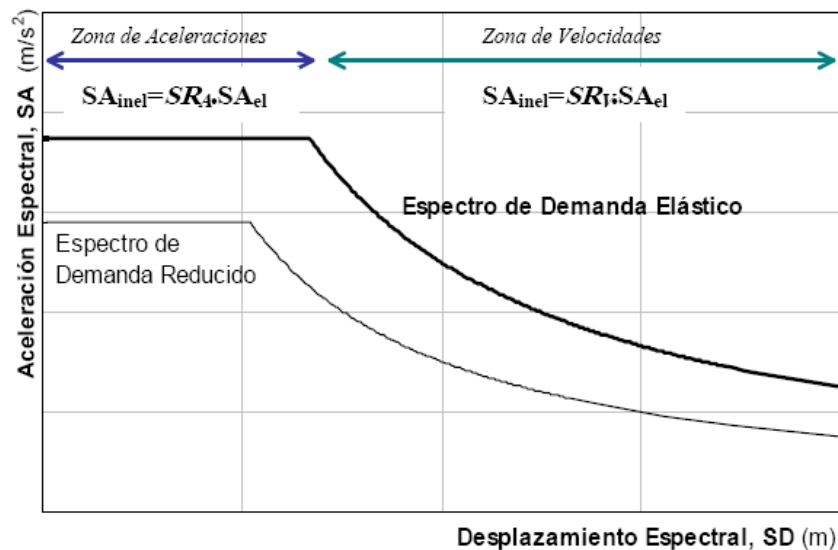


Figura 3.7 Reducción del espectro de demanda elástico

Para obtener el punto de demanda es necesario reducir el espectro de demanda elástico de tal manera que el amortiguamiento equivalente obtenido del comportamiento no-lineal sea el mismo que el que reduce el espectro.

Para cada punto de la curva de capacidad se puede asociar un amortiguamiento equivalente, y por tanto unos factores de reducción SR_A y SR_V . Así para cada punto de la curva de capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido, como se observa en la figura 3.8.

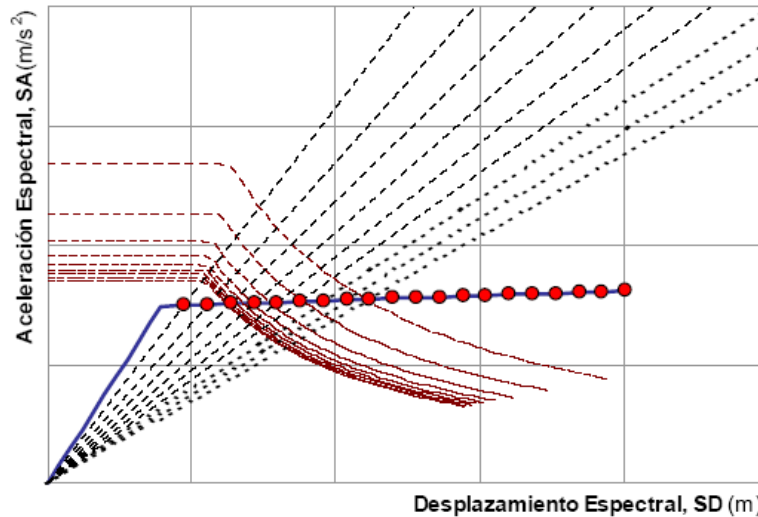


Figura 3.8 Intersección del Espectro de Capacidad y las líneas de periodo secante

El conjunto de puntos espectrales reducidos por este procedimiento se denomina EDAV (Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable), como se aprecia en la figura 3.9.

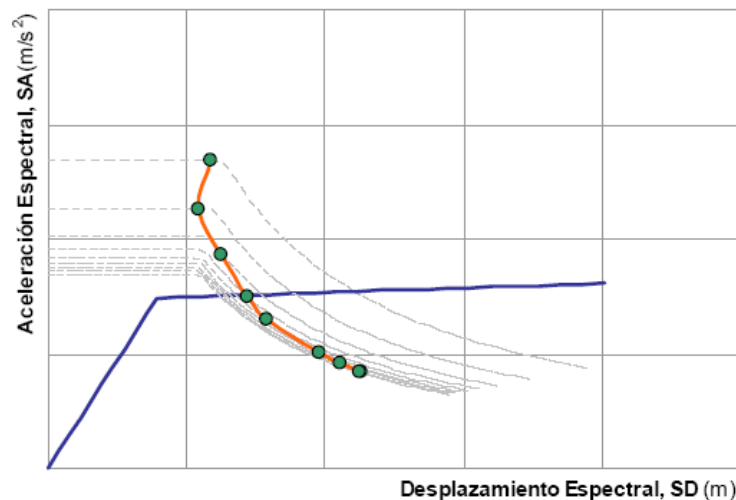


Figura 3.9 Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos

Finalmente, el punto de demanda se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 3.10.

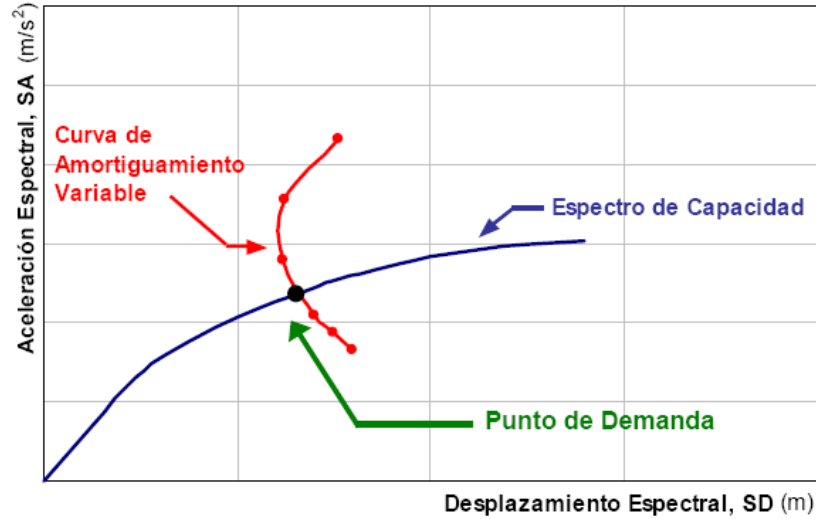
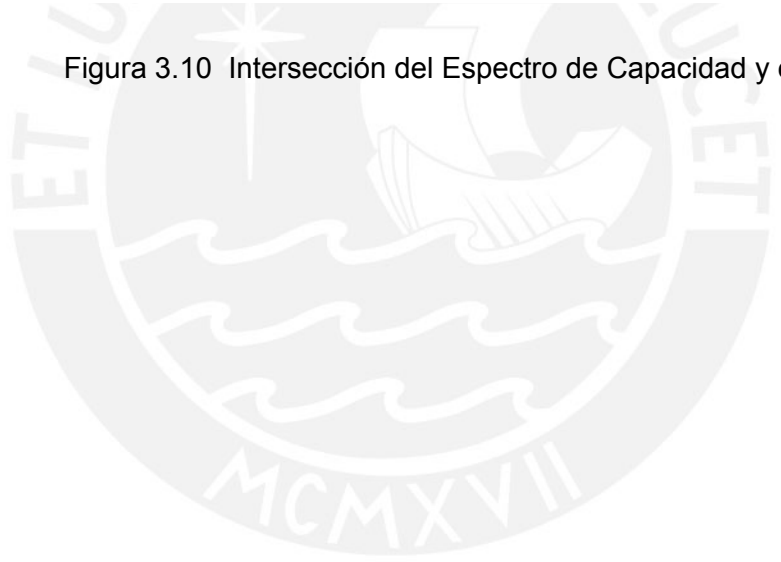


Figura 3.10 Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV



CAPITULO 4

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

4.1 Propuesta empleada en la evaluación del desempeño

La experiencia de sismos recientes ha mostrado las limitaciones de las normas de diseño sismorresistente para definir de manera clara el posible desempeño de las edificaciones en diferentes escenarios sísmicos.

De manera similar, la mayoría de las metodologías de evaluación sólo consideran un nivel de movimiento del terreno (Sismo Severo), para el cual la edificación no debería colapsar, obviando la posibilidad que puedan ocurrir daños y pérdidas importantes asociadas a sismos de naturaleza más frecuente.

Con el fin de definir el comportamiento deseado de las edificaciones durante los sismos, se han desarrollado propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño o comportamiento sísmico en múltiples niveles de severidad sísmica. Algunas de las propuestas más relevantes son las desarrolladas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), la guía NEHRP, el ATC-40 publicado en 1996, el programa HAZUS 99, FEMA 273 y 274.

En el presente trabajo se ha adoptado la propuesta del SEAOC (1995), a través de su Comité VISION 2000.

4.2 Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de movimientos sísmicos esperados son expresados por el comité VISION 2000 [SEAOC, 1995] en términos de un evento sísmico con intervalo de recurrencia medio (período de retorno) o una probabilidad de excedencia en un tiempo de exposición de 50 años generalmente.

La tabla 4.1 muestra el periodo de retorno y las probabilidades de excedencia en 50 años para los cuatro movimientos sísmicos considerados por el comité VISION 2000 [SEAOC, 1995].

Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno
Frecuente	69%	43 años
Ocasional	50%	72 años
Raro	10%	475 años
Muy Raro	5%	970 años

Tabla 4.1 Niveles de amenaza sísmica establecidos por el Comité VISION 2000

4.3 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y
- 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto [SEAOC, 1995; ATC, 1996].

La tabla 4.2 resume las principales características de los diferentes niveles de desempeño propuestos por el Comité VISION 2000 y su relación con los estados de daño general.

Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños	Estado de Daño
Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.	Despreciable
Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.	Leve
Resguardo de la vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.	Moderado
Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.	Severo
Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.	Completo

Tabla 4.2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Desde el punto de vista estructural el Comité VISION 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño. En primer lugar se simplifica la curva de capacidad con un modelo bilineal y se define el punto de fluencia efectiva. El segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la edificación, el cual se divide en cuatro sectores. La figura 4.1 muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes.

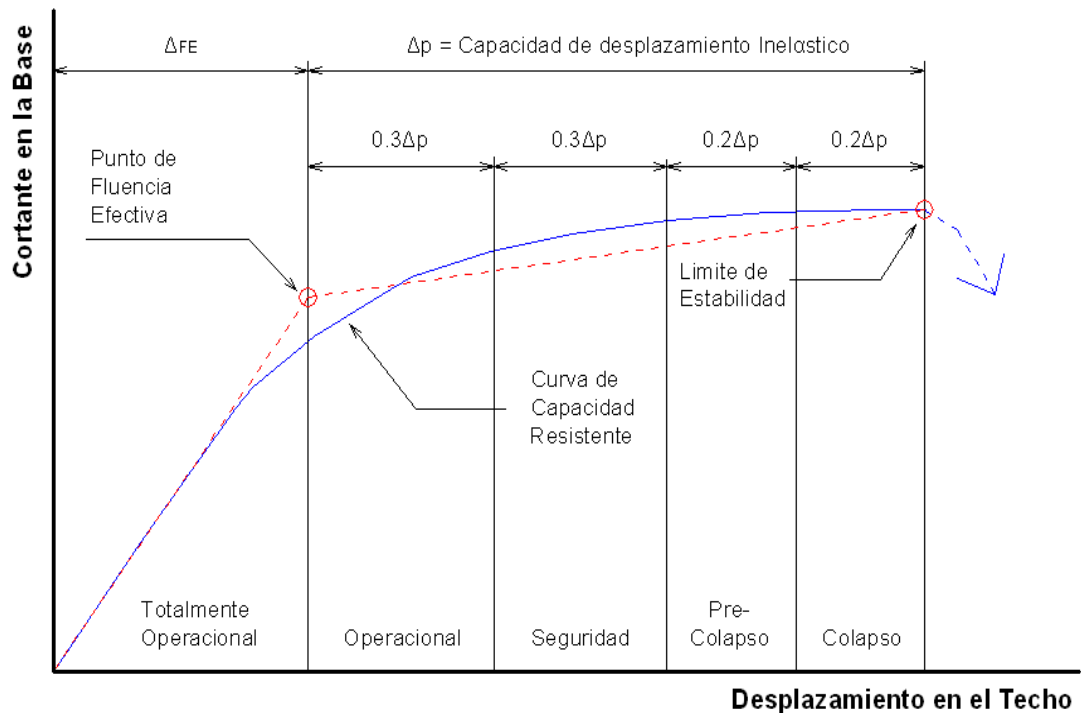


Figura 4.1 Sectorización de la Curva Capacidad

4.4 Importancia de la edificación

El Comité VISION 2000 clasifica las edificaciones en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- ✓ Las Edificaciones Esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
- ✓ Las Edificaciones Críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

- ✓ Las Edificaciones Básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.

4.5 Matriz de desempeño

Los objetivos de desempeño sismorresistente de las edificaciones se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperados de acuerdo a la importancia de la edificación. [SEAOC, 1995].

Estos objetivos se suelen representar a través de una tabla de doble entrada llamada Matriz de Desempeño, en donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado. La tabla 4.3 muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación			
	Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo Frecuente (43 años)				
Sismo Ocasional (72 años)				
Sismo Raro (475 años)				
Sismo Muy Raro (970)				

	Edificaciones Básicas
	Edificaciones Esenciales
	Edificaciones de Seguridad Crítica

Tabla 4.3 Niveles de demanda sísmica y desempeño esperado (Comité VISION 2000)

El comportamiento inaceptable para cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima del color respectivo. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier tipo de edificación.

CAPITULO 5

EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 6 PISOS EN LA COSTA
PERUANA

5.1 El edificio estudiado

El edificio estudiado se ubica en Lima sobre grava de buena calidad y tiene 6 pisos. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.50m y para los cinco pisos restantes de 2.70m.

La planta tiene 6 paños de 5.5m (33 metros) en la dirección longitudinal X y 4 paños de 5.5m (22 metros) en la dirección transversal Y. Esto hace un área total de 726m² por planta (figura 5.1).

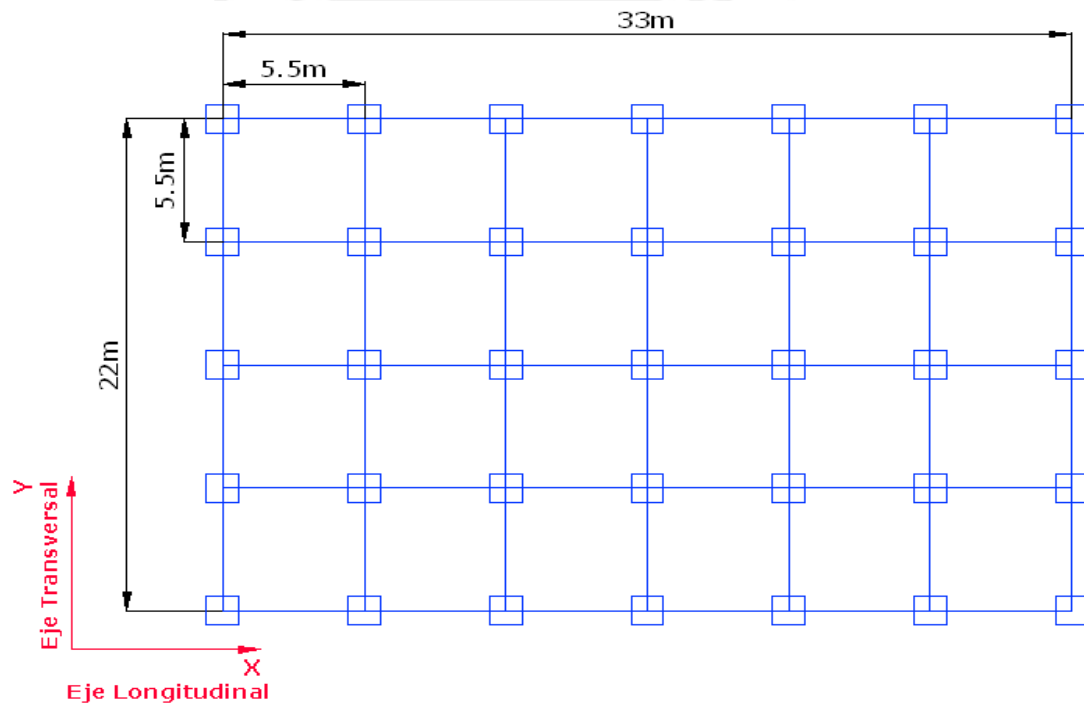


Figura 5.1 Planta de la edificación

La estructura del edificio está conformado por pórticos de concreto armado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, y acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Cada entrepiso cuenta con losas macizas de 15cm que descansan en vigas de 25x50cm. Las columnas en su totalidad son cuadradas y del mismo peralte. El valor del peralte corresponde a la dimensión mínima necesaria para satisfacer el límite de deriva lateral indicado en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente ($\Delta/he = 0.007$). [SENCICO, 2003]

5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño

Para el análisis elástico se desarrolló un modelo considerando elementos unidimensionales con deformaciones por flexión, cortante y axial. Además en cada nivel se consideró un diafragma con 3 grados de libertad.

Utilizando este modelo se desarrolló el análisis por solicitaciones de gravedad y sismo. La figura 5.2 muestra el modelo desarrollado con el programa SAP 2000.

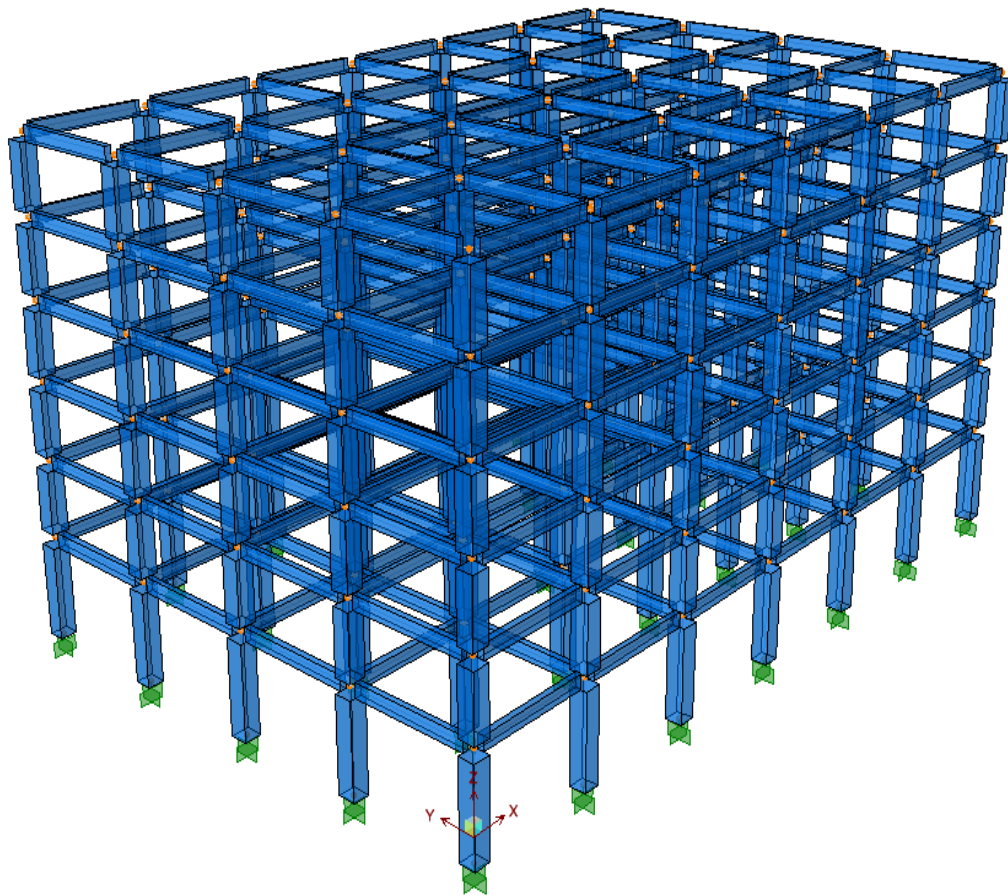


Figura 5.2 Modelo estructural en el programa SAP 2000

5.2.1 Análisis por cargas de gravedad

En el análisis por cargas de gravedad se consideraron para las cargas muertas además del peso de los elementos estructurales, el peso de las losas, el piso terminado y la tabiquería con los valores mostrados en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Cargas muertas

CARGAS MUERTAS	Piso Típico (ton/m ²)	Azotea (ton/m ²)
P. Losa Maciza	0.36	0.36
P. Piso terminado	0.10	0.10
P. Tabiquería	0.10	0.00
Σ	0.56	0.46

Las cargas de losa, piso terminado y tabiquería se aplicaron directamente a las vigas usando una distribución por área tributaria como se ilustra en la figura 5.3.

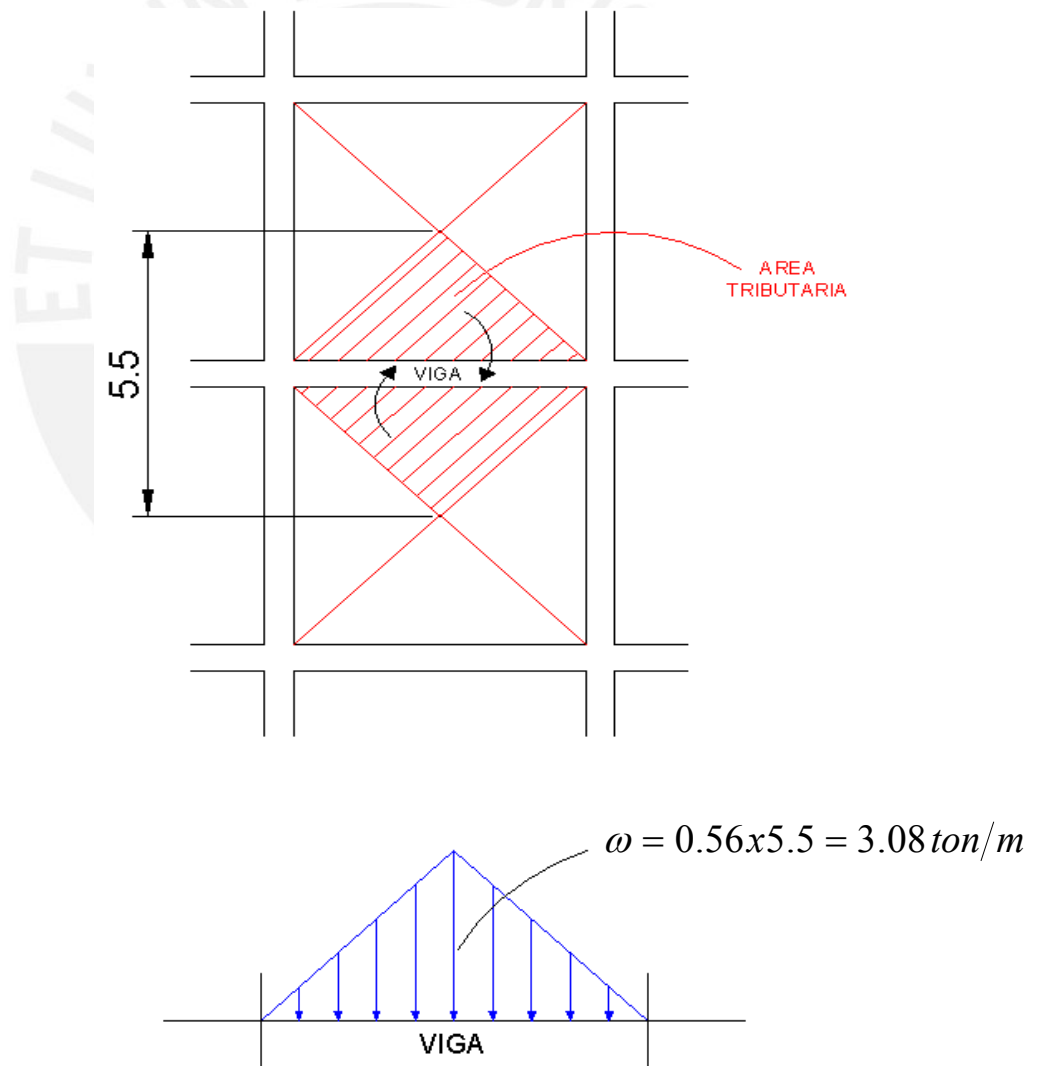


Figura 5.3 Cargas en vigas

En el caso de las cargas vivas se consideró una sobrecarga de 200 kg/m² en los pisos típicos y 100 kg/m² en la azotea [Reglamento Nacional de Construcciones, 1985]. Estas sobrecargas se asignaron directamente a las vigas también usando el criterio de área tributaria.

5.2.2 Análisis Sísmico

Se realizaron dos tipos de análisis sísmico: estático y dinámico. Del análisis estático sólo se calculó la fuerza cortante basal del edificio para poder establecer el límite inferior de la cortante de diseño que se obtuvo del análisis dinámico.

- Análisis Estático

Utilizamos este método para hallar la fuerza cortante basal con el fin de escalar los resultados del análisis dinámico siguiendo las indicaciones de la Norma NTE-030. [SENCICO, 2003].

La cortante basal se halló con la siguiente expresión según la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

- ✓ Z = 0.4, dado que se encuentra ubicado en la ciudad de Lima.
- ✓ U = 1, dado que es una edificación común.
- ✓ S = 1 y Tp = 0.4, dado que el suelo de cimentación califica como Tipo 1.
- ✓ El factor de amplificación sísmica se calculó con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

El periodo fundamental de la estructura en cada dirección se tomó del análisis modal. Se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 5.2 Periodos y coeficientes de amplificación sísmica

	Dirección X	Dirección Y
Periodo Fundamental (T)	0.72	0.74
Coefficiente de amplificación sísmica (C)	1.39	1.36

- ✓ El peso del edificio se halló considerando 1.0 ton/m² para los pisos típicos y 0.8 ton/m² para la azotea, se encontró P= 4211 ton
- ✓ R = 8, dado que se trata de pórticos de concreto armado.

Finalmente se obtuvieron para la dirección longitudinal (XX) y transversal (YY) las fuerzas cortantes basales de 294 y 281 toneladas respectivamente.

- Análisis Dinámico

En el análisis dinámico se consideran tres grados de libertad en cada piso.

Este análisis se repitió para diferentes peraltes de columnas hasta encontrar el menor valor que satisface la deriva permitida por la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente ($\Delta/he = 0.007$) [SENCICO, 2003]. Se encontró que las columnas debían ser de 70 x 70cm.

- Propiedades inerciales

Las propiedades inerciales de los pisos se representaron por medio de dos masas traslacionales (para las direcciones longitudinal y transversal); y una inercia rotacional respecto al eje vertical.

La inercia traslacional (masa) de cada diafragma se calculó como

$$m = \text{peso}/g$$

La inercia rotacional de cada diafragma se halló con la siguiente expresión:

$$I_{rot} = \frac{Masa * (Ix + Iy)}{Area}$$

Los valores empleados en el análisis se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Propiedades inerciales

	Piso típico	Azotea
Área (m ²)	726	726
Inercia CM en X (m ⁴)	29282	29282
Inercia CM en Y (m ⁴)	65885	65885
Peso (ton)	726	581
Masa (ton.seg ² /m)	74	59
Inercia Rotacional (ton.seg ² .m)	9701	7761

o Espectro de análisis

Siguiendo las indicaciones de la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente [SENCICO, 2003] se empleó el siguiente espectro:

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

Este espectro se expresó en dos factores: una función espectral y un factor de escala, según se indica a continuación:

$$\text{Función espectral} = CS \dots (\text{Figura 5.4})$$

$$\text{Factor de escala} = \frac{ZU}{R} g = \frac{0.4 \cdot 1}{8.0} * 9.81 = 0.491$$

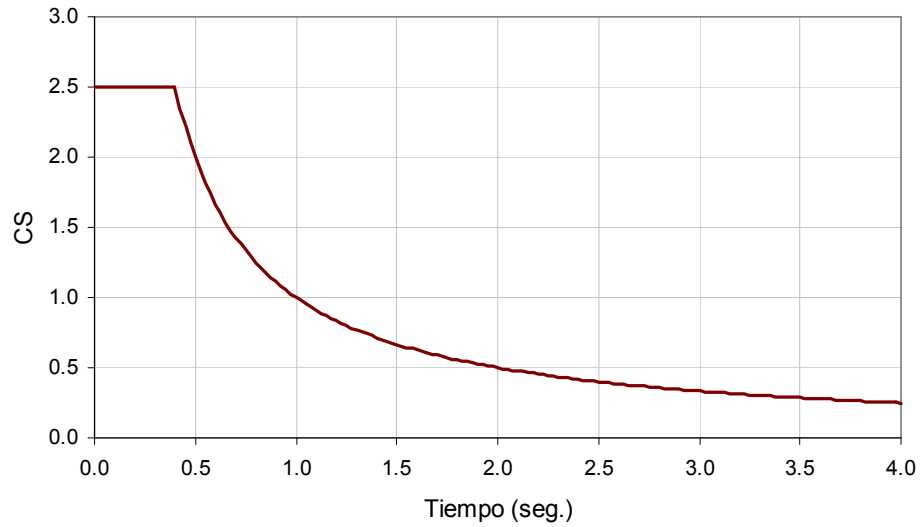


Figura 5.4 Función de respuesta espectral

- Resultados de desplazamientos del análisis dinámico

Para la dimensión mínima de columna encontrada (70x70cm) se hallaron los siguientes resultados de desplazamientos que se muestran en la tabla 5.4.

Dirección Longitudinal				
Nivel	Δ Relativo entrepiso (cm)	hei (m)	Δ Inelástico (cm)	Δ/hei (‰)
1	0.22	3.5	1.31	3.8
2	0.26	2.7	1.55	5.8
3	0.26	2.7	1.54	5.7
4	0.22	2.7	1.34	4.9
5	0.17	2.7	1.05	3.9
6	0.12	2.7	0.75	2.8

Dirección Transversal				
Nivel	Δ Relativo entrepiso (cm)	hei (m)	Δ Inelástico (cm)	Δ/hei (‰)
1	0.25	3.5	1.53	4.4
2	0.30	2.7	1.82	6.8
3	0.30	2.7	1.82	6.7
4	0.27	2.7	1.59	5.9
5	0.21	2.7	1.26	4.7
6	0.15	2.7	0.91	3.4

Tabla 5.4 Resultados del análisis espectral

En la tabla anterior se aprecia que la máxima deriva del edificio es prácticamente igual al límite tolerable y se alcanza en el segundo nivel para el análisis en la dirección transversal.

- Fuerzas internas para diseño

La tabla 5.5 presenta las fuerzas cortantes basales provenientes de los análisis estático y dinámico.

	Dirección X	Dirección Y
Cortante estático (Ton)	294	281
Cortante dinámico (Ton)	240	225
80% del Cortante estático (Ton)	235	225

Tabla 5.5 Fuerzas cortantes obtenidas de los análisis

Como se aprecia los valores del cortante dinámico resultaron mayores al 80 % de los correspondientes valores del método estático, por tanto se usó como cortante de diseño el cortante dinámico y no fue necesario escalar los resultados de fuerzas internas para el diseño.

5.3 Diseño

5.3.1 Filosofía general de diseño

El diseño se hizo usando el método a la rotura. Según este método, la resistencia de una sección, elemento o estructura, debe ser igual o mayor que las solicitaciones internas combinadas por factores de amplificación [ININVI, 1990]. La siguiente ecuación resume este método:

$$RESISTENCIA \geq \sum CARGAS INTERNAS \times FACTORES$$

5.3.2 Combinaciones para el diseño

Las cinco combinaciones que se utilizaron para el diseño fueron:

$$1.5CM + 1.8CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sx$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sy$$

$$0.9CM \pm Sx$$

$$0.9CM \pm Sy$$

5.3.3 Diseño de vigas

Las vigas se diseñaron con la curva envolvente de las combinaciones de diseño. Una de las cosas importantes a destacar fue que la redistribución de momentos se mantuvo por debajo del 20 %.

Para el diseño por cortante se siguieron las recomendaciones de la Norma [ININVI, 1990] (Figura 5.5) respecto a la capacidad relativa de corte y flexión dada por la siguiente ecuación:

$$V_r \geq \frac{M_{iz} + M_{der}}{L} + \frac{\omega L}{2}$$

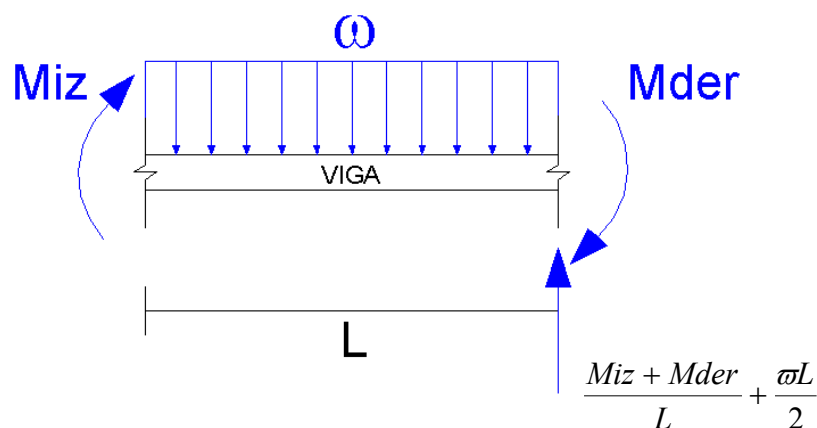


Figura 5.5 Verificación de capacidad cortante

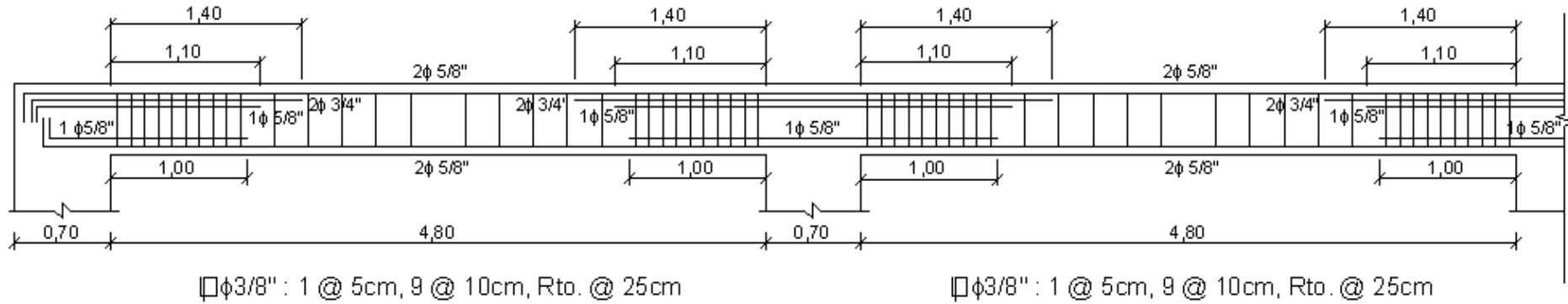
El diseño de los estribos no estuvo gobernado ni por las solicitaciones últimas ni por criterios de capacidad a corte, sino que correspondió a criterios de confinamiento por solicitaciones sísmicas. Se usaron estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

1@5cm, 9@10cm, resto@25cm

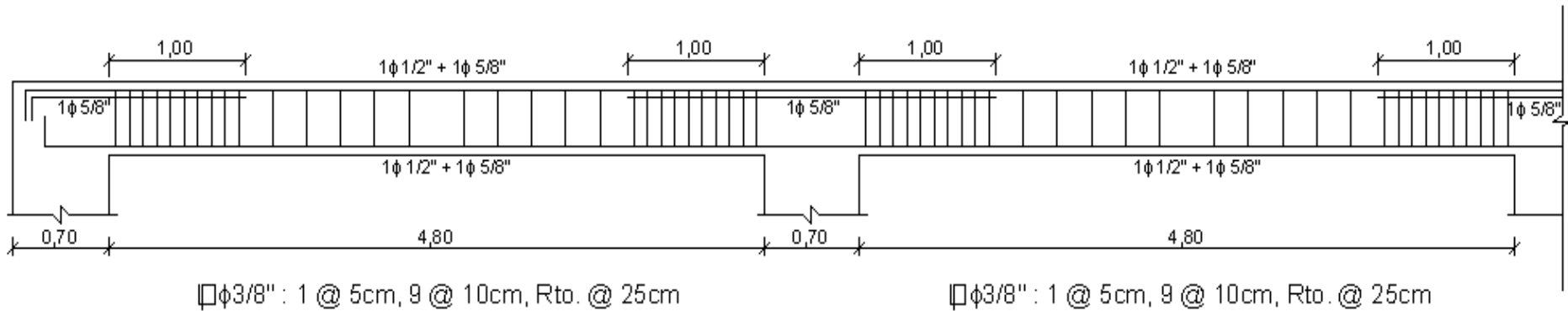
La figura 5.6 muestra el diseño final de una viga en la dirección transversal.

La redistribución de momentos en vigas se mantuvo por debajo de 20 % y se obtuvieron elementos cuya capacidad es prácticamente igual o ligeramente menor a la demanda de resistencia del código peruano de diseño en concreto armado.





(a) Piso típico



(b) Azotea

Figura 5.6 Diseño de viga interior transversal

5.3.4 Diseño de columnas

El diseño se desarrolló proponiendo primero una distribución de acero y luego verificando que la resistencia de la columna sea mayor que las solicitaciones combinadas. Se elaboraron diagramas de interacción en los cuales se ubicaron las combinaciones respectivas.

Según la Norma Peruana de Concreto Armado [ININVI, 1990], la cuantía de acero longitudinal mínima es de 1.0%, sin embargo para casos donde la sección sea mayor a la requerida por consideraciones de carga, se puede utilizar en el cálculo la mitad del área total. Este fue el criterio que se empleó en este trabajo

Las columnas tienen un área de 4900 cm² y por tanto el acero mínimo que se podría emplear sería de 1 % de (0.5 x 4900 cm²) = 24.5 cm²; sin embargo, se decidió usar para todas las columnas un área ligeramente mayor con el armado que se muestra en la figura 5.7.

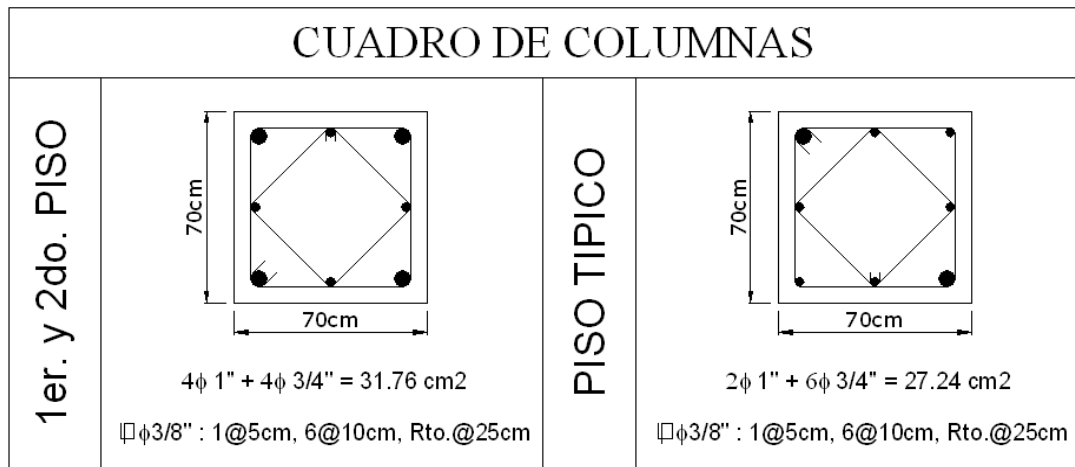


Figura 5.7 Cuadro de columnas

El diseño mostrado en la figura 5.7 satisface las solicitaciones últimas de diseño en todas las ubicaciones en planta y elevación.

A manera de ejemplo se muestra la verificación de una columna de esquina en el primer piso. Esta columna tiene para la combinación de carga $0.9CM \pm S_x$ los valores de carga axial máximo y mínimo de 62.84 y 37.00 ton respectivamente. La figura 5.8 presenta los diagramas de interacción biaxial para las dos cargas extremas. Los puntos muestran las combinaciones de momentos últimos.

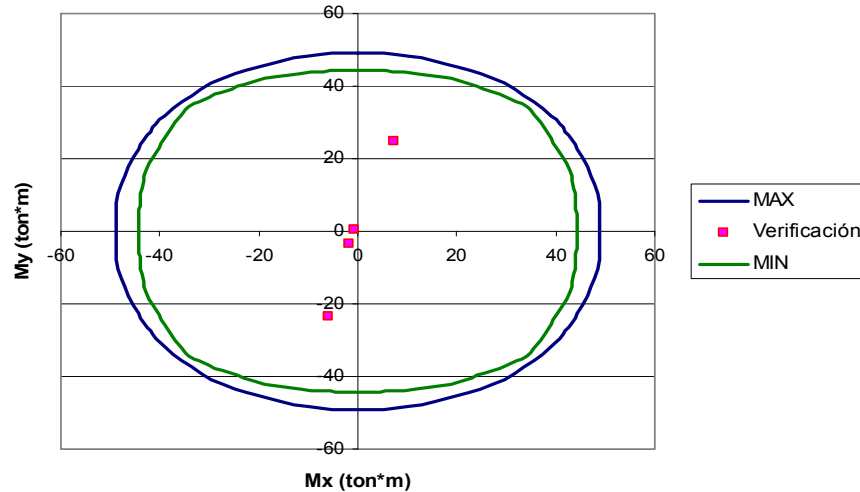


Figura 5.8 Diagrama de interacción biaxial y verificación.

De la figura se aprecia que el diseño satisface ampliamente las solicitaciones últimas.

Con la armadura definida se procedió a calcular la capacidad a flexión de las vigas. Para las columnas la capacidad a flexión se obtuvo como el valor mínimo del momento correspondiente a los diferentes valores de P_u . La tabla 5.6 que sigue muestra los resultados de las capacidades a flexión de vigas y columnas en 2 nudos centrales y dos nudos de esquina para el primer y tercer piso del edificio.

NUDO CENTRAL					
Nivel	Vigas		Columnas		$\frac{\Sigma\phi Mn_{COL}}{\Sigma\phi Mn_{VIGA}}$
	ϕMn^+	ϕMn^-	ϕPn	ϕMn	
1er piso	9.34	16.11	119.60	60.00	4.56
2do piso	9.34	16.11	98.50	56.00	
3er piso	9.34	16.11	77.61	47.50	3.60
4to piso	9.34	16.11	56.81	44.00	

NUDO ESQUINERO				
Nivel	Vigas	Columnas		$\frac{\Sigma\phi Mn_{COL}}{\Sigma\phi Mn_{VIGA}}$
	ϕMn^-	ϕPn	ϕMn	
1er piso	12.16	32.43	44.00	7.15
2do piso	12.16	27.05	43.00	
3er piso	12.16	21.85	37.00	6.00
4to piso	12.16	16.38	36.00	

Tabla 5.6 Verificación de las capacidades a flexión de las vigas y columnas

Como se aprecia, el cociente de las capacidades de columnas respecto al de vigas es significativamente mayor al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado ($\Sigma\phi M_{nCOL}/\Sigma\phi M_{nVIGA} > 1.4$). [ININVI, 1990].

Las tablas 5.7 y 5.8 muestran las sobrerresistencias de vigas y columnas para las relaciones entre el momento de fluencia y la demanda del código (M_y/M_u), el momento máximo y el momento de fluencia ($M_{m\acute{a}x}/M_y$) y el cociente entre el momento máximo y la demanda del código ($M_{m\acute{a}x}/M_u$). En las vigas se usaron como momentos de demanda del código los momentos negativos y para las columnas el promedio de momentos negativos y positivos.

Nivel	Viga	M_y (ton-m)	M_u (ton-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (ton-m)	M_y/M_u	$M_{m\acute{a}x}/M_y$	$M_{m\acute{a}x}/M_u$
2do. Piso	Vig1TI-X	17.40	15.80	25.40	1.10	1.46	1.61
	Vig5TI-Y	15.50	14.82	23.10	1.05	1.49	1.56
	Vig7TE-X	12.50	13.15	19.75	0.95	1.58	1.50
	Vig8TE-Y	13.00	11.84	19.76	1.10	1.52	1.67
4to. Piso	Vig1TI-X	17.40	13.94	25.40	1.25	1.46	1.82
	Vig5TI-Y	15.50	13.13	23.10	1.18	1.49	1.76
	Vig7TE-X	12.50	11.03	19.75	1.13	1.58	1.79
	Vig8TE-Y	13.00	9.97	19.76	1.30	1.52	1.98
Azotea	Vig1TI-X	17.40	8.90	25.40	1.96	1.46	2.85
	Vig5TI-Y	15.50	8.39	23.10	1.85	1.49	2.75
	Vig7TE-X	12.50	6.75	19.75	1.85	1.58	2.93
	Vig8TE-Y	13.00	6.11	19.76	2.13	1.52	3.23

Tabla 5.7 Sobrerresistencias de vigas para momentos negativos

Nivel	Columna	M_y (ton-m)	M_u (ton-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (ton-m)	M_y/M_u	$M_{m\acute{a}x}/M_y$	$M_{m\acute{a}x}/M_u$
Primer Piso	Esquinera	69.00	24.22	84.87	2.85	1.23	3.50
	Interior	105.00	23.46	115.50	4.48	1.10	4.92
	Lateral	82.20	25.16	95.35	3.27	1.16	3.79
Tercer Piso	Esquinera	52.00	8.46	71.76	6.15	1.38	8.48
	Interior	81.00	9.32	91.53	8.69	1.13	9.82
	Lateral	62.20	9.94	78.37	6.26	1.26	7.88
Quinto Piso	Esquinera	42.50	7.80	64.18	5.45	1.51	8.23
	Interior	57.20	8.17	74.36	7.00	1.30	9.10
	Lateral	47.00	8.71	68.15	5.40	1.45	7.82

Tabla 5.8 Sobrerresistencias de columnas

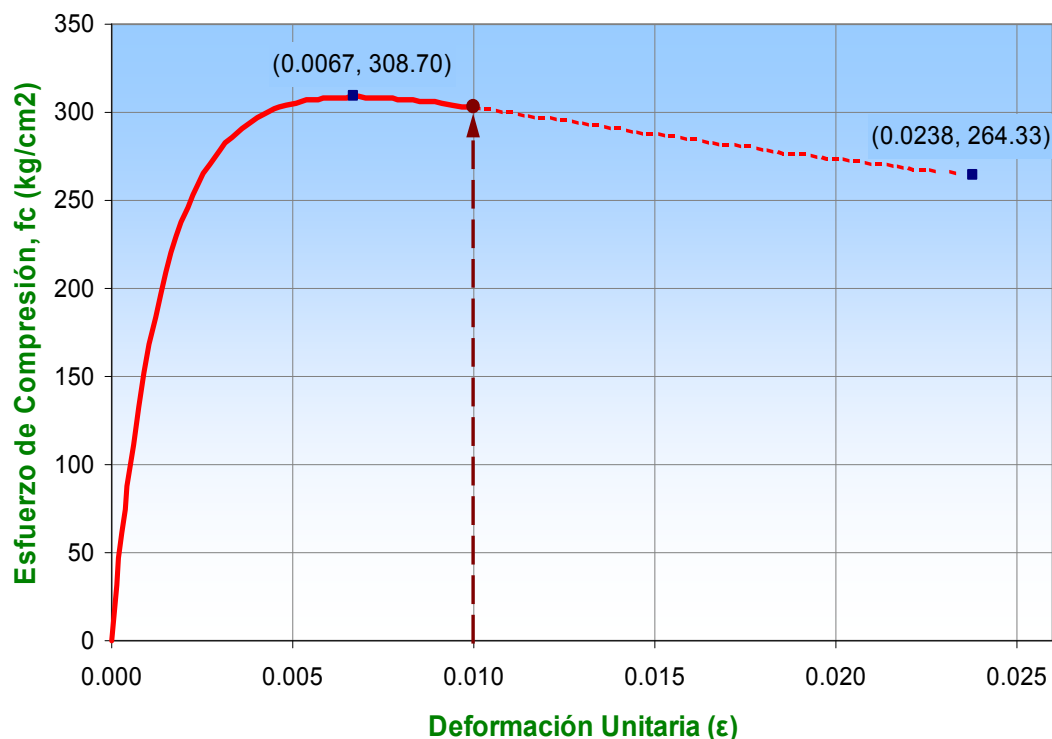
5.4 Modelo Inelástico

5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales

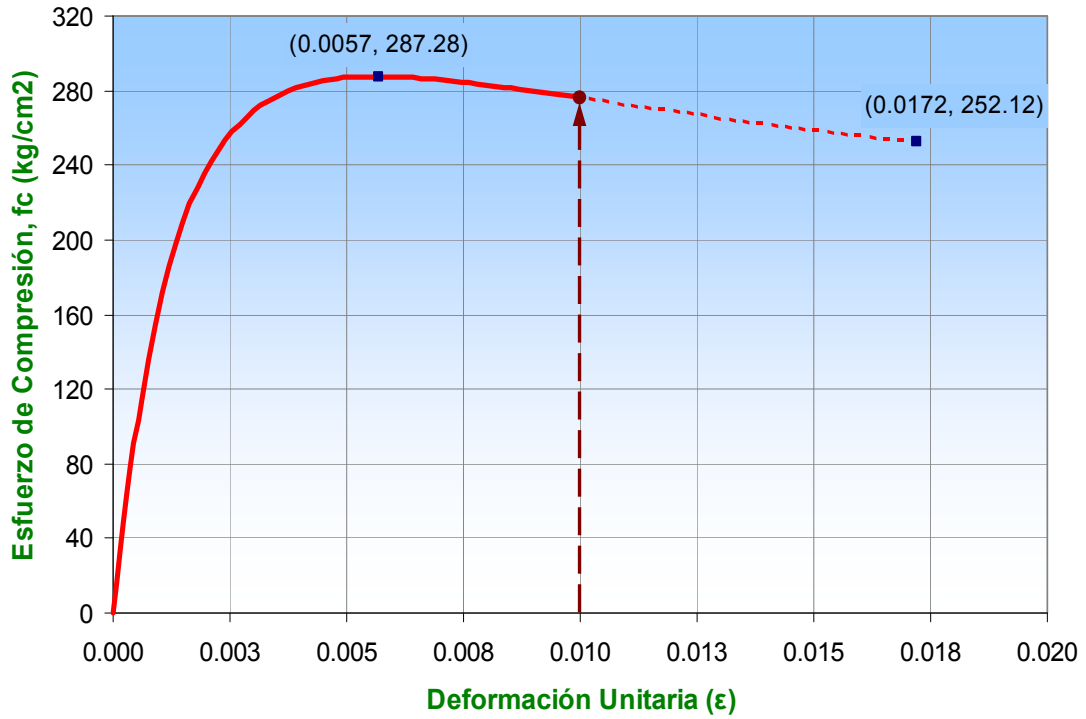
Para los diagramas de esfuerzo-deformación se utilizó el modelo de Mander descrito dentro de los modelos de esfuerzo-deformación para el concreto confinado del acápite 2.2.1.

Debido a que no toda la sección de vigas o columnas corresponde a concreto confinado se empleó el valor de 1% para la deformación máxima del concreto ($\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$).

La figura 5.9 muestra los diagramas esfuerzo-deformación obtenidos para vigas (figura 5.9a) y columnas (figura 5.9b). Como se aprecia, la deformación máxima asumida del concreto (mostrada con un círculo guinda) es inferior a las obtenidas del modelo de Mander para vigas y columnas.



(a) En Vigas



(b) En Columnas

Figura 5.9 Diagramas Esfuerzo-Deformación para el concreto confinado

Para el acero se empleó el diagrama trilineal mostrado en la figura 5.10.

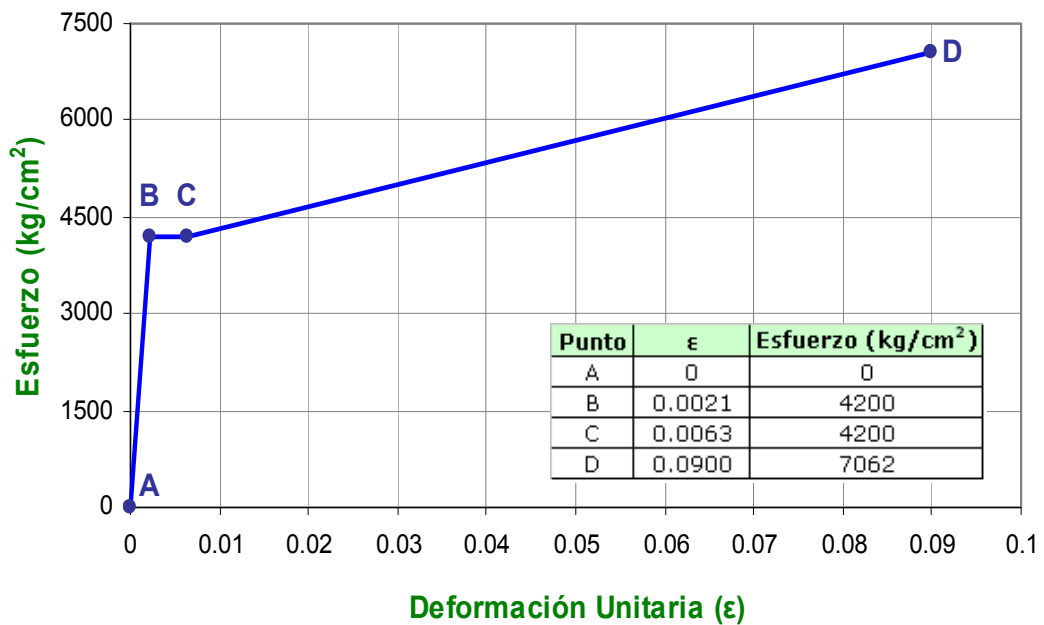


Figura 5.10 Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero

5.4.2 Diagramas momento-curvatura y momento-giro

Para encontrar los diagramas momento curvatura de las secciones de vigas y columnas obtenidas del diseño se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación indicados en 5.4.1 con los valores puntuales mostrados en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Parámetros de los diagramas Esfuerzo - Deformación

#	Parámetro		Unid.	Viga	Columna
01	Esfuerzo máximo del concreto	$F'c$	kg/cm^2	308.7	287.28
02	Deformación donde se produce $f'c$	ϵ_o		0.0067	0.0057
03	Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	f_u	kg/cm^2	264.33	252.12
04	Deformación de agotamiento del concreto	ϵ_{cu}		0.0238	0.0172
05	Deformación máxima del concreto	$\epsilon_{cmáx}$		0.01	0.01
06	Esfuerzo de fluencia en el acero	f_y	kg/cm^2	4200	4200
07	Esfuerzo máximo del acero	f_u	kg/cm^2	7062	7062
08	Deformación asociada al esfuerzo máximo del acero	ϵ_{su}		0.09	0.09
09	Modulo elasticidad del acero	ϵ_s	kg/cm^2	2000000	2000000
10	Deformación donde inicia el endurecimiento del acero	ϵ_{sh}		0.0063	0.0063

Para las secciones en los extremos de las vigas se obtuvieron los diagramas tanto para momento positivo como negativo. La figura 5.11 muestra los diagramas para una viga interior de azotea en la dirección Y, correspondiente a $\epsilon_{cmáx} = 1\%$.

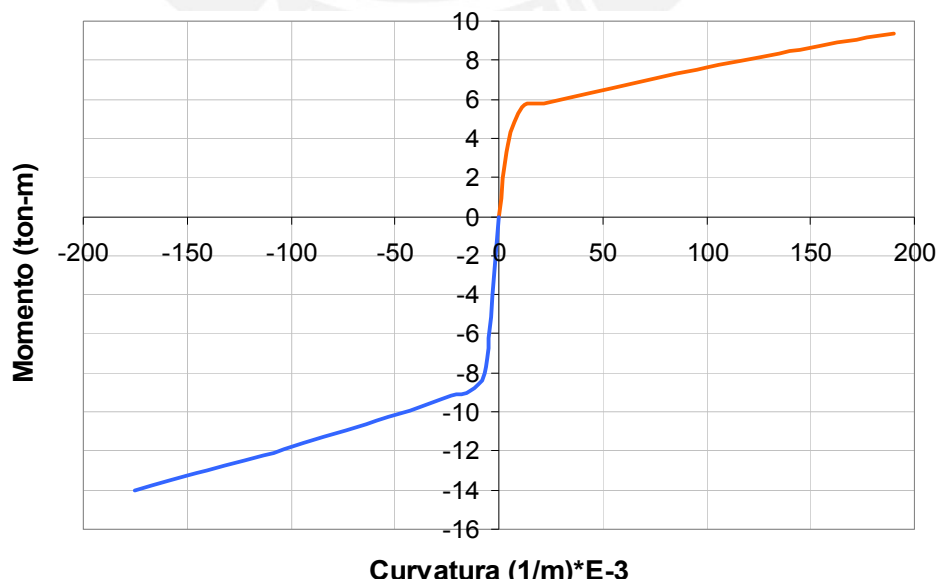


Figura 5.11 Diagrama momento-curvatura de una viga interior en la azotea

En la construcción del diagrama momento-curvatura en columnas se consideró como carga axial la suma de carga muerta y viva. La tabla 5.10 muestra los valores de carga axial empleados para los tres tipos de columna según su ubicación.

Tabla 5.10 Cargas axiales para las columnas

PISO	Cargas en Columnas (Ton)		
	Esquinera	Lateral	Interior
1	99	157	264
2	81	129	216
3	64	102	171
4	47	75	125
5	31	48	80
6	14	21	35

Como la armadura en columnas es simétrica el diagrama momento-curvatura para estas se calculó sólo para un sentido. La figura 5.12 muestra el diagrama momento-curvatura para la columna esquinera del primer piso correspondiente a una deformación máxima en el concreto de 1%.

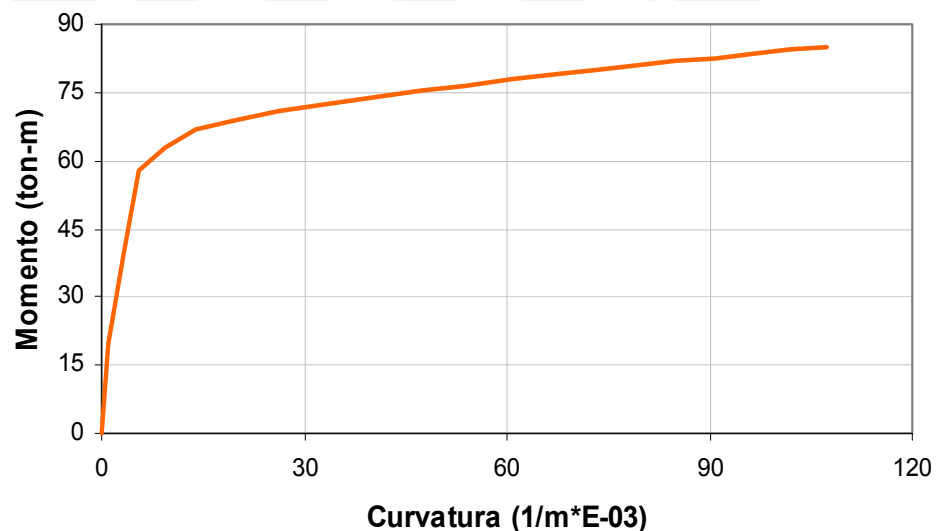


Figura 5.12 Diagrama momento-curvatura de columna esquinera del primer piso

Los diagramas momento-giro se obtuvieron multiplicando los diagramas momento-curvatura por la longitud equivalente de rótula igual a 0.5 del peralte del elemento [Paulay y Priestley, 1992]. Para las vigas se obtuvo un factor de $0.5 * 0.5 = 0.25$ m y para columnas de $0.5 * 0.70 = 0.35$ m.

Finalmente los diagramas momento giro se deben aproximar por trazos rectos y es necesario incluir el comportamiento luego que se alcanza la resistencia máxima con el fin de usar programas de computación disponibles (programa SAP 2000). Luego del punto de momento máximo se usó un tramo de caída vertical hasta el 40 % del momento máximo (Punto D) seguido de un tramo horizontal con un desplazamiento adicional igual al 10 % del desplazamiento asociado al momento máximo (Punto E). La figura 5.13 muestra la idealización de la curva momento-giro.

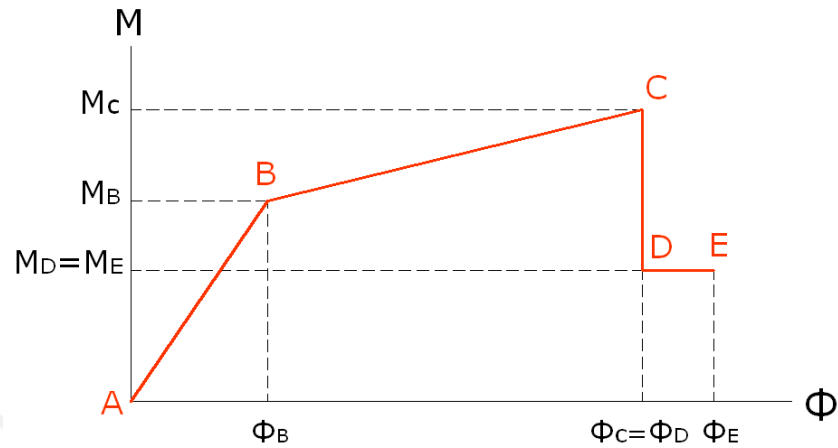


Figura 5.13 Idealización del diagrama momento-giro

Una descripción sencilla de una rótula se logra indicando las coordenadas del punto B (giro y momento de fluencia (Φ_y, M_y)) y expresando los demás puntos mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B. La tabla 5.11 es un ejemplo de una descripción de la rótula de una viga típica.

Punto	Momento (ton*m)	Giro (radianes)
FE (+)	9.87	0.0019
FE (-)	15.50	0.0021

Punto	Momento/FE	Giro/FE
-E	-0.60	-19.49
-D	-0.60	-17.72
-C	-1.49	-17.72
-B	-1.00	-1.00
A	0.00	0.00
B	1.00	1.00
C	1.57	22.23
D	0.63	22.23
E	0.63	24.45

Tabla 5.11 Descripción de una rótula de una viga interior en la dirección X de un piso típico

La figura 5.14 muestra el diagrama Momento-Giro simplificado para los extremos de una viga interior de azotea en la dirección Y, correspondiente a una deformación máxima de 1% en el concreto.

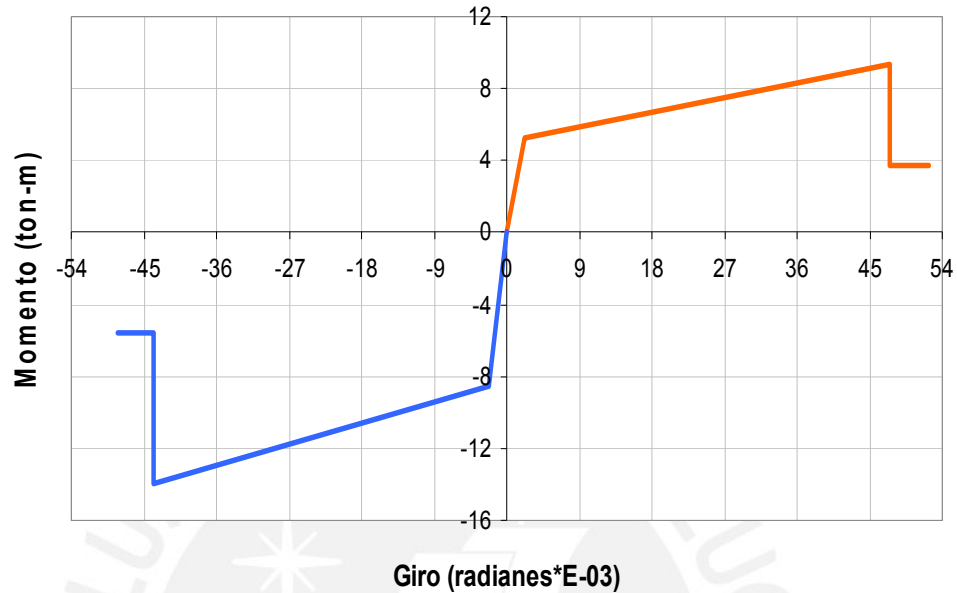


Figura 5.14 Diagrama momento-giro de una viga

La figura 5.15 corresponde a la columna esquinera del primer piso para una deformación máxima de 1% en el concreto.

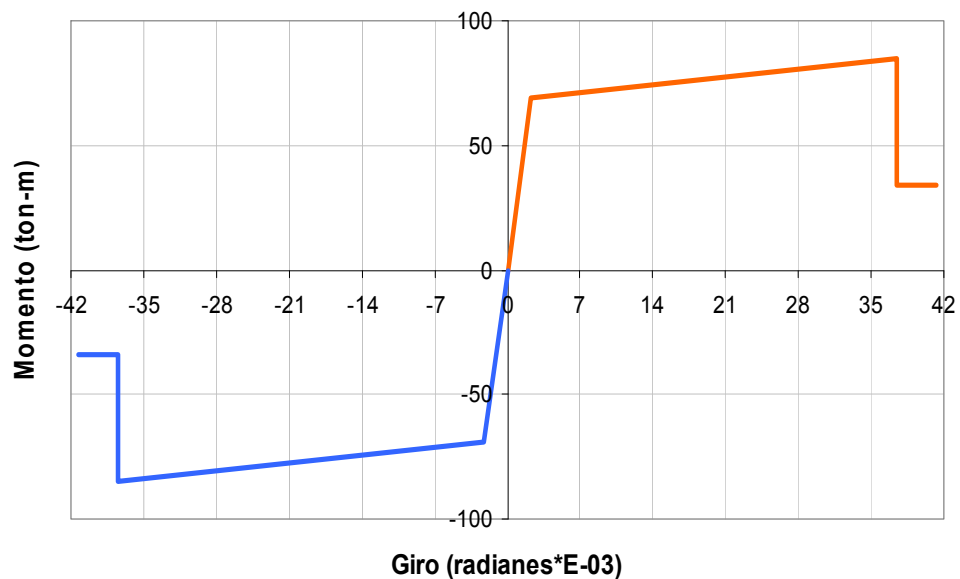


Figura 5.15 Diagramas momento-giro de una columna

La tabla 5.12 presenta las sobrerresistencias y ductilidades calculadas respecto a la fluencia efectiva de vigas y columnas en las diferentes rótulas asignadas en el modelo de la estructura. Los valores mostrados corresponden a un modelo que considera una deformación máxima de 1% en el concreto.

Tabla 5.12 Sobrerresistencias y ductilidades de los elementos de la estructura

Nivel	Rótula	$\epsilon_{cmáx} = 1\%$				
		POSITIVO		NEGATIVO		
		SR=Mmáx/My	$\mu = \phi_{máx} / \phi_y$	SR=Mmáx/My	$\mu = \phi_{máx} / \phi_y$	
VIGAS	AZOTEA	VigAzo3I-X	1.8	21	1.7	20
		VigAzo4E-Y	1.8	25	1.8	25
		VigAzo6-EX-IY	1.8	25	1.7	26
	PISO TÍPICO	Vig1TI-X	1.6	19	1.5	13
		Vig5TI-Y	1.6	22	1.5	18
		Vig7TE-X	1.6	24	1.6	16
		Vig8TE-Y	1.6	23	1.5	23
COLUMNAS	1er - 2do nivel	1y2Piso-ColEsq	1.2	17	1.2	17
		1y2Piso-Collnt	1.1	8	1.1	8
		1y2Piso-ColLat	1.2	14	1.2	14
	3er - 4to nivel	3y4Piso-ColEsq	1.4	25	1.4	25
		3y4Piso-Collnt	1.1	12	1.1	12
		3y4Piso-ColLat	1.3	17	1.3	17
	5to - 6to nivel	5y6Piso-ColEsq	1.5	29	1.5	29
		5y6Piso-Collnt	1.3	17	1.3	17
		5y6Piso-ColLat	1.5	23	1.5	23

5.4.3 Modelo del conjunto

En el modelo del edificio se emplearon rótulas en los extremos de todas las vigas y columnas. No se añadió una tercera rótula en la parte central de los elementos, sobretodo en las columnas. La figura 5.16 muestra el modelo desarrollado en SAP2000.

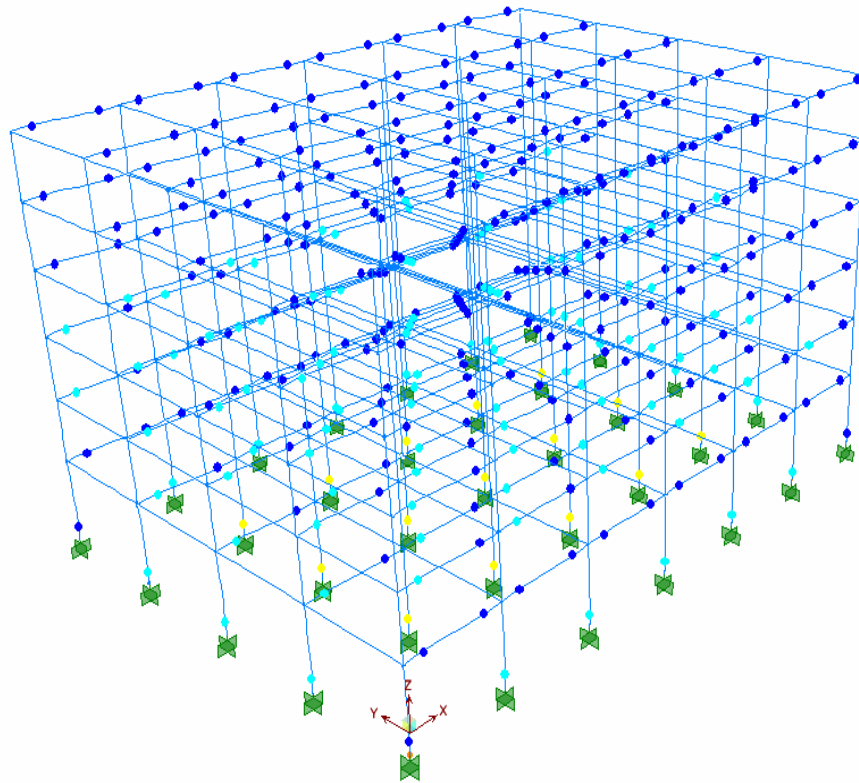


Figura 5.16 Modelo con rótulas para el análisis incremental

La tabla 5.13 muestra algunos datos generales del modelo desarrollado.

	Número de elementos	Número de rótulas
Columnas	210	420
Vigas	348	696
Total	558	1116

Tabla 5.13 Número de elementos y rótulas para el modelo estructural

5.4.4 Resultados del análisis de desplazamiento incremental

El patrón de desplazamientos estuvo condicionado a la forma del modo más representativo de cada dirección. Estos fueron el modo 1 para la dirección Y y el modo 2 para la dirección X.

El centro de gravedad de la azotea se usó como punto para el control de desplazamientos. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se alcanzó la ruptura de la primera rótula.

- Curva de capacidad y puntos de interés

La figura 5.17 muestra la curva de capacidad del edificio para la dirección transversal (Y-Y), considerando 1% como deformación máxima del concreto.

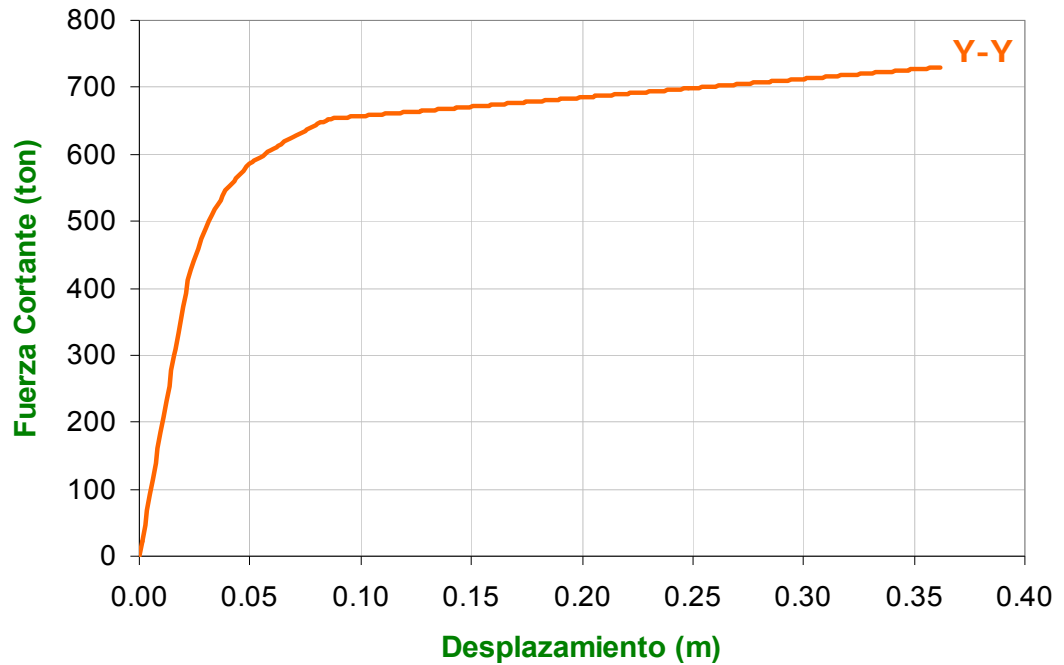


Figura 5.17 Curva de capacidad para la dirección transversal Y-Y

La tabla 5.14 presenta los puntos de interés obtenidos para cada dirección y para una deformación máxima del concreto de 1%.

Dirección	Puntos importantes	$\epsilon_{cmáx} = 1\%$	
		V (Ton)	D (cm)
XX	Diseño	251	1.2
	1ra rótula	343	1.7
	Fluencia efectiva.	618	3.0
	Colapso	721	36.3
YY	Diseño	244	1.3
	1ra rótula	308	1.6
	Fluencia efectiva.	620	3.2
	Colapso	730	36.2

Tabla 5.14 Fuerzas cortantes y desplazamientos del análisis incremental

- Sobrerresistencia y ductilidad

En base a los puntos de interés, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia mostrados en la tabla 5.15, correspondientes a una deformación máxima de 1% en el concreto.

		$\epsilon_{cmáx} = 1\%$	
		XX	YY
Respecto a V de diseño	Propiedad		
	$SR_{VROT/D}$	1.4	1.3
	$SR_{FE/D}$	2.5	2.5
	$SR_{COL/D}$	2.9	3.0
Respecto a V de la 1ra rótula	$SR_{FE/\Delta ROT}$	1.8	2.0
	$SR_{COL/\Delta ROT}$	2.1	2.4

Tabla 5.15 Índices de sobrerresistencia

Luego se calcularon los cocientes de ductilidad estructural y se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5.16 para una deformación máxima del concreto de 1%.

Propiedad	$\epsilon_{cmáx} = 1\%$	
	XX	YY
$\mu_{COL/\Delta ROT}$	21.6	22.5
$\mu_{COL/FE}$	12.1	11.3

Tabla 5.16 Ductilidades

La tabla 5.17 presenta los valores de fuerza y desplazamiento asociadas a las derivadas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰, para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

		$\epsilon_{\text{máx}} = 1\%$	
Dirección	Deriva ‰	V (Ton)	D (cm)
XX	7	658	11.9
	10	672	17.0
	20	715	34.0
YY	7	662	11.9
	10	677	17.0
	20	724	34.0

Tabla 5.17 Fuerzas cortantes y desplazamiento para las derivas

La figura 5.18 muestra la curva de capacidad para la dirección transversal Y-Y en el modelo con 1% de deformación máxima del concreto, resaltando los puntos correspondientes a las derivas totales de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰. Se muestran además los niveles de desplazamientos asociados a los niveles de desempeño.

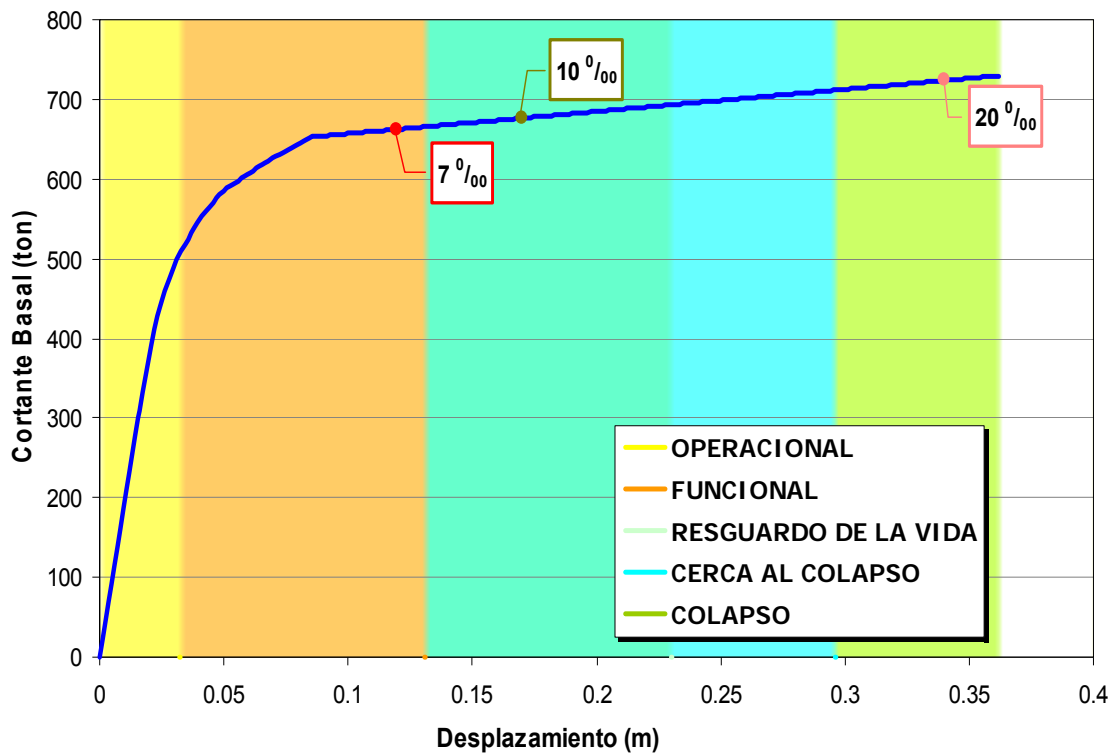


Figura 5.18 Derivas para la dirección transversal Y-Y

5.5 Representación del peligro sísmico.

En la evaluación del desempeño del edificio en estudio, el peligro se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad. Para construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima en cada nivel de peligro. De acuerdo a los estudios de peligro esta aceleración en roca sería la mostrada en la tabla 5.18. [Alva y Castillo, 1994].

Sismo de diseño		Aceleración asociada para la costa del Perú (g)
Sismos Frecuentes	SF	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25
Sismos Raros	SR	0.40

Tabla 5.18 Sismos de diseño y su aceleración asociada

Para la construcción de los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomó de la propuesta del International Building Code IBC (figura 5.19) [ICC, 2000], la misma que corresponde a terremotos de subducción.

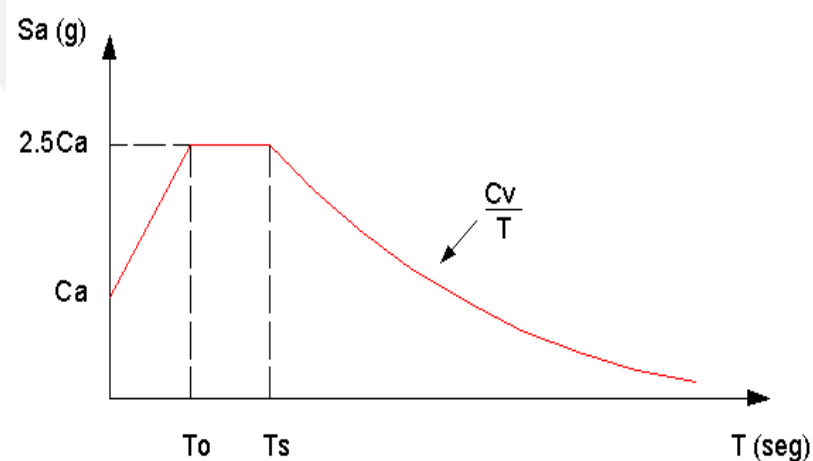


Figura 5.19 Espectro del IBC

En el espectro esquemático del IBC [ICC, 2000], los términos independientes son C_a y C_v y los periodos singulares (T_o y T_s), los cuales satisfacen las siguientes relaciones:

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a}$$

$$T_o = 0.2T_s$$

El espectro base de la Norma Peruana [SENCICO, 2003] corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno que para la costa peruana y en suelo bueno tiene una aceleración pico asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la Norma Peruana [SENCICO, 2003] es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 segundos. La figura 5.20 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

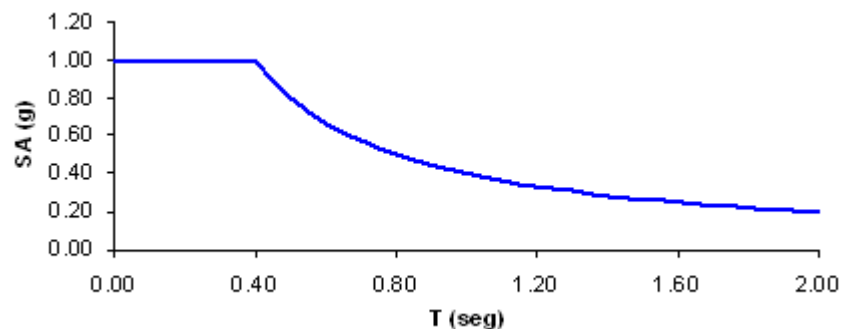


Figura 5.20 Espectro elástico de la Norma Peruana

Con el fin de representar este espectro en base al esquema del IBC, se hace necesario determinar los valores C_a y C_v empleando relaciones directas de equivalencia. Se encontró que $C_a = 0.4$ y $C_v = 0.4$. La figura 5.21 muestra el espectro obtenido empleando el esquema IBC [ICC, 2000].

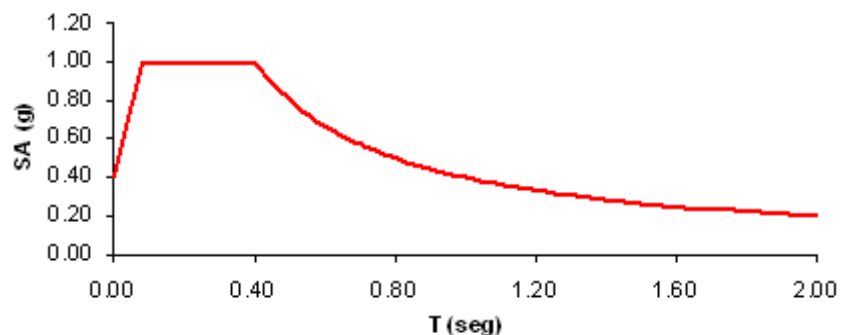


Figura 5.21 Espectro del IBC para sismo raro

Como se aprecia ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana E.030 no refleja la tendencia hacia la aceleración pico del suelo.

La tabla 5.19 presenta los valores de C_v y C_a encontrados para cada uno de los sismos.

Sismo de diseño		Aceleración asociada para la costa del Perú (g)	C_v	C_a
Sismos Frecuentes	SF	0.20	0.20	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25	0.25	0.25
Sismos Raros	SR	0.40	0.40	0.40

Tabla 5.19 Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta del UBC

Finalmente, se obtuvieron los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad como muestra la figura 5.22 y luego de los espectros de demanda que se muestran en la figura 5.23.

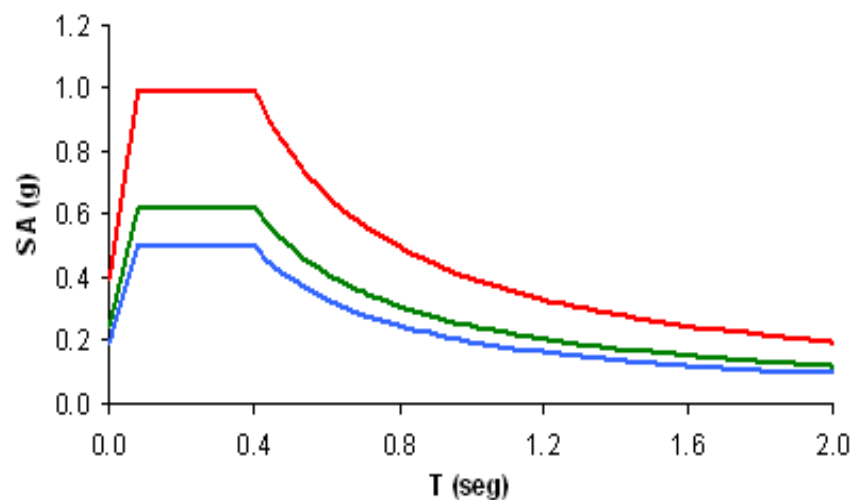


Figura 5.22 Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad

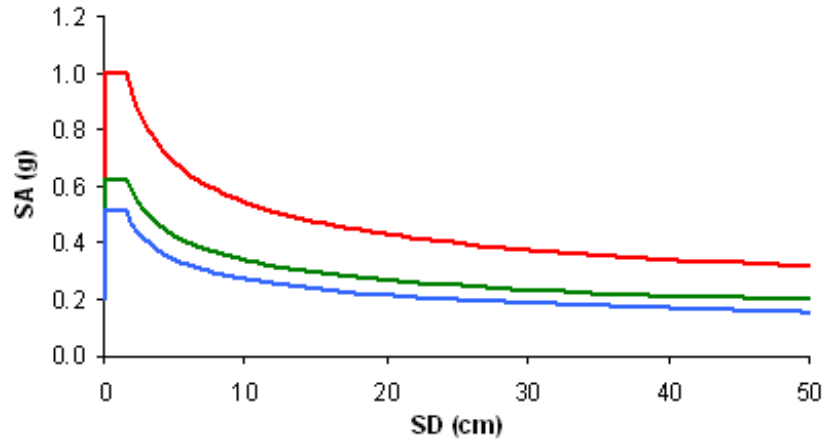


Figura 5.23 Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad

5.6 Respuesta del edificio ante los 3 niveles de demanda

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro y se obtuvieron los puntos de demanda mostrados en la tabla 5.20, correspondientes al 1% de deformación máxima del concreto.

		$\epsilon_{cmáx} = 1\%$	
Dirección	Sismo	V (Ton)	D (cm)
XX	SF	560	4.3
	SO	596	5.6
	SR	654	10.1
YY	SF	569	4.5
	SO	599	5.6
	SR	657	10.1

Tabla 5.20 Puntos de demanda

La figura 5.24 muestra la curva de capacidad sectorizada para Y-Y según la recomendación del SEAOC [SEAOC, 1995, 1999], correspondiente a 1% de deformación máxima del concreto. En la figura se indican los puntos de demanda obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica.

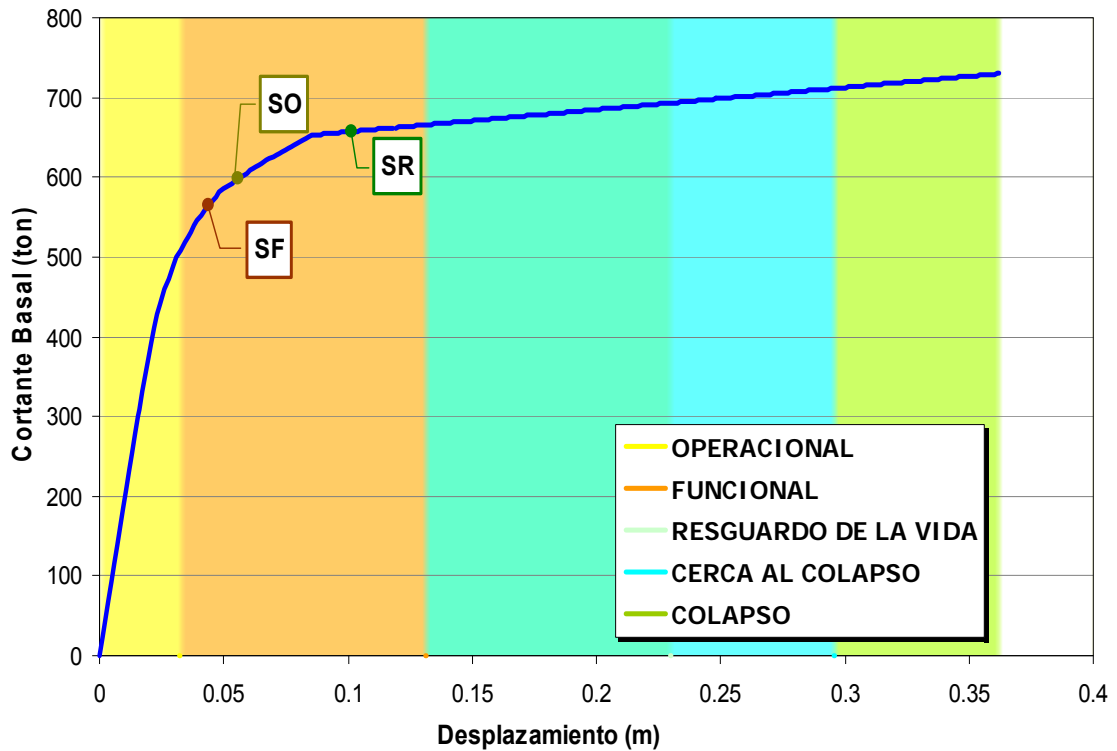


Figura 5.24 Curva de capacidad y puntos de demanda sísmica en Y-Y

La tabla 5.21 presenta las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos más esforzados, correspondientes al 1% de deformación máxima del concreto. Se consideran como elementos más esforzados aquellos que primero llegan o están más cerca del colapso en el análisis incremental.

Tabla 5.21 Ductilidades demandadas

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la Fluencia Efectiva					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		7/1000	10/1000	20/1000	SF	SO	SR
X	Estructura	3.97	5.67	11.33	1.45	1.87	3.36
	Columna	1.82	3.06	7.19	-	-	1.37
	Viga	4.74	6.33	12.32	2.36	2.78	4.17
Y	Estructura	3.72	5.31	10.63	1.40	1.75	3.15
	Columna	1.82	3.06	7.20	-	-	1.37
	Viga	4.34	6.12	12.01	1.99	2.30	3.70

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la Primera Rótula					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		7/1000	10/1000	20/1000	SF	SO	SR
X	Estructura	7.08	10.12	20.24	2.58	3.33	6.00
	Columna	1.82	3.06	7.19	-	-	1.37
	Viga	4.74	6.33	12.32	2.36	2.78	4.17
Y	Estructura	7.39	10.56	21.12	2.79	3.48	6.27
	Columna	1.82	3.06	7.20	-	-	1.37
	Viga	4.34	6.12	12.01	1.99	2.30	3.70

5.7 Calificación del desempeño

Los resultados muestran que para un evento frecuente ($T_r = 50$ años) el edificio quedaría ligeramente más allá del rango elástico con pequeños daños. Para eventos mayores la deriva alcanzada indica que el edificio tendría importantes incursiones inelásticas pero quedaría funcional.

La tabla 5.22 muestra el comportamiento esperado en el sistema estructural del edificio para los tres niveles de demanda sísmica.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

Tabla 5.22 Matriz de desempeño sísmico de un edificio aporticado de concreto armado de 6 pisos en la costa peruana

CAPITULO 6

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA**6.1 Organización del trabajo**

Se diseñaron 5 edificios aporticados de 3 a 7 pisos considerando las exigencias de las normas peruanas vigentes.

Los 5 edificios se consideraron iguales en su ubicación, uso y suelo de cimentación, así como en su forma estructural y distribución de elementos. La tabla 6.1 y la figura 6.1 muestran las características comunes a los 5 edificios.

	CARACTERISTICAS
Uso	Común, U =1
Ubicación	Costa Peruana, Z = 0.4
Suelo	Suelo bueno S=1 y $T_p = 0.4$
Altura de entrepiso	3.5m para el 1er. nivel y 2.7m para el resto
Forma en planta	Planta rectangular con 4 x 6 crujiás
Distancia entre ejes de columnas	5.5m en cada dirección
Vigas	25 x 50cm
Columnas	Cuadradas (lado diferente según la altura)
Sistema de techado	Losa maciza de 15cm
Piso terminado	100 kg/m ² uniformemente distribuida
Tabiquería	100 kg/m ² uniformemente distribuida
Sobrecarga	200 kg/m ² uniformemente distribuida

Tabla 6.1 Características comunes en el trabajo grupal

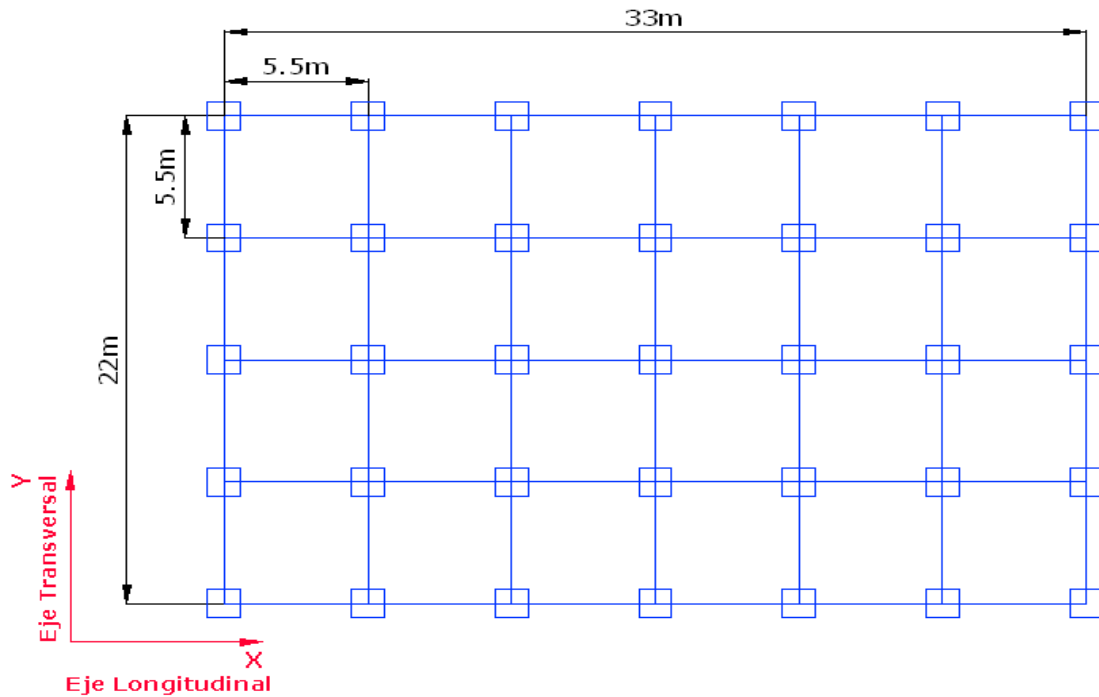


Figura 6.1 Planta común para los 5 edificios

Las diferencias entre los 5 edificios fueron dos: el número de pisos y el tamaño de las columnas. El tamaño de las columnas se obtuvo de los requerimientos de rigidez del código peruano como se explica en el acápite siguiente.

6.2 Demandas de rigidez de la norma peruana del 2003

Las demandas de rigidez se materializan en las normas mediante límites que se imponen a los desplazamientos laterales. Algunas normas establecen límites para los desplazamientos elásticos que se obtienen de las sollicitaciones sísmicas reducidas; otros códigos como el peruano fijan los límites para los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico ante un evento severo [SENCICO, 2003].

Las exigencias de rigidez dependen tanto de los límites para las derivas como de los procedimientos para calcular los desplazamientos laterales. A continuación se resumen las indicaciones del código peruano al respecto.

6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana

- Modelo y desplazamientos para sollicitaciones reducidas

El código de diseño sismorresistente permite calcular desplazamientos empleando el modelo elástico junto a solicitaciones que se han reducido por consideraciones de ductilidad y sobrerresistencia.

Para calcular las derivas de entrepiso existen dos procedimientos: el método estático y el método dinámico.

En el método estático los desplazamientos se obtienen como la respuesta elástica del edificio a un sistema de fuerzas estáticas reducidas.

En el método dinámico de la NTE-E.030 [SENCICO, 2003] los desplazamientos se obtienen usando procedimientos de superposición espectral. El espectro de análisis reducido se expresa por:

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

La respuesta máxima elástica esperada se obtiene por superposición modal usando los modos más representativos en cada dirección.

- Cálculo de los desplazamientos máximos esperados

Los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico se obtienen amplificando los desplazamientos máximos elásticos por el factor $0.75R$.

En el análisis elástico las solicitaciones se reducen por el factor R y al obtener los desplazamientos inelásticos se multiplican por el factor $0.75R$, por tanto para el código peruano [SENCICO, 2003] los desplazamientos máximos esperados no dependen del valor del coeficiente de reducción R .

6.2.2 Desplazamiento lateral permisible según norma

Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente para estructuras de concreto armado, el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso debe ser como máximo 0.007 ($\Delta / h_e \leq 0.007$). Este límite debe satisfacerse en todos los puntos del sistema estructural de cada entrepiso.

6.2.3 Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva

Para cada altura de edificio (3, 4, 5, 6 ó 7 pisos), se propusieron diferentes valores para el lado de la sección transversal de las columnas (L), se obtuvieron las derivas correspondientes y luego se construyeron curvas *Deriva vs L*. Luego para cada edificio en base a estas curvas se determinó el valor mínimo del lado de columna (L_{min}) que logra como máximo una deriva de entrepiso de 0.007 en ambas direcciones.

La figura 6.2 muestra los valores obtenidos de L_{min} para cada edificio, redondeados a 5 cm.

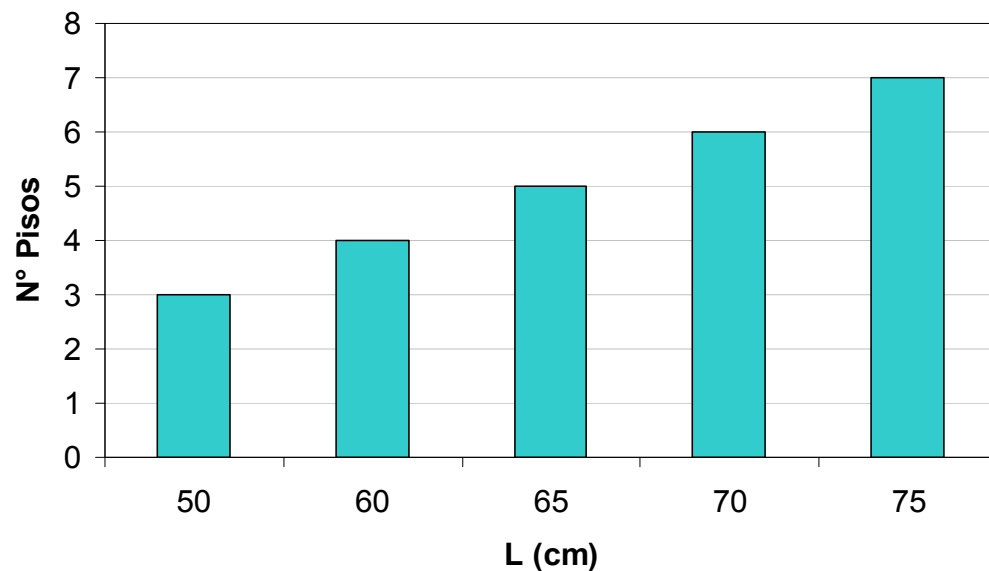


Figura 6.2 Peralte de columnas (L) vs. Número de Pisos (N°Pisos)

Usando las dimensiones de columna mostradas se completó el análisis estructural y se procedió al diseño en concreto armado siguiendo las exigencias de la norma vigente NTE-E.060 [ININVI, 1990].

6.3 Ductilidad y sobrerresistencia global

La tabla 6.2 muestra los puntos de interés de las curvas de capacidad de los 5 edificios estudiados para una deformación máxima del concreto de 1%.

Dirección	N° Pisos	Puntos Notables							
		Diseño		1ra. Rótula		Fluencia Efectiva		Colapso	
		D (cm)	V (ton)	D (cm)	V (ton)	D (cm)	V (ton)	D (cm)	V (ton)
Transversal	3	0.75	197	1.12	293	1.84	420	22.47	503
	4	0.81	205	1.38	348	2.35	472	31.02	642
	5	1.08	235	1.66	360	2.8	589	39.97	712
	6	1.28	244	1.61	308	3.2	620	36.18	730
	7	1.47	253	1.99	344	4.68	575	45.96	745
Longitudinal	3	0.73	201	0.87	240	1.74	429	22.32	443
	4	0.82	219	1.00	267	2.6	430	30.8	604
	5	1.05	242	1.27	292	2.39	564	40.39	681
	6	1.24	251	1.68	343	3	618	36.25	721
	7	1.42	260	1.76	323	4.87	542	46.76	693

Tabla 6.2 Puntos de interés de edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos para una deformación máxima del concreto de 1%.

Con los datos de desplazamientos presentados en la tabla 6.2 se hallaron los índices de ductilidad disponible respecto a la **Fluencia Efectiva** y a la **Primera Rótula**, los cuales se muestran en la figura 6.3.

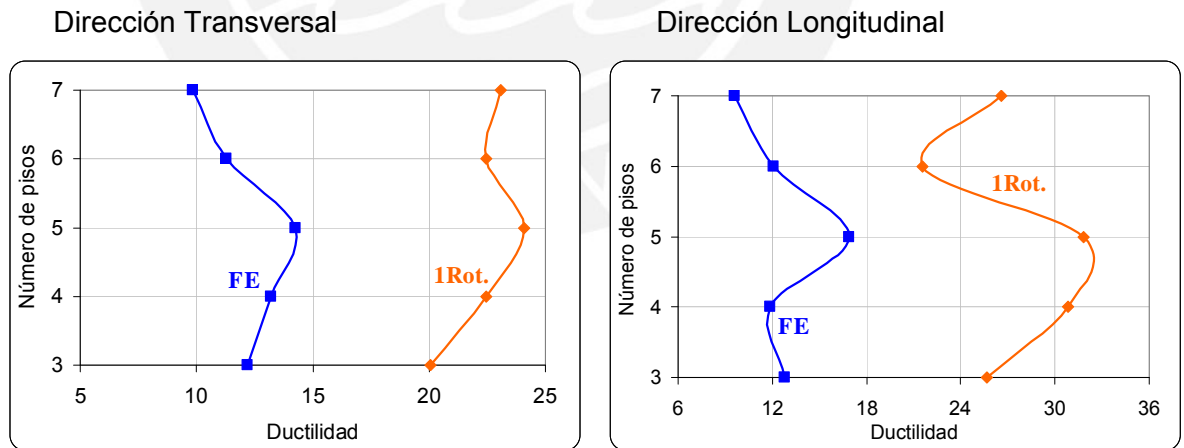


Figura 6.3 Ductilidades en edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

Para estimar la sobrerresistencia se efectuaron cocientes con las fuerzas cortantes de los puntos notables presentados en la tabla 6.2 y cuyos resultados se muestran en las figuras 6.4, 6.5 y 6.6.

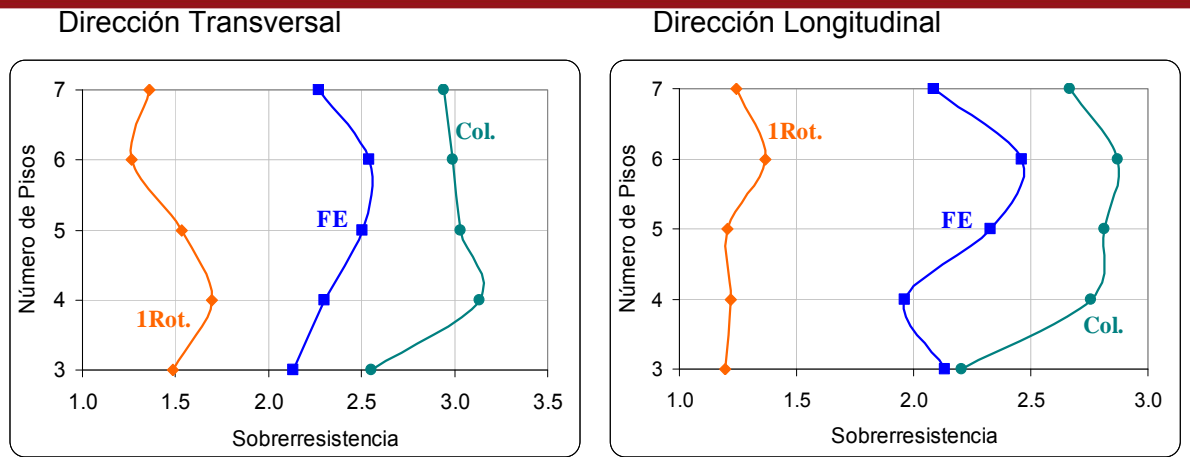


Figura 6.4 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto a la **cortante de diseño** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

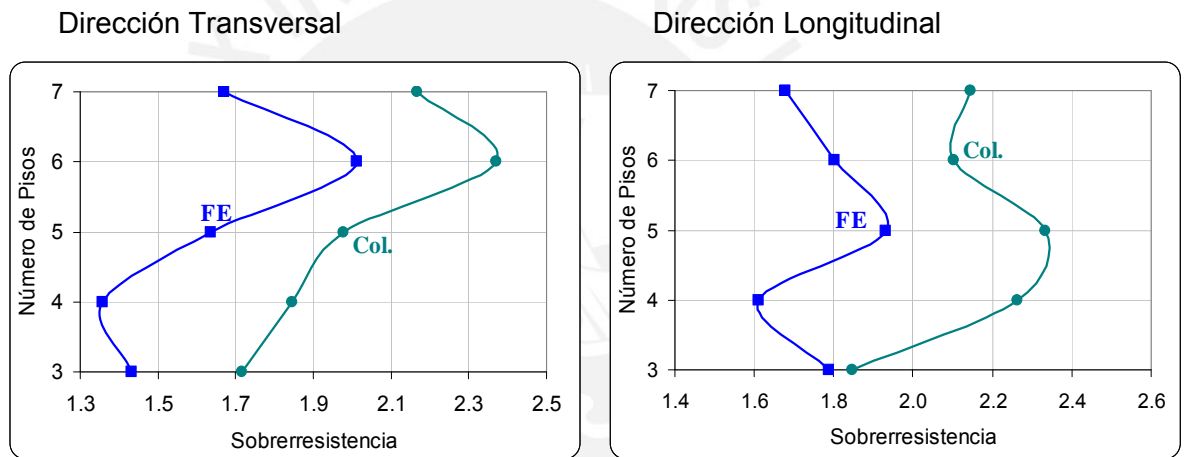


Figura 6.5 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto a la **primera rotula** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

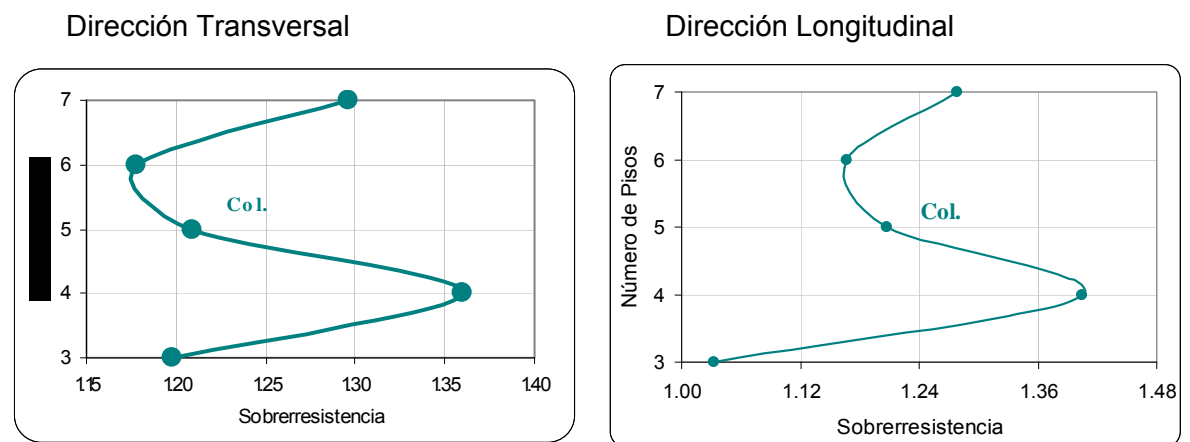
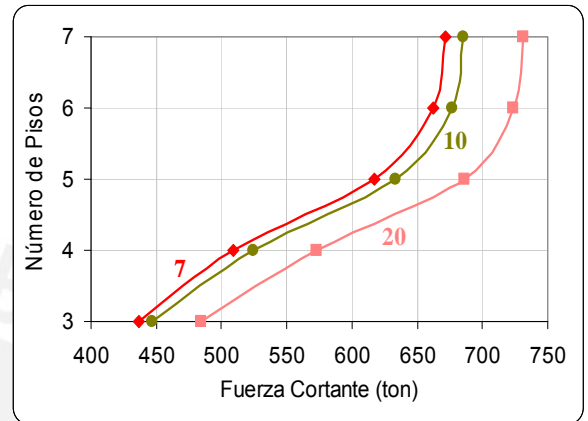
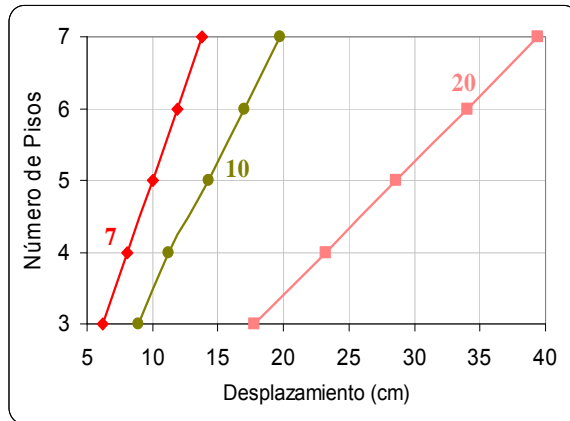


Figura 6.6 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

En la figura 6.7 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a las derivas totales (desplazamiento de azotea / altura de edificio) de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰; para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

Dirección Transversal:



Dirección Longitudinal:

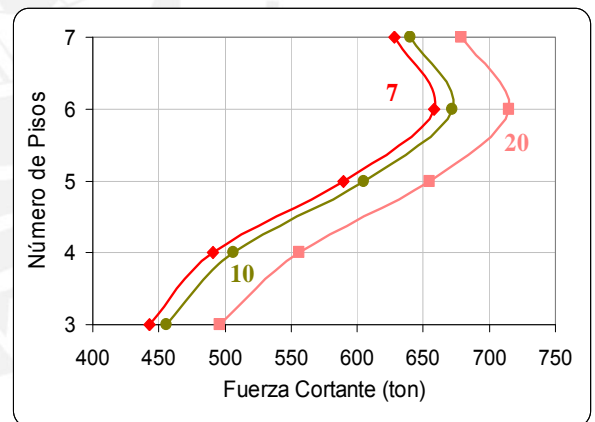
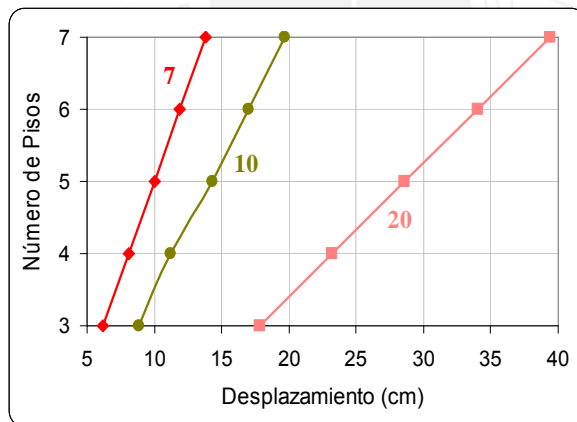
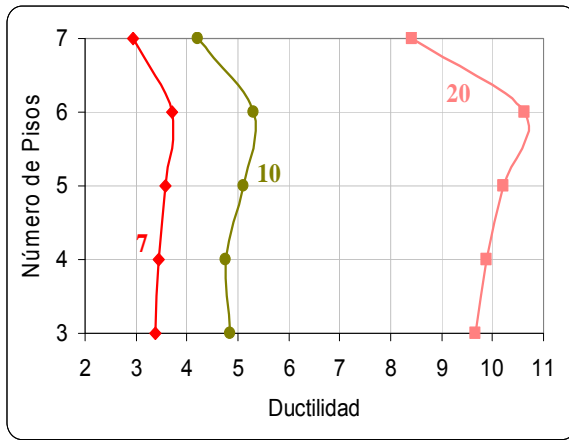


Figura 6.7 Desplazamiento y cortante basal para derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰ para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

Las ductilidades globales asociadas a las derivas indicadas (7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰) se muestran en la figura 6.8, calculadas respecto al desplazamiento asociado al punto de fluencia efectiva y para un valor de deformación máxima del concreto de 1%.

Dirección Transversal



Dirección Longitudinal

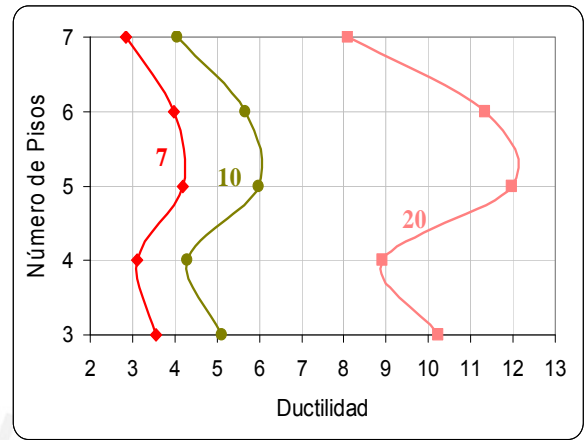
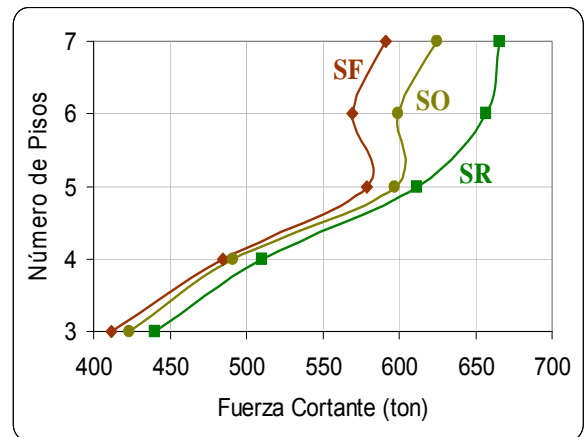
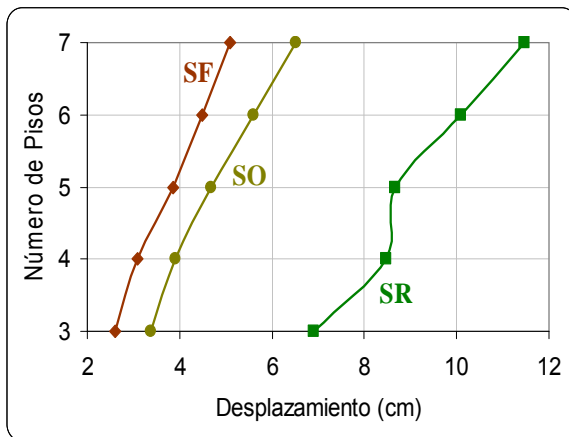


Figura 6.8 Ductilidades respecto a la fluencia efectiva para derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰ para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

6.4 Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda

La figura 6.9 muestra los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a los puntos de demanda de los sismos de diseño, en las dos direcciones y para la deformación máxima del concreto de 1 %.

Dirección Transversal :



Dirección Longitudinal :

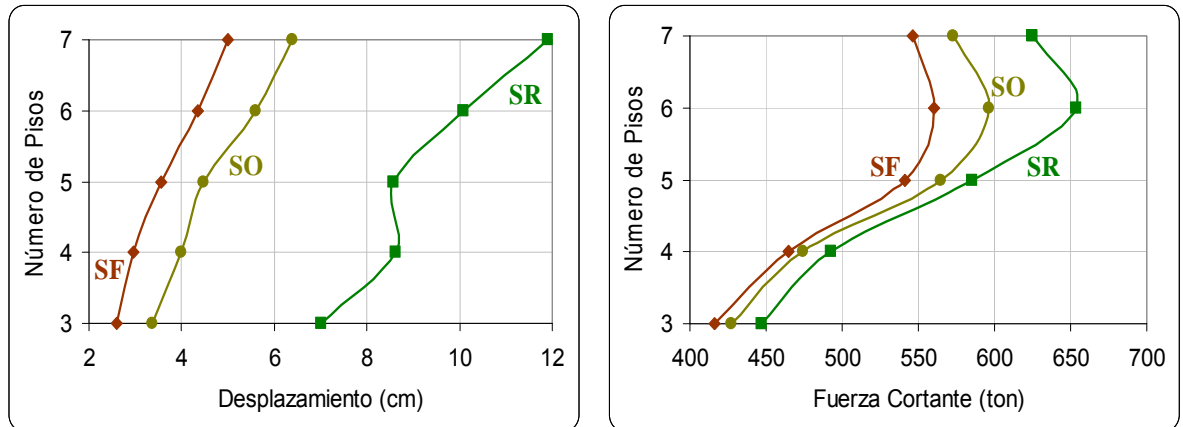


Figura 6.9 Desplazamientos y cortantes basales demandadas por los sismos de diseño para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

La figura 6.10 presenta las ductilidades respecto a la fluencia efectiva demandadas por los tres sismos de diseño en los edificios aporticados peruanos.

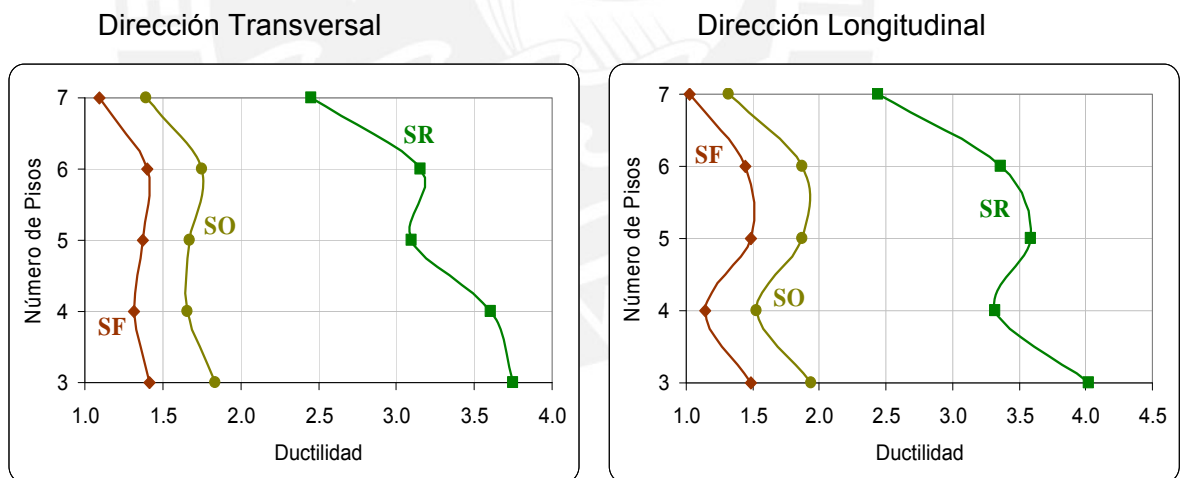


Figura 6.10 Ductilidades demandadas por los sismos de diseño respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

Tanto en el análisis en la dirección transversal como longitudinal de los edificios los puntos de demanda de los sismos de diseño caen en la zona funcional de la sectorización establecida por el Comité Visión 2000 del SEAOC [SEAOC, 1995, 1999].

Para cuantificar la incursión en la zona funcional se empleó el cociente porcentual entre el desplazamiento recorrido en la zona funcional respecto al ancho total de la zona correspondiente a cada caso de análisis, $B/A \cdot 100$ como se muestra en la figura 6.11.

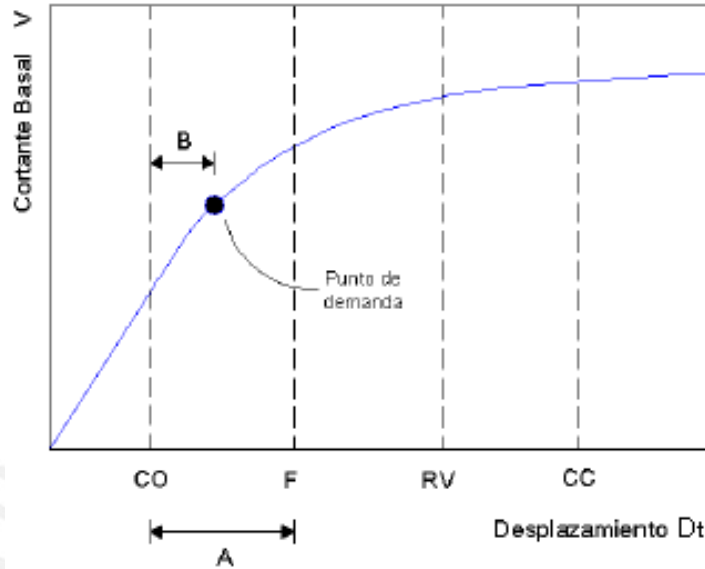


Figura 6.11 Cociente porcentual de ingreso a la zona funcional

La tabla 6.3 muestra los valores del cociente porcentual de ingreso en la zona funcional de los puntos de demanda de los tres niveles sísmicos.

Dirección	Nº Pisos	Porcentaje (%)		
		SF	SO	SR
Transversal	3	12	25	82
	4	9	18	71
	5	9	17	53
	6	13	24	70
	7	3	15	55
Longitudinal	3	14	26	85
	4	4	16	71
	5	10	18	54
	6	13	26	71
	7	1	12	56

Tabla 6.3 Incursión porcentual de los puntos de demanda sísmicos respecto a la zona funcional de la sectorización, para una $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

CAPITULO 7

RESUMEN Y CONCLUSIONES

7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 6 pisos

7.1.1 Diseño del edificio de 6 pisos

La sección transversal de las columnas quedó definida por las exigencias de rigidez de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 [SENCICO, 2003]. Los resultados del análisis espectral muestran que con columnas de 70x70 cm. se logra reducir la deriva a 6.80 ‰, valor cercano al límite permitido. En ambas direcciones la deriva máxima se produjo en el segundo piso.

Las columnas tienen áreas transversales que están sobredimensionadas para cargas de gravedad. El esfuerzo normal por cargas de servicio (carga muerta más carga viva completa) en las columnas más cargadas del primer piso fue del orden de los 35 kg /cm².

La armadura longitudinal de las columnas correspondió a criterios de acero mínimo [ININVI, 1990]. En los dos primeros niveles se usó una cuantía de 0.65 %, y en los siguientes 0.56 %. Se obtuvieron capacidades a flexocompresión muy por encima de los requerimientos del código (P_u, M_u). Para el primer piso, como cociente entre el momento máximo y el momento último requerido por el código se obtuvo un valor medio de 4.1 . La figura 7.1 presenta el diseño de columnas obtenido para esta estructura.

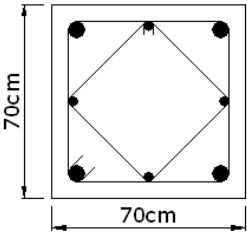
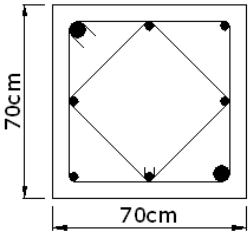
CUADRO DE COLUMNAS			
1er. y 2do. PISO		PISO TIPICO	
	$4\phi 1" + 4\phi 3/4" = 31.76 \text{ cm}^2$ $\square\phi 3/8" : 1@5\text{cm}, 6@10\text{cm}, \text{Rto.}@25\text{cm}$		$2\phi 1" + 6\phi 3/4" = 27.24 \text{ cm}^2$ $\square\phi 3/8" : 1@5\text{cm}, 6@10\text{cm}, \text{Rto.}@25\text{cm}$

Figura 7.1 Cuadro de columnas

La sección de las vigas se fijó desde el comienzo del trabajo en 25x50 cm (peralte aproximadamente igual a 1/11 de la luz). La armadura longitudinal en los extremos y centros de los claros se obtuvo en función de las demandas de resistencia. Como en algunas vigas se empleó redistribución de momentos, sus momentos resistentes negativos fueron ligeramente menores al requerido por el código de Diseño en Concreto Armado (aproximadamente el 95%).

El refuerzo transversal de las vigas correspondió en todos los casos a criterios de confinamiento en los extremos para proveer ductilidad (estribos 3/8" cada 0.10m) La figura 7.2 presenta el diseño de la armadura para una viga longitudinal típica.

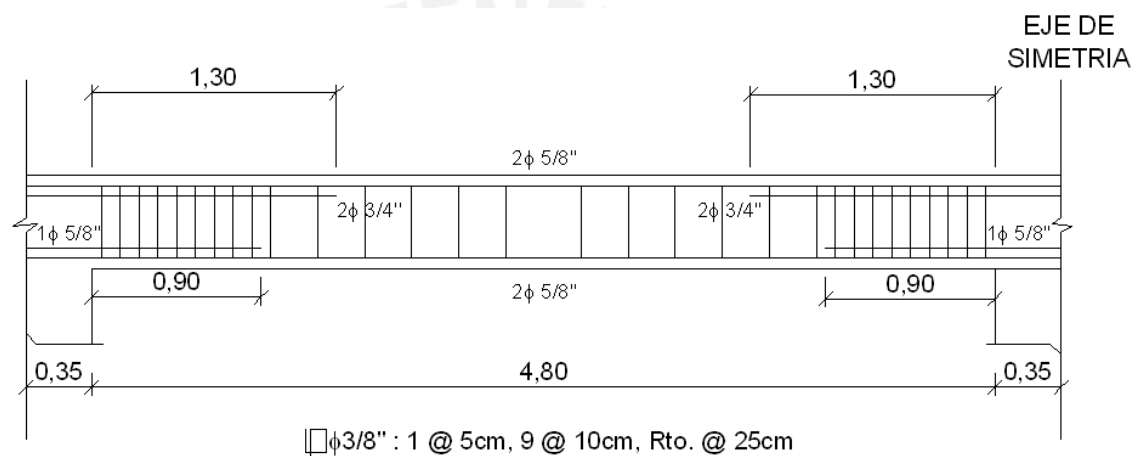


Figura 7.2 Armadura de una viga longitudinal típica de 25x50

Para el análisis no lineal desarrollado en este trabajo se consideró una deformación máxima del concreto de $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$.

Los resultados que se presentan en los siguientes acápitres corresponden a $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ y a la dirección más exigida del edificio (dirección corta) a menos que se indique lo contrario.

7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales

A manera de ejemplo, la figura 7.3 presenta el diagrama Momento-Giro de una rótula en vigas para momento negativo. Se muestran los puntos de fluencia (Φ_y , M_y), de capacidad máxima ($\Phi_{m\acute{a}x}$, $M_{m\acute{a}x}$) y los valores asociados a las demandas del código (Φ_u , M_u).

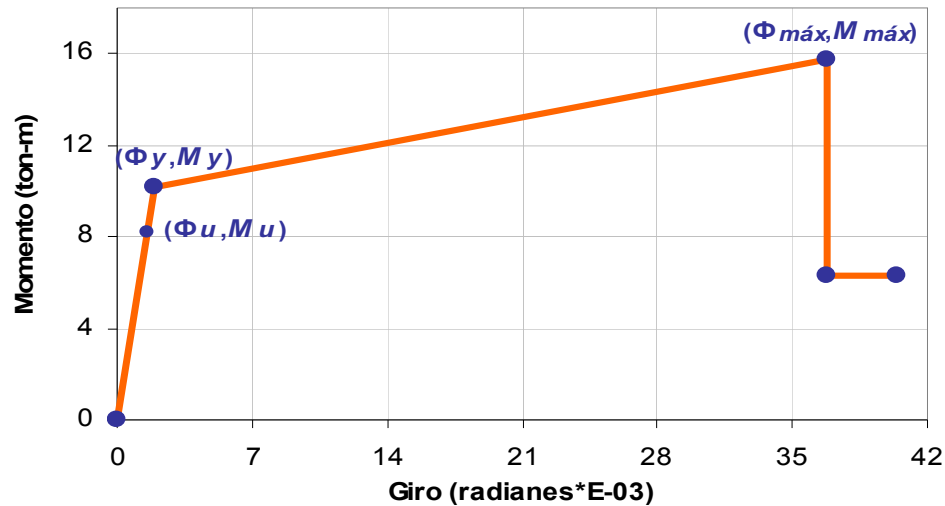


Figura 7.3 Diagrama momento-giro de una viga interior de piso típico

La ductilidad media hallada en vigas fue de $\Phi_{máx} / \Phi_y = 20$. Las vigas tuvieron una sobrerresistencia media de momento máximo negativo respecto a momento de fluencia de aproximadamente $M_{máx} / M_y = 1.5$. Para el cociente entre el momento máximo resistente y la demanda del código se obtuvo un valor medio aproximado de $M_{máx} / M_u = 2.1$. La demanda en vigas fue cubierta generalmente por la capacidad a fluencia ya que $M_y / M_u = 1.4$ en promedio.

La ductilidad de curvatura de las columnas fue de un valor medio de 18 y tuvieron sobrerresistencias promedio de $M_{máx} / M_y = 1.3$, $M_{máx} / M_u = 7.1$ y $M_y / M_u = 5.5$.

El cociente de las capacidades de columnas respecto al de vigas ($\Sigma\phi Mn_{COL} / \Sigma\phi Mn_{VIGA}$) en un nudo central y un nudo de esquina del primer piso alcanzaron valores de 4.6 y 7.2 respectivamente. Para el tercer piso se obtuvieron valores de 3.6 y 6.0 en estos nudos.

7.1.3 Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales

- Mecanismo de progresión de rótulas y colapso

La figura 7.4 presenta la curva de capacidad del edificio para la dirección transversal.

Los resultados del análisis de desplazamiento incremental indicaron que las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales extremas del segundo

nivel para un desplazamiento de 1.6cm en la azotea (0.94‰ de deriva). Las vigas siguieron rotulándose en otros pisos hasta que para un desplazamiento en la azotea de 5.0cm (2.9‰ de deriva) se formaron las primeras rótulas en dos columnas esquineras del primer nivel. La formación de rótulas prosiguió hasta que para aproximadamente 8.6cm de desplazamiento (5.1‰ de deriva) se rotularon todas las vigas y se formaron rótulas en la base de todas las columnas del primer piso.

Luego de la formación de rótulas en la base de las columnas, ya no se formaron más rótulas y sólo se incrementaron las deformaciones inelásticas en las rótulas formadas hasta que para 36.2cm de desplazamiento lateral (21.3‰ de deriva) las rótulas de las columnas internas llegaron a la ruptura casi en simultáneo.

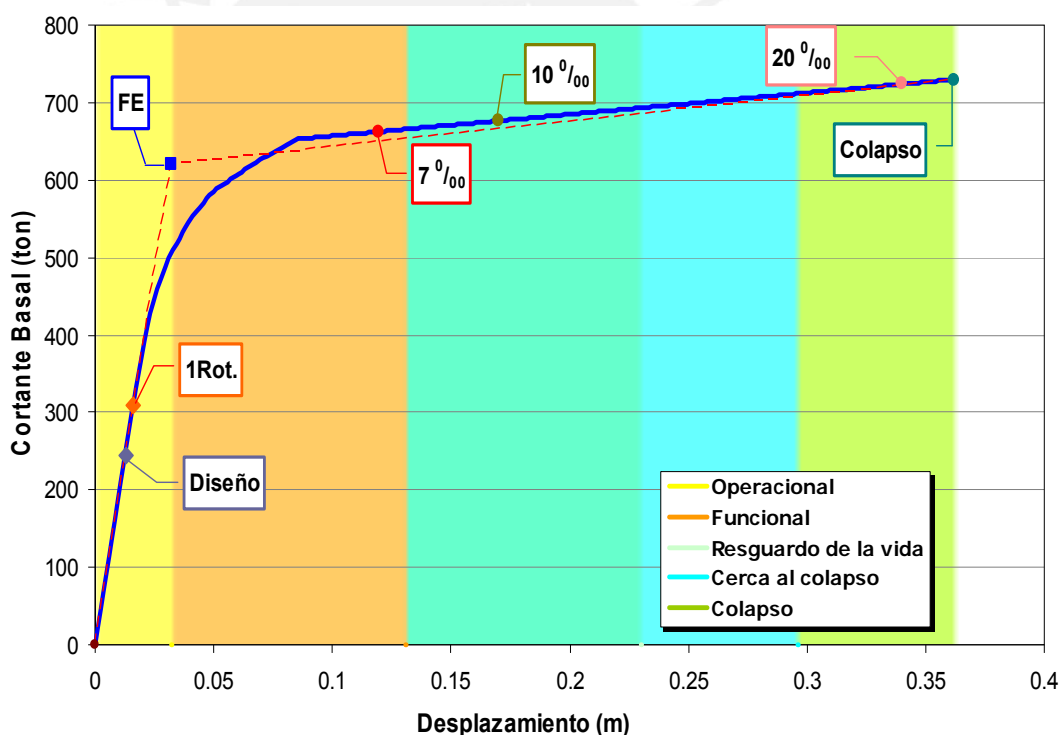


Figura 7.4 Derivas para la dirección Y con una deformación máxima del concreto de 1 %

Para la dirección longitudinal X el mecanismo de progresión de rótulas fue similar, lo mismo que el desplazamiento máximo. Las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales extremas del segundo piso para un desplazamiento de 1.7cm (1‰ de deriva).

- Ductilidad global

Los resultados en la dirección transversal mostraron que el edificio tendría una ductilidad global respecto a la fluencia efectiva del orden de $D_{COL}/D_{FE} = 11.3$ y respecto a la primera rótula de $D_{COL}/D_{1ROT} = 22.5$

Para la dirección longitudinal la ductilidad global respecto a la fluencia efectiva estuvo en el orden de $D_{COL}/D_{FE} = 12.1$ y respecto a la primera rotula estuvo en el orden de $D_{COL}/D_{1ROT} = 21.6$

- Resistencia

La primera rótula se produjo para una fuerza cortante de $V_{1ROT} = 308$ ton, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima le correspondieron valores de $V_{FE} = 620$ ton y $V_{MAX} = 730$ ton. Esto significa sobrerresistencias del orden de: $V_{MAX}/V_{1ROT} = 2.4$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.2$

La figura 7.5 presenta la curva de capacidad para la dirección transversal con los puntos de interés.

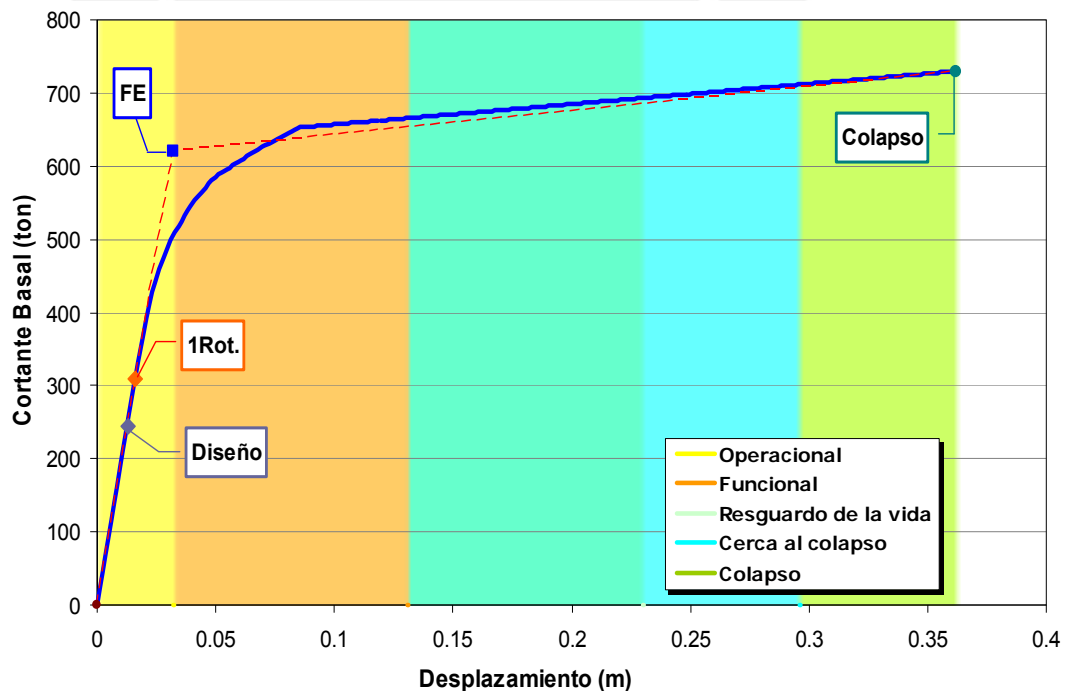


Figura 7.5 Puntos de interés en la curva de capacidad para la dirección transversal con $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano

La resistencia requerida por el código de diseño en concreto armado fue de 244 ton. Los resultados mostraron que las fuerzas cortantes correspondientes a la primera rótula, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima son 1.3, 2.5 y 3.0 mayores que la demanda del código.

7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado

La figura 7.6 muestra la respuesta de la estructura para los tres niveles de sismo considerados en el estudio.

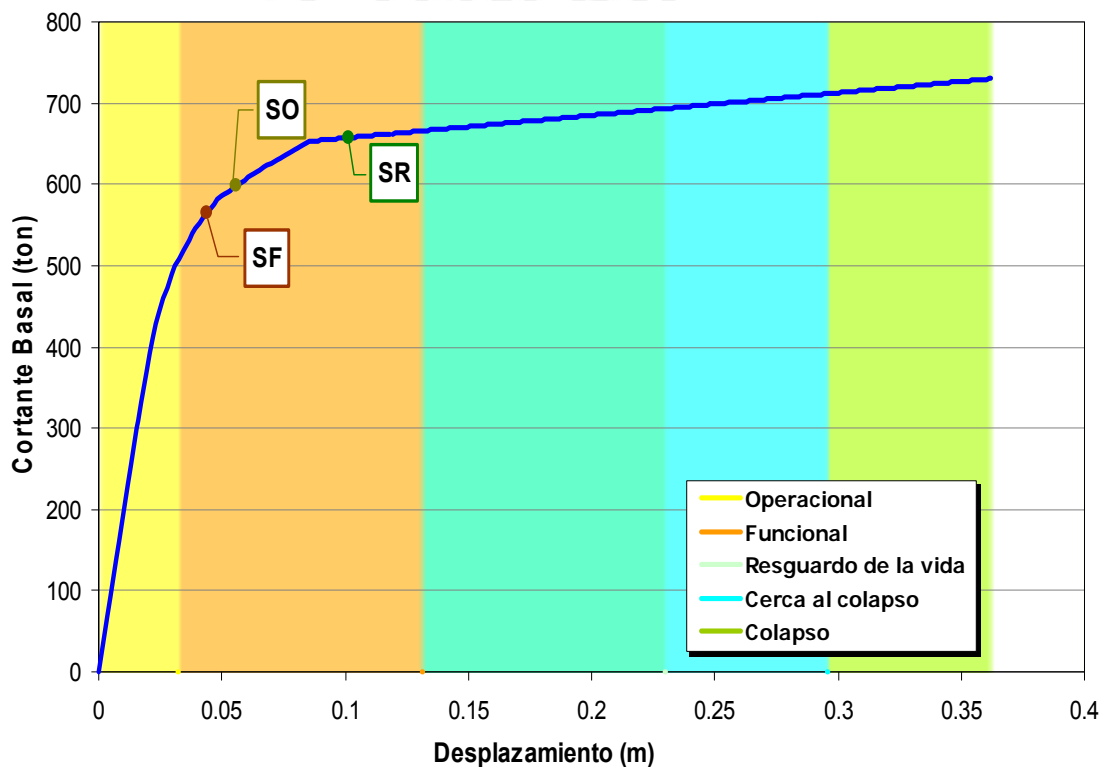


Figura 7.6 Curva de capacidad con puntos de demanda sísmicos para la dirección transversal y $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

- Sismos Frecuentes

Los resultados indicaron que para sismos frecuentes la edificación alcanzaría 4.5cm de desplazamiento en el techo (2.6 ‰ de deriva) y recibiría una fuerza cortante de 569 ton. Las columnas interiores y exteriores permanecerían

elásticas mientras que la viga más deformada alcanzaría una demanda de ductilidad del orden de 2.0.

En términos generales la edificación estaría ligeramente más allá del rango elástico ya que habría consumido sólo el 12.4% de su ductilidad disponible y recorrido el 13% del ancho de la zona funcional.

El punto de demanda se ubicó en la zona funcional y por tanto sería ligeramente discrepante del desempeño aceptable definido por el SEAOC (1995).

- Sismos Raros

Para sismos raros los resultados mostraron que el edificio alcanzaría un desplazamiento máximo de 10.1cm en el techo (5.9‰ de deriva) y recibiría una fuerza cortante de 657 ton. La ductilidad demandada en la columna más rotada sería del orden de 1.4, y para la viga más rotada un valor de 3.7.

La estructura habría consumido alrededor del 28% de su ductilidad global disponible y recorrido el 70% del ancho de la zona funcional.

El estado general de la edificación calificaría como funcional y de acuerdo al marco de referencia del SEAOC (1995) el edificio satisface ampliamente los objetivos de desempeño para sismos raros.

7.2 Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos

Los resultados del estudio mostraron que para satisfacer los requerimientos de rigidez de las normas peruanas en edificios aporticados de 3 a 7 pisos sería necesario emplear columnas cuadradas con lados que van desde 50 hasta 75 cm.

El cociente entre capacidades a flexión de columnas y vigas concurrentes a un nudo estuvo entre 3.5 y 9.5. Estos valores son significativamente mayores al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado ($\Sigma\phi M_{nCOL} / \Sigma\phi M_{nVIGA} > 1.4$).

La ductilidad global de los edificios respecto a la fluencia efectiva estuvo entre 10 y 14 sin mostrar una tendencia clara con el número de pisos.

Las sobrerresistencias aproximadas respecto a la cortante de diseño obtenidas para las estructuras aporticadas en la costa peruana no tuvieron una tendencia definida sin embargo el rango de valores es pequeño y nos permite obtener un promedio significativo de las sobrerresistencias. Estas son las siguientes:

$$V_{1ROT}/V_D = 1.5, V_{FE}/V_D = 2.4 \text{ y } V_{COL}/V_D = 2.9$$

7.2.1 Desempeño en sismos frecuentes

Prácticamente en todos los casos el punto de demanda estuvo muy cercano al límite que separa el comportamiento elástico del inelástico. Las estructuras que tuvieron un mayor comportamiento inelástico fueron las de 3 y 6 pisos.

La ductilidad respecto a la fluencia efectiva demandada durante un sismo frecuente en las estructuras estuvo en el rango de 1.1 a 1.5. Esto corresponde a porcentajes de 10 a 12% de la ductilidad global disponible.

Todos los edificios aporticados entre 3 y 7 pisos se comportaron funcionalmente en sismos frecuentes.

7.2.2 Desempeño en sismos raros

El punto de demanda exigido por un sismo raro se ubicó también en la zona funcional. Las estructuras de 3 y 6 pisos tuvieron un mayor comportamiento inelástico.








La ductilidad respecto a la fluencia efectiva consumida por las estructuras estuvo en el rango de 2.5 a 3.8. Esto corresponde a porcentajes de 22 a 31% de la ductilidad global disponible.

El desempeño para sismos raros calificaría para todas las estructuras como funcional.

7.3 Conclusiones

- Los resultados de este trabajo muestran que los requisitos de rigidez del código peruano de diseño sismorresistente conducen a estructuras

aporticadas con dimensiones importantes de columnas. Se obtuvieron columnas con lados de 50 a 75 cm para edificios de 3 a 7 pisos.

-  Los edificios aporticados diseñados con las actuales Normas Peruanas de Edificaciones pueden alcanzar ductilidades importantes del orden de 10 o más.
-  Las dimensiones generosas de columnas permiten tener edificios en los cuales las capacidades a flexión de las columnas son significativamente mayores a la de las vigas (3.5 a 9.5).
-  En todos los edificios se obtuvieron sobrerresistencias laterales del orden de 1.5 de fluencia efectiva respecto de la demanda del código. Esto se explica por la sobrerresistencia de los elementos con dimensiones generosas y por el proceso de diseño basado en combinaciones de carga amplificadas.
-  Los resultados del análisis inelástico demanda-capacidad muestran que los edificios aporticados diseñados con las normas peruanas tendrían un desempeño prácticamente elástico para sismos frecuentes en la costa peruana (Periodo de retorno de 50 años y aceleración pico de 0.2 g)
-  Para los sismos raros ($T_r=500$ años, aceleración pico = 0.4 g) los resultados muestran que las edificaciones tendrían un excelente desempeño. Habrían consumido entre el 22 y 31% de su ductilidad disponible, el daño sería muy reducido y quedarían en un estado de daño funcional.
-  Los resultados permiten concluir que las normas peruanas vigentes conducen a edificios aporticados que tendrían un buen desempeño sismorresistente pero tal vez con muy poca flexibilidad arquitectónica.
-  Es necesario desarrollar estudios adicionales con el fin de sugerir nuevos límites de deriva que permitan edificios igualmente seguros pero más económicos.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2003). *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Editorial Ediespe. Quito.
2. Alva, J. y Castillo, J. (1994). *Peligro Sísmico en el Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
3. ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
4. Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Obtenido el 18 de mayo del 2005 en:
<http://www.tdx.cesca.es/TDX-1222103-092523/#documents>
5. Coll, M., López, R. y Saiidi, M. (2003). *Patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón reforzado de mediana altura sujetos a terremotos*. Obtenido el 10 de junio del 2005 en:
http://www.uprm.edu/civil/revistadesastres/Vol3num1/Coll-Lopez%20C%2023_9_03.pdf
6. Habibullah, A. y Pyle, S. (1998). *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*. Obtenido el 16 de mayo del 2005 en:
http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/Pushover%20paper.pdf
7. International Code Council (ICC). (2000). *International Building Code 2000*. International Conference of Building Officials. California.
8. ININVI (1990). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Diseño en Concreto Armado*. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima.
9. León, H. y Quintana, U. (2004). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Peruanos Modernos*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.

10. Muñoz, A. (1999). *Ingeniería Antisísmica*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
11. Muñoz, A., Blondet, M., Quispe, D. y Alvarez, A. (2001). *Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos*. Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Puno.
12. Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima.
13. Ottazzi, G., Muñoz, A. (1998). *Programa MOMCUR*. Colegio de Ingenieros de Perú – Consejo Nacional. Lima
14. Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa. México.
15. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. New York.
16. Quiun, D. y Flores, M. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Ponencia presentada en el XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Obtenido el 10 de junio del 2005 en: http://www.pucp.edu.pe/secc/civil/publicaciones/DQuiun_estudio_del_control_de_rotula_plastica_CONIC_2003.pdf
17. Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas*. Lima.
18. San Bartolomé, A. (1999). *Análisis de Edificios*, 2da. Edición. Fondo Editorial PUCP. Lima.
19. SENCICO (2003). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
20. SEAOC (1995). *A Framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.

21. SEAOC (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book)*. Structural Engineers Association of California. California.

