



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
CINCO PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS
PERUANAS DE EDIFICACIONES”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

LEONIDAS YVAN ALLAUCA SANCHEZ

TAKUMA OUE

LIMA – PERÚ

2006

Resumen

Los procedimientos de diseño establecidos en la mayoría de normas sismorresistentes en el mundo están orientados a evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos. Este es el caso del código peruano de diseño sismorresistente, razón por la que se hace necesario estudiar el desempeño sísmico de las edificaciones peruanas ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

En este trabajo se diseñó y evaluó el desempeño de una edificación aporticada de 5 pisos. El diseño se hizo siguiendo el Reglamento Nacional de Construcciones peruano [R.N.C., 1985] y la evaluación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del Comité Visión 2000 del SEAOC [SEAOC, 1995] junto a técnicas de análisis inelástico espectral.

Los resultados del diseño indican que para controlar la deriva se hacen necesarias columnas de 65x65 cm. con refuerzo mínimo de acero. Las vigas de 25x50 cm. se armaron con cuantías cercanas al 50% de la balanceada.

Los resultados del análisis incremental indican que la estructura tiene una sobrerresistencia de 1.2 respecto a la fluencia efectiva (punto en el cual se ha producido un cambio importante en la rigidez y resistencia lateral del edificio) y una ductilidad de desplazamiento cercana a 14. La edificación alcanzó una sobrerresistencia del colapso respecto a la demanda del código cercana a 3.

Los resultados del análisis de desempeño muestran que para un sismo frecuente (periodo de retorno de 43 años) el edificio tendría pequeñas incursiones inelásticas asociadas a demandas de ductilidad de desplazamiento cercanas a 1.4 y quedaría en estado funcional. Para sismos raros (periodo de retorno de 475 años) la estructura tendría demandas de ductilidad de desplazamiento cercanas a 3.1 pero quedaría aún en estado funcional. Los resultados de este trabajo en particular sugieren que las normas peruanas vigentes conducen a edificios aporticados muy rígidos y con buen desempeño sismorresistente.

Es necesario desarrollar estudios adicionales con el fin de sugerir límites de deriva menos conservadores que permitan seguir teniendo edificios seguros pero tal vez más económicamente y arquitectónicamente viables.

INDICE

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos y Metodología	1
1.2 Organización del documento.....	1
CAPITULO 2. COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES.....	3
2.1 Ensayos Experimentales de acciones laterales	3
2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenida de un modelo teórico.....	5
2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado.....	5
• Modelo esfuerzo-deformación para el acero	5
○ Modelo Elastoplástico Perfecto.....	6
○ Modelo Trilineal.....	6
○ Modelo Elastoplástico con endurecimiento Curvo	7
• Modelo esfuerzo-deformación para el concreto.....	7
Modelo para concreto no confinado	
○ Modelo de Hognestad	8
○ Modelo del CEB	9
Modelo para concreto confinado	
○ Modelo de Kent y Park.....	10
○ Modelo de Mander	11
2.2.2 Modelo Inelástico de las secciones y elementos (vigas y columnas).....	13
• Relaciones Momento-Curvatura y Momento-Giro	13
• Diagramas simplificado.....	16
2.2.3 Modelo no lineal del edificio.....	18
2.2.4 Curva de Capacidad	19
• Análisis de Acciones Incrementales	19
• Fluencia Efectiva y Modelo Bilineal	21
○ Criterio de las rigideces tangentes.....	21
○ Criterio de las áreas iguales.....	22
○ Criterio del Ajuste por mínimos cuadrados.	23
• Zona elástica e inelástica del modelo bilineal.....	24

• Ductilidad	24
○ Ductilidad Disponible.....	24
○ Ductilidad Demandada.....	26
• Sobrerresistencia	28
2.2.5 Espectro de capacidad	31
2.2.6 Programas de computación para el análisis incremental	34
CAPITULO 3.- RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES	
USANDO ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD	35
3.1 Representación de las sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda	35
3.2 Respuesta elástica de estructuras	37
3.3 Respuesta inelástica de estructuras.....	38
CAPITULO 4.- EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES	43
4.1 Niveles de Amenaza Sísmica	43
4.2 Niveles de comportamiento estructural y no estructural.....	43
4.3 Sismos y comportamiento esperado	45
4.4 Objetivos de Desempeño de edificaciones comunes en la costa peruana.....	46
CAPITULO 5.- EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS EN LA COSTA PERUANA	47
5.1 El edificio estudiado.....	47
5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño.....	48
5.2.1 Análisis por cargas de gravedad.....	49
5.2.2 Análisis Sísmico.....	50
• Análisis Estático.....	50
▪ Análisis Dinámico.....	51
○ Propiedades inerciales.....	51
○ Espectro de análisis	52
○ Resultados de desplazamientos del análisis dinámico	53
○ Fuerzas internas para diseño.....	54

5.3	Diseño	54
5.3.1	Filosofía general de diseño.....	54
5.3.2	Combinaciones para el diseño.....	55
5.3.3	Diseño de vigas	55
5.3.4	Diseño de columnas	58
5.4	Modelo Inelástico	61
5.4.1	Modelos de comportamiento para materiales.....	61
5.4.2	Diagramas momento-curvatura y momento-giro	63
5.4.3	Modelo del conjunto.....	68
5.4.4	Resultados del análisis de desplazamiento incremental	69
	• Curva de Capacidad y puntos de interés.....	70
	• Sobrerresistencia y ductilidad	71
5.5	Representación del peligro sísmico.	73
5.6	Respuesta del Edificio ante los 3 niveles de peligro sísmico	76
5.7	Calificación del Desempeño	79
CAPITULO 6.- DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE		
	BAJA ALTURA	80
6.1	Organización del trabajo	80
6.2	Demandas de rigidez de la Norma Peruana del 2003	81
6.2.1	Cálculo de desplazamientos laterales según la Norma Peruana	82
	• Modelo y desplazamientos para solicitaciones reducidas	82
	• Cálculo de los desplazamientos máximos esperados.....	82
6.2.2	Desplazamiento lateral permisible según norma	83
6.2.3	Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva.....	83
6.3	Ductilidad y Sobrerresistencia Global	84
6.4	Desempeño de Edificios Aporticados para los sismos de diseño	92
CAPITULO 7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES		
7.1	Resumen del comportamiento observado en el edificio de 5 pisos	97
7.1.1	Diseño del edificio de 5 pisos	97
7.1.2	Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales	99
7.1.3	Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales.	101
	• Mecanismo de progresión de rótulas y colapso.....	101



- Ductilidad global..... 102
- Resistencia 102
- 7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano..... 103
- 7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado 104
 - Sismos frecuentes. 104
 - Sismos raros 105
- 7.2 **Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos..... 106**
 - Desempeño en sismos frecuentes..... 106
 - Desempeño en sismos raros 107
- 7.3 **Conclusiones 107**
- REFERENCIAS..... 109**



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos y Metodología

La mayoría de metodologías y códigos de diseño sísmico de edificaciones, incluidas las normas peruanas, consideran un solo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar pero no tienen un esquema de verificación del comportamiento ante sismos más frecuentes pero menos severos. En tal sentido es importante desarrollar el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones aporticadas en el Perú ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

El objetivo de este trabajo es la evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con las normas peruanas y la recopilación de trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos [Ortiz y Rivas 2006, Navarro y Fernández 2006] para establecer posibles tendencias en el comportamiento general esperado de este tipo de estructuras.

Para el diseño se emplearon las normas peruanas de Concreto Armado NTE-060 [ININVI, 1990]. Y la Norma de Diseño Sismorresistente (NTE-030) [SENCICO 2003]. Para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité VISIÓN 2000 del SEAOC [SEAOC, 1995] y para la estimación de la respuesta sísmica, procedimientos de análisis no lineal basados en espectros de demanda-capacidad.

1.2 Organización del documento.

En el capítulo dos se presentan los modelos y procedimientos que se utilizan en el análisis incremental inelástico de edificaciones.

En el capítulo tres se desarrollan los procedimientos para estimar la respuesta sísmica inelástica de edificaciones usando espectros de demanda capacidad.

El marco teórico 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 muestra 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.



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 controlados que varían lentamente durante el ensayo de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia significativas, 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) o 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 de algún punto de la estructura, normalmente en el último piso (techo)*; esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura (Figura 2.1).

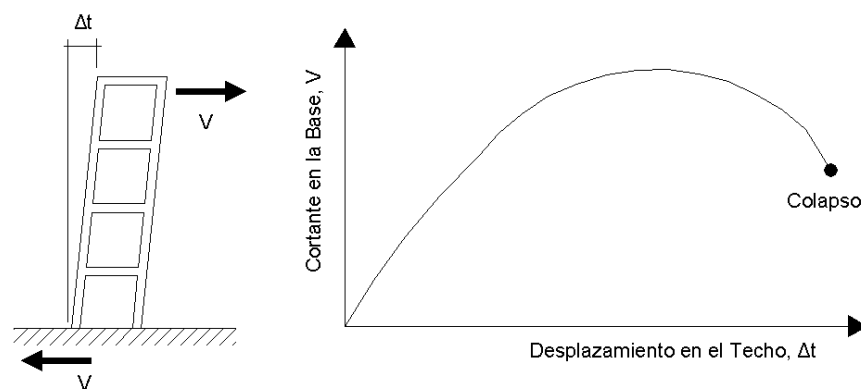


Figura 2.1. Ensayo monotónico y curva de capacidad.

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.

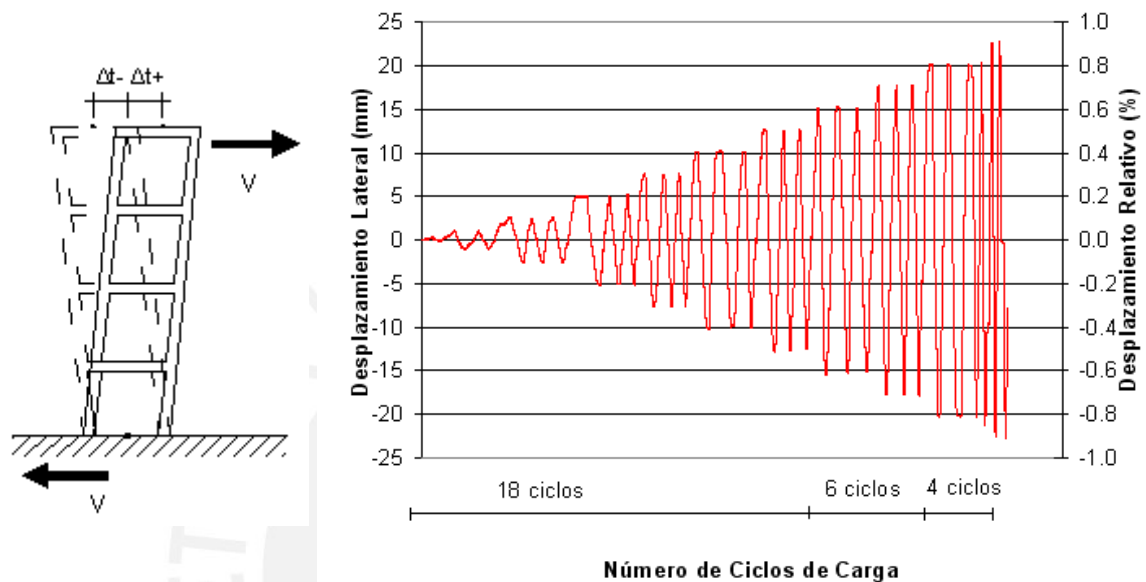


Figura 2.2. Ensayo Cíclico

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 (curva que relaciona la fuerza cortante basal con el desplazamiento en el ultimo nivel) se obtiene luego como la envolvente de los ciclos de histéresis de un ensayo de desplazamiento cíclico incremental. (Figura 2.3)

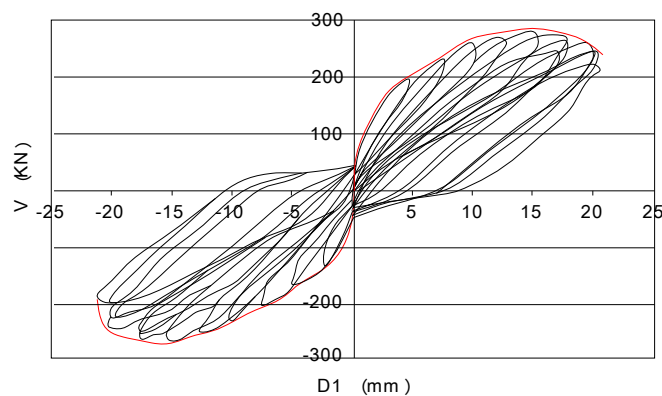


Figura 2.3 Curva de Capacidad de un ensayo cíclico

El efecto de la degradación estructural causada por las oscilaciones durante los sismos se logra representar con los ensayos cíclicos incrementales.

2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenida de un modelo teórico

Es posible obtener curvas de capacidad para algunas estructuras usando modelos teóricos no lineales. Para este propósito es necesario modelar el comportamiento no lineal primero de los materiales, luego de las secciones y elementos y finalmente de la estructura en su conjunto.

2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado.

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 para el concreto:

- **Modelo esfuerzo-deformación para el acero**

La figura 2.4 [Ottazzi, 2003] muestra los resultados de ensayos a tracción en varillas peruanas de acero de 5 / 8" grado 60. Solo se muestra un tramo de la curva, la grafica se ha interrumpido mucho antes de la rotura de las barras.

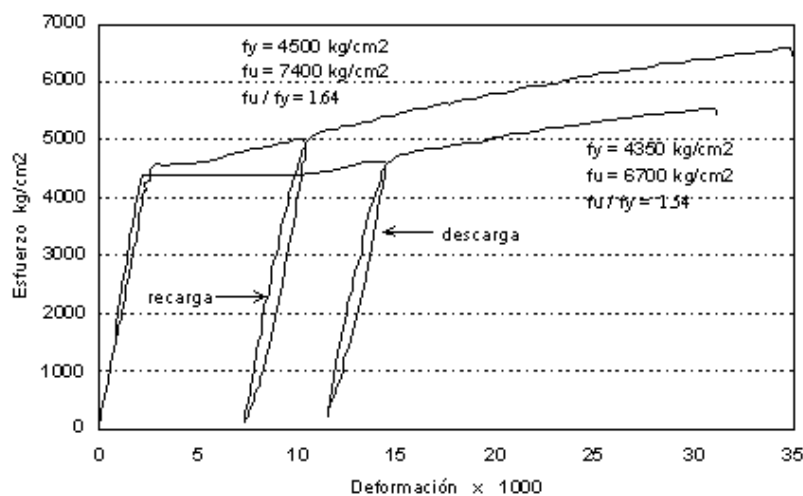


Figura 2.4 Curvas típicas para varillas nacionales de 5/8" Grado 60

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican usando alguno de los siguientes modelos.

- Modelo Elastoplástico Perfecto

Es el modelo bilineal más sencillo (Figura 2.5). Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. El empleo de este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia.

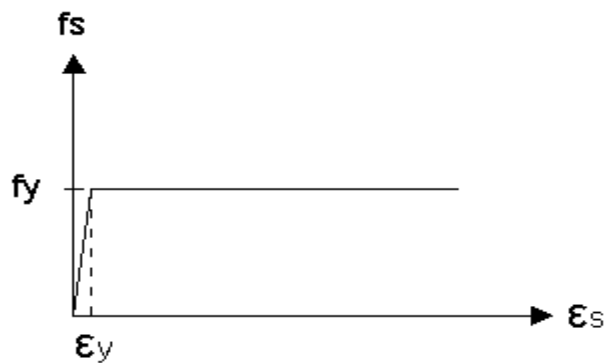


Figura 2.5 Modelo Elastoplástico Perfecto

- Modelo Trilineal

Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. (Figura 2.6). Este modelo es el que se utilizó en el presente trabajo.

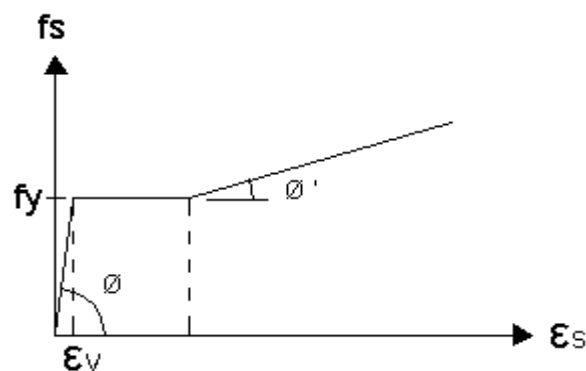


Figura 2.6 Modelo Trilineal

- Modelo Elastoplástico con endurecimiento Curvo

En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola normalmente de 2do o 3er grado. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente (Figura 2.7)

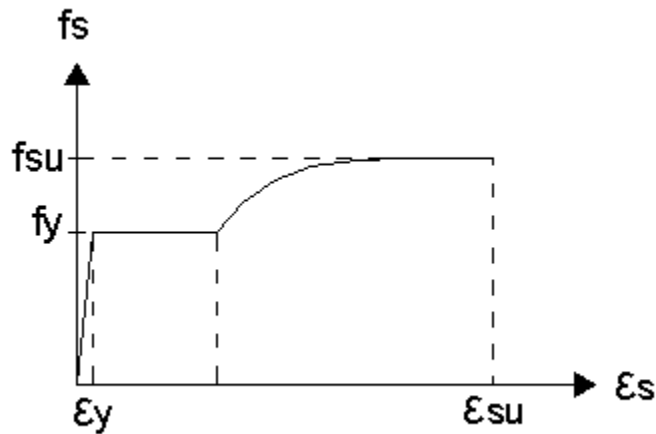


Figura 2.7 Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo

- **Modelo esfuerzo-deformación para el concreto**

En los elementos de concreto armado parte del concreto está confinado por el acero de refuerzo mientras que la zona de recubrimiento se encuentra sin confinar. La figura 2.8 muestra la sección transversal de una viga y una columna, las zonas de concreto confinado se indican sombreadas.

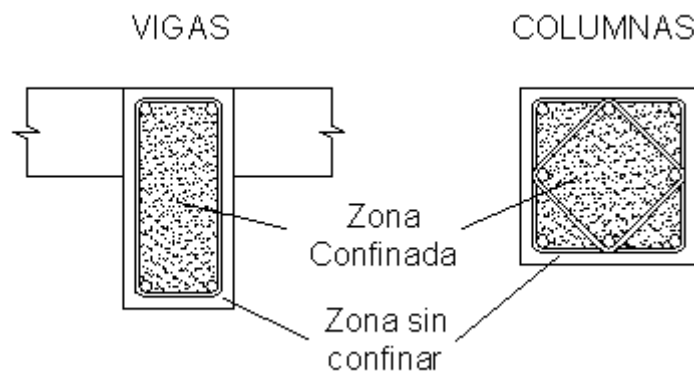


Figura 2.8 Secciones típicas de vigas y columnas

El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el del concreto sin confinar, no sólo en lo que respecta al esfuerzo máximo sino fundamentalmente a que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente (figura 2.9).

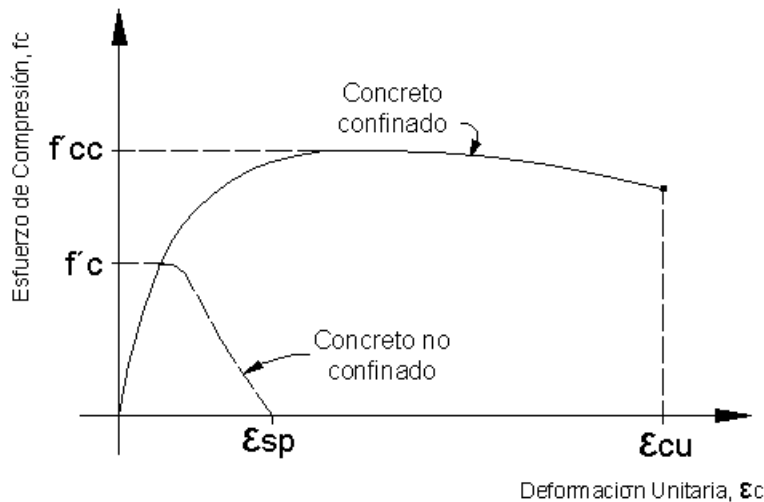


Figura 2.9 Curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar

Modelos para concreto no confinado

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican en modelos teóricos como los mostrados a continuación.

- Modelo de Hognestad

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. (Figura 2.10). La ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión:

$$f_c = f''c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real ($f''c$) está asociado a una deformación unitaria ε_0 que se calcula por la expresión: $\varepsilon_0 = 1.8f''c/E_c$.

El tramo recto parte del punto más alto de la curva, se extiende hasta una deformación unitaria de 0.0038 al cual corresponde un esfuerzo de $0.85f''c$.

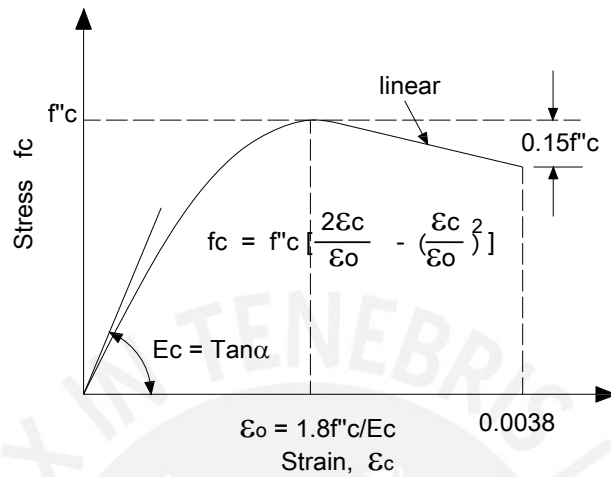


Figura 2.10 Modelo modificado de Hognestad

o Modelo del CEB

La propuesta del Comité europeo del concreto (CEB 1978) mostrada en la figura 2.11 corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple (Ottazzi, 2003)

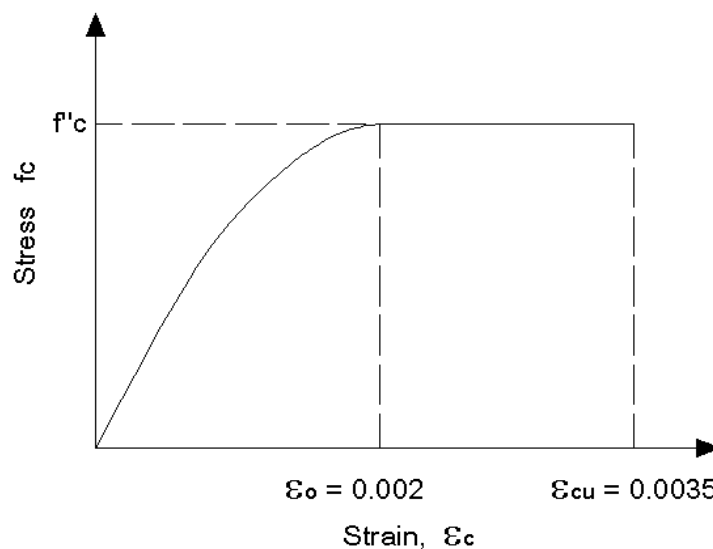


Figura 2.11 Modelo del CEB

Este modelo consiste en una parábola que llega hasta el punto de máximo esfuerzo en el concreto ($f'_c = 0.85f_c$) seguida por una recta bajo esfuerzo constante hasta llegar a su máxima deformación.

Modelos para concretos confinados

- Modelo de Kent y Park

Este modelo es muy utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares, tiene tres tramos (Figura 2.12). El primer tramo es una parábola cuyo máximo valor corresponde al esfuerzo f'_c y a una deformación unitaria de 0.002. El segundo tramo es lineal y el esfuerzo decrece hasta alcanzar el 20% del f'_c . La pendiente de este tramo depende de la resistencia del cilindro de concreto, de la relación del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto (medido al exterior de los estribos), del ancho del núcleo confinado (medido al exterior de estribos) y el espaciamiento de los estribos. El último tramo es horizontal (al 20% del f'_c) y no suele considerarse para el análisis sísmico de estructuras. Como se observa no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, sino que su efecto se considera en la longitud de la rama descendente de la curva. [Park y Paulay, 1980].

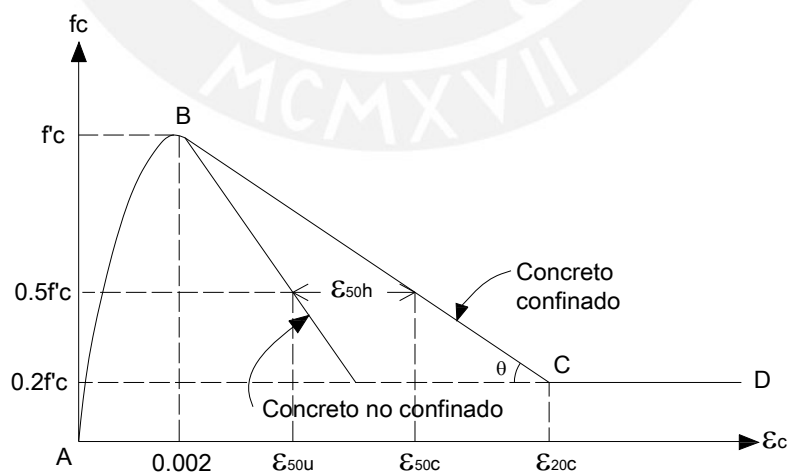


Figura 2.12 Modelo de Kent y Park para concretos confinados por estribos rectangulares [Park y Paulay, 1980]

o Modelo de Mander

Este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Por esta razón este es el modelo más empleado en el análisis sísmico de edificaciones y el que se utilizó en el presente trabajo.

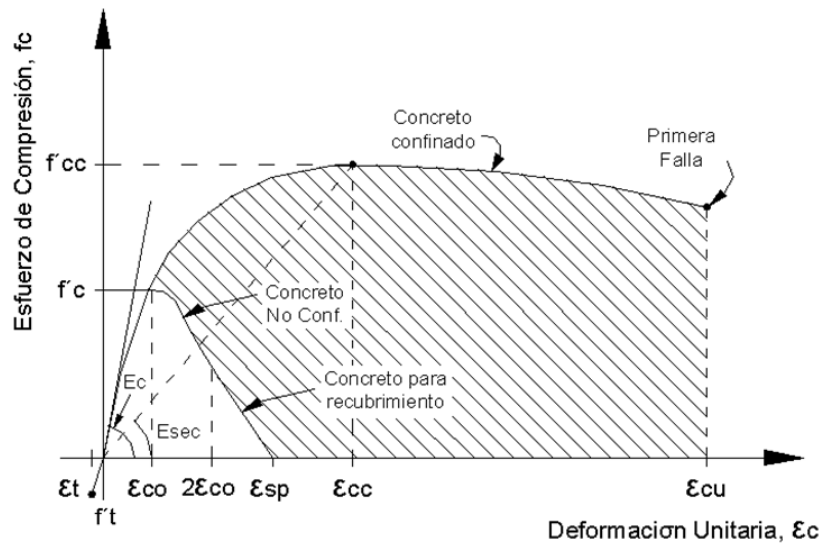


Figura 2.13 Modelo de Mander

Las relaciones esfuerzo deformación se describen por una sola curva (Figura 2.13) expresada por la siguiente ecuación [Paulay y Priestley, 1992]:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Donde:

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

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'c} - 1 \right) \right] \quad E_c = \left\{ \begin{array}{l} 5000 \sqrt{f'c} \dots (MPa) \\ 60000 \sqrt{f'c} \dots (psi) \end{array} \right\}$$

f'_{cc} = Resistencia a la compresión máxima del concreto confinado.

f'_c = Resistencia a la compresión máxima del concreto sin confinar.

ϵ_{cc} = Deformación unitaria en el punto de mayor esfuerzo a la compresión.

f'_l = Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

Para secciones rectangulares el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral (f'_l) está en función del coeficiente de confinamiento efectivo k_e , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de línea del estribo ($k_e = 0.75$ para secciones rectangulares), del área transversal ρ y del esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento f_{yh} . Cuando las secciones cuentan con diferentes áreas de refuerzo transversal ρ_x y ρ_y en las direcciones principales, los esfuerzos de confinamiento lateral se calculan como:

$$f'_lx = K_e \rho_x f_{yh}$$

$$f'_ly = K_e \rho_y f_{yh}$$

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección (f'_lx y f'_ly) se determina luego la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar (f'_{cc}/f'_c), utilizando el diagrama de la figura 2.14, con $f'_lx > f'_ly$.

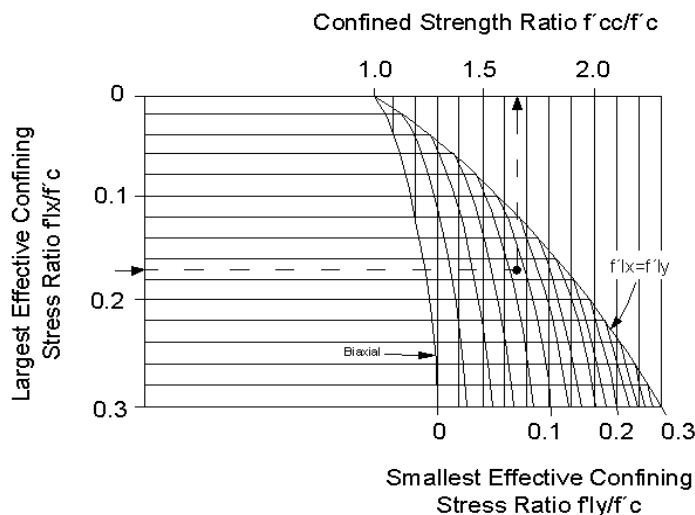


Figura 2.14 Relación de esfuerzos para concreto confinado y sin confinar [Mander J.B, Priestley M. y Park R. 1988]

En caso que $f'_lx = f'_ly$ (columnas cuadradas con igual refuerzo en ambas direcciones) para el cálculo de f'_{cc}/f'_c se utiliza la siguiente expresión:

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

La deformación última ocurre cuando se fractura el acero transversal de confinamiento y puede ser estimado igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal en la fractura con el incremento de energía absorbido por el concreto, una estimación conservadora esta dada por la siguiente ecuación [Paulay y Priestley, 1992]:

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

2.2.2 Modelo Inelástico de las secciones y elementos (vigas y columnas)

- **Relaciones Momento-Curvatura y Momento-Giro**

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado (Figura 2.15) guardan una relación lineal sólo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (M_{cr}).

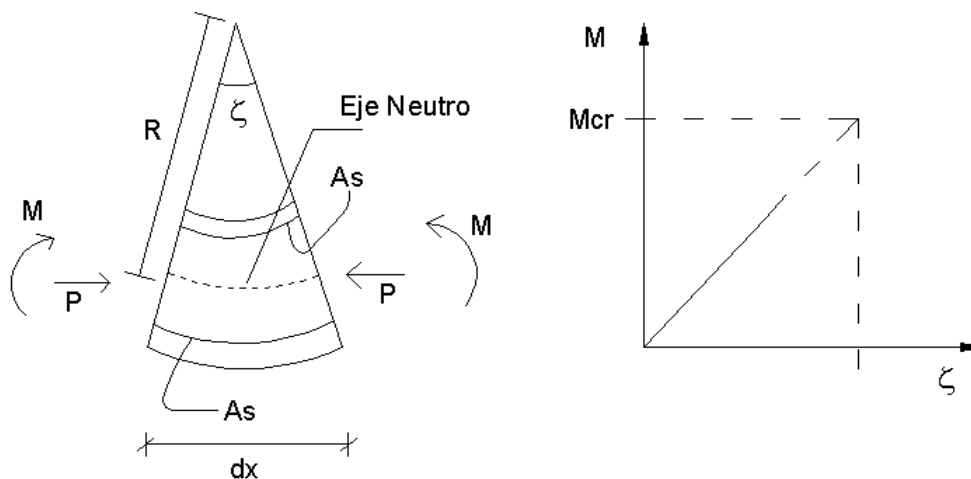


Figura 2.15 Momento y curvatura de una sección de concreto armado

Luego del agrietamiento la relación continúa prácticamente lineal pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y

finalmente su máxima deformación [Ottazzi, 2003]. La figura 2.16 muestra las relaciones momento positivo - curvatura para la sección de una viga donde la fluencia del acero precede el agotamiento del concreto. La viga está armada con $3\phi 1/2"$ y $1\phi 5/8"$ en la parte superior y $1\phi 1/2"$ y $1\phi 5/8"$ en la parte inferior.

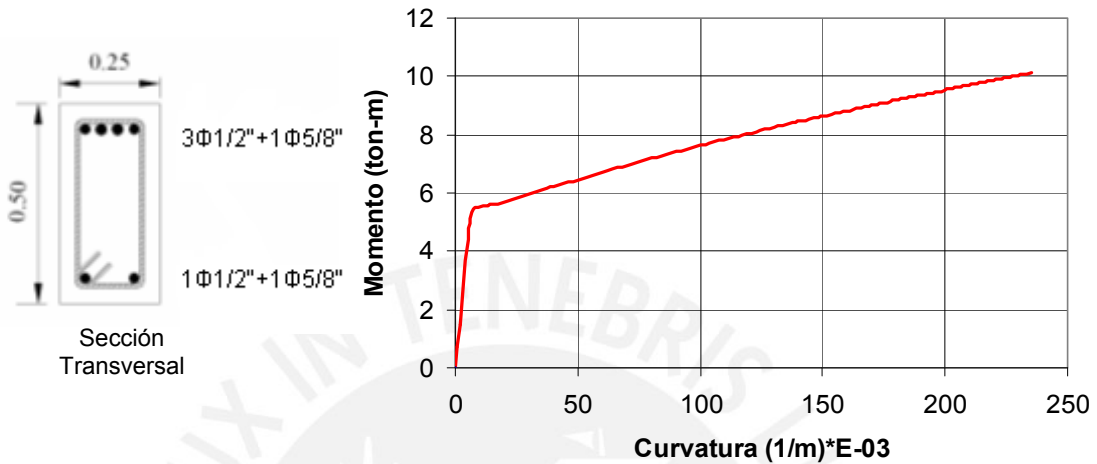


Figura 2.16 Diagrama momento-curvatura de una sección de viga de 0.25x0.50m

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada "L", el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la figura 2.17

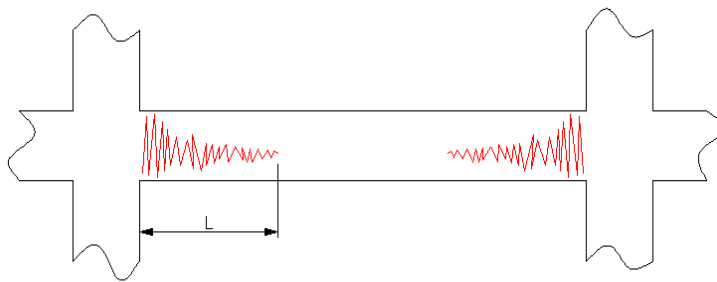


Figura 2.17 Concentración de rótulas en los extremos

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se

denomina rotula plástica y le corresponde una longitud “ L_p ” como se muestra en la figura 2.18. Una aproximación para la longitud efectiva “ L_p ” es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4h$ o $0.5h$) y se asume además que en esta longitud la curvatura es constante [Paulay y Priestley, 1992].

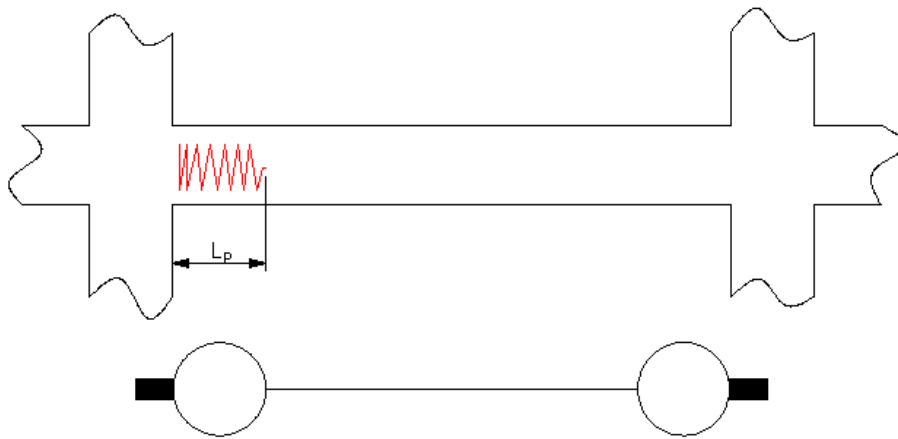
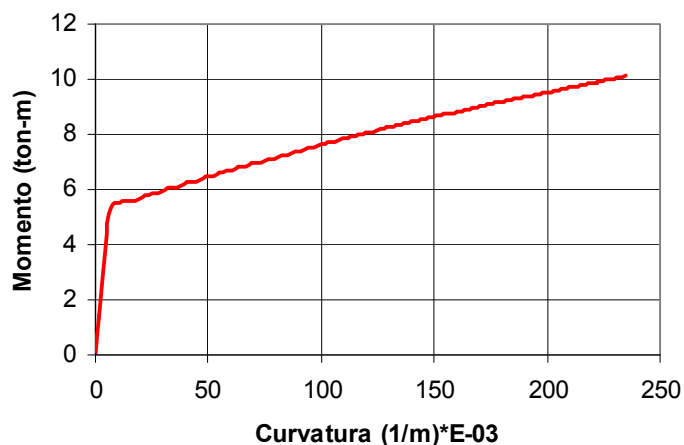


Figura 2.18 Longitud plástica

Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva.

En la figura 2.19 se muestran los diagramas momento-curvatura y momento-giro de una viga de 0.25m x 0.50m. Los valores del giro se han obtenido multiplicando los correspondientes valores de curvatura por $0.50 \times 0.50 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$.



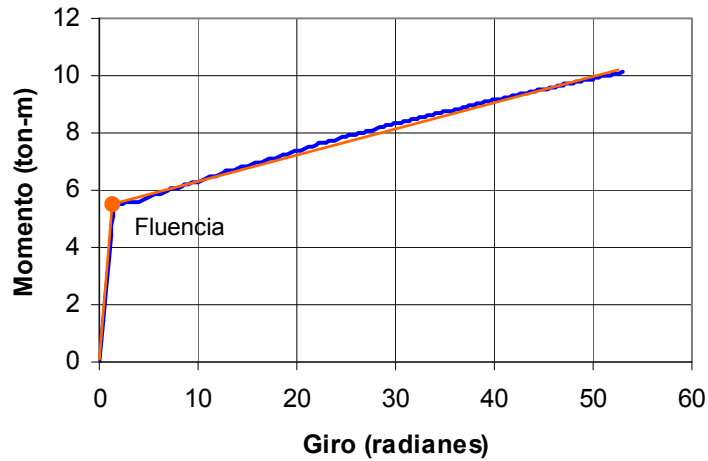


Figura 2.19 Transformación de Diagrama Momento-Curvatura a Momento-Giro

- **Diagramas simplificado**

La figura 2.20 muestra una curva de momento-giro simplificada por tramos rectos para una sección.

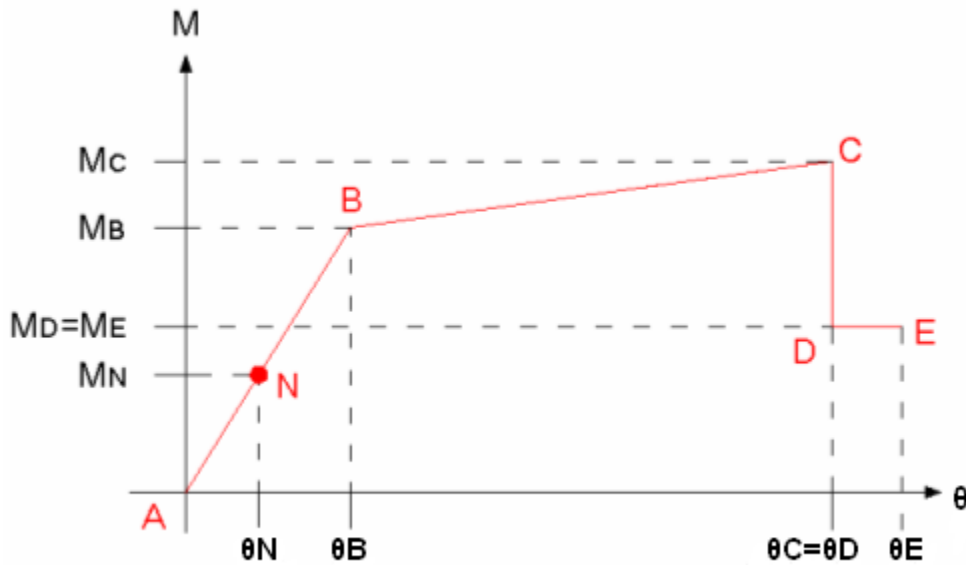


Figura 2.20 Puntos notables del diagrama momento-giro

El punto “B” representa la fluencia efectiva; el punto “C” define el colapso de la primera rótula en la estructura y el punto “N” corresponde al momento último obtenido de las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana [ININVI, 1990].

Para propósitos de utilizar el programa SAP 2000 e ingresar información que nos pide este programa se asume que luego de alcanzar el colapso el momento máximo sufre una reducción hasta en un 40% obteniéndose el punto D, luego el momento se mantiene constante por un tramo corto de deformación (10% de la deformación en C) hasta que se produce la rotura de la sección en el punto E.

A manera de ejemplo se muestra el diagrama momento giro original de una viga en ambos sentidos (figura 2.21) y el mismo diagrama ajustado por tramos rectos (figura 2.22)

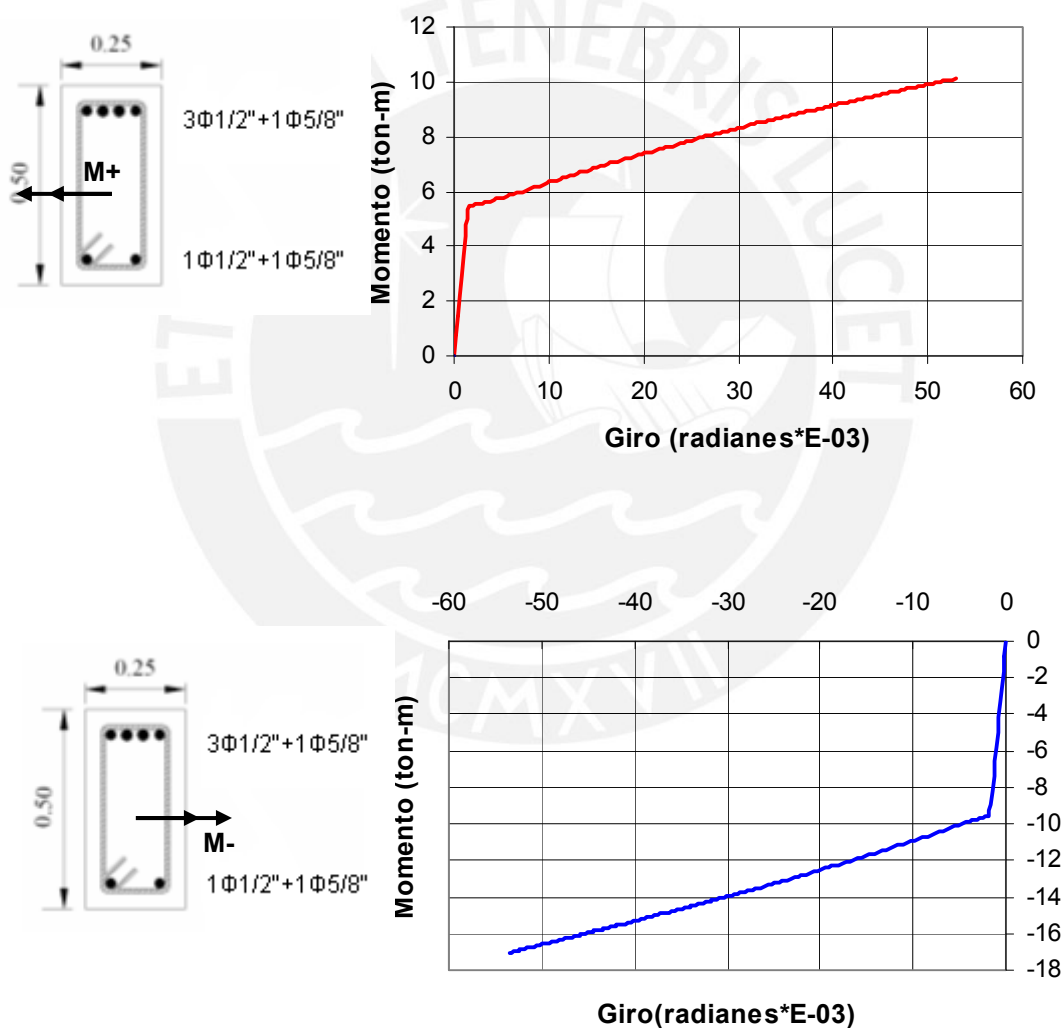


Figura 2.21 Diagramas de Momento-Giro originales

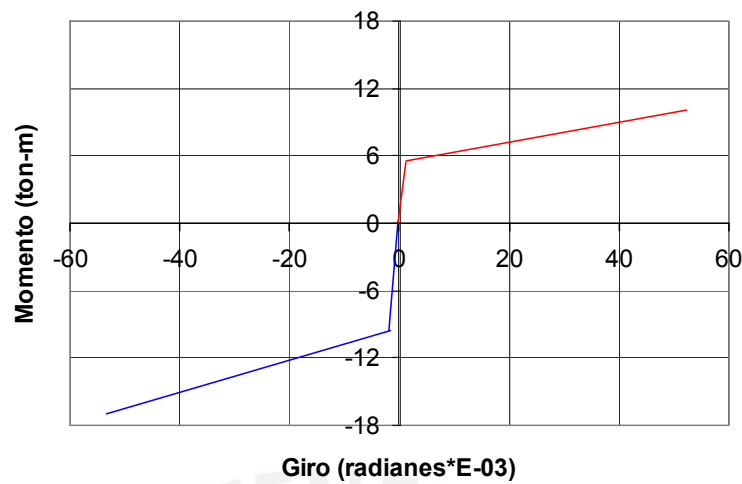


Figura 2.22 Diagramas de Momento-Giro simplificado

2.2.3 Modelo no lineal del edificio

Un modelo sencillo para representar el comportamiento de las edificaciones aporticadas durante terremotos fuertes, consiste en discretizar el comportamiento inelástico mediante rótulas que se ubican en las zonas donde se prevee comportamiento inelástico.

Las zonas de la estructura donde se espera comportamiento inelástico concentrado son los extremos de vigas y columnas y en algunos puntos interiores de viga de luz importante. (Figura 2.23)

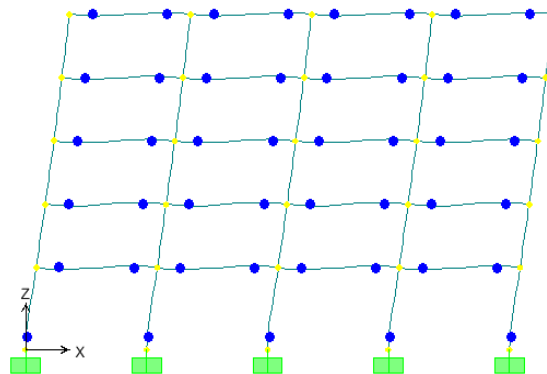


Figura 2.23 Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas

Cabe mencionar que en nuestro modelo se consideró los nudos de unión entre vigas y columnas como zonas infinitamente rígidas [Coll, López et al., 2003; Muñoz, Blondet et al., 2001]. El modelo de la estructura tiene 9 tipos de rotulas para vigas y 9 tipos de rotulas para columnas, usándose en total 465 elementos y 18 tipos de rotulas.

2.2.4 Curva de Capacidad

Para obtener la curva de capacidad teórica de una estructura se realiza un análisis estático no lineal. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la técnica del pushover, también conocido con el nombre de análisis incremental de colapso.

- **Análisis de Acciones Incrementales**

En el análisis pushover se somete al modelo a un juego de acciones incrementales laterales. Estas acciones laterales, que pueden ser un sistema de fuerzas o un sistema de desplazamientos que mantienen una forma constante que se va incrementando proporcionalmente hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamiento de la estructura.

Generalmente se usan incrementos de desplazamientos, cuya forma corresponde al modo fundamental de vibración de la estructura (primer modo) en la dirección analizada [Bonett, 2003]. (Figura 2.24)

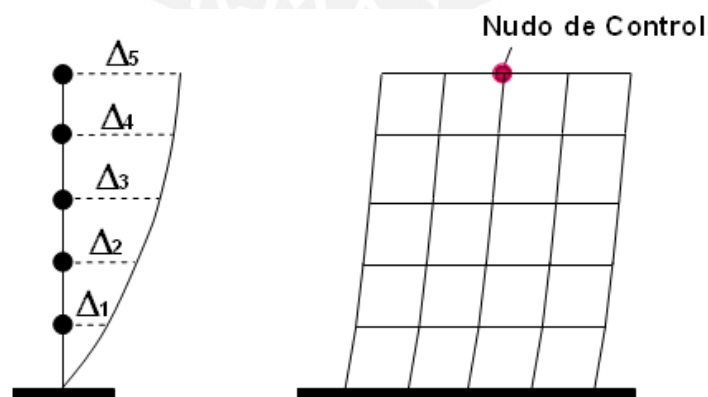


Figura 2.24 Idealización del ensayo de desplazamientos incrementales

Para el control de los incrementos se usa el desplazamiento de un nudo en el último nivel de la estructura y se debe indicar un valor máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento. Este análisis debe partir de aplicar al modelo estructural las cargas de servicio (muerta y viva) como se muestra en la figura 2.25 [Habibullah y Pyle, 1998].

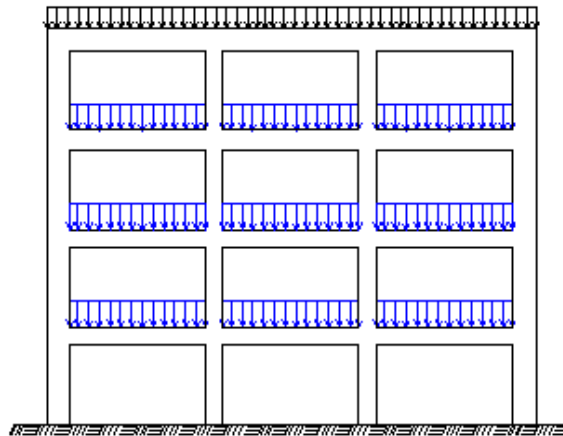


Figura 2.25 Cargas de servicio (muerta y viva) en la edificación

A medida que se incrementan los desplazamientos laterales se va registrando la fuerza cortante (V) en la base de la estructura y el desplazamiento del techo (D_t). El proceso termina cuando el desplazamiento en el techo alcanza un valor máximo especificado. Con los resultados del análisis incremental se obtiene la curva Cortante basal - Desplazamiento (V vs. D_t) el cual se le conoce como curva de capacidad. (Figura 2.26)

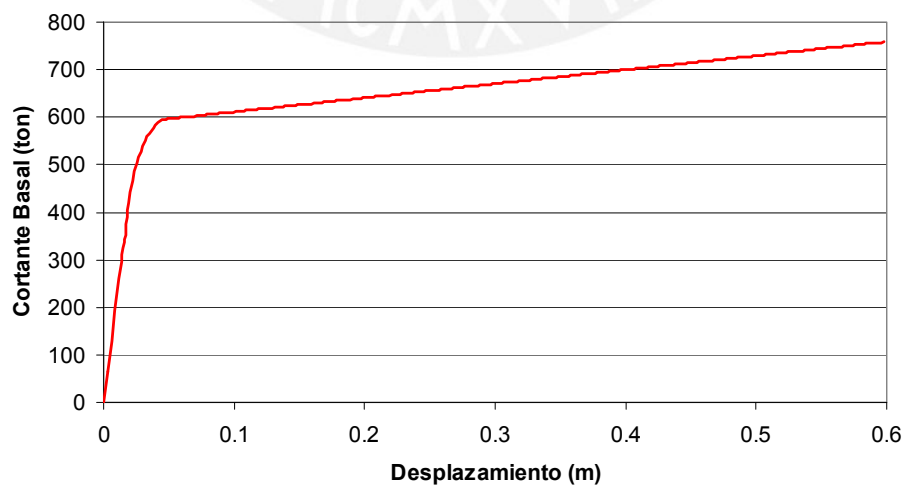


Figura 2.26 Curva fuerza-desplazamiento del último nivel de un análisis incremental
(Curva de Capacidad de la estructura)

- **Fluencia Efectiva y Modelo Bilineal**

En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rotula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se denomina “fluencia efectiva”.

Una vez determinado el punto de fluencia efectiva es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal. Existen diversos criterios para la determinación de dicho punto, algunos 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 en el punto de cortante máximo, como se muestra en la figura 2.27, el punto de intersección de las dos tangentes determina el punto de fluencia efectiva de la estructura [Aguilar, 2003]

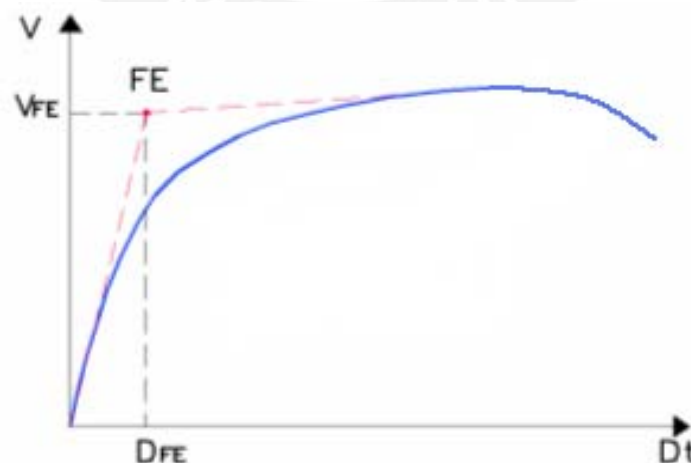


Figura 2.27 Rigideces tangentes, para determinar el punto de fluencia de una estructura

- Criterio de las áreas iguales

Este criterio consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad como se muestra en la figura 2.28. [Aguiar 2003]

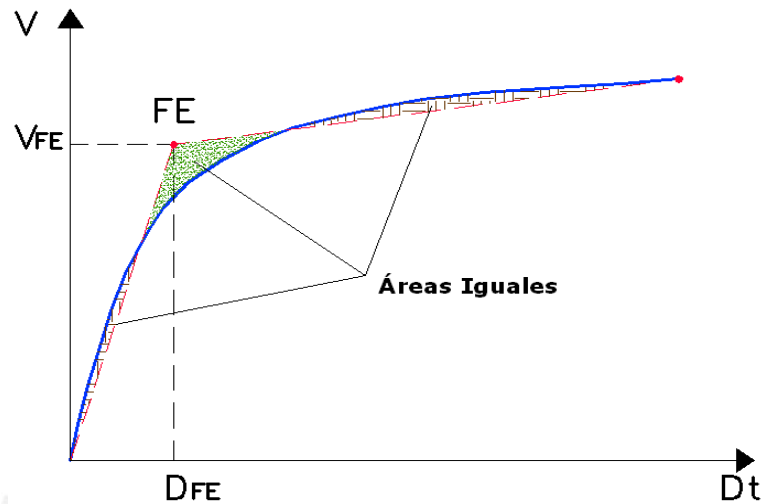


Figura 2.28 Áreas iguales, para determinar el punto de fluencia de una estructura

Existe otra alternativa para encontrar el modelo bilineal equivalente, el cual consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad con el área de la curva del modelo bilineal como se ilustra en la figura 2.29. Se destaca que la recta que corresponde al rango elástico es tangente a la curva de capacidad. Para la evaluación del área bajo la curva de capacidad, es conveniente dividir la figura en trapecios elementales y para encontrar el área del modelo bilineal se debe calcular el área de un triángulo y un trapecio. El cálculo del punto de fluencia, se determina en forma iterativa hasta conseguir igualar las áreas [Aguiar 2003].

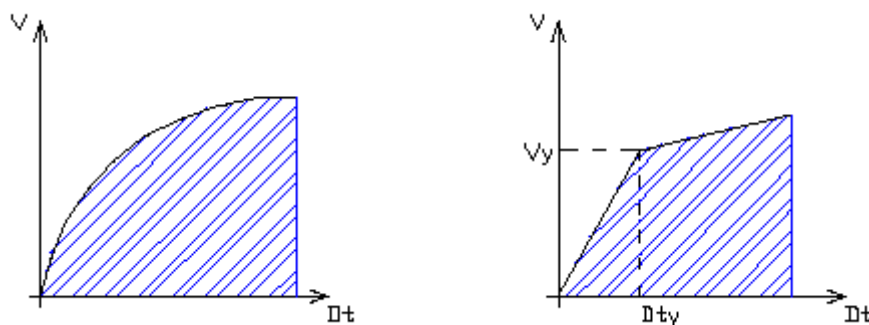


Figura 2.29. Alternativa para determinar el modelo bilineal

- Criterio del Ajuste por mínimos cuadrados.

La ecuación de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de fluencia efectiva viene definido por la ecuación 1 y la ecuación de la recta para el rango no lineal es la indicada en la ecuación 2.

$$V = b_1 D_t \dots\dots\dots(1)$$

$$V = a_2 + b_2 D_t \dots\dots\dots(2)$$

$$D_{ty} = \frac{a_2}{b_1 - b_2} \dots\dots\dots(3)$$

Los valores de b_1, b_2 y a_2 , se obtienen del ajuste de los mínimos cuadrados. El punto de fluencia D_{ty} satisface las ecuaciones (1) y (2) ya que es punto común de las dos rectas. Por lo tanto al igualar estas ecuaciones se determina D_{ty} , con la ecuación (3).

El cálculo se realiza en forma iterativa, hay que imponerse el punto D_{ty} , de tal manera que los puntos de capacidad resistente se dividen en dos partes, los que se encuentran bajo D_{ty} y los que están sobre este valor. Con los datos del primer grupo se determina la pendiente b_1 y con los datos del segundo grupo se obtienen a_2 y b_2 . Posteriormente con la ecuación (3) se recalcula el valor de D_{ty} y se continúa con el calculo hasta que el valor impuesto del desplazamiento de fluencia sea aproximadamente igual al valor calculado [Aguiar 2003]. Este es el criterio que se utilizó en el presente trabajo.

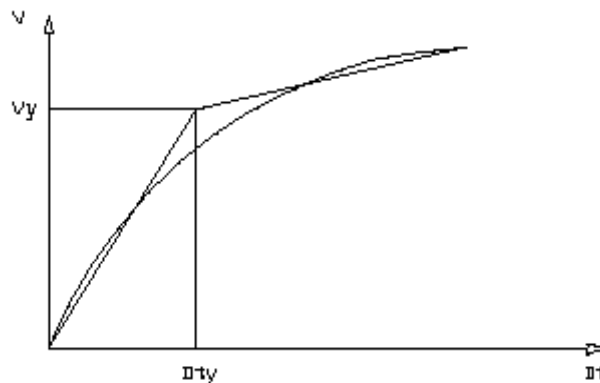


Figura 2.30 Criterio del Ajuste por mínimos cuadrados.

- **Zona elástica e inelástica del modelo bilineal**

Una vez definido el punto de fluencia efectiva (Δ_{FE}, V_{FE}) quedan definidos los rangos de desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura en su conjunto (Δ_e, Δ_p). (Figura 2.31).

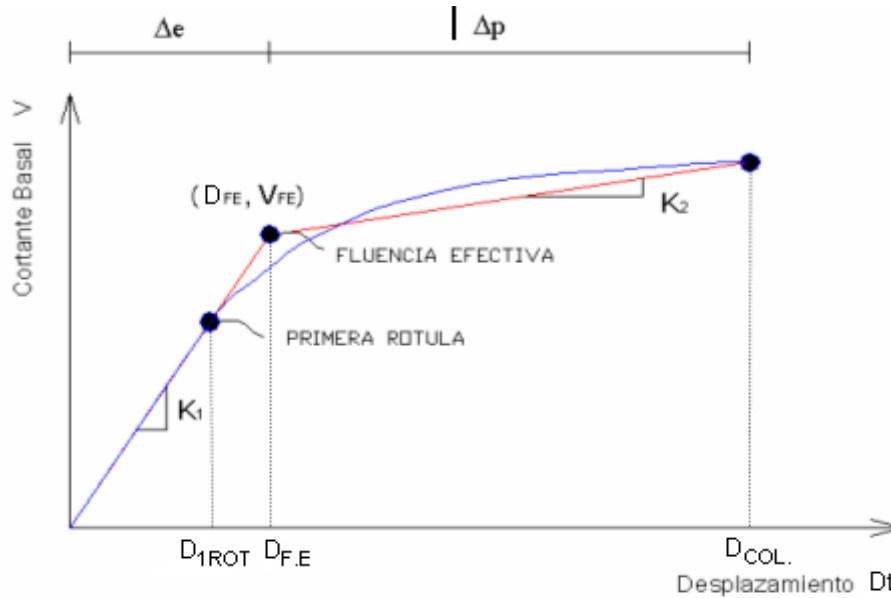


Figura 2.31 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

- **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de deformación más allá del límite elástico que posee una estructura o un elemento estructural.

- Ductilidad Disponible.

Luego de las primeras rotulas no se produce un cambio importante en la rigidez de la estructura por lo que se suele emplear cocientes de ductilidad basados en el desplazamiento de la primera rotula y también de la fluencia efectiva. La ductilidad de desplazamiento disponible de una estructura puede estimarse dividiendo el desplazamiento de colapso (D_{COL}) entre el desplazamiento asociado a la primera rotula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva ($D_{F.E}$), de la siguiente manera:

$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}} \quad \text{o} \quad \mu_{COL/F.E} = \frac{D_{COL}}{D_{F.E}}$$

Obsérvese dichos desplazamientos en la figura 2.32

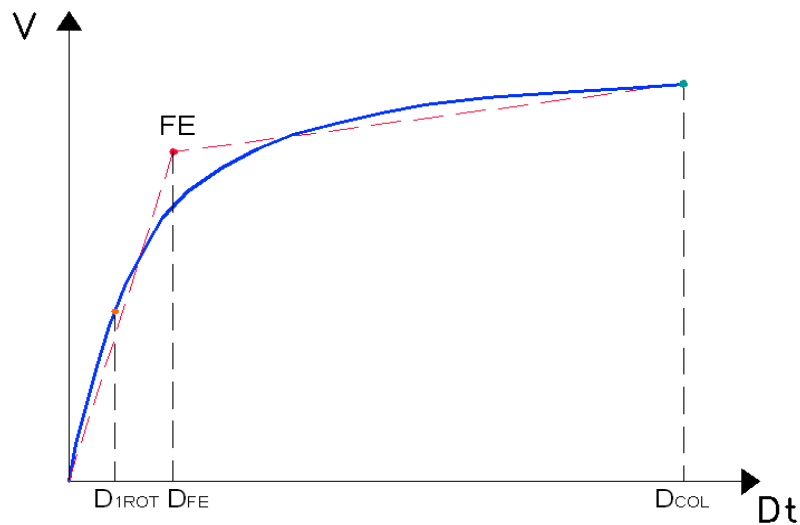


Figura 2.32 Puntos notables en el calculo de la ductilidad disponible de la estructura

De manera similar, la ductilidad de curvatura disponible a flexión de los elementos resulta del cociente entre la curvatura de rotura (φ_{ROT}) y la curvatura asociada a la fluencia efectiva del elemento ($\varphi_{F.E}$), obsérvese dichas curvaturas en la figura 2.33

$$\mu_{ROT / F.E} = \frac{\varphi_{ROT}}{\varphi_{F.E}}$$

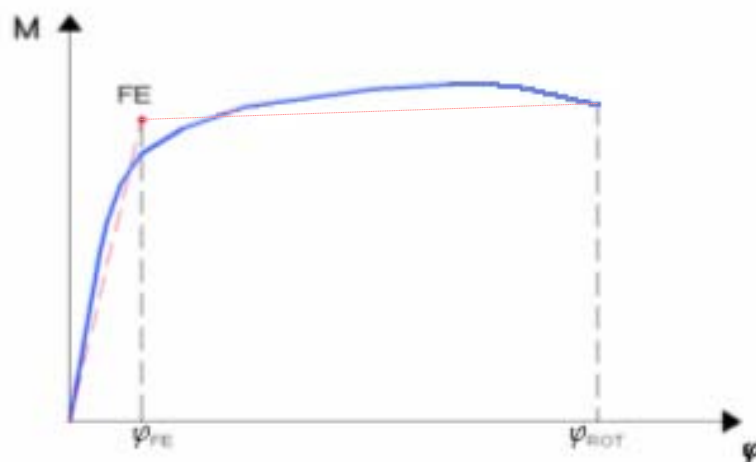


Figura 2.33 Puntos notables en el calculo de la ductilidad disponible de un elemento

- 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 (SF), el Sismo Ocasional (SO) y el Sismo Raro (SR) (sismos cuyos periodos de retorno son 43, 72 y 475 años respectivamente) (figura 2.34); y los asociados a las derivas globales del edificio de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰, estos últimos son valores asociados a las derivas de entrepiso establecidas por el código peruano de 1997, 1977 y el UBC respectivamente (figura 2.35).

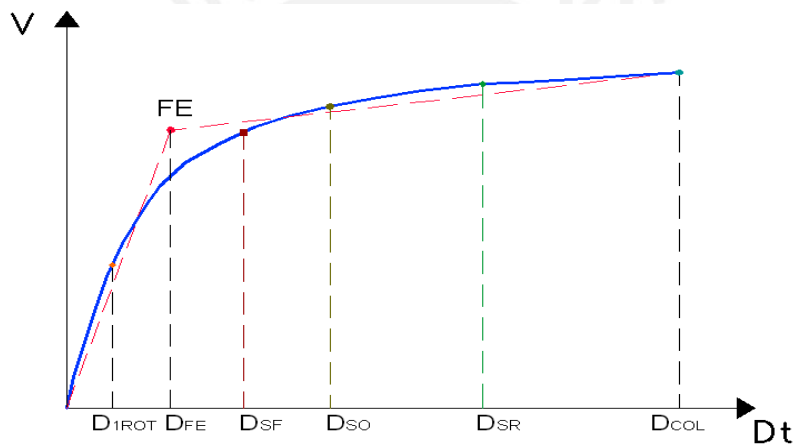


Figura 2.34 Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente (SF), Ocasional (SO) y Raro (SR)

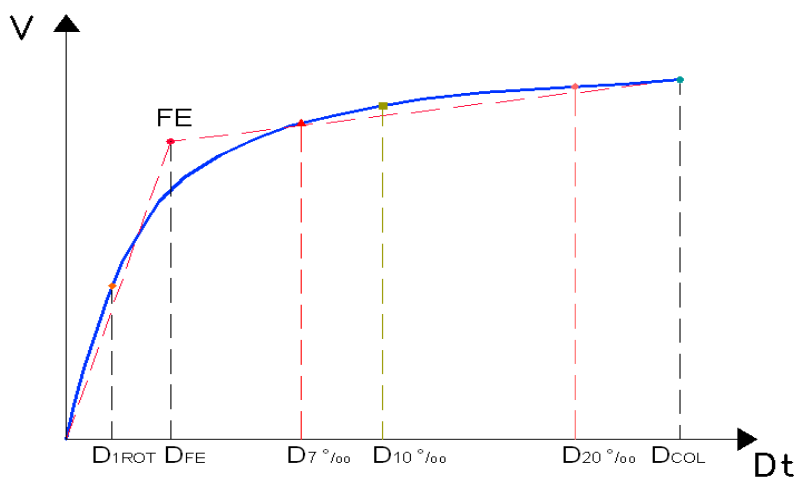


Figura 2.35 Desplazamientos correspondientes a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰

La ductilidad de desplazamiento demandada de acuerdo a los tres niveles de sismo se calcula como sigue:

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

$$\mu_{(SF,SO,SR)/F.E} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{F.E}}$$

y la demanda de ductilidad de desplazamiento asociada a las tres derivas se calcula como:

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

$$\mu_{(7^{00}/_{00},10^{00}/_{00},20^{00}/_{00})/F.E} = \frac{D_{(7^{00}/_{00},10^{00}/_{00},20^{00}/_{00})}}{D_{F.E}}$$

Para los elementos, puede estimarse la ductilidad de curvatura demandada asociada a cada uno de los puntos de interés de la curva de capacidad.

La demanda de ductilidad de curvatura 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. Obsérvese en la figura 2.36 y 2.37 las curvaturas de la sección de un elemento asociadas a tales puntos de interés.

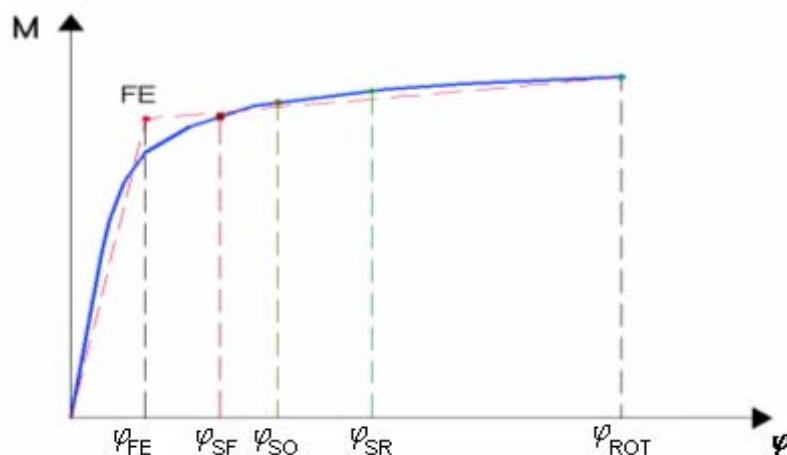


Figura 2.36 Curvaturas asociadas a los sismos de demanda

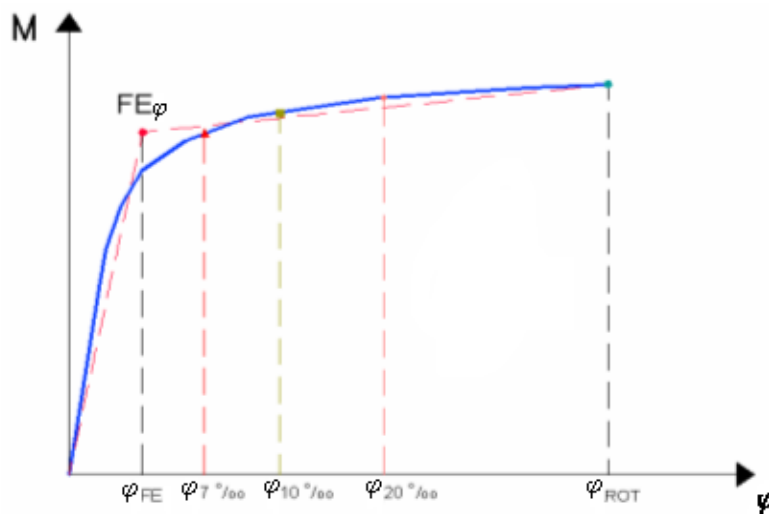


Figura 2.37 Curvaturas asociadas a las derivas de 7⁰⁰/100, 10⁰⁰/100 y 20⁰⁰/100

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

$$\mu_{SF,SO,SR/F.E\varphi} = \frac{\varphi_{(SF,SO,SR)}}{\varphi_{F.E}}$$

$$\mu_{(7^{00}/100,10^{00}/100,20^{00}/100)/F.E\varphi} = \frac{\varphi_{(7^{00}/100,10^{00}/100,20^{00}/100)}}{\varphi_{F.E}}$$

- **Sobrerresistencia**

Muchas estructuras incrementan su capacidad de carga lateral, aun después que el desplazamiento lateral excede el límite elástico. Este incremento de capacidad más allá del límite elástico se conoce como sobrerresistencia estructural.

Para cuantificar la sobrerresistencia se emplean cocientes de fuerzas, así por ejemplo es posible definir la sobrerresistencia de la estructura respecto a la fuerza cortante de diseño (V_D) desde el punto de vista de la fuerza cortante de la primera rotula (V_{ROT}), la fuerza cortante de la fluencia efectiva ($V_{F.E}$), y la fuerza cortante de colapso (V_{COL}) mediante las siguientes ecuaciones.

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

$$SR_{F.E/D} = \frac{V_{F.E}}{V_D}$$

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

Para estimar la sobrerresistencia de la estructura respecto al instante en que se inicia el comportamiento inelástico se suelen usar las dos siguientes ecuaciones:

$$SR_{F.E/1ROT} = \frac{V_{F.E}}{V_{1ROT}}$$

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

Finalmente el cociente entre la fuerza cortante de colapso y fluencia efectiva es una medida de la sobrerresistencia mecánica de la edificación.

$$SR_{COL/F.E} = \frac{V_{COL}}{V_{F.E}}$$

La sobrerresistencia también puede medirse respecto a las fuerzas asociadas a los sismos frecuentes (SF), ocasional (SO) y raro (SR) (Fig. 2.38).

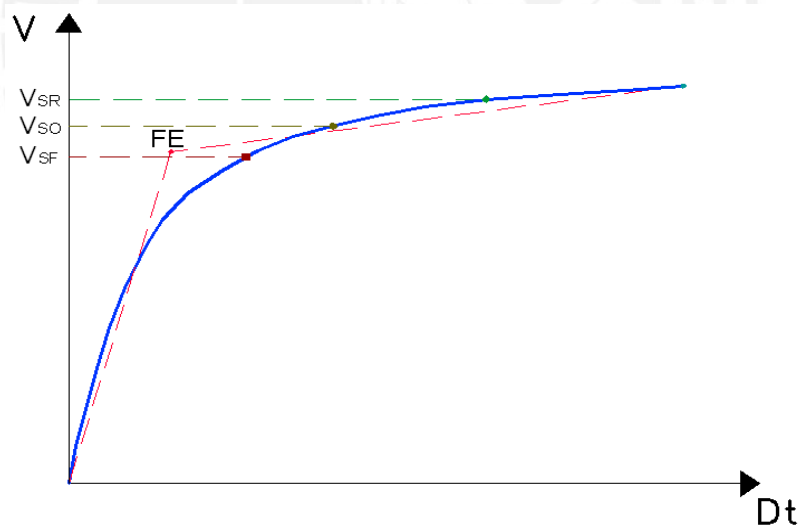


Figura 2.38 Cortantes asociadas a los sismos de demanda

Las sobrerresistencia de acuerdo a los tres niveles de sismo se calculan como sigue:

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

$$SR_{(SF,SO,SR)/F.E} = \frac{V_{(SF,SO,SR)}}{V_{F.E}}$$

De manera similar la sobrerresistencia se puede medir respecto a las fuerzas asociadas a las derivas de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$ (Fig.2.39).

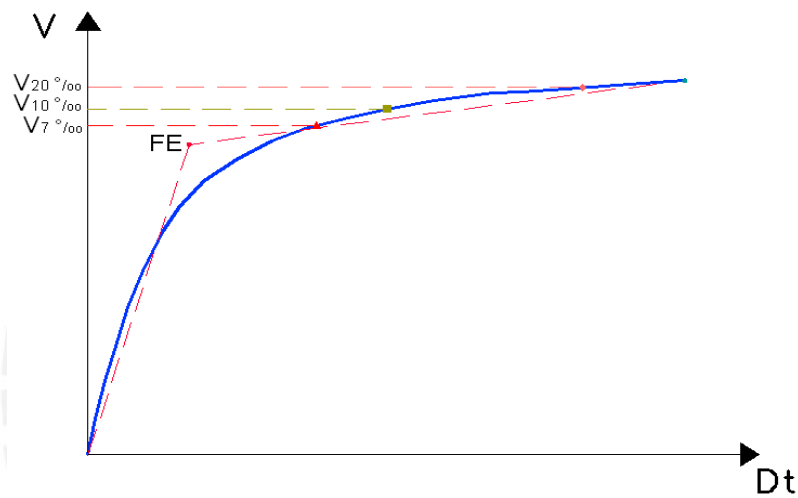


Figura 2.39 Cortantes asociadas a las derivas de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$

Las sobrerresistencias respecto a estos puntos se calcula de la siguiente manera:

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

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

$$SR_{(7^{00}/_{00},10^{00}/_{00},20^{00}/_{00})/F.E} = \frac{V_{(7^{00}/_{00},10^{00}/_{00},20^{00}/_{00})}}{V_{F.E}}$$

Para cuantificar la sobrerresistencia en un elemento se emplean los momentos flectores resistentes de algunos puntos de interés dentro del diagrama Momento-Curvatura simplificado como se muestra en la figura 2.40.

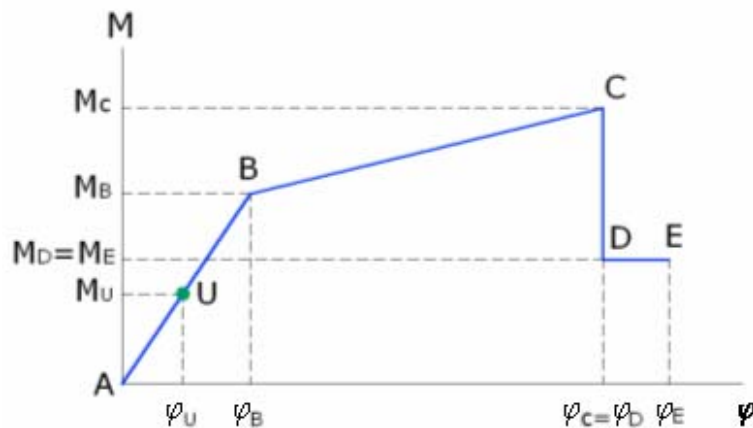


Figura 2.40 Puntos de interés en el diagrama Momento-Curvatura

La sobrerresistencia respecto al momento último obtenido de las combinaciones de carga en los elementos se muestran en las dos siguientes ecuaciones:

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

Para obtener la sobrerresistencia del momento máximo respecto al momento de fluencia efectiva del elemento se utiliza la siguiente ecuación:

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

Adicionalmente se emplearon las siguientes ecuaciones para ser ingresados en el programa SAP 2000

$$SR_{D/B} = SR_{E/B} = \frac{M_D}{M_B} = \frac{M_E}{M_B}$$

2.2.5 Espectro de capacidad

Cada punto de la curva de capacidad (D_i, V) representa el desplazamiento lateral (D_i) que alcanza una estructura cuando la fuerza cortante restitutiva en la base toma el valor (V) .

Para estructuras de un grado de libertad (Figura 2.41), al dividir la fuerza restitutiva entre la masa (M) de una estructura, se obtiene la aceleración que ésta tendría $(a = F/M)$ cuando llegue a alcanzar el desplazamiento asociado. (D_i)

Los valores del desplazamiento y aceleración que se producen simultáneamente en la estructura en el proceso de acciones incrementales pueden interpretarse como cantidades espectrales, es decir $Sa = a$ y $Sd = D_t$. Usando esta Interpretación física finalmente podemos construir una curva $Sa - Sd$ denominada el espectro de capacidad de la estructura. (Figura 2.42)

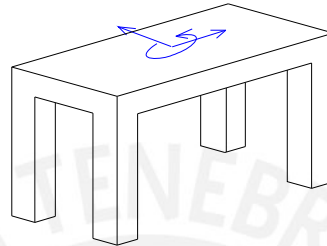


Figura 2.41 Modelo de una estructura de 1 grado de libertad

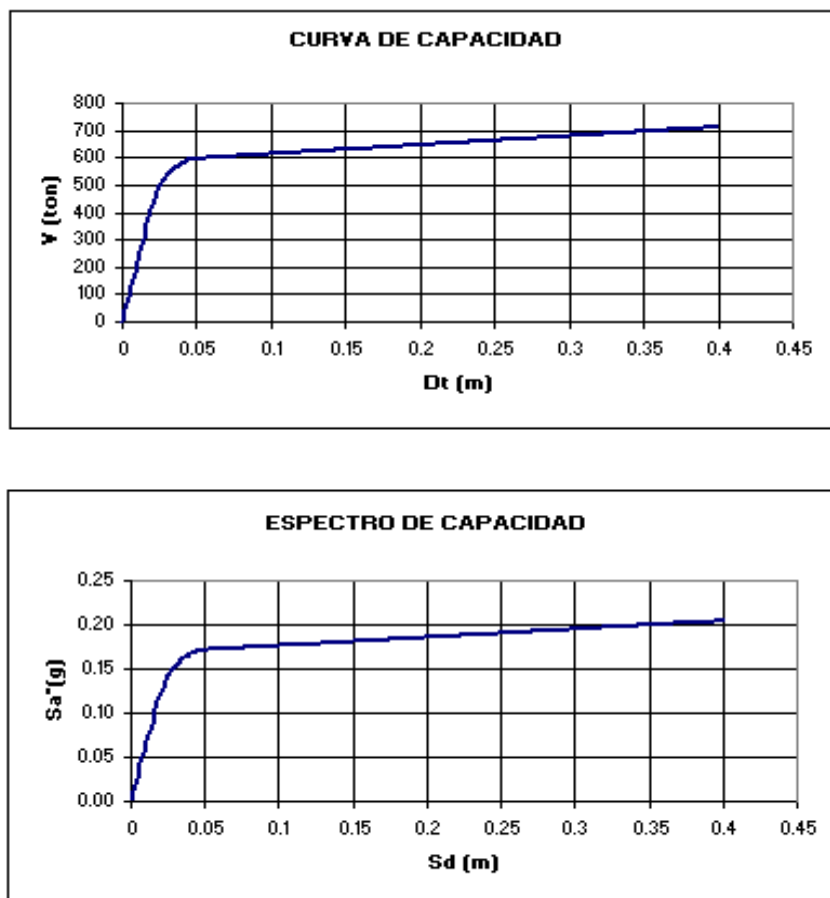


Figura 2.42 Transformación de un diagrama curva de capacidad a espectro de capacidad para una estructura de 1 grado de libertad.

Para estructuras de varios grados de libertad dinámicos debe tomarse en cuenta que el desplazamiento en el techo (D_i) y la fuerza cortante en la base (V) se relacionan con los valores espectrales mediante las siguientes ecuaciones: $D_i = (L^*/M^*) * S_d$ y $V = (L^{*2}/M^*) * S_a$. Donde L^* se denomina masa participante ($L^* = \sum M_i \phi_i$) y M^* se denomina masa generalizada ($M^* = \sum M_i \phi_i^2$), siendo M_i la masa de cada nivel y ϕ_i los desplazamientos laterales del modo fundamental

Por tanto para obtener el espectro de capacidad, deben dividirse los valores de la curva de capacidad por L^*/M^* para pasar de D_i a S_d y por L^{*2}/M^* para pasar de V a S_a .

La figura 2.43 muestra el espectro de capacidad con los puntos de fluencia efectiva (SD_Y, SA_Y) y colapso (SD_C, SA_C) resaltados respectivamente.

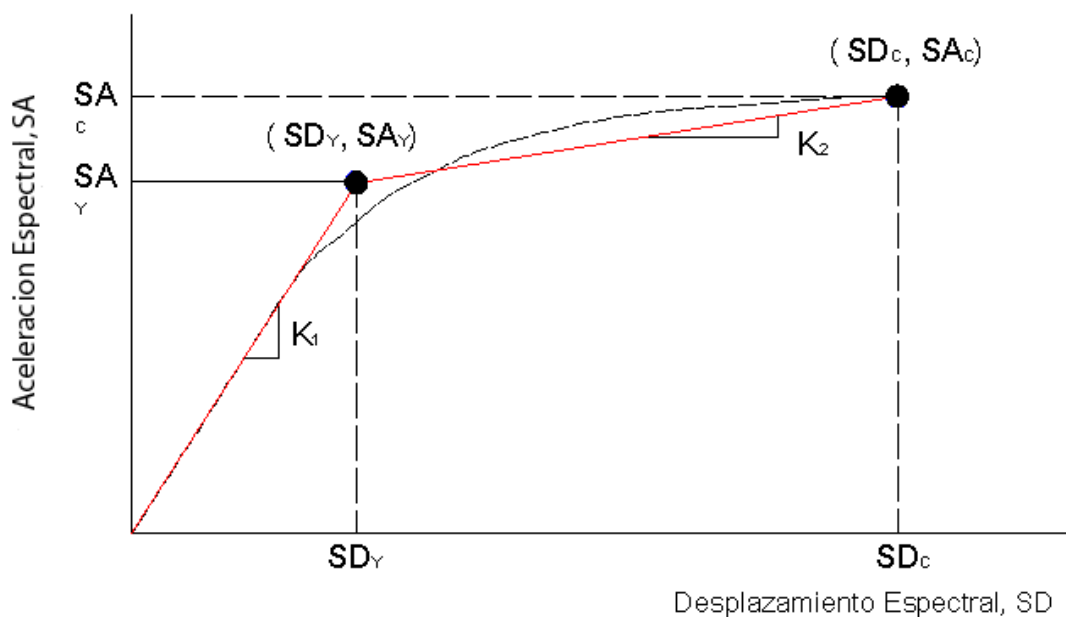


Figura 2.43 Modelo bilineal para espectro de capacidad

2.2.6 Programas de computación para el análisis incremental

Algunos 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 controlado tanto por desplazamiento como por carga y se puede además encadenar diferentes casos de análisis no lineal.

Para el estudio de las edificaciones bajo demanda sísmica, el primer análisis corresponde al análisis bajo 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.

El programa que se utilizó en este trabajo es el programa SAP en su versión 2000 para Windows. Este programa representa el comportamiento no lineal de los elementos unidimensionales mediante rótulas concentradas (hinges).

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 que en este trabajo fue calculado con el programa MONCUR [Ottazzi y Muñoz, 1998]

3. RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICACIONES USANDO ESPECTROS DE DEMANDA-CAPACIDAD

En general, los métodos espectrales permiten estimar la respuesta máxima de una estructura a una sollicitación sísmica representada por un espectro.

El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre si por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmadas en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado “punto de demanda” (SD_d , SA_d), el cual representa la respuesta estructural.

En líneas generales para obtener el punto de demanda se emplean procedimientos que usan tanto el espectro de capacidad de la estructura como una representación de la demanda sísmica mediante espectros denominados de demanda.

3.1 Representación de las sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente. Los periodos corresponden a rectas inclinadas. La figura 3.1 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano) obtenido en Lima a 300 Km. del epicentro.

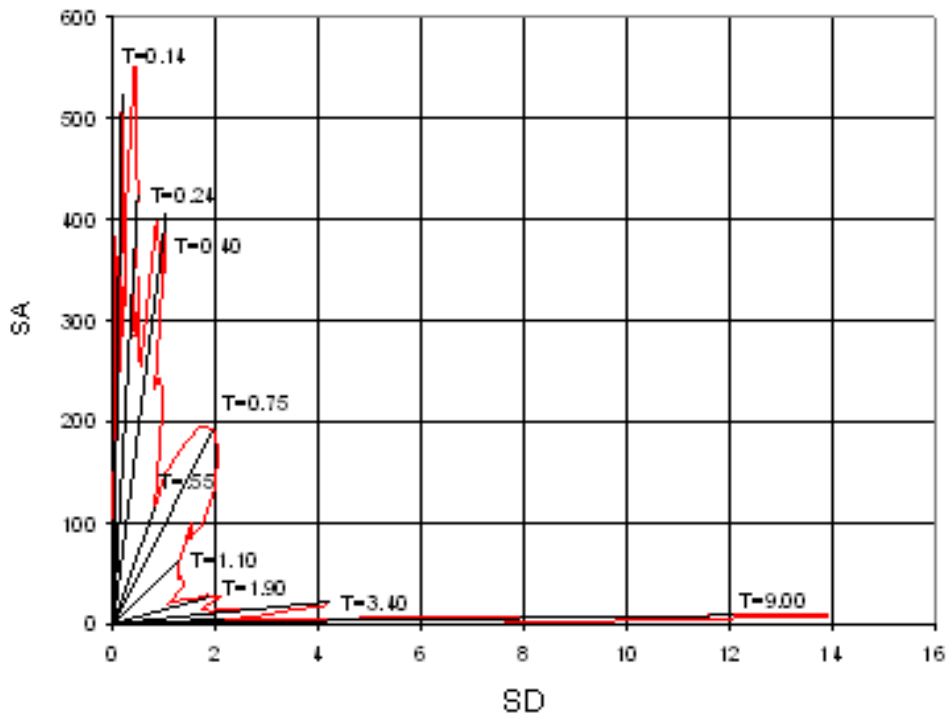


Figura 3.1 Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970 - Perú

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La figura 3.2 muestra el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana (SENCICO 2003) para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años, y la figura 3.3 muestra el mismo espectro en su forma de espectro de demanda, donde SD se obtiene de la ecuación $SD = SA / \omega^2$; siendo ω la frecuencia de la estructura.

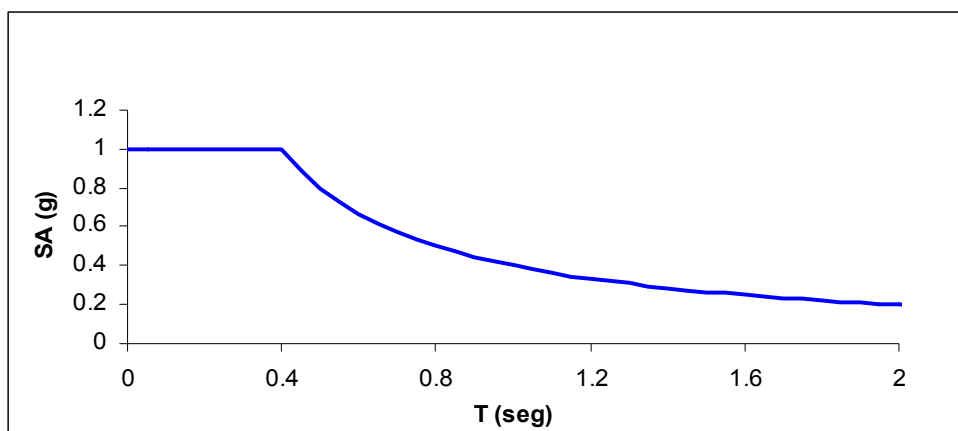


Figura 3.2 Espectro de aceleración elástico de la Norma Peruana

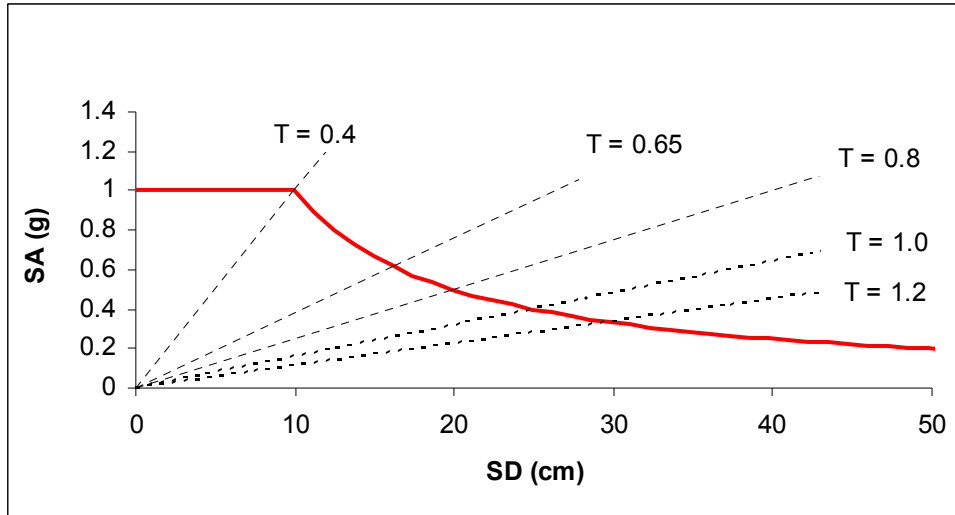


Figura 3.3 Espectro de demanda de la Norma Peruana

3.2 Respuesta elástica de estructuras

Los espectros de demanda (Figura 3.4.a) contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas para un cierto valor del amortiguamiento, mientras que el espectro de capacidad (Figura 3.4.b) muestra todas las combinaciones posibles de desplazamiento y aceleración a las que puede llegar una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

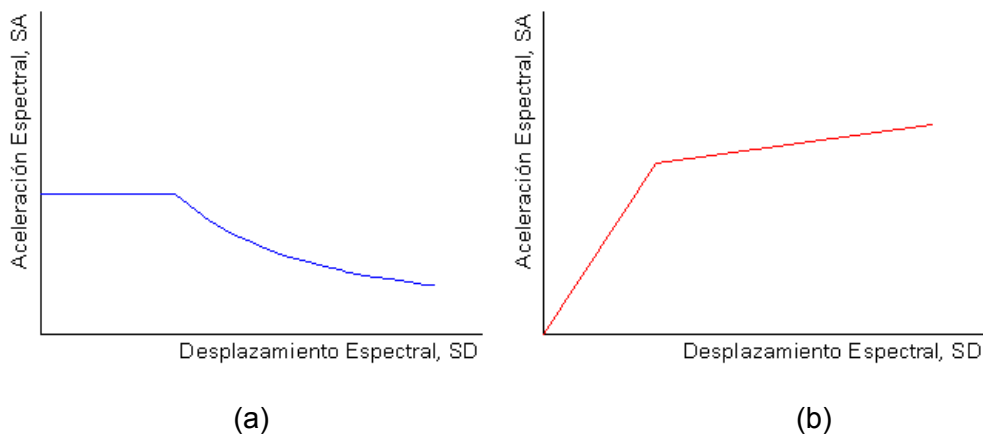


Figura 3.4 Espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el punto de demanda (SDd, SAd) puede obtenerse interceptando

directamente los espectros de demanda y capacidad como se muestra en la figura 3.5. [León y Quintana, 2004].

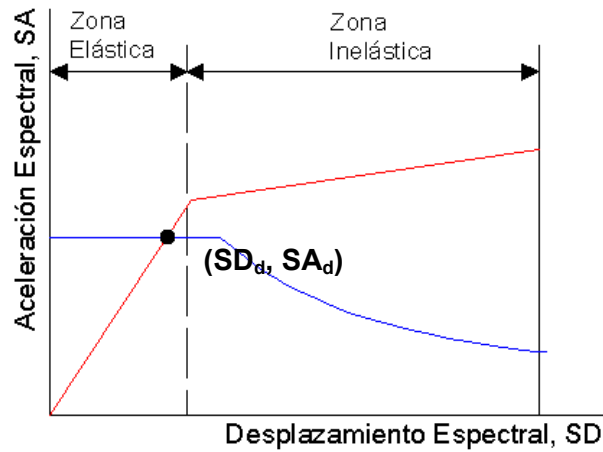


Figura 3.5 Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico

Esta condición se da para sismos pequeños y edificios con una resistencia lateral tal que la estructura puede permanecer en el rango elástico.

3.3 Respuesta inelástica de estructuras

Para terremotos fuertes la respuesta estructural irá más allá del rango elástico y la simple intercepción de los espectros de demanda y capacidad no es el punto de demanda buscado [León y Quintana, 2004] (Figura 3.6).

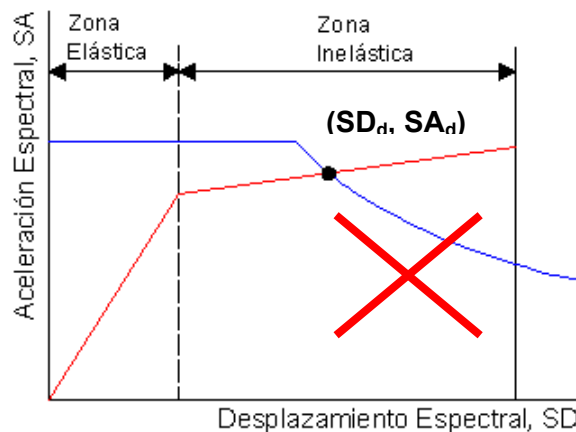


Figura 3.6 Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica

El comportamiento inelástico de una estructura puede representarse por medio de un amortiguamiento equivalente, el mismo que 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 y un nuevo espectro de demanda.

El amortiguamiento equivalente (β_{EQ}) en porcentaje, se estima mediante la siguiente expresión:

$$\beta_{EQ} = K\beta_0 + \beta_{ELASTICO} = \frac{63.7K(SA_Y \cdot SD_i + SD_Y \cdot SA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5$$

Donde:

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

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

K es el factor de reducción del amortiguamiento.

β_0 es el amortiguamiento histeretico que representa las incursiones inelásticas

$\beta_{ELASTICO}$ es el amortiguamiento elástico (normalmente se asume 5%)

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro de demanda 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 por medio de estos factores.

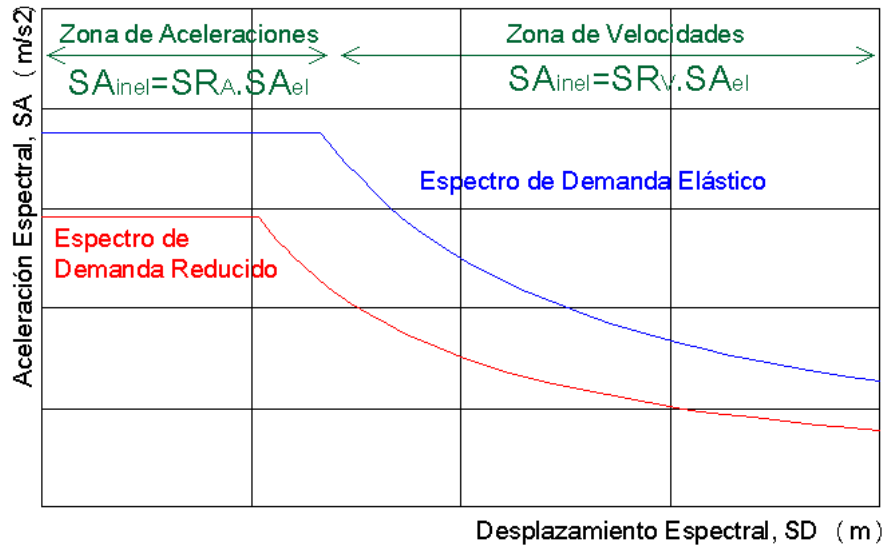


Figura 3.7 Espectro de demanda reducido

En términos prácticos no se hace necesario construir todos los espectros de demanda reducidos que se generan por los diferentes valores de amortiguamiento equivalente, sino que resulta más sencillo construir una curva con valores espectrales correspondientes a los diferentes valores de amortiguamiento equivalente que provienen de la curva de capacidad estructural. Esta curva se denomina *Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable*, EDAV.

Para obtener un punto de la curva EDAV (P_i) se identifica primero un punto del tramo inelástico en el espectro de capacidad, $P_i(SD_i, SA_i)$. Luego se traza una lineal radial de periodo secante que pase por el punto P_i tal como muestra la figura 3.8.

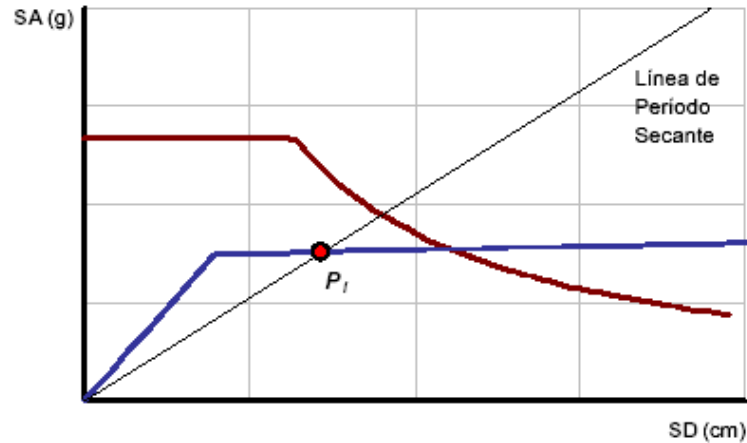


Figura 3.8 Procedimiento para hallar el EDAV

Con las coordenadas del punto $P_i(SD_i, SA_i)$ y la ecuación antes mencionada se calcula el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}). Con este amortiguamiento se calcula SR_A y SR_V para reducir el espectro elástico de demanda. (Figura 3.9)

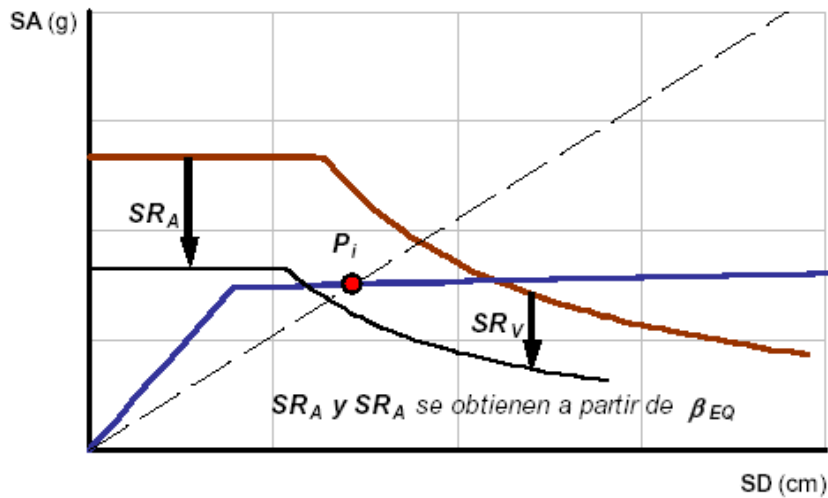


Figura 3.9 Reducción del espectro elástico de demanda

El espectro de demanda reducido se intersepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto (P'_i) (figura 3.10). Los puntos (P'_i) obtenidos forman el “Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable” que al interceptarse con el Espectro de Capacidad da el punto de demanda buscado (figura 3.11).

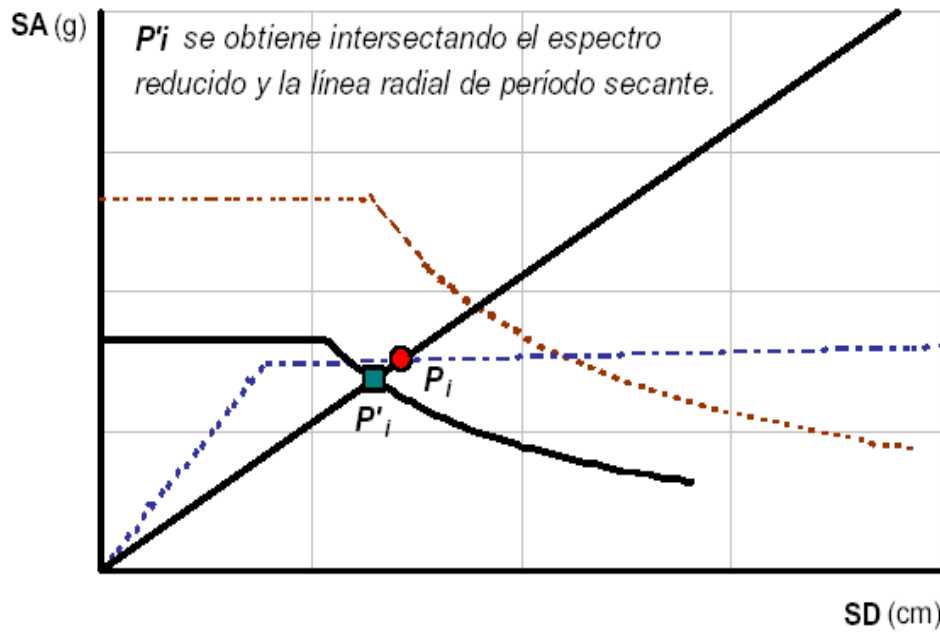


Figura 3.10 Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante

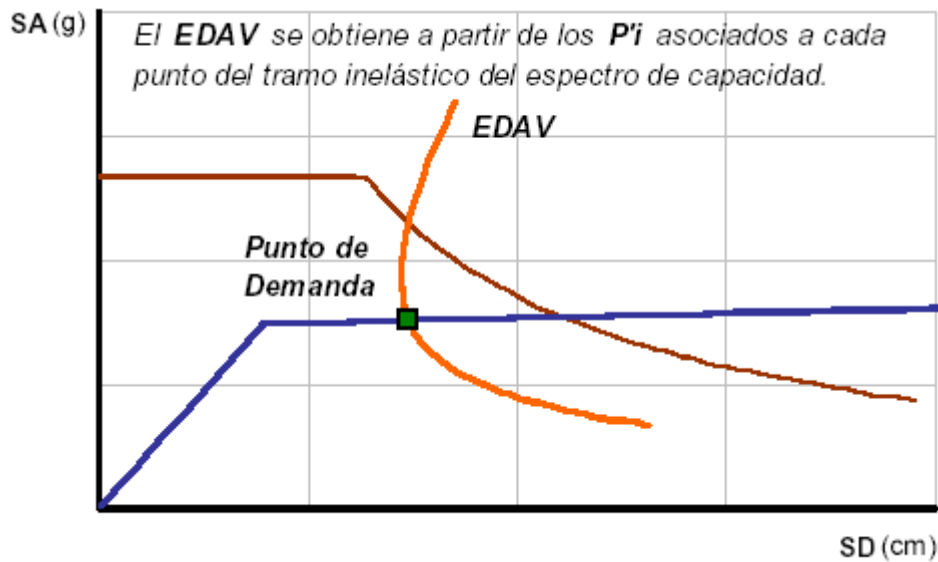


Figura 3.11 Intersección del EDAV y el espectro de capacidad

4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

Existen algunas sugerencias para cuantificar el desempeño de las edificaciones. La principal propuesta proviene del Comité Visión 2000 [SEAOC, 1995] de La Asociación de Ingenieros Estructurales de California. (SEAOC).

Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo y del comportamiento de la edificación, como se explica a continuación.

4.1 Niveles de Amenaza Sísmica

El peligro sísmico se expresan en términos de aceleración y en función de la probabilidad de ocurrencia en 50 años de exposición, o en función del periodo medio de retorno. El comité Visión 2000 del SEAOC establece 4 niveles de severidad según se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Niveles de severidad según la propuesta del SEAOC.

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición (%)	Periodo de Retorno (años)
Sismos frecuentes	69	43
Sismos ocasionales	50	72
Sismos raros	10	475
Sismos muy raros	5	970

4.2 Niveles de comportamiento estructural y no estructural

El comité Visión 2000 del SEAOC propone cinco niveles de desempeño, que se describen en función del comportamiento del sistema estructural y de las instalaciones y elementos no estructurales en general. La tabla 4.2 resume la propuesta del comité Visión 2000 [SEAOC, 1995].

Tabla 4.2 Nivel de desempeño de los edificios

Nivel de Desempeño	Descripción
Completamente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad
Resguardo de la vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca al Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del Δp a las cuales se asocia un nivel de desempeño. La figura 4.1 muestra la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC al respecto.

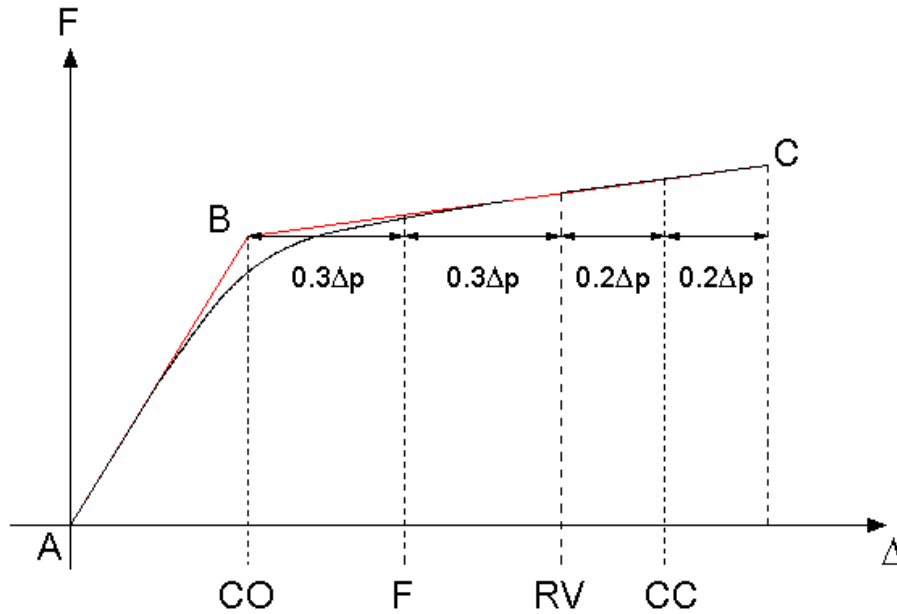


Figura 4.1 Sectorización de la curva de capacidad

4.3 Sismos y comportamiento esperado

El comportamiento esperado depende de la importancia que la edificación tenga para la sociedad. El Comité Visión 2000 de la [SEAOC, 1995] define tres categorías de edificaciones, las comunes (viviendas y oficinas), las esenciales (hospitales, colegios, destacamentos militares, bomberos, etc.) y las de seguridad crítica (plantas industriales).

Finalmente el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño considerado. La figura 4.2 muestra la matriz propuesta por el Comité Visión 2000

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 4.2 Nivel de demanda y comportamiento esperado

4.4 Objetivos de Desempeño de edificaciones comunes en la costa peruana.

Siguiendo la propuesta del Comité Visión 2000 [SEAOC, 1999], es posible definir los objetivos de desempeño para edificios comunes en la costa peruana. El resumen de los objetivos para la componente estructural se resume en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Desempeño esperado para la componente estructural de edificios comunes en la costa peruana

Sismo de Diseño	Aceleración asociada, para la costa del Perú (g)	Comportamiento estructural
Sismos frecuentes	0.20	Perfectamente elástico.
Sismos ocasionales	0.25	Prácticamente elástico.
Sismos raros	0.40	Importantes incursiones elásticas con pérdida de resistencia y rigidez. La estructura es reparable.
Sismos muy raros	0.50	Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de rigidez y resistencia. No resulta práctico reparar la estructura.

5. EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS EN LA COSTA PERUANA

5.1 El edificio estudiado.

El edificio estudiado se ubica en Lima sobre grava de buena calidad y tiene 5 pisos. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.50m y para los cuatro pisos restantes de 2.70m.

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

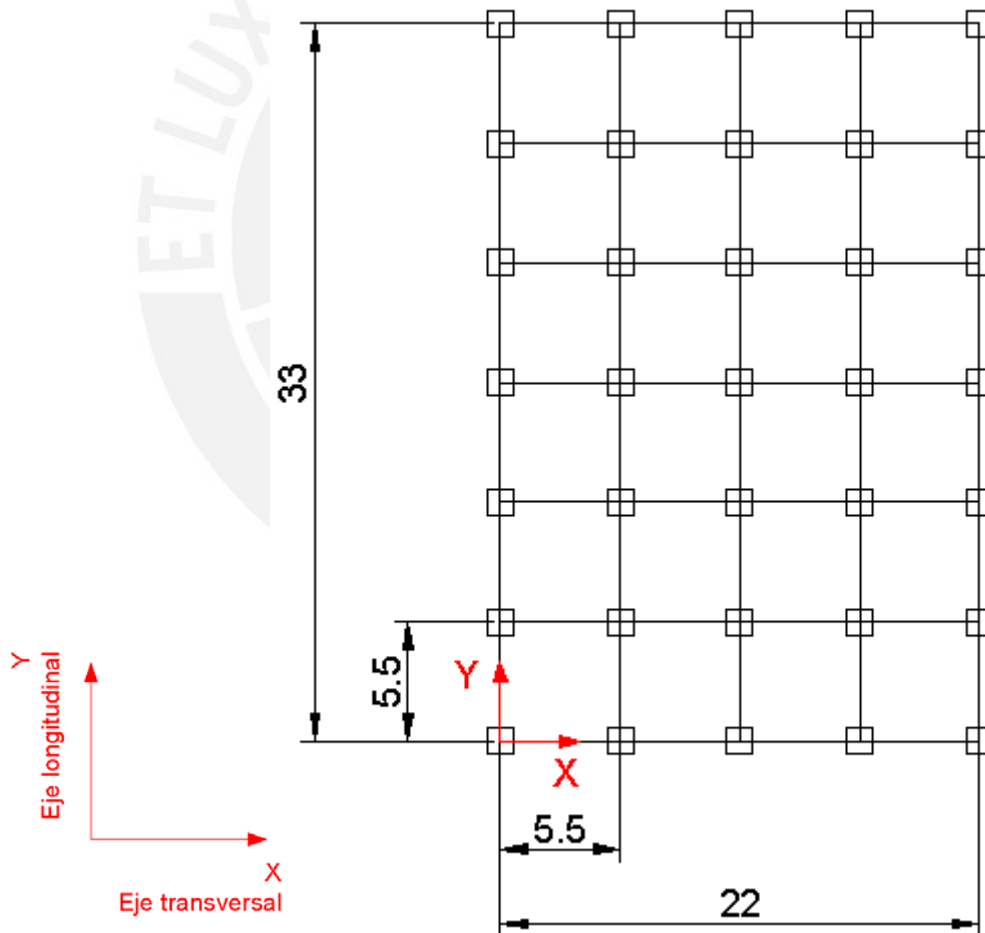


Figura 5.1 Planta de la edificación

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, es importante mencionar que estas dimensiones fueron establecidas como fijas en el inicio de la presente tesis así como en trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos con la finalidad de uniformizar estos trabajos y establecer tendencias en el comportamiento general de este tipo de estructuras. Las columnas en su totalidad son cuadradas y del mismo peralte. El valor del peralte de las columnas 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.

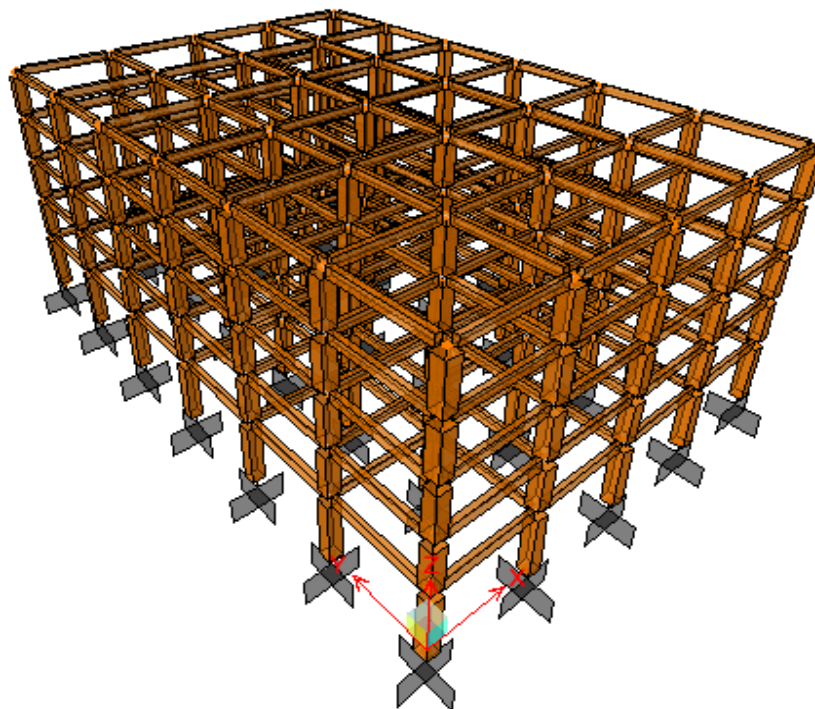


Figura 5.2 Modelo estructural en el programa SAP 2000

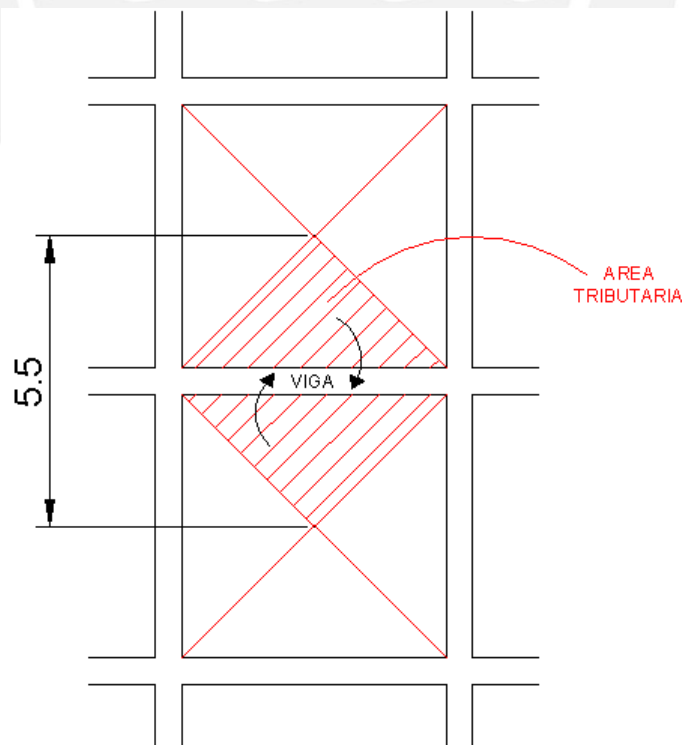
5.2.1 Análisis por cargas de gravedad

En el análisis por cargas de gravedad se realizó considerando para las cargas muertas además del peso de los elementos estructurales como vigas y columnas, (calculado internamente por el programa SAP 2000), 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.



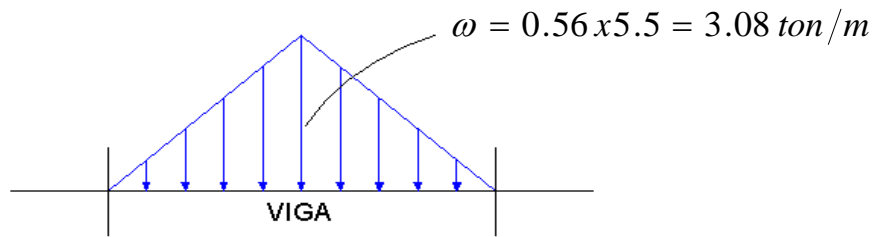


Figura 5.3 Cargas en Vigas

En el análisis de cargas vivas se consideró una sobrecarga de 200 Kg./m² en los pisos típicos y 100 kg/m² en la azotea [R.N.C.,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 fuerza 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 fuerza 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 T_p = 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 de 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)	0.64	0.62
Coefficiente de amplificación sísmica (C)	1.60	1.60

- A pesar de que nuestro metrado de cargas nos dio un valor de 0.8 ton/m^2 ; para mantener una uniformidad con trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos se consideró para hallar el peso del edificio 1.0 ton/m^2 para los pisos típicos y 0.8 ton/m^2 para la azotea, se encontró $P = 3485 \text{ ton}$
- $R = 8$, dado que se trata de pórticos de concreto armado.

Finalmente se obtuvieron para la dirección transversal (XX) y longitudinal (YY) las fuerzas cortantes basales de 273 y 280 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 $65 \times 65 \text{ cm}$. Las vigas no se cambiaron del peralte asumido inicialmente como se menciona anteriormente.

○ 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 $m = peso/g$

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

○ **Espectro de análisis**

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

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

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

$$Función\ espectral = CS \dots (Figura\ 5.4)$$

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

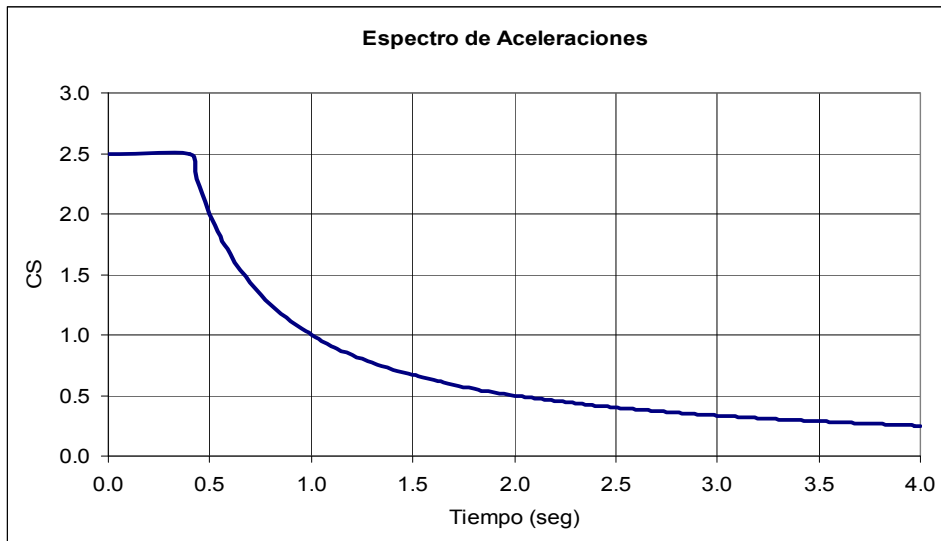


Figura 5.4 Función de respuesta espectral

○ **Resultados de desplazamientos del análisis dinámico**

Para la dimensión mínima de columna encontrada que cumplen con los requisitos de deriva (65x65cm) se hallaron los siguientes resultados de desplazamientos.

Tabla 5.4 Resultados del análisis espectral

Dirección Transversal				
Nivel	Δ Relativo	hei	Δ Inelástico	Δ/hei
	entrepiso (cm.)			
1	0.28	3.5	1.69	4.8
2	0.31	2.7	1.88	7.0
3	0.29	2.7	1.74	6.4
4	0.23	2.7	1.38	5.1
5	0.16	2.7	0.97	3.6

Dirección Longitudinal				
Nivel	Δ Relativo	hei	Δ Inelástico	Δ/hei
	entrepiso (cm.)			
1	0.24	3.5	1.46	4.2
2	0.27	2.7	1.60	5.9
3	0.25	2.7	1.48	5.5
4	0.19	2.7	1.16	4.3
5	0.13	2.7	0.80	3.0

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 la dirección transversal.

- **Fuerzas internas para diseño**

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

Tabla 5.5 Fuerzas cortantes obtenidas de los análisis

	Dirección X	Dirección Y
Cortante estático (Ton)	273.10	280.13
Cortante dinámico (Ton)	235.15	241.55
80% del Cortante estático (Ton)	218.48	224.10

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 “diseño por resistencia”. 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:

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

$$\phi R_n \geq \sum \alpha_i S_i$$

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 en aquellas vigas donde se colocó menor cantidad de acero negativo que el requerido por el análisis elástico; 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:

$$Vr \geq \frac{Min + Mdn}{L} + \frac{\omega L}{2}$$

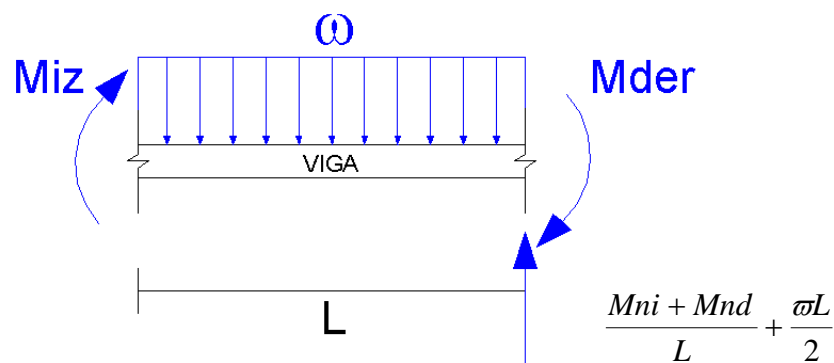


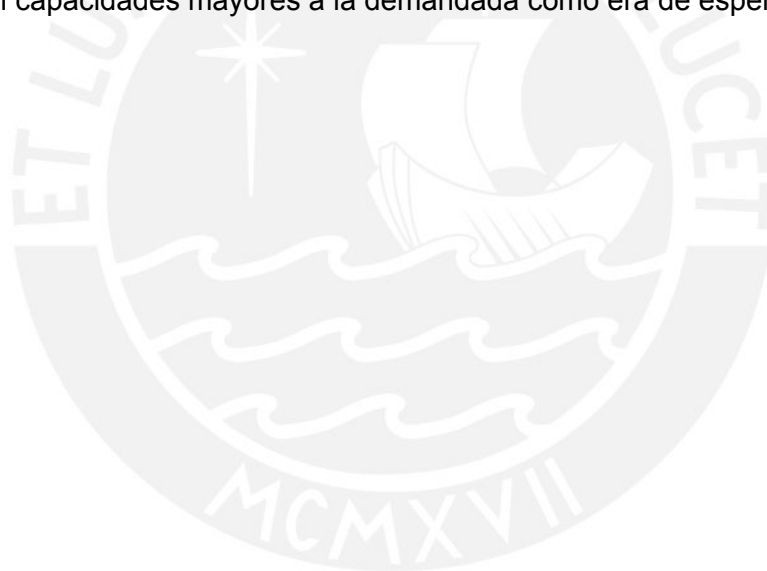
Figura 5.5 Verificación de capacidad cortante

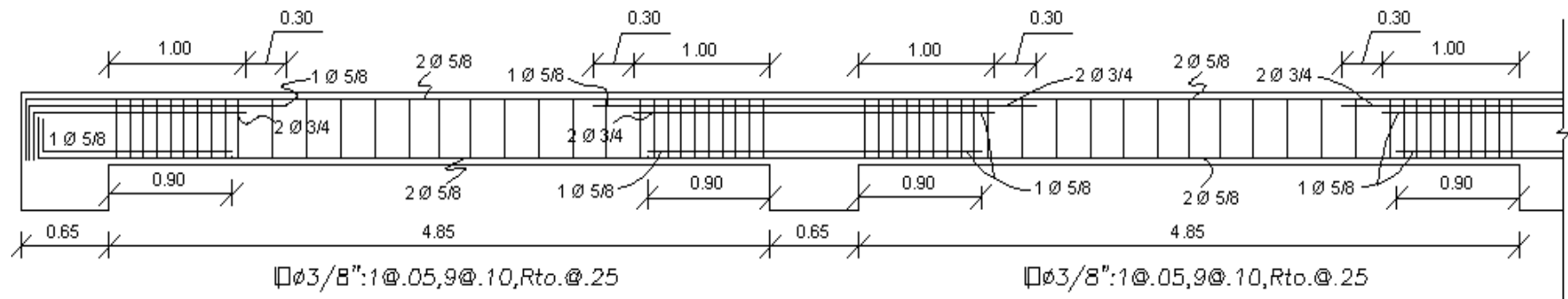
El diseño de los estribos no estuvo gobernado ni por las solicitaciones últimas ni por criterios de capacidad a corte, sino que correspondió a criterios de confinamiento por solicitaciones sísmicas. Se usaron estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

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

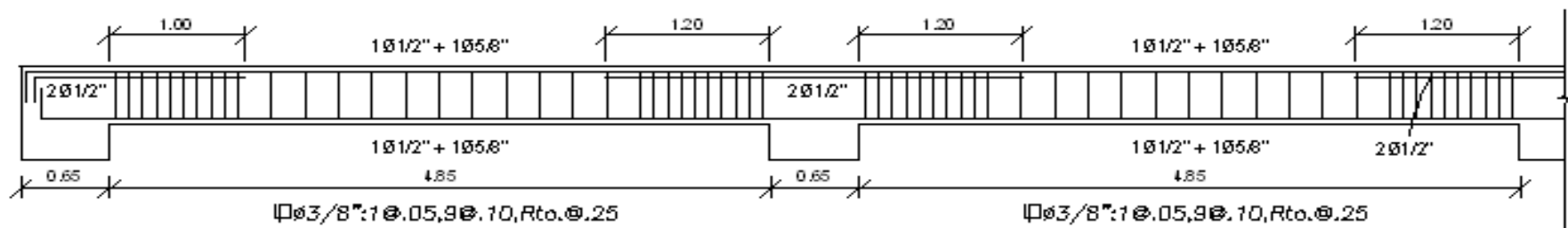
La figura 5.6 muestra el diseño final de una viga en la dirección transversal.

La redistribución de momentos negativos 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, mientras que en aquellas vigas donde se colocó una cantidad ligeramente mayor a la requerida si se obtuvieron capacidades mayores a la demandada como era de esperarse.





(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 mínimo es de 1.0%, sin embargo, se empleó en este trabajo cuantías por debajo del 1% ya que con esto se consiguió que la resistencia sea mayor a las solicitaciones combinadas.

Las columnas, tiene un área de 4225 cm² y por tanto el acero mínimo que se podría emplear sería de 1 % de $(0.5 \times 4225 \text{ cm}^2) = 21.1 \text{ cm}^2$, sin embargo se decidió usar para todas las columnas un área ligeramente mayor con el armado que se muestra en la figura 5.7.

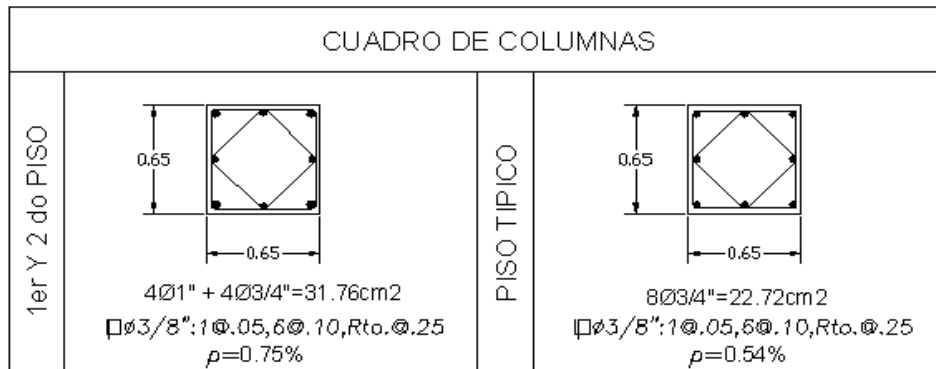


Figura 5.7 Cuadro de columnas

El diseño mostrado en la figura 5.7 satisfacen 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 tercer piso. Esta columna tiene como valores máximo y mínimo de las combinaciones de carga última 41.5 y 31.3 ton. La figura 5.8 presenta los diagramas de interacción biaxial para las dos cargas extremas. Los puntos muestran las combinaciones de momentos últimos.

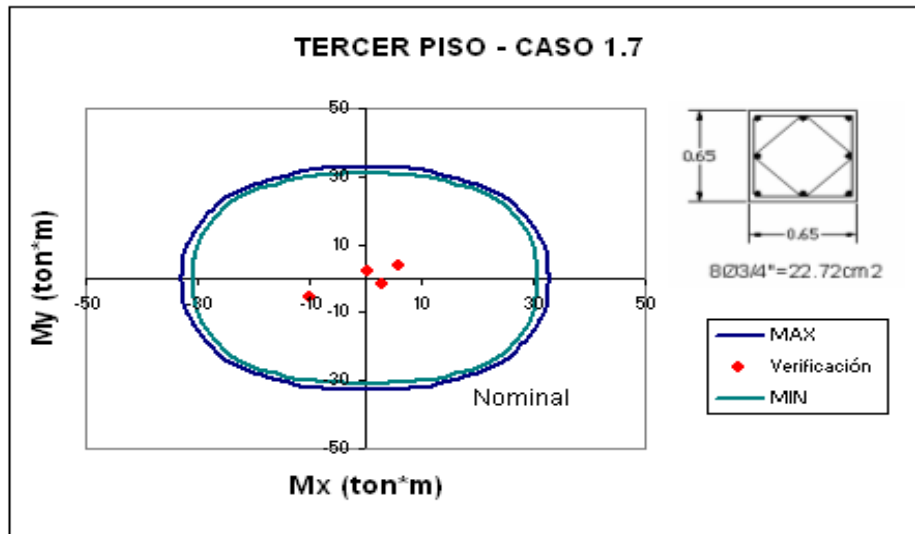


Figura 5.8 Diagrama de interacción biaxial y verificación.

Se puede observar en la figura 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 4 nudos del edificio.

NUDO CENTRAL					
Nivel	Vigas		Columnas		$\phi M_{nCOL} / \phi M_{nVIGA}$
	$\phi M_n(-)$	$\phi M_n(+)$	ϕP_n	ϕM_n	
1er piso	16.12	9.33	97.64	50.00	3.81
2do piso			79.00	47.00	
3er piso	16.12	9.33	56.43	36.00	2.71
4to piso			38.00	33.00	

NUDO EXTERIOR					
Nivel	Vigas		Columnas		$\phi M_{nCOL} / \phi M_{nVIGA}$
	$\phi M_n(-)$	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	
1er piso	12.31	0.00	24.85	39.00	6.26
2do piso			22.00	38.00	
3er piso	12.31	0.00	15.10	28.00	4.51
4to piso			11.76	27.50	

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

Como se aprecia el cociente de capacidades de columnas respecto al de vigas es significativamente mayor al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado ($\sum \phi M n_{COL} / \sum \phi M n_{VIGA} > 1.4$) [ININVI 1990].

La tabla 5.7 muestra la sobrerresistencia de vigas y de columnas para las relaciones entre el momento de fluencia y la demanda del código ($1.25(D+L)\pm S$) (M_y/M_u), el momento máximo y el momento de fluencia (M_{max}/M_y) y el cociente entre el momento máximo y la demanda del código (M_{max}/M_u). Los valores de M_y y M_{max} se hallaron de los diagramas momento-curvatura, los cuales fueron obtenidos a partir del modelo de Mander para el concreto y el modelo trilineal para el acero. En las vigas se usaron como momentos de demanda del código los momentos negativos por ser los de mayor valor y para el caso de las columnas también se tomaron los momentos de mayor valor para cada correspondiente rotula; en este caso es indistinto tener en cuenta el signo del momento ya que para un momento máximo negativo existirá un momento máximo positivo de igual valor numérico.

Tabla 5.7 Sobrerresistencias de vigas y columnas respecto a las demandas del código peruano

Nivel	Rótula	M_y (ton-m)	M_{max} (ton-m)	M_u (ton-m)	M_y/M_u	M_{max}/M_y	M_{max}/M_u	
VIGAS	AZOTEA	AVLY (2)	5.40	9.36	5.83	0.93	1.73	1.61
		AVIY (1)	9.40	14.98	8.12	1.16	1.59	1.84
		AVLX (3)	7.73	12.25	6.02	1.28	1.58	2.03
		AVIX (1)	9.40	14.98	8.31	1.13	1.59	1.80
	PISO TÍPICO	TVLY	12.50	18.18	11.18	1.12	1.45	1.63
		TVIY1	15.50	21.91	14.77	1.05	1.41	1.48
		TVIY2	17.00	23.63	14.33	1.19	1.39	1.65
		TVLX	14.00	19.86	11.36	1.23	1.42	1.75
	TVIX	18.00	24.95	14.96	1.20	1.39	1.67	
COLUMNAS	1er - 2do nivel	PCASO1	48.13	68.45	19.89	2.42	1.42	3.44
		PCASO2	55.50	73.50	20.60	2.69	1.32	3.57
		PCASO3	72.30	82.92	20.15	3.59	1.15	4.12
	3er - 4to nivel	TCASO1	34.00	49.27	8.48	4.01	1.45	5.81
		TCASO2	38.00	53.12	10.44	3.64	1.40	5.09
		TCASO3	46.00	59.74	9.16	5.02	1.30	6.52
	5to nivel	AZCASO1	28.00	44.95	6.61	4.24	1.61	6.80
		AZCASO2	30.00	46.00	9.10	3.30	1.53	5.05
		AZCASO3	32.00	47.93	6.43	4.98	1.50	7.45

5.4 Modelo Inelástico

5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales

Para los diagramas de esfuerzo-deformación se utilizó el modelo de Mander. Debido a que no toda la sección de vigas o columnas corresponde a concreto confinado, para la deformación máxima del concreto ($\epsilon_{C\ MAX}$) se emplearon dos valores: 1 y 1.5 % con el fin de estudiar la influencia de este factor en la respuesta global del edificio.

La figura 5.9 muestra los diagramas esfuerzo-deformación obtenidos para vigas (Figura 5.9a) y columnas (Figura 5.9b). Como se aprecia, las deformaciones máximas de los concretos asumidos (mostradas con un círculo) son inferiores a las obtenidas del modelo de Mander.

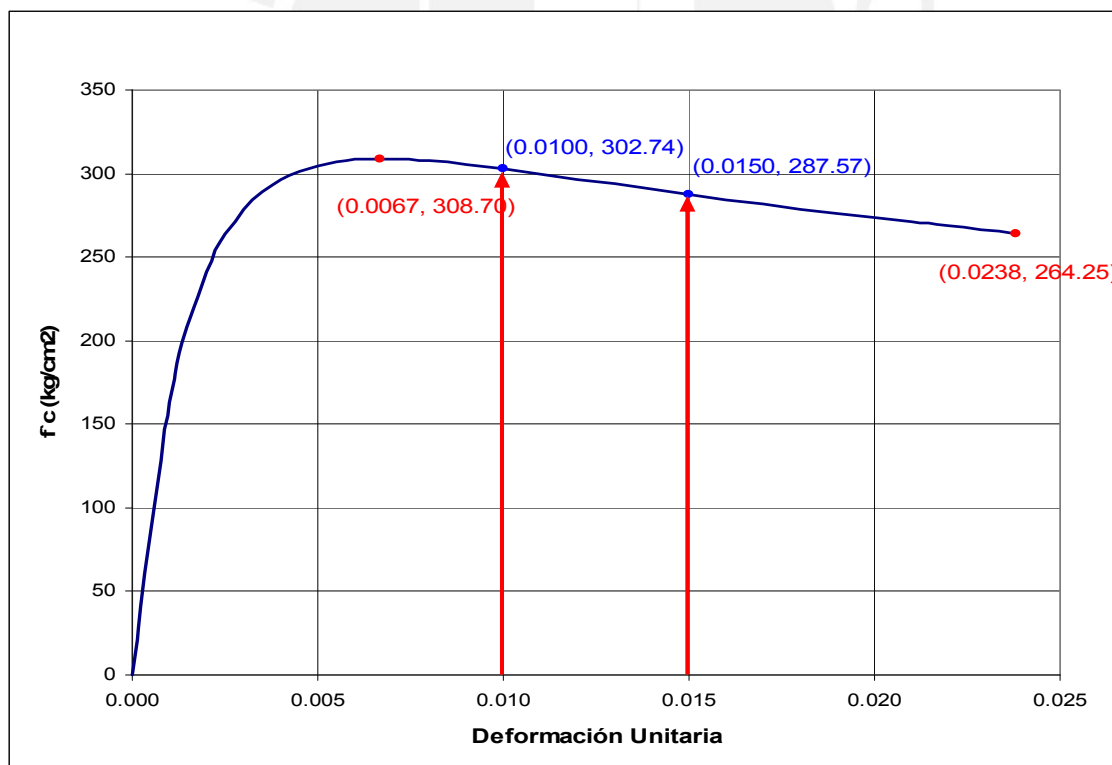


Figura 5.9a Diagrama de Esfuerzo vs. Deformación del concreto en Vigas en las zonas confinadas por estribos de 3/8" @ 10 cm.

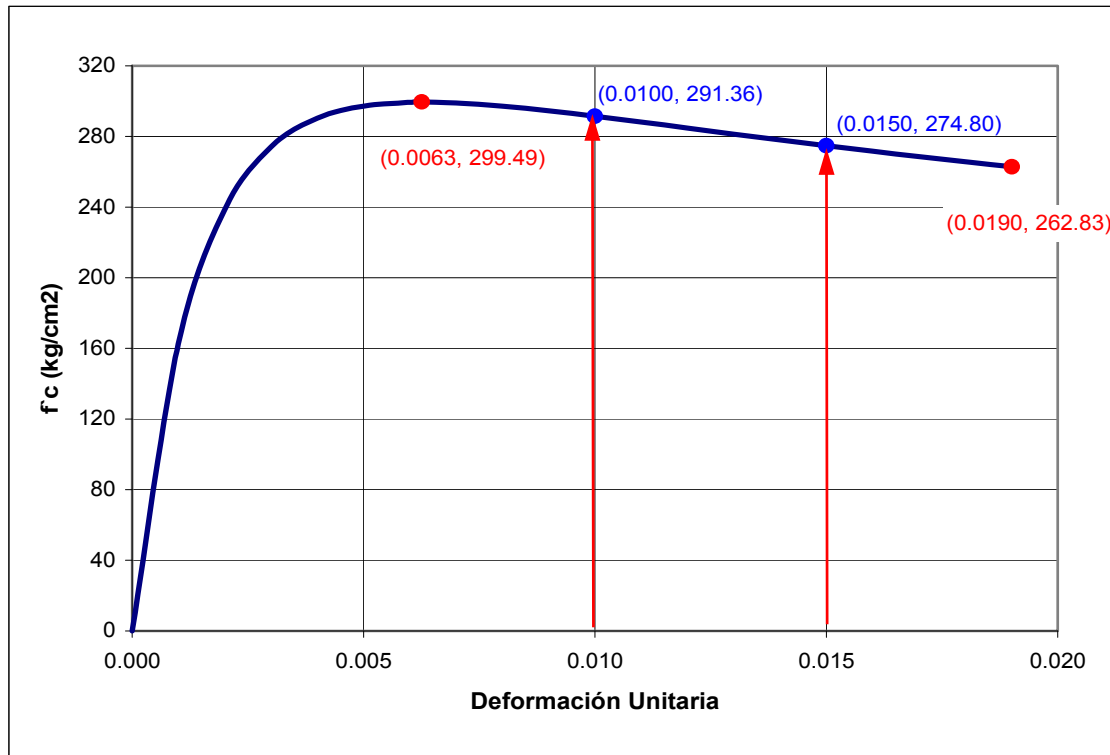


Figura 5.9b Diagrama de Esfuerzo vs. Deformación del concreto en Columnas en las zonas confinadas por estribos de 3/8" @ 10 cm.

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

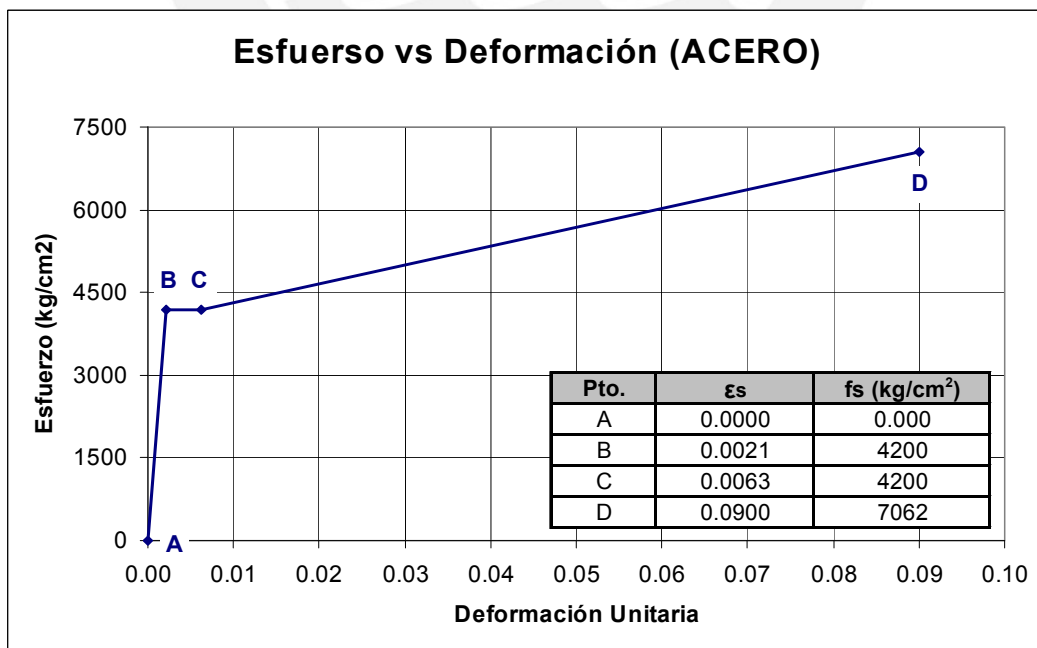


Figura 5.10 Diagrama Esfuerzo vs. Deformación del acero

5.4.2 Diagramas momento-curvatura y momento-giro

Para encontrar los diagramas momento curvatura de las secciones de vigas y columnas con las armaduras obtenidas en el diseño se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación indicados en 5.4.1 con los valores mostrados en la tabla 5.8.

Tabla 5.8 Parámetros de los diagramas Esfuerzo vs. Deformación

#	Parámetro		Unid.	Viga	Columna
01	Esfuerzo máximo del concreto	$f'c$	kg/cm ²	309	300
02	Deformación donde se produce $f'c$	ϵ_0		0.0067	0.0063
03	Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	f_u	kg/cm ²	265	263
04	Deformación de agotamiento del concreto	ϵ_{cu}		0.0238	0.019
05	Deformación máxima del concreto	$\epsilon_{C_{max}}$		0.01 y 0.015	0.01 y 0.015
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

Se eligieron deformaciones máximas del concreto de 1% y 1.5% como valores promedio ya que no toda la sección de vigas y columnas corresponde a concreto confinado sino que también hay una parte de concreto de recubrimiento o concreto sin confinamiento

Para las secciones en los extremos de las vigas se obtuvieron los diagramas momento-curvatura tanto para momento positivo como negativo. La figura 5.11 muestra los diagramas para la viga interior en la dirección Y de la azotea correspondiente a una deformación máxima del 1.5 % en el concreto.

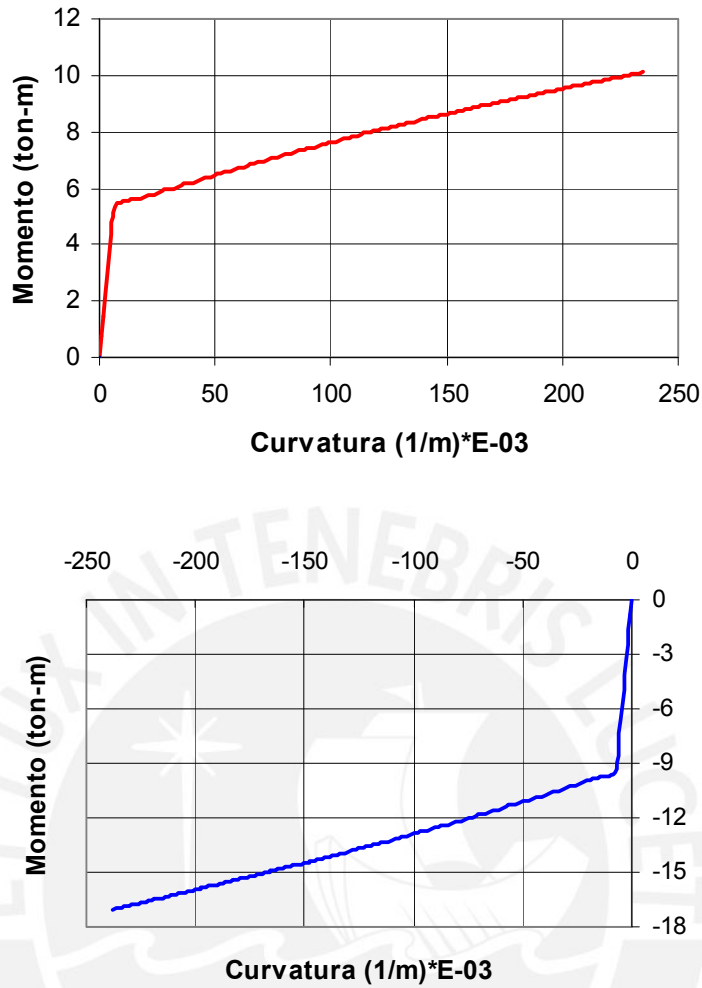


Figura 5.11 Diagramas Momento vs. Curvatura de una viga interior en la azotea

En la construcción del diagrama momento-curvatura en columnas se consideró como carga axial la suma de carga muerta y viva (cargas de servicio). La tabla 5.9 muestra los valores de carga axial empleados para los tres tipos de columna según su ubicación.

Tabla 5.9 Cargas axiales para las columnas

PISO	Cargas en Columnas (Ton)		
	Esquinera	Lateral	Interior
1	51	82	140
2	39	64	110
3	29	47	81
4	19	31	52
5	9	14	23

Como la armadura de las 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 de 1.5 % en el concreto.

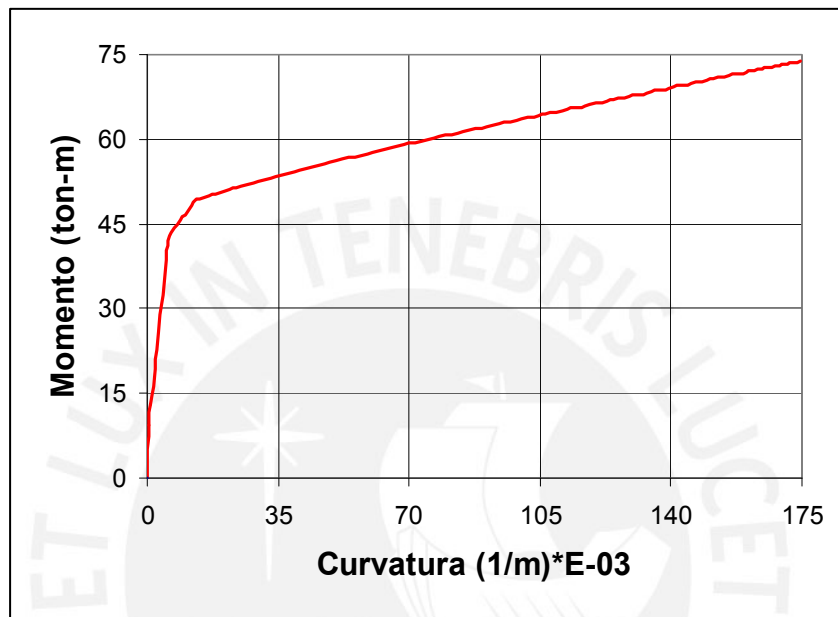


Figura 5.12 Diagrama Momento vs. Curvatura de columna esquinera del primer piso

Los diagramas momento-giro, se obtuvieron multiplicando los diagramas momento-curvatura por la longitud equivalente de rótula igual a 0.50 del peralte del elemento [Paulay y Priestley, 1992]. Para las vigas se obtuvo un factor de $0.50 * 0.5 = 0.25$ m y para columnas de $0.50 * 0.65 = 0.33$ 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 el programa de computación 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.

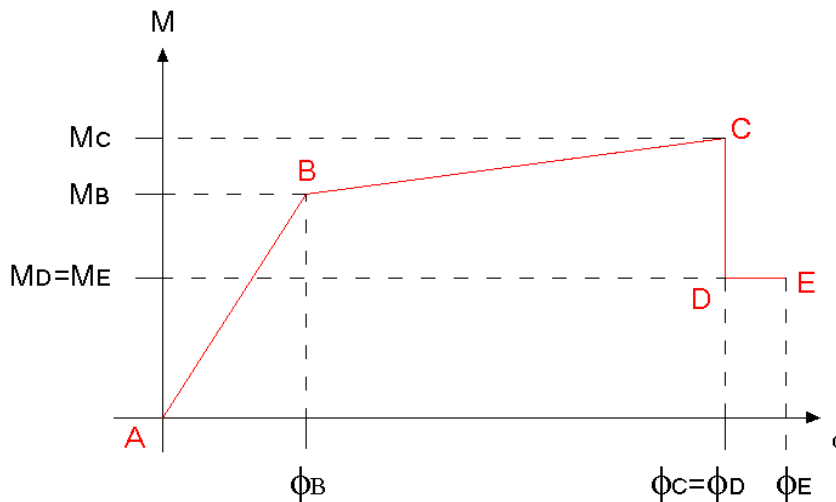


Figura 5.13 Idealización del diagrama momento-giro

Una descripción sencilla de una rótula se logra indicando las coordenadas del punto B (giro de fluencia y momento (ϕ_Y, M_Y)) y expresando los demás puntos mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B. La tabla 5.10 es un ejemplo de una descripción de la rótula de una viga típica.

Tabla 5.10 Descripción de rótula de una viga lateral típica en la dirección “YY” de un piso típico para una deformación máxima de 1.5% del concreto

Punto	Momento (ton*m)	Giro (radianes)
FE (+)	9.00	0.0025
FE (-)	12.50	0.0025

Punto	Momento/FE	Giro/FE
-E	-0.67	-25.34
-D	-0.67	-23.04
-C	-1.67	-23.04
-B	-1.00	-1.00
A	0.00	0.00
B	1.00	1.00
C	1.76	22.71
D	0.70	22.71
E	0.70	24.98

La figura 5.14 muestra el diagrama momento-giro para el extremo de una viga interior YY de azotea correspondiente a 1.5 % de deformación máxima del concreto. Con un círculo se indica el fin de la curva correspondiente a 1 % de deformación máxima en el concreto.

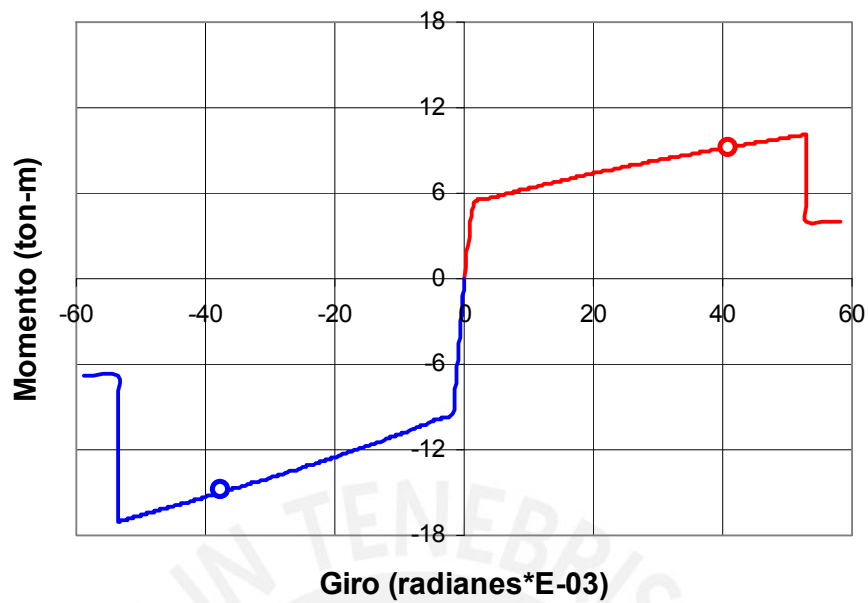


Figura 5.14 Diagramas Momento vs. Giro de una viga

La figura 5.15 corresponde a la columna esquinera del primer piso para 1.5 % de deformación máxima en el concreto. Con un círculo se indica el fin de la curva correspondiente a 1 % de deformación máxima en el concreto.

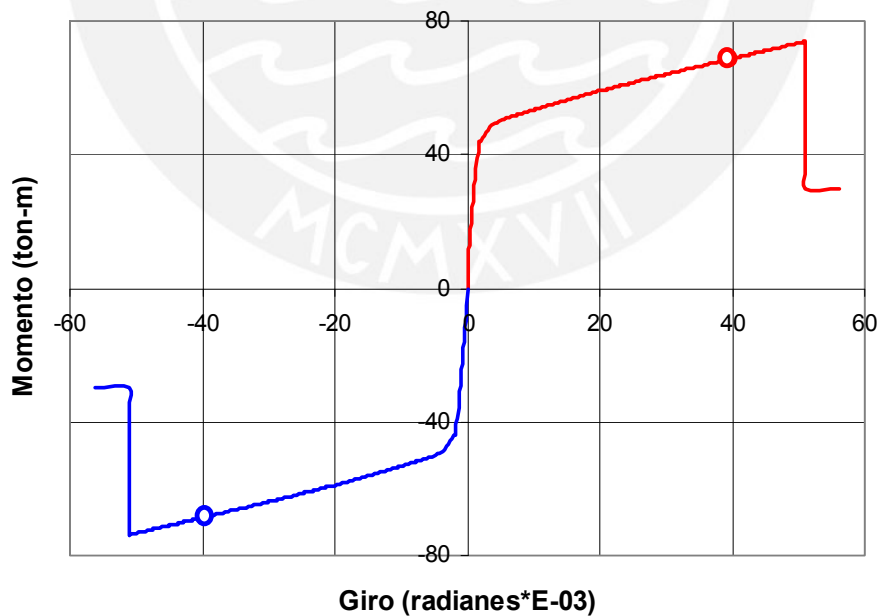


Figura 5.15 Diagramas Momento vs. Giro de una viga

La tabla 5.11 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.

Tabla 5.11 Sobrerresistencias y ductilidades de los elementos de la estructura

Nivel	Rótula	$\epsilon_c=1.0\%$				$\epsilon_c=1.5\%$				
		POSITIVO		NEGATIVO		POSITIVO		NEGATIVO		
		SR	μ	SR	μ	SR	μ	SR	μ	
VIGAS	AZOTEA	AVLY (2)	1.7	26	1.7	26	1.9	31	1.9	31
		AVIY (1)	1.7	31	1.6	24	1.8	39	1.8	34
		AVLX (3)	1.7	31	1.6	25	1.8	39	1.8	34
		AVIX (1)	1.7	31	1.6	24	1.8	39	1.8	34
	PISO TÍPICO	TVLY	1.5	15	1.5	15	1.8	23	1.7	23
		TVIY1	1.5	14	1.4	12	1.8	21	1.6	18
		TVIY2	1.5	16	1.4	13	1.8	24	1.6	19
		TVLX	1.5	15	1.4	15	1.7	23	1.6	23
		TVIX	1.5	14	1.4	12	1.7	22	1.6	17
COLUMNAS	1er - 2do nivel	PCASO1	1.4	19	1.4	19	1.5	24	1.5	24
		PCASO2	1.3	15	1.3	15	1.4	22	1.4	22
		PCASO3	1.1	12	1.1	12	1.2	18	1.2	18
	3er - 4to nivel	TCASO1	1.4	25	1.4	25	1.5	29	1.5	29
		TCASO2	1.4	24	1.4	24	1.5	29	1.5	29
		TCASO3	1.3	20	1.3	20	1.4	29	1.4	29
	5to nivel	AZCASO1	1.6	23	1.6	23	1.6	25	1.6	25
		AZCASO2	1.5	23	1.5	23	1.6	25	1.6	25
		AZCASO3	1.5	22	1.5	22	1.5	25	1.5	25

5.4.3 Modelo del conjunto

En el modelo del edificio se emplearon rótulas en los extremos de todas las columnas y las vigas. La figura 5.16 muestra el modelo desarrollado para el programa SAP2000.

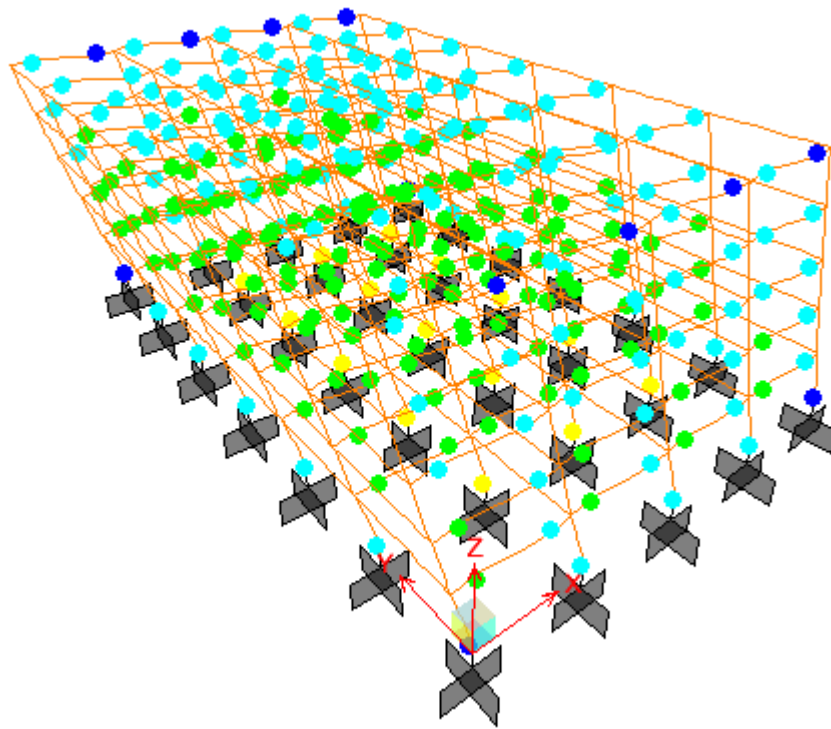


Figura 5.16 Modelo con rótulas para el análisis incremental

La tabla 5.12 muestra algunos datos generales del modelo desarrollado.

Tabla 5.12 Número de elementos y rótulas para el modelo estructural

	Número de elementos	Número de rótulas
Columnas	175	350
Vigas	290	580
Total	465	930

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 calculado del análisis modal elástico. Estos fueron el modo 1 para la dirección XX y el modo 2 para la dirección YY respectivamente.

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

- **Curva de Capacidad y puntos de interés**

La figura 5.17 muestra las curvas de capacidad del edificio para la dirección transversal (XX) correspondientes a deformaciones máximas del concreto de 1.0% y 1.5%. Como se aprecia ambas curvas son prácticamente iguales hasta el fin de la curva de 1.0%; sin embargo, como era de esperarse, los desplazamientos de colapso son apreciablemente diferentes.

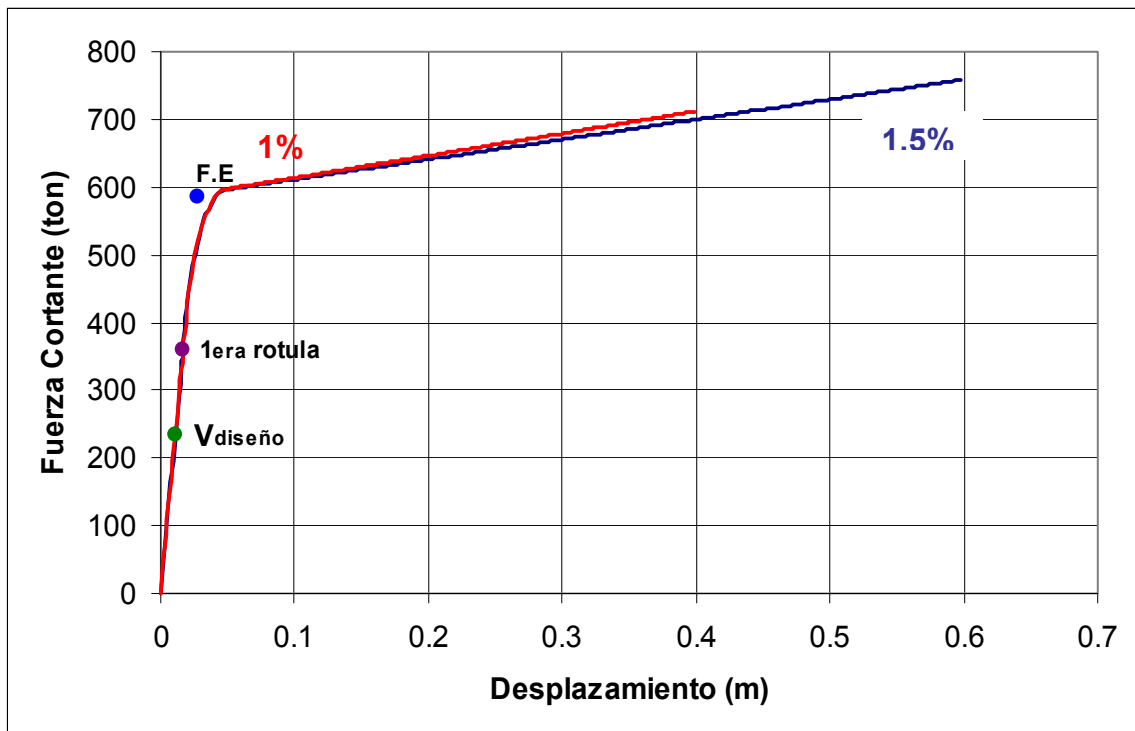


Figura 5.17 Curvas de capacidad con 1% y 1.5% de deformación máxima para el concreto

La tabla 5.13 presenta los puntos de interés obtenidos para cada dirección y para cada valor de la deformación máxima del concreto.

Tabla 5.13 Fuerzas cortantes y desplazamientos del análisis incremental

Dirección	Puntos importantes	$\varepsilon_{cmax} 1.0\%$		$\varepsilon_{cmax} 1.5\%$	
		V (Ton)	Δ (cm)	V (Ton)	Δ (cm)
XX	Diseño	235	1.1	235	1.1
	1ra rótula	360	1.7	360	1.7
	Fluencia efectiva.	585	2.8	587	2.8
	Colapso	712	40.0	758	59.7
YY	Diseño	242	1.2	242	1.2
	1ra rótula	292	1.3	292	1.3
	Fluencia efectiva.	560	2.7	561	2.7
	Colapso	681	40.4	727	60.2

- **Sobrerresistencia y ductilidad**

En base a los puntos de interés, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia mostradas en la tabla 5.14.

Tabla 5.14 Índices de sobrerresistencia

Propiedad	$\varepsilon_{cmax} 1.00\%$		$\varepsilon_{cmax} 1.50\%$	
	XX	YY	XX	YY
$SR_{1ROT/V.DISEÑO}$	1.5	1.2	1.5	1.2
$SR_{F.E/V.DISEÑO}$	2.5	2.3	2.5	2.3
$SR_{COL/V.DISEÑO}$	3.0	2.8	3.2	3.0
$SR_{F.E/1ROT}$	1.6	1.9	1.6	1.9
$SR_{COL/1ROT}$	2.0	2.3	2.1	2.5
$SR_{COL/F.E}$	1.2	1.2	1.3	1.3

Luego se calcularon los cocientes de ductilidad estructural y se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5.15.

Tabla 5.15 Ductilidades

Propiedad	$\epsilon_{cmax} 1.00\%$		$\epsilon_{cmax} 1.50\%$	
	XX	YY	XX	YY
$\mu_{COL/ROT}$	24.1	31.8	36.0	47.4
$\mu_{COL/FE}$	14.3	15.0	21.1	23.3

La figura 5.18 muestra la curva de capacidad para la dirección XX en el modelo con 1% de deformación máxima del concreto resaltando los puntos correspondientes a las derivas totales de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰.

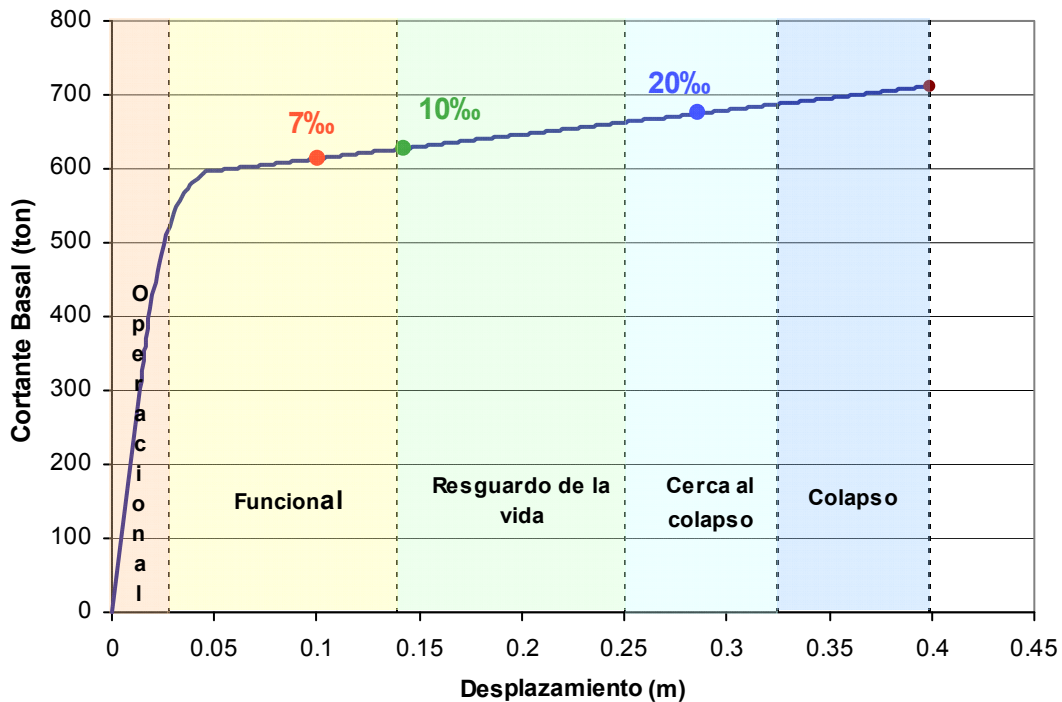


Figura 5.18 Derivas para la dirección XX con una deformación máxima del concreto de 1.0%

La tabla 5.16 presenta los valores de fuerza y desplazamiento para ambas direcciones y para ambos valores máximos de deformación máxima del concreto, correspondientes a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰.

Tabla 5.16 Fuerzas cortantes y desplazamiento para las derivas

Dirección	Deriva $\frac{00}{100}$	$\epsilon_{cmax} 1.0\%$		$\epsilon_{cmax} 1.5\%$	
		V (Ton)	Δ (cm)	V (Ton)	Δ (cm)
XX	7	613	10.0	611	10.0
	10	628	14.3	624	14.3
	20	674	28.6	666	28.6
YY	7	587	10.0	585	10.0
	10	600	14.3	597	14.3
	20	644	28.6	637	28.6

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 5.17. [Alva y Castillo, 1994]

Tabla 5.17 Sismos de diseño y su aceleración asociada

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

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

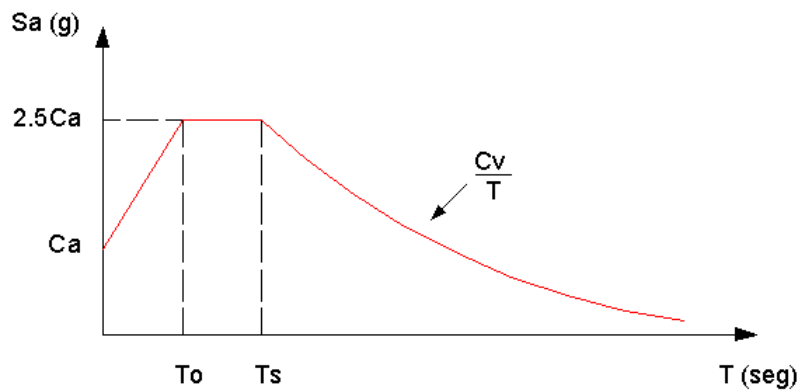


Figura 5.19 Espectro de la UBC

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

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \quad T_o = 0.2T_s$$

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 S1 (suelo rígido) tiene una aceleración pico asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la Norma Peruana es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 seg. La figura 5.20 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana. [SENCICO, 2003]

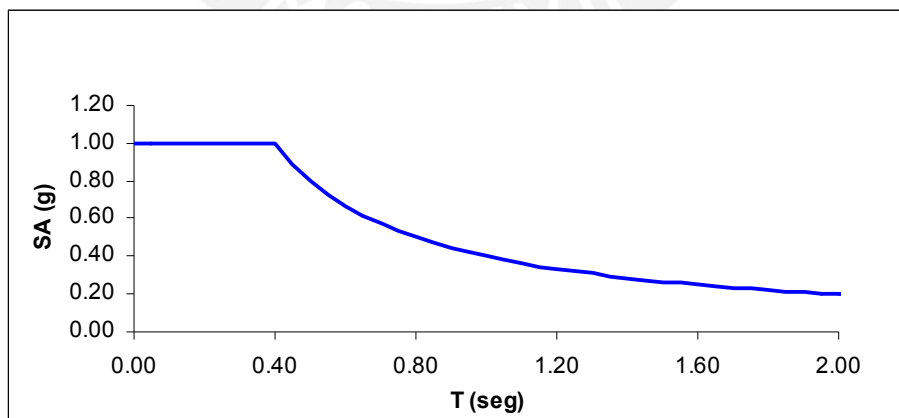


Figura 5.20 Espectro elástico de la Norma Peruana

Con el fin de representar este espectro en base al esquema del UBC [ICC, 2000] 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 UBC.

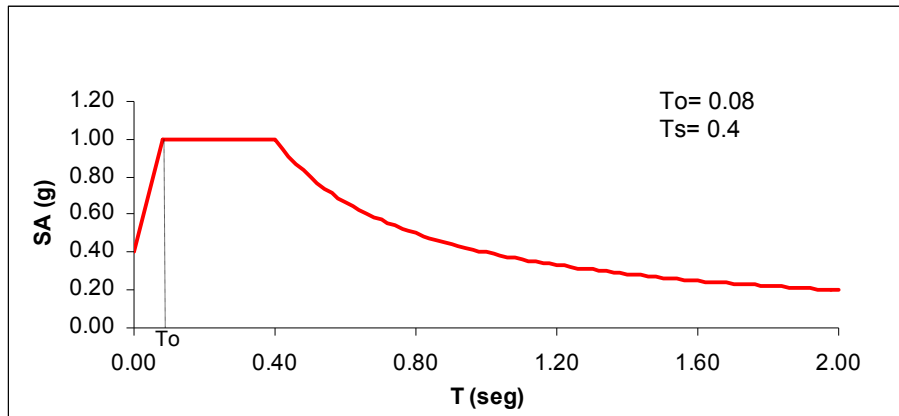


Figura 5.21 Espectro de de la UBC para sismo raro

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

La tabla 5.18 presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

Tabla 5.18 Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC

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

Finalmente se obtuvieron los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad (Figura 5.22) y luego los espectros de demanda que se muestran en la figura 5.23.

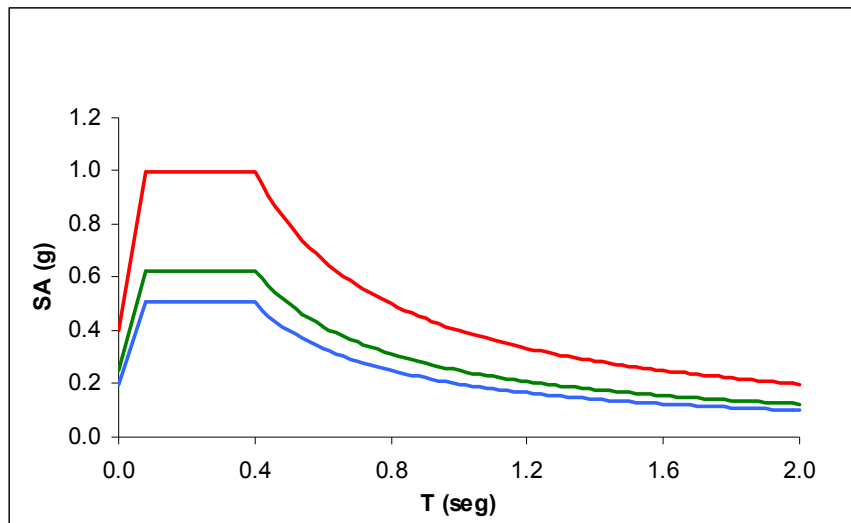


Figura 5.22 Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad

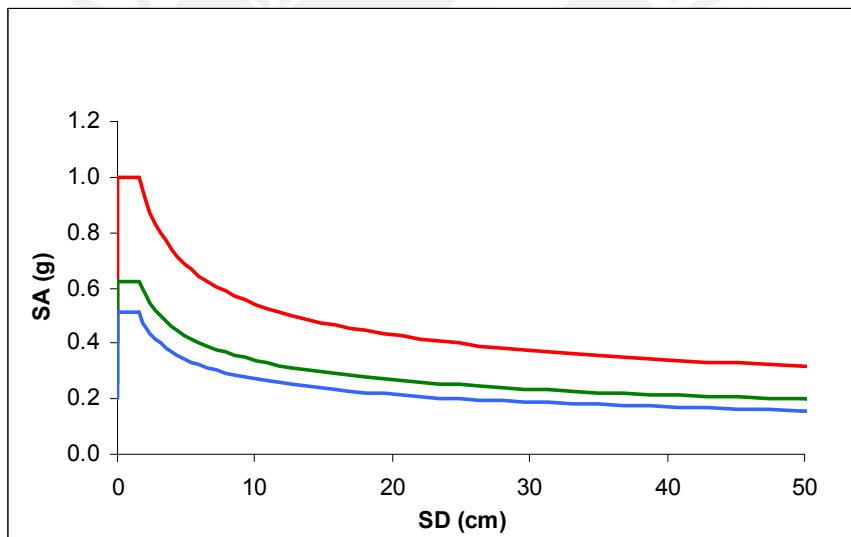


Figura 5.23 Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad

5.6 Respuesta del Edificio ante los tres niveles de peligro sísmico

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro, se obtuvieron los puntos de demanda mostrados en la tabla 5.19.

Tabla 5.19 Puntos de demanda

Dirección	Sismo	$\epsilon_{cmax} 1.0\%$		$\epsilon_{cmax} 1.5\%$	
		V (Ton)	Δ (cm)	V (Ton)	Δ (cm)
XX	SF	579	3.9	578	3.9
	SO	596	4.7	595	4.7
	SR	609	8.7	607	8.7
YY	SF	546	3.7	546	3.7
	SO	565	4.7	567	4.7
	SR	583	9.0	582	9.0

Las figuras 5.24 y 5.25 muestran las curvas de capacidad para la dirección XX sectorizadas según la recomendación del SEAOC [SEAOC, 1995, 1999] correspondientes a 1% y 1.5 % de deformación máxima del concreto. En ambas figuras se indican los puntos de demanda obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica (S.F, S.O y S.R).

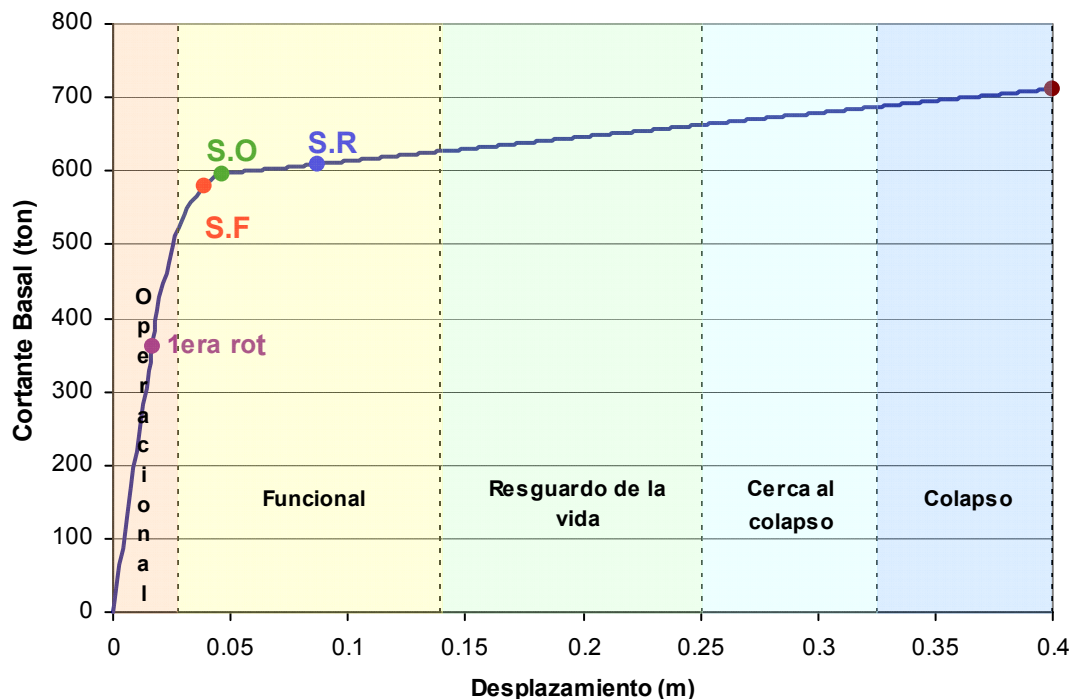


Figura 5.24 Curva de capacidad y puntos de demanda en XX para 1.0% de deformación máxima del concreto

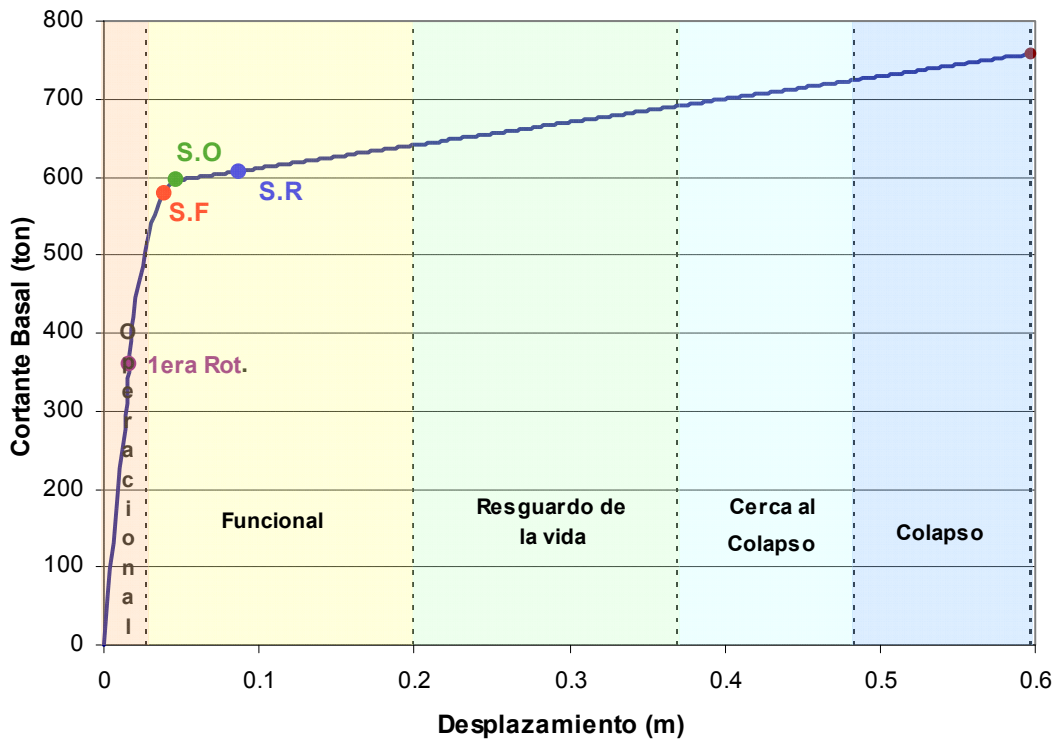


Figura 5.25 Curva de capacidad y puntos de demanda en XX para 1.5% de deformación máxima del concreto

La tabla 5.20 presenta las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos más esforzados.

Tabla 5.20 Ductilidades demandadas

Caso	Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la fluencia efectiva					
			Derivas			Comportamiento Sísmico		
			7/1000	10/1000	20/1000	SF	SO	SR
1.0%	X	Estructura	3.57	5.10	10.21	1.38	1.67	3.10
		Columna	2.75	4.06	8.57	0.90	1.00	2.31
		Viga	3.53	4.67	8.55	1.84	2.08	3.16
	Y	Estructura	3.72	5.31	10.62	1.38	1.74	3.33
		Columna	2.64	3.97	8.44	0.81	0.97	2.26
		Viga	3.62	4.82	8.83	1.81	2.09	3.29
1.5%	X	Estructura	3.54	5.05	10.10	1.36	1.66	3.07
		Columna	2.72	3.98	8.32	0.88	1.00	2.27
		Viga	3.30	4.52	8.37	1.70	1.95	2.99
	Y	Estructura	3.72	5.31	10.62	1.38	1.74	3.33
		Columna	2.54	3.91	8.18	0.82	0.97	2.27
		Viga	3.44	4.70	8.72	1.67	1.92	3.08

Caso	Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la primera rótula					
			Derivas			Comportamiento Sísmico		
			7/1000	10/1000	20/1000	SF	SO	SR
1.0%	X	Estructura	6.03	8.61	17.23	2.32	2.82	5.23
		Columna	2.75	4.06	8.57	0.90	1.00	2.31
		Viga	3.53	4.67	8.55	1.84	2.08	3.16
	Y	Estructura	7.88	11.26	22.52	2.93	3.69	7.06
		Columna	2.64	3.97	8.44	0.81	0.97	2.26
		Viga	3.62	4.82	8.83	1.81	2.09	3.29
1.5%	X	Estructura	6.03	8.61	17.23	2.33	2.83	5.24
		Columna	2.72	3.98	8.32	0.88	1.00	2.27
		Viga	3.30	4.52	8.37	1.70	1.95	2.99
	Y	Estructura	7.88	11.26	22.52	2.93	3.69	7.06
		Columna	2.54	3.91	8.18	0.82	0.97	2.27
		Viga	3.44	4.70	8.72	1.67	1.92	3.08

5.7 Calificación del Desempeño

La figura 5.26 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				

Figura 5.26 Matriz de desempeño sísmico de un edificio aporticado de concreto armado de 5 pisos en la costa peruana

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.

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. El diseño y análisis de cada edificio fue desarrollado por un grupo de tesis similares al presente.

Los 5 edificios se consideraron iguales en su ubicación (sismicidad), 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.

Tabla 6.1 Características comunes en el trabajo grupal

	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 crujías
Distancia entre ejes de columnas	5.5 m a 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

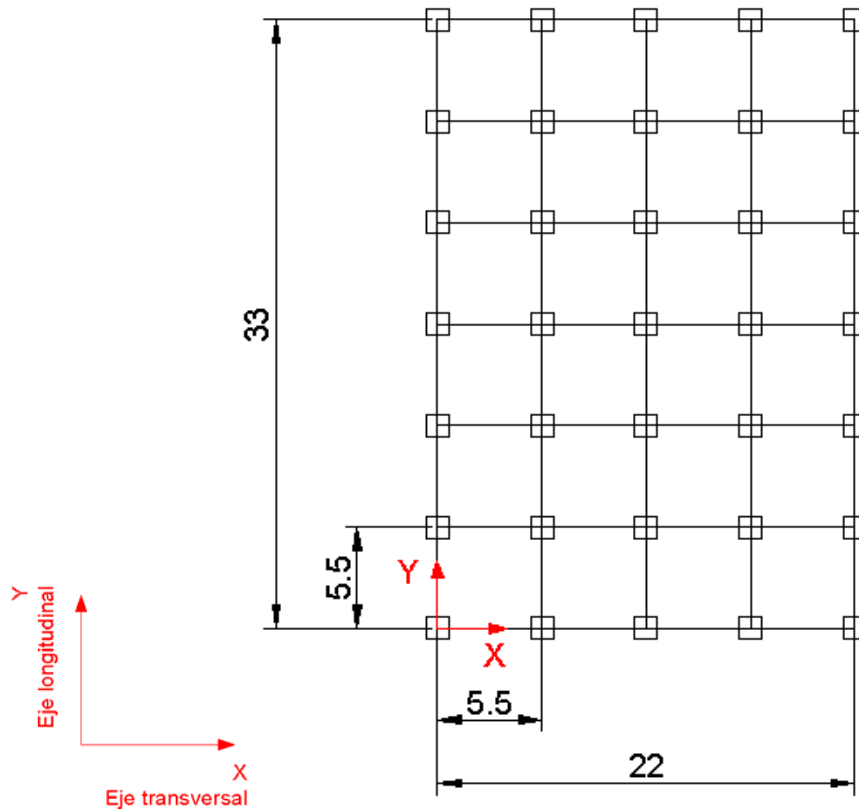


Figura 6.1 Planta común para los 5 edificios

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, en cada caso, 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 solicitaciones 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 solicitaciones reducidas**

El código de diseño sismorresistente permite calcular los desplazamientos empleando el modelo elástico de comportamiento de la estructura, 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 laterales estáticas reducidas

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

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

Los desplazamientos (de) se obtienen por superposición modal usando el criterio de “Combinación Cuadrática Completa” (CQC), utilizado en este trabajo, o el representado por la expresión:

$$de = 0.25 \sum_{i=1}^m de_i + 0.75 \sum_{i=1}^m de_i^2$$

La Norma establece que se considerarán los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, debiendo tomarse como mínimo los tres primeros modos predominantes.

- **Cálculo de los desplazamientos máximos esperados**

Los desplazamientos máximos en régimen inelástico se obtiene multiplicando por 0.75 R los desplazamientos máximos elásticos con fuerza reducida.

Como en el análisis elástico las solicitaciones se reducen por R y luego los desplazamientos elásticos se vuelve a multiplicar por 0.75 R entonces, según el código peruano [SENCICO 2003], los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico no dependen ya del valor de R.

6.2.2 Desplazamiento lateral permisible según norma

Según la Norma Técnica 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 ($\Delta/he \leq 0.007$). 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 una deriva máxima de entrepiso de 7⁰⁰/₁₀₀. La figura 6.2 muestra los valores de L.min obtenidos redondeados a 5 cm.

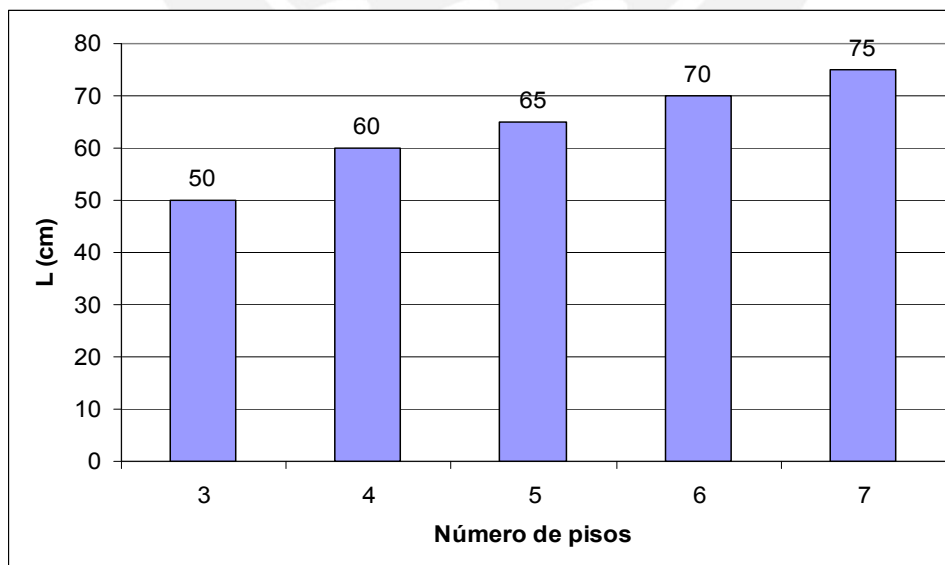


Figura 6.2 Dimensión mínima del lado de columna requerido para edificios de 3 a 7 pisos por requisitos de rigidez.

Usando las dimensiones de columna mostradas en la figura 6.2 se completó el análisis estructural y se procedió al diseño en concreto armado siguiendo las exigencias de la Norma Vigente (NTE-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 y 1.5 %.

Tabla 6.2 Puntos de Interés en las curvas de capacidad de edificios aporricados peruanos de 3 a 7 pisos

$\epsilon_{cmax.}$	Dirección	N° Pisos	Puntos de interés							
			Diseño		1era Rótula		Flue. Efectiva		Colapso	
			Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)
1.00%	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	1.13	235	1.66	360	2.80	585	39.97	712
		6	1.28	244	1.61	308	3.20	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	2.60	430	30.80	604
		5	1.16	242	1.27	292	2.69	560	40.39	681
1.50%	Transversal	3	0.75	197	0.86	226	1.78	412	34.33	586
		4	0.82	205	1.43	356	2.24	480	44.38	642
		5	1.13	235	1.66	360	2.83	587	59.74	758
		6	1.28	244	1.61	308	3.25	628	53.42	758
		7	1.47	253	1.99	344	4.68	575	67.26	793
	Longitudinal	3	0.73	202	0.86	236	1.89	416	34.24	586
		4	0.95	219	1.10	292	2.00	460	44.57	622
		5	1.16	242	1.27	292	2.69	561	60.15	727
		6	1.24	251	1.68	343	3.00	625	53.39	752
		7	1.41	260	1.76	323	4.66	536	68.12	735

En la figura 6.3 se puede apreciar el grafico que relaciona el número de pisos con las fuerzas cortantes asociadas a la primera rotula, fluencia efectiva y colapso para una deformación máxima del concreto de 1%.

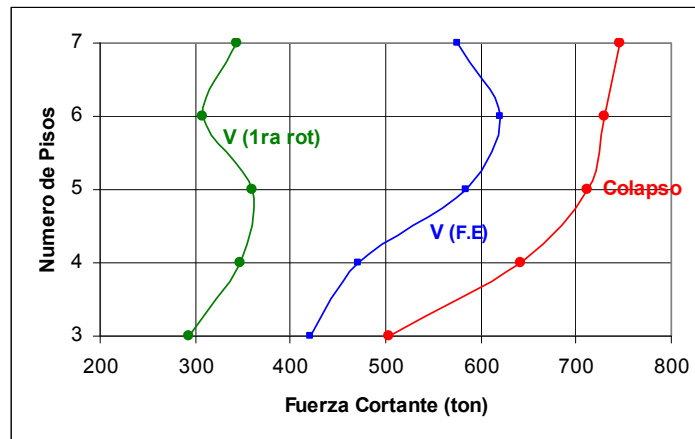
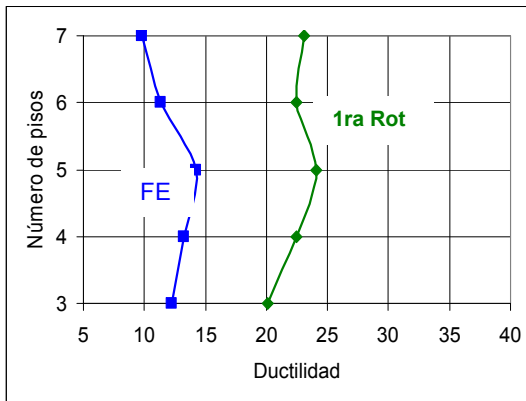


Figura 6.3 Fuerzas cortantes vs. Número de pisos

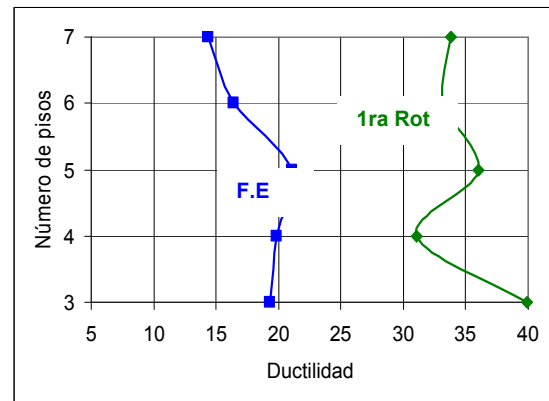
A partir de los valores presentados en la tabla 6.2 se hallaron luego los índices de ductilidad respecto a la primera rótula y a la fluencia efectiva de los edificios que se presentan en la tabla 6.3 y las figuras 6.4 y 6.5.

Tabla 6.3 Ductilidades en edificios aparcados peruanos de 3 a 7 pisos

ϵ_c max	Dir.	Nº Pisos	Ductilidades respecto a:	
			1ra Rótula	F.E.
1.00%	Transversal	3	20.1	12.2
		4	22.5	13.2
		5	24.1	14.3
		6	22.5	11.3
		7	23.1	9.8
	Longitudinal	3	25.7	12.8
		4	30.8	11.8
		5	31.8	15.0
1.50%	Transversal	3	39.9	19.3
		4	31.0	19.8
		5	36.0	21.1
		6	33.2	16.4
		7	33.8	14.4
	Longitudinal	3	40.0	18.1
		4	40.5	22.3
		5	47.4	22.3
6	31.8	17.8		
7	38.7	14.6		

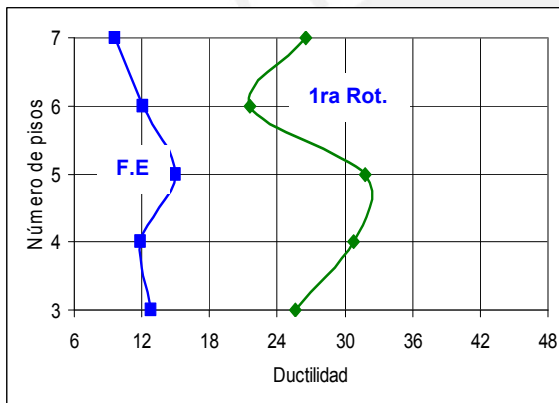


$\epsilon_c=1.0\%$

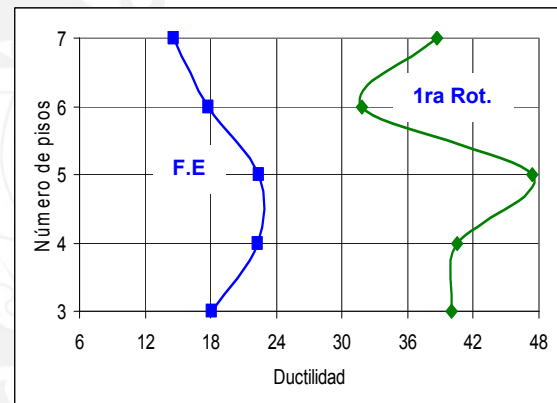


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.4 Ductilidades para la dirección transversal



$\epsilon_c=1.0\%$



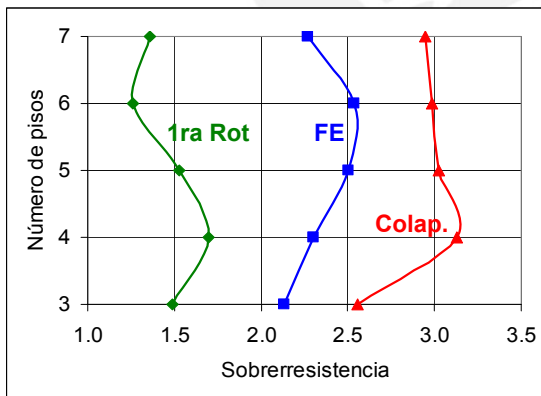
$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.5 Ductilidades para la dirección longitudinal

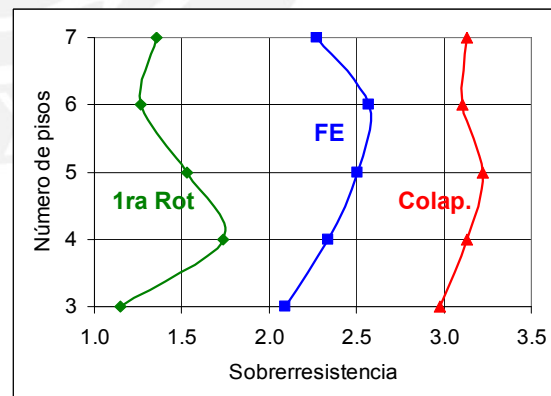
Para estimar la sobrerresistencia se calcularon cocientes de fuerzas cuyos resultados se muestran en la tabla 6.4 y en las figuras 6.6 a 6.11.

Tabla 6.4 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3 a 7 pisos

Ec max	Dir.	N° Pisos	Sobrerresistencia respecto a					
			la cortante de diseño de:			la 1ra rótula de:		a la F.E de:
			1ra Rót.	FE	Colapso	FE	Colapso	Colapso
1.00%	Transversal	3	1.5	2.1	2.6	1.4	1.7	1.2
		4	1.7	2.3	3.1	1.4	1.8	1.4
		5	1.5	2.5	3.0	1.6	2.0	1.2
		6	1.3	2.5	3.0	2.0	2.4	1.2
		7	1.4	2.3	2.9	1.7	2.2	1.3
	Longitudinal	3	1.2	2.1	2.2	1.8	1.8	1.0
		4	1.2	2.0	2.8	1.6	2.3	1.4
		5	1.2	2.3	2.8	1.9	2.3	1.2
		6	1.4	2.5	2.9	1.8	2.1	1.2
		7	1.2	2.1	2.7	1.7	2.1	1.3
1.50%	Transversal	3	1.1	2.1	3.0	1.8	2.6	1.4
		4	1.7	2.3	3.1	1.3	1.8	1.3
		5	1.5	2.5	3.2	1.6	2.1	1.3
		6	1.3	2.6	3.1	2.0	2.5	1.2
		7	1.4	2.3	3.1	1.7	2.3	1.4
	Longitudinal	3	1.2	2.1	2.9	1.8	2.5	1.4
		4	1.3	2.1	2.8	1.6	2.1	1.4
		5	1.2	2.3	3.0	1.9	2.5	1.3
		6	1.4	2.5	3.0	1.8	2.2	1.2
		7	1.2	2.1	2.8	1.7	2.3	1.4

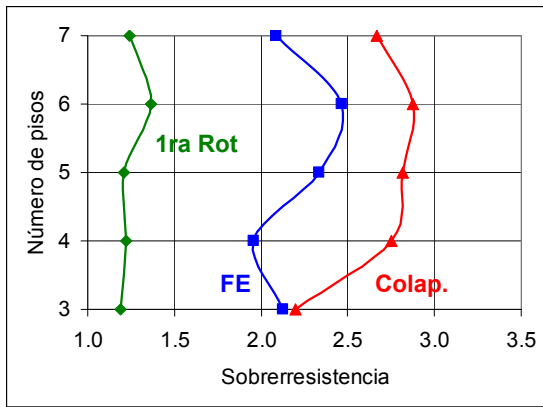


$\epsilon_c=1.0\%$

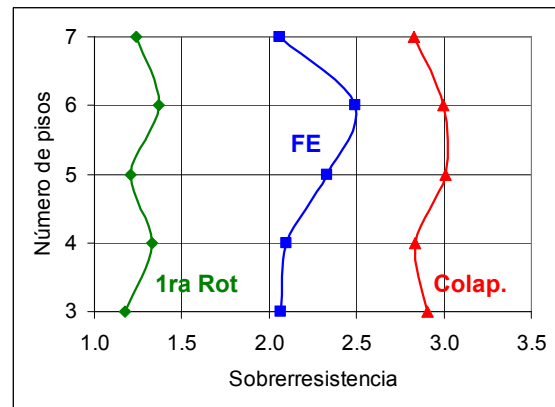


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.6 Sobrerresistencias respecto a la fuerza **cortante de diseño** para la dirección transversal

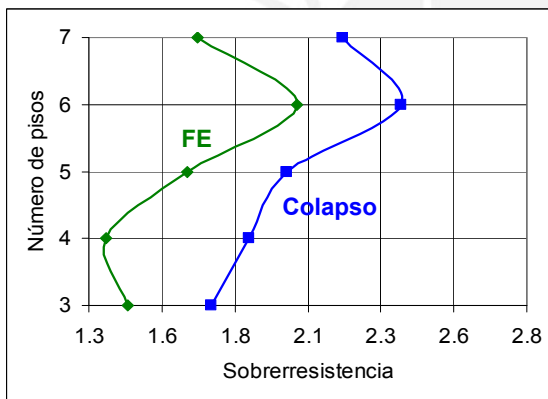


$\epsilon_c=1.0\%$

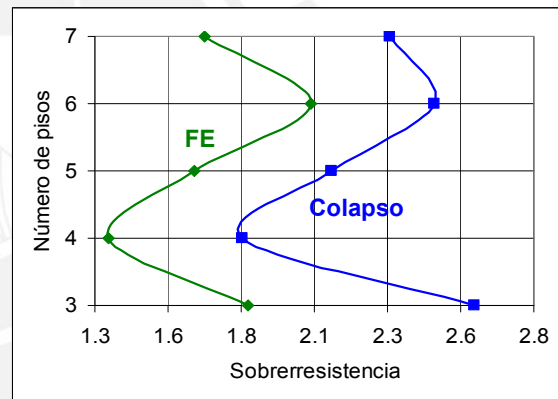


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.7 Sobrerresistencias respecto a la fuerza **cortante de diseño** para la dirección longitudinal

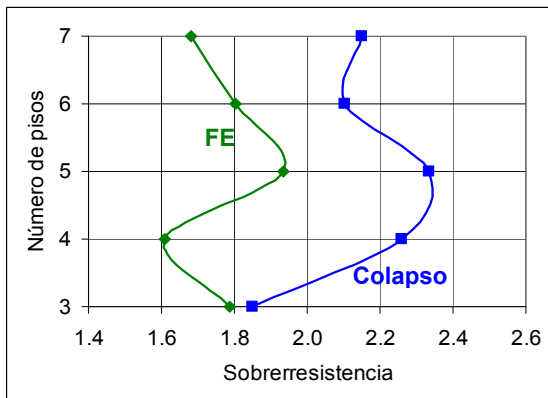


$\epsilon_c=1.0\%$

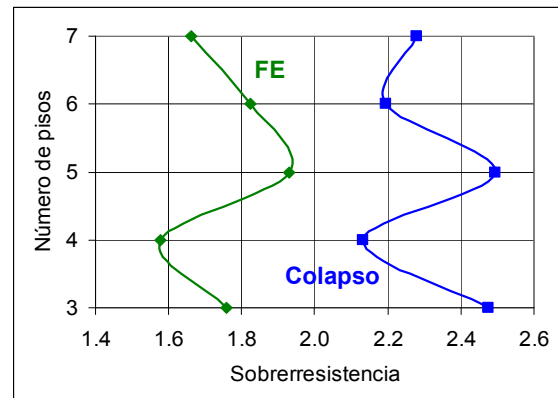


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.8 Sobrerresistencias respecto a la **1ra rótula** para la dirección transversal

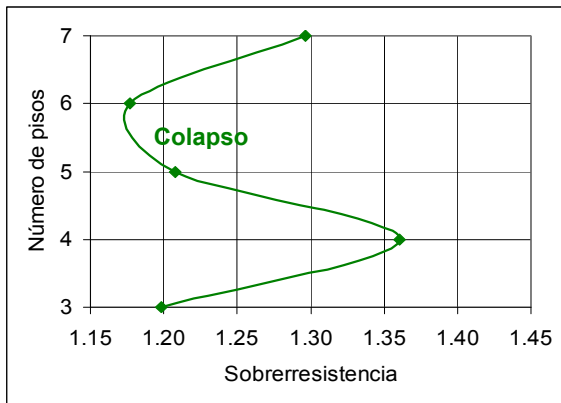


$\epsilon_c=1.0\%$

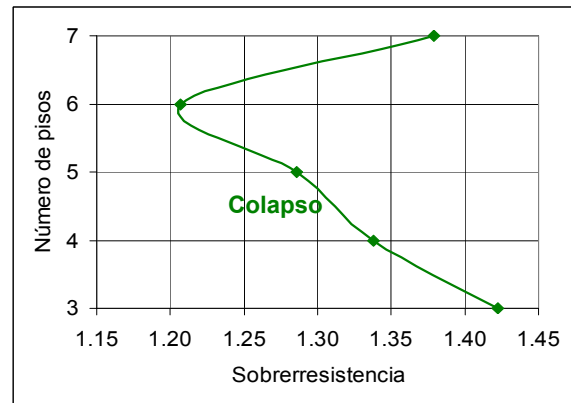


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.9 Sobrerresistencias respecto a la **1ra rótula** para la dirección longitudinal

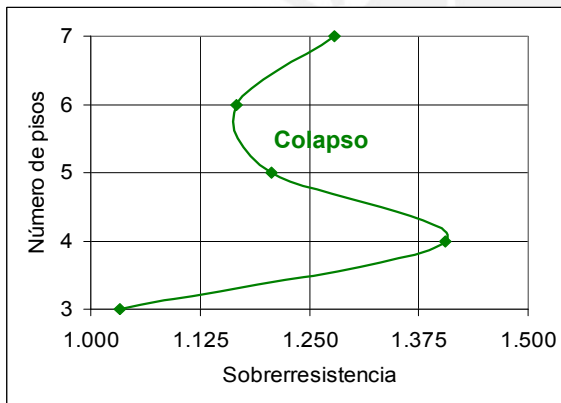


$\epsilon_c=1.0\%$

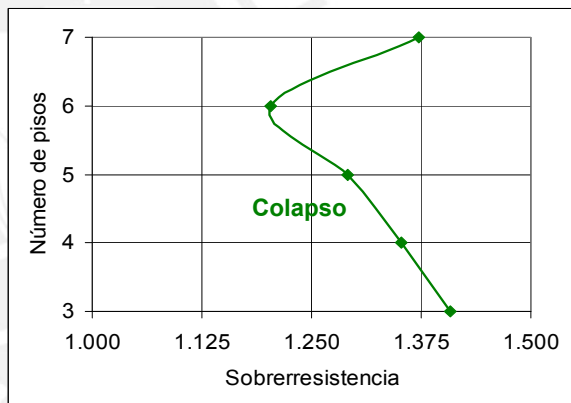


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.10 Sobrerresistencias respecto a la **fluencia efectiva** para la dirección transversal



$\epsilon_c=1.0\%$



$\epsilon_c=1.5\%$

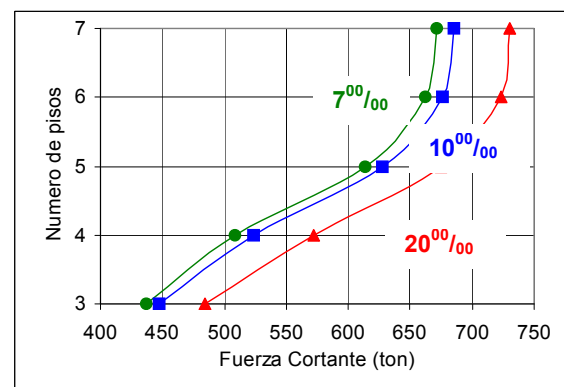
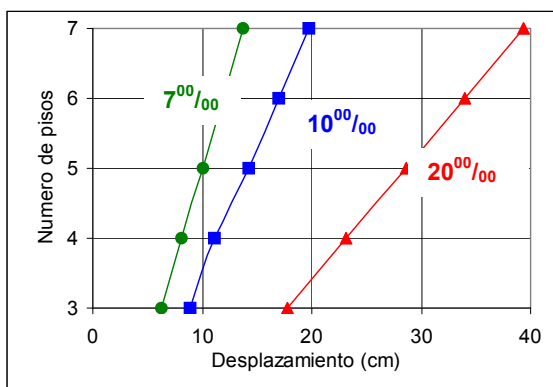
Figura 6.11 Sobrerresistencias respecto a la **fluencia efectiva** para la dirección longitudinal

En la tabla 6.5 y figura 6.12 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a derivas totales (Desplazamiento de azotea / altura de edificio) de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$.

Tabla 6.5 Desplazamiento y cortante basal para las derivas de 7⁰⁰/₁₀₀, 10⁰⁰/₁₀₀ y 20⁰⁰/₁₀₀

εc max	Dirección	Nº Pisos	Derivas					
			7 ⁰⁰ / ₁₀₀		10 ⁰⁰ / ₁₀₀		20 ⁰⁰ / ₁₀₀	
			Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)
1.00%	Transversal	3	6.2	437	8.9	447	17.8	484
		4	8.1	509	11.2	524	23.2	573
		5	10.0	613	14.3	628	28.6	674
		6	11.9	662	17.0	677	34.0	724
	Longitudinal	3	6.2	443	8.9	456	17.8	496
		4	8.1	491	11.2	506	23.2	556
		5	10.0	587	14.3	600	28.6	644
		6	11.9	658	17.0	672	34.0	715
1.50%	Transversal	3	6.2	442	8.9	456	17.8	503
		4	8.1	508	11.6	521	23.2	566
		5	10.0	611	14.3	624	28.6	666
		6	11.9	659	17.0	671	34.0	712
	Longitudinal	3	6.2	446	8.9	459	17.8	505
		4	8.1	489	11.6	502	23.2	546
		5	10.0	585	14.3	597	28.6	637
		6	11.9	658	17.0	669	34.0	708
		7	13.8	628	19.7	640	39.4	679
		7	13.8	628	19.7	639	39.4	678

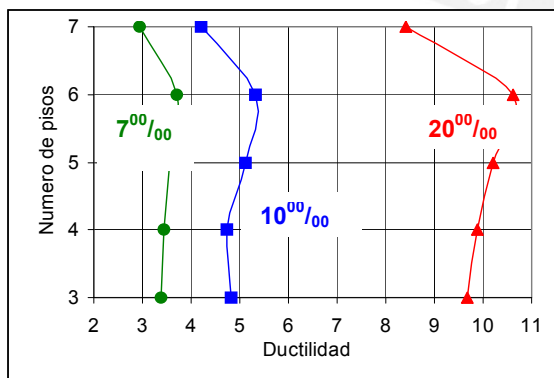
Figura 6.12 Desplazamiento en el último nivel y cortante basal para derivas de 7⁰⁰/₁₀₀, 10⁰⁰/₁₀₀ y 20⁰⁰/₁₀₀



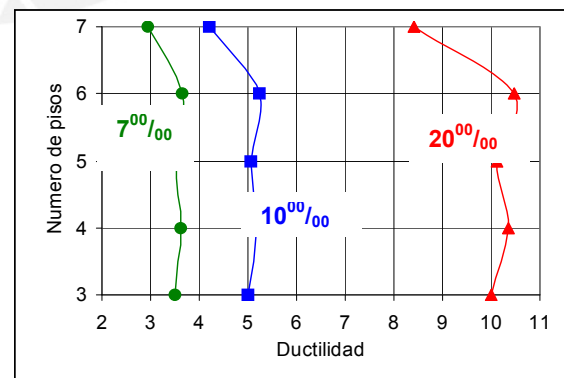
Las ductilidades asociadas a las derivas indicadas ($7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$) se muestran en la tabla 6.6 y en las figuras. 6.13 y 6.14.

Tabla 6.6 Ductilidades respecto a la fluencia efectiva para las derivas totales de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$

ϵ_c max	Dir.	N° Pisos	Ductilidades respecto a Fluencia Efectiva				
			$7^{00}/_{00}$	$10^{00}/_{00}$	$20^{00}/_{00}$		
1.00%	Transversal	3	3.4	4.8	9.7		
		4	3.5	4.7	9.9		
		5	3.6	5.1	10.2		
		6	3.7	5.3	10.6		
		7	2.9	4.2	8.4		
		Longitudinal	3	3.6	5.1	10.2	
			4	3.1	4.3	8.9	
	5		3.7	5.3	10.6		
	6		4.0	5.7	11.3		
	7		2.8	4.0	8.1		
	1.50%		Transversal	3	3.5	5.0	10.0
				4	3.6	5.2	10.4
		5		3.5	5.1	10.1	
		6		3.7	5.2	10.5	
7		2.9		4.2	8.4		
Longitudinal		3		3.3	4.7	9.4	
		4		4.1	5.8	11.6	
		5	3.7	5.3	10.6		
		6	4.0	5.7	11.3		
		7	3.0	4.2	8.5		

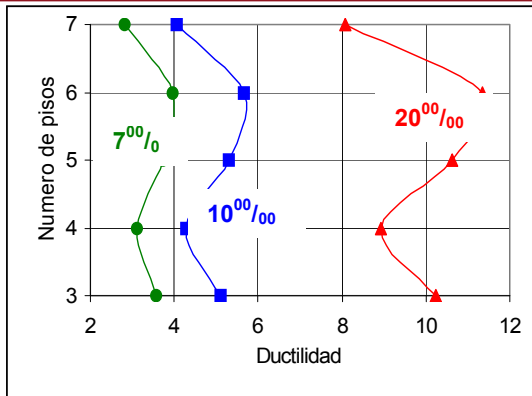


$\epsilon_c=1.0\%$

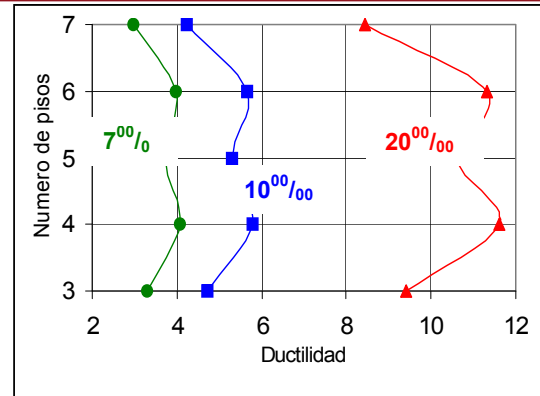


$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.13 Ductilidades para la dirección transversal respecto a **la fluencia efectiva** para las derivas totales de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$



$\epsilon_c=1.0\%$



$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.14 Ductilidades para la dirección longitudinal respecto a **la fluencia efectiva** para las derivas de de $7^{00}/_{00}$, $10^{00}/_{00}$ y $20^{00}/_{00}$

6.4 Desempeño de Edificios Aporticados para los sismos de diseño

La tabla 6.7, figuras 6.15 y 6.16 muestra los puntos de demanda obtenidos para los diferentes sismos de diseño en las dos direcciones y para la deformación máxima del concreto de 1 y 1.5%.

Tabla 6.7 Puntos de demanda para los tres sismos de diseño

ϵ_c max	Dirección	Nº Pisos	Sismo de diseño					
			SF		SO		SR	
			Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)	Δ (cm)	V (ton)
1.00%	Transversal	3	2.60	412	3.38	423	6.90	440
		4	3.09	485	3.90	491	8.47	510
		5	3.86	579	4.69	596	8.68	612
		6	4.49	569	5.61	599	10.09	657
	Longitudinal	3	2.59	416	3.37	427	7.00	447
		4	2.96	465	3.98	474	8.63	493
		5	3.72	546	4.69	565	8.96	583
1.50%	Transversal	3	2.6	420	3.4	427	7.0	447
		4	3.1	485	3.9	491	8.4	508
		5	3.86	578	4.69	595	8.69	607
		6	4.5	568	5.6	598	10.1	655
	Longitudinal	3	2.6	420	3.4	430	7.1	450
		4	2.9	466	4.2	474	8.5	490
		5	3.72	546	4.69	567	8.97	582
		6	4.3	562	5.6	598	10.1	654
		7	4.9	543	6.4	572	11.9	624

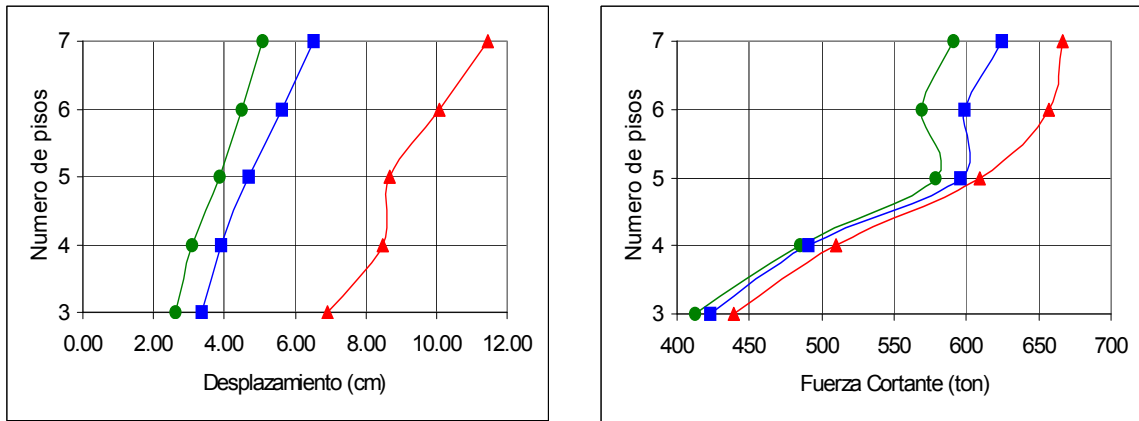


Figura 6.15 Puntos de demanda en la dirección transversal para los diferentes sismos de diseño

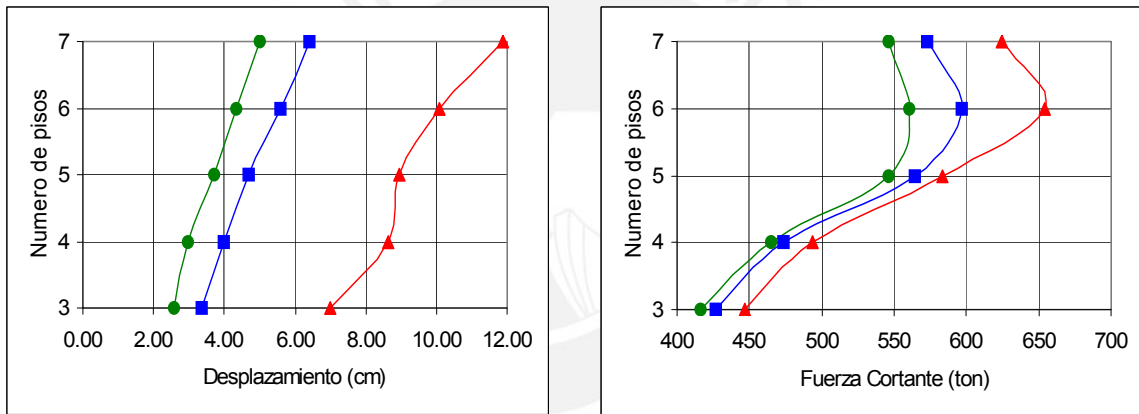
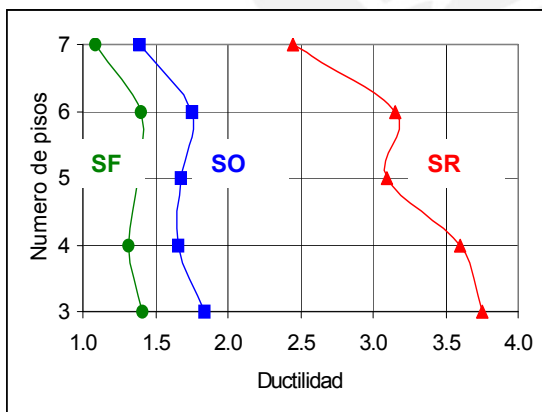


Figura 6.16 Puntos de demanda en la dirección longitudinal para los diferentes sismos de diseño

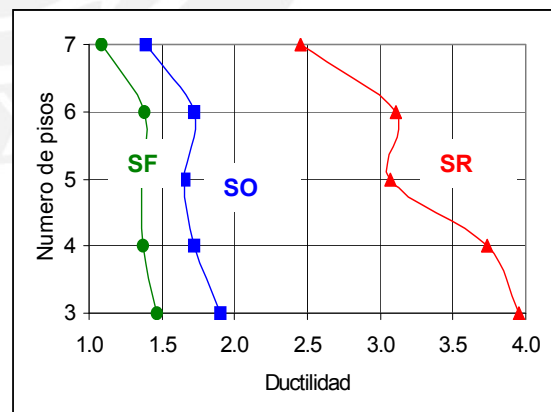
La tabla 6.8 y las figuras 6.17 y 6.18 presentan las ductilidades respecto a la fluencia efectiva demandadas por los tres sismos de diseño en los edificios aporticados peruanos.

Tabla 6.8 Ductilidades demandada por los sismos de diseño respecto *a la fluencia efectiva*

Ec max	Dir.	N° Pisos	Ductilidad respecto a la fluencia efectiva				
			SF	SO	SR		
1.00%	Transversal	3	1.4	1.8	3.8		
		4	1.3	1.7	3.6		
		5	1.4	1.7	3.1		
		6	1.4	1.8	3.2		
		7	1.1	1.4	2.5		
		Longitudinal	3	1.5	1.9	4.0	
			4	1.1	1.5	3.3	
	5		1.4	1.7	3.3		
	6		1.4	1.9	3.4		
	7		1.0	1.3	2.4		
	1.50%		Transversal	3	1.5	1.9	4.0
				4	1.4	1.7	3.7
		5		1.4	1.7	3.1	
		6		1.4	1.7	3.1	
7		1.1		1.4	2.4		
Longitudinal		3		1.4	1.8	3.8	
		4		1.5	2.1	4.2	
		5	1.4	1.7	3.3		
		6	1.4	1.9	3.4		
		7	1.1	1.4	2.6		



$\epsilon_c=1.0\%$



$\epsilon_c=1.5\%$

Figura 6.17 Ductilidades demandada por los sismos de diseño para la dirección transversal respecto a *la fluencia efectiva*

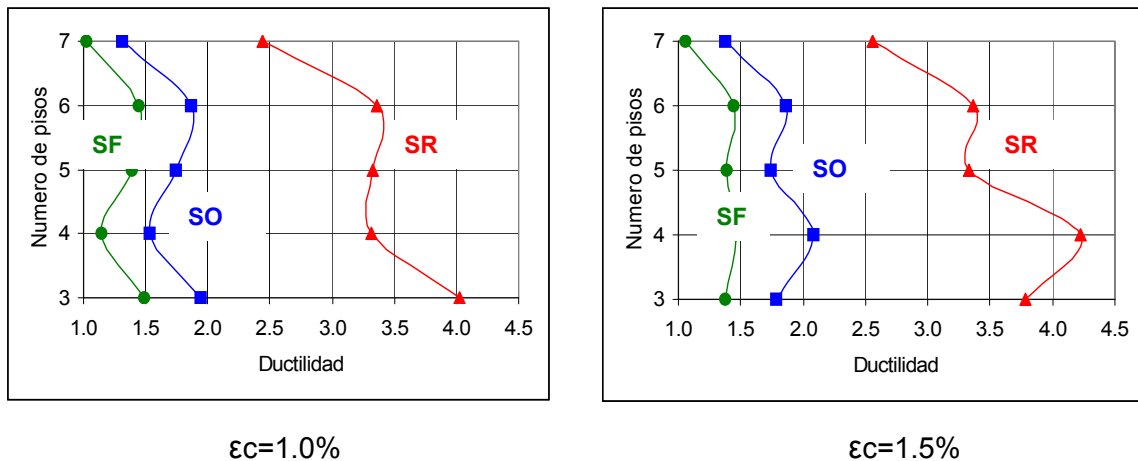


Figura 6.18 Ductilidades demandada por los sismos de diseño para la dirección longitudinal respecto a **la fluencia efectiva**

En todos los casos de análisis los tres sismos de diseño tuvieron puntos de demandas en la zona funcional según la sectorización del 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, $B/A * 100$ como se muestra en la figura 6.19.

La tabla 6.9 muestra los valores del cociente porcentual de ingreso en la zona funcional correspondiente a los tres sismos de diseño.

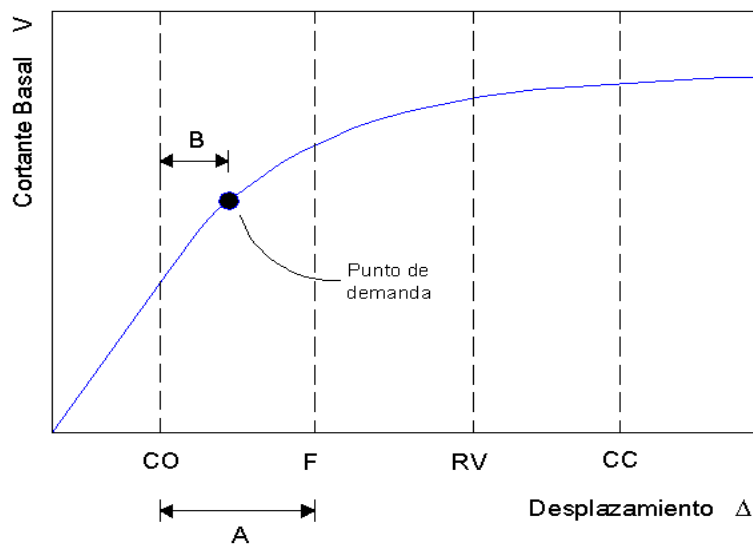


Figura 6.19 Porcentaje de puntos de demanda respecto a la zona funcional de sectorización

Tabla 6.9 Valores porcentuales de puntos de demanda respecto a la zona funcional de sectorización

	Dir.	N° Pisos	PORCENTAJE (%)		
			SF	SO	SR
1.00%	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	9	18	55
		6	13	26	71
		7	1	12	56
1.50%	Transversal	3	8	16	54
		4	6	13	48
		5	6	11	34
		6	8	16	45
		7	2	10	36
	Longitudinal	3	7	15	54
		4	7	17	51
		5	6	12	36
		6	9	17	47
		7	1	9	38

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 5 pisos

7.1.1 Diseño del edificio de 5 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 elástico espectral muestran que con columnas de 65x65 cm. se logra reducir la deriva a $6.95 \text{ }^{\circ}\text{/}_{00}$, valor cercano al límite permitido. En ambas direcciones la deriva máxima se produjo en el segundo piso.

Las columnas tienen un área generosa para solicitaciones de gravedad. El esfuerzo axial para cargas de servicio (carga muerta más viva completa) en las columnas más cargadas del primer piso fue del orden de los 33 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 0.75 %, y en los siguientes 0.5% ya que con estas cuantías se obtuvieron capacidades a flexocompresión muy por sobre 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 3.7 La figura 7.1 presenta el diseño de columnas obtenido para esta estructura.

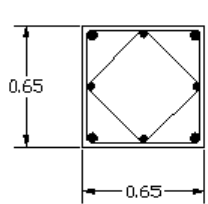
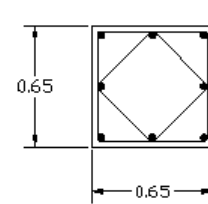
CUADRO DE COLUMNAS	
1er Y 2 do PISO	 <p>$4\text{Ø}1'' + 4\text{Ø}3/4'' = 31.76\text{cm}^2$ $\square\text{Ø}3/8'' : 1@.05, 6@.10, \text{Rto.}@.25$</p>
PISO TIPICO	 <p>$8\text{Ø}3/4'' = 22.72\text{cm}^2$ $\square\text{Ø}3/8'' : 1@.05, 6@.10, \text{Rto.}@.25$</p>

Figura 7.1 Cuadro de columnas

La sección de las vigas se fijó desde el comienzo del trabajo en 25x50cm. (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.

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.

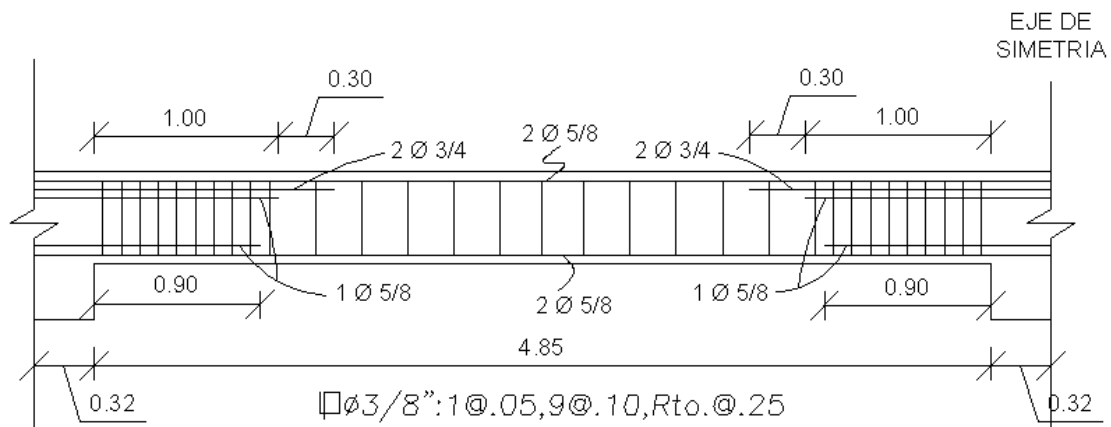


Figura 7.2 Armadura de una viga transversal típica de 25x50

Para el análisis no lineal desarrollado en este trabajo se consideraron dos valores para la deformación máxima del concreto, $\epsilon_{C\ MAX} = 1\%$ y 1.5%

Los resultados que se presentan en los siguientes acápites corresponden a $\epsilon_{C\ MAX} = 1\%$ y a la dirección más exigida del edificio (dirección corta o transversal) a menos que se indique lo contrario.

7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales

A manera de ejemplo las figura 7.3a y 7.3b presentan el diagrama Momento-Giro para una rótula en vigas y columnas. Se muestran los puntos de fluencia (ϕ_y, M_y) , de capacidad máxima (ϕ_{MAX}, M_{MAX}) y los valores asociados a las demandas del código (ϕ_u, M_u) .

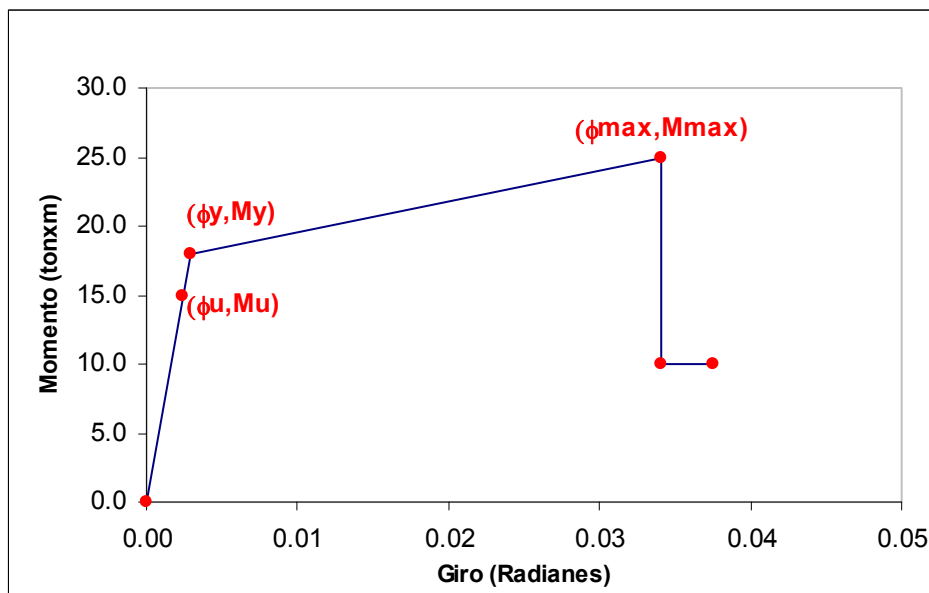


Figura 7.3a Diagrama momento-giro de una viga interior del piso típico para flexión negativa

La ductilidad media hallada en vigas fue de aproximadamente $\phi_{MAX}/\phi_y = 19$. Las vigas tuvieron una sobrerresistencia media de momento máximo negativo respecto al momento de fluencia de aproximadamente $M_{MAX}/M_y = 1.5$. En las vigas; para el cociente entre el momento máximo negativo resistente y la demanda del código se obtuvo un valor medio aproximado de $M_{MAX}/M_u = 1.8$. La demanda en vigas fue cubierta íntegramente por la capacidad a fluencia ya que $M_y/M_u = 1.2$

Para $\epsilon_{C MAX} = 1.5\%$ se obtuvo una ductilidad de 27 y sobrerresistencias de $M_{MAX}/M_y = 1.7$ y $M_{MAX}/M_u = 2.0$ y $M_y/M_u = 1.3$.

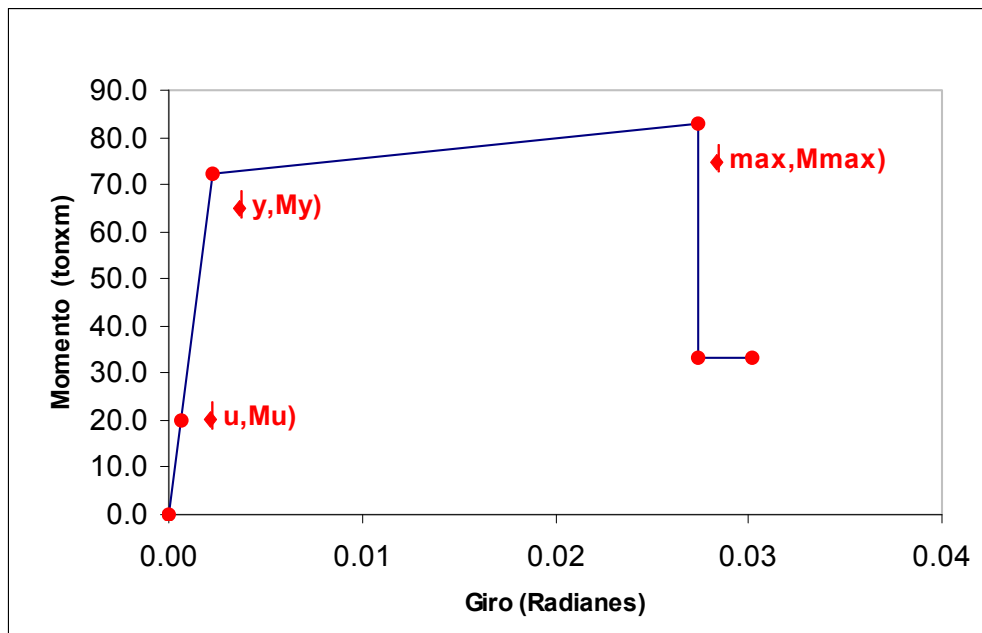


Figura 7.3b Diagrama momento-giro de una columna central del primer nivel

La ductilidad media hallada en columnas fue de aproximadamente $\phi_{MAX}/\phi_y = 20$. y tuvieron sobrerresistencias aproximadas de $M_{MAX}/My = 1.4$, $M_{MAX}/Mu = 5.3$ $M_y/M_u = 3.8$

Para $\varepsilon_{C MAX} = 1.5\%$ la ductilidad creció a 25 y se obtuvieron sobrerresistencia de $M_{MAX}/My = 1.5$ y $M_{MAX}/Mu = 5.6$ y $M_y/M_u = 3.8$

Se obtuvieron valores de capacidad a flexión de vigas y columnas en cuatro nudos de la edificación, se hallaron los cocientes de capacidades de columnas respecto al de vigas, y se obtuvieron valores significativamente mayores al mínimo exigido por el código peruano de diseño de concreto armado ($\sum \phi Mn_{COL} / \sum \phi Mn_{VIGA} > 1.4$). Los valores obtenidos para el nudo central entre 1er y 2do y el nudo entre el 3er y 4to piso son de 3.81 y 2.71 respectivamente y para el nudo esquinero ubicado entre el 1er y 2do piso y el nudo entre el 3er y 4to piso son de 6.26 y 4.51 respectivamente.

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 indican que la primera rótula se produce en las vigas extremas del segundo nivel para un desplazamiento de 1.7cm en la azotea (1.2 ‰ de deriva). Se siguen formándose rotulas en las vigas de otros pisos hasta que para un desplazamiento en la azotea de 3.1cm (2.2 ‰ de deriva) se forman las primeras rótulas en las columnas de esquina del primer nivel. La formación de rótulas prosigue hasta que para aproximadamente 4.5cm de desplazamiento (3.1 ‰ de deriva) se han rotulado todas las vigas y se han formado rótulas en la base de todas las columnas.

Luego de la formación de rótulas en la base de las columnas, ya no se forman nuevas rótulas y sólo se incrementan las deformaciones inelásticas en las rótulas formadas hasta que para 40cm. de desplazamiento lateral (28 ‰ de deriva) las rótulas de las columnas internas llegan a la ruptura casi en simultáneo.

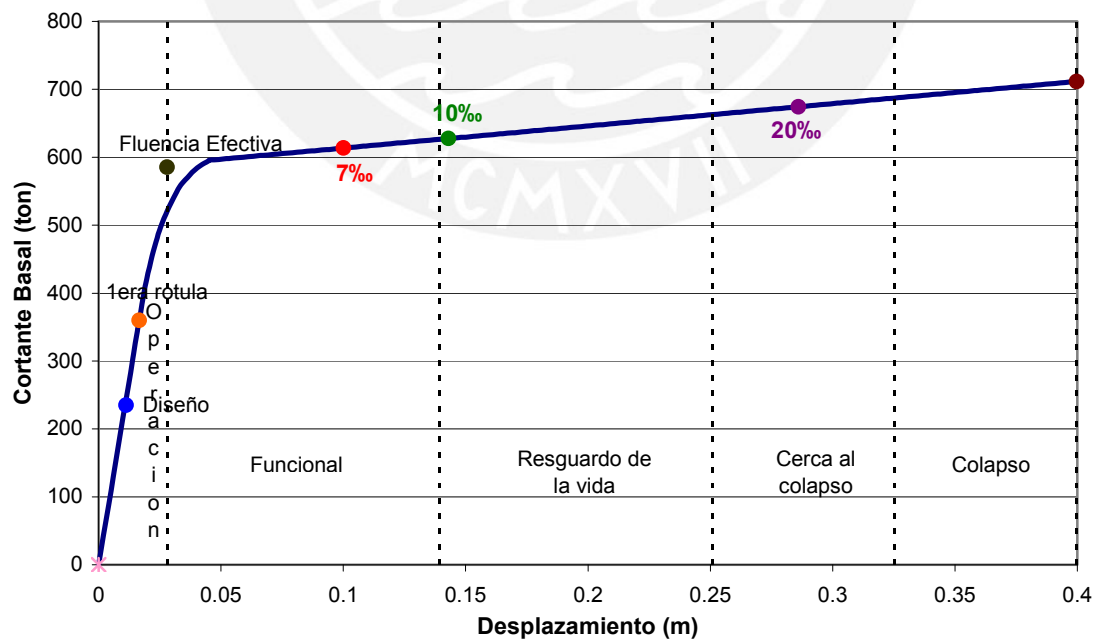


Figura 7.4 Derivas para la dirección X con una deformación máxima del concreto de 1.0%

Para la dirección longitudinal Y; el mecanismo de progresión de rótulas fue similar lo mismo que el desplazamiento máximo (40.4cm). La variante fue que la primera rótula se produce en las vigas longitudinales de la azotea para un desplazamiento de 1.3cm ($0.9^{00}/_{00}$ de deriva).

Para $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ la primera rótula se produce para un desplazamiento similar al obtenido para $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.0\%$ (1.7 cm.), sin embargo el desplazamiento máximo se incrementa a 60cm ($42^{00}/_{00}$ de deriva). Esto significa que el edificio tendría un desplazamiento de colapso 50 % mayor que para el caso de $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.0\%$.

- **Ductilidad global.**

Los resultados en la dirección transversal muestran que el edificio tendría una ductilidad global respecto a la fluencia efectiva del orden de $\Delta_{MAX} / \Delta_{FE} = 14$ y respecto a la primera rótula de $\Delta_{MAX} / \Delta_{1ROT} = 24$. Para la dirección longitudinal la ductilidad global respecto a la fluencia efectiva estuvo en el orden de $\Delta_{MAX} / \Delta_{FE} = 15$ y respecto a la primera rotula de $\Delta_{MAX} / \Delta_{1ROT} = 32$.

Cuando se empleó un valor de $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ las ductilidades obtenidas, para la dirección transversal, respecto a la fluencia efectiva y a la primera rótula fueron de 21 y 36 respectivamente, mientras que para la dirección longitudinal fueron de 22 y 47 respectivamente.

Como se puede observar; la dirección no influye significativamente en la ductilidad global medida respecto a la fluencia efectiva. Sin embargo si la ductilidad se expresa respecto a la primera rótula se obtienen valores hasta 32% mayores para la dirección longitudinal tanto para $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.0\%$ como para $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ ya que la primera rotula se forma para un desplazamiento mayor en la dirección transversal que en la dirección longitudinal.

- **Resistencia**

La primera rótula se produce para una fuerza cortante de $V_{1ROT} = 360\ ton$, y para la fluencia efectiva y la resistencia máximas corresponden valores de

$V_{FE} = 585 \text{ ton}$ y $V_{MAX} = 712 \text{ ton}$ respectivamente. Esto significa los siguientes valores de sobrerresistencia: $V_{MAX}/V_{1ROT} = 2$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.2$.

Para $\epsilon_{C MAX} = 1.5\%$ se obtuvieron para la primera rótula y la fluencia efectiva los mismos valores pero una resistencia máxima de colapso de 758 ton. Con este cambio se obtuvieron las siguiente sobrerresistencias $V_{MAX}/V_{1ROT} = 2.1$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.3$. La figura 7.5 presenta la curva de capacidad para la dirección transversal con los puntos de interés.

Los resultados muestran que la deformación máxima en el concreto no influye significativamente en la sobrerresistencia estructural

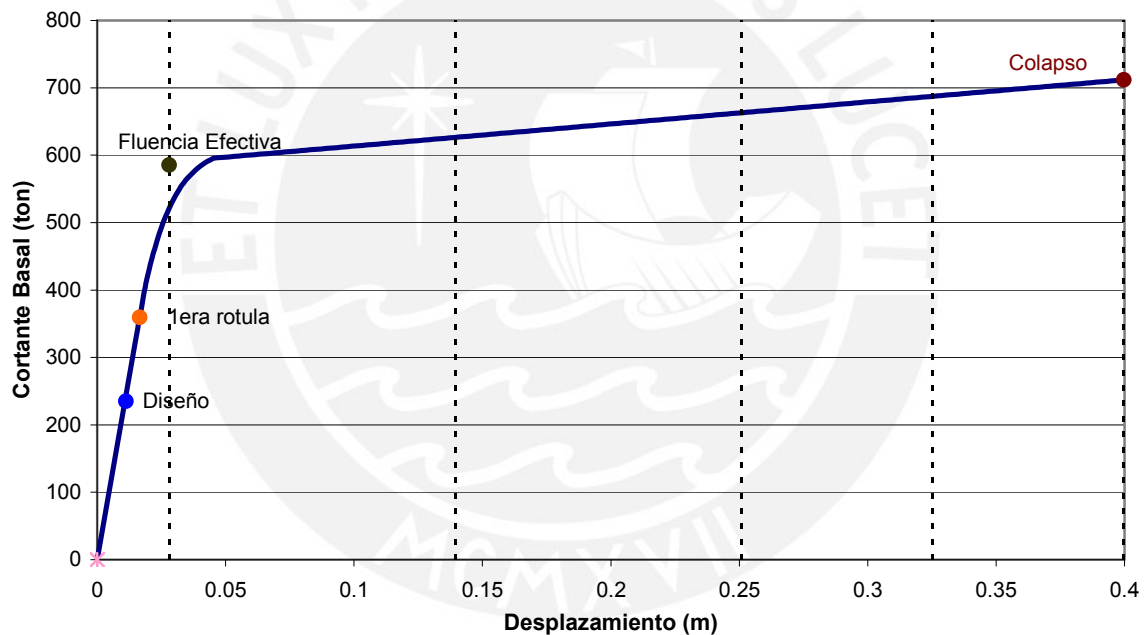


Figura 7.5 Puntos de interés en la curva de capacidad para la dirección transversal con

$$\epsilon_{C MAX} = 1.0\%$$

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano.

La resistencia requerida por el código fue de 235 ton. Los resultados mostraron que las fuerzas cortantes correspondientes a la primera rótula, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima fueron 1.5, 2.5 y 3.0 mayores respectivamente que la demanda del código.

Cuando se empleó un valor de $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ las sobrerresistencias respecto del código (de primera rótula y fluencia efectiva) no cambiaron, sin embargo la sobrerresistencia de la fuerza máxima aumentó ligeramente a 3.2 veces mayor.

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.

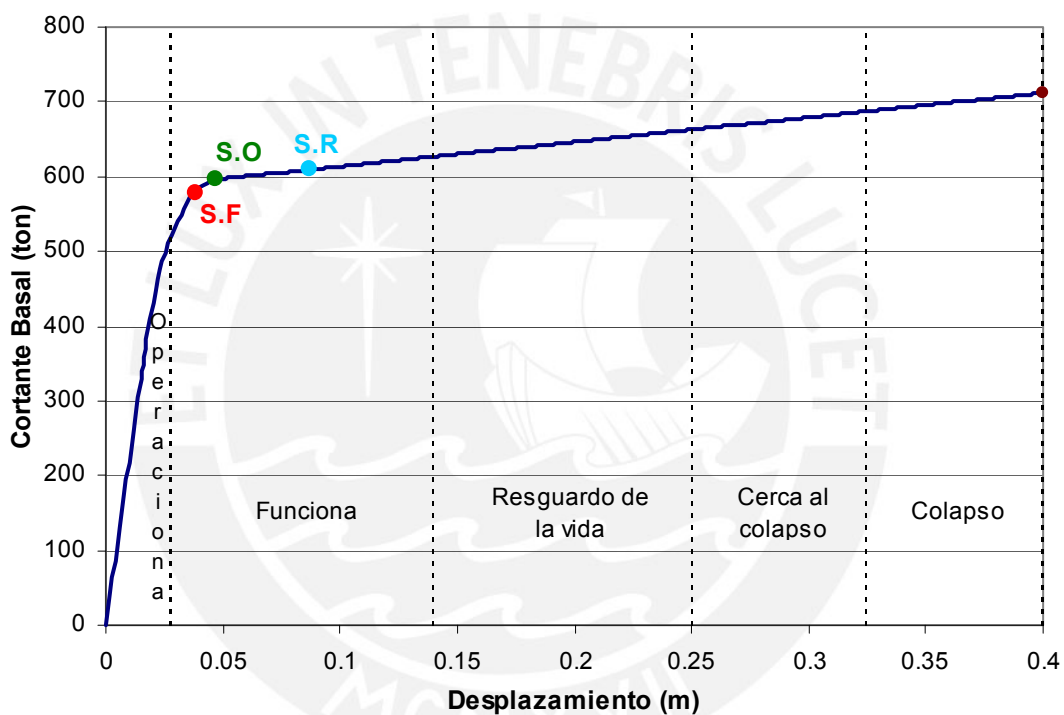


Figura 7.6 Curva de capacidad con puntos de demanda para la dirección transversal y $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.0\%$

- **Sismos frecuentes.**

Los resultados indican que para sismos frecuentes la edificación alcanzaría 3.9cm. de desplazamiento en el techo ($2.7^{00}/_{00}$ de deriva) y recibiría una fuerza cortante de 579 ton. Las columnas interiores permanecerían elásticas y las vigas mas rotadas tendrían demandas de ductilidad del orden de 1.84.

En términos generales la edificación estaría ligeramente más allá del rango elástico ya que habría consumido sólo el 9.5% de su recorrido en la zona funcional y el 10% de su ductilidad global disponible es decir su estado calificaría como funcional.

Si bien el punto de demanda está casi en el límite de la zona operacional y funcional, según la SEAOC este comportamiento ya no sería aceptable [SEAOC, 1995].

Para el modelo con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ el desplazamiento en el techo y la fuerza cortante no varían, siendo además las demandas sobre las vigas y columnas similares al caso anterior. En este caso la edificación consume el 6% de su recorrido en la zona funcional y como la ductilidad global es mayor, se habría consumido sólo el 6% de la ductilidad global disponible.

- **Sismos raros**

Para sismos raros, los resultados muestran que el edificio alcanzaría un desplazamiento máximo de 8.7 cm. en el techo ($6^{00}/_{00}$ de deriva) y recibiría una fuerza cortante de 609 ton. La ductilidad demandada en columnas sería del orden de 2.31 y para las vigas de 3.16

La estructura habría consumido alrededor del 22% de su ductilidad global disponible y 53% de su recorrido en la zona funcional.

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

Para el modelo con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ los resultados muestran que se ha consumido el 15% de la ductilidad global y el 34% de su recorrido en la zona funcional y las columnas así como las vigas serían exigidas con ductilidades muy similares al caso de $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.0\%$ (2.26 y 3.29 respectivamente).

7.2 Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos.

Los resultados del estudio muestran 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.

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

Para los modelos con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ la ductilidad creció notablemente, los valores obtenidos estuvieron entre 14 y 21.

Las sobrerresistencias aproximadas respecto a la fuerza 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: $V_{rot}/V_D = 1.5$, $V_{F.E}/V_D = 2.3$ y $V_{COL}/V_D = 2.9$.

Para los modelos con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ las sobrerresistencias son prácticamente igual al caso anterior.

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 una mayor incursión en la zona funcional fueron la de 3 y 6 pisos.

La ductilidad respecto a la fluencia efectiva consumida durante un sismo frecuente en las estructuras está en el rango de 1.1 a 1.4. Esto corresponde a porcentajes de 10% a 12% de la ductilidad global.

En los modelos con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ la ductilidad consumida por las estructuras están en el rango de 1.1 a 1.5. Esto corresponde a porcentajes de 7% a 8% de la ductilidad global.

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

Desempeño en sismos raros

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

En los modelos con $\varepsilon_{C\ MAX} = 1.5\%$ la ductilidad con la que trabajan las estructuras están en el rango de 2.4 a 4.0. Esto corresponde a porcentajes de 17% a 21% de la ductilidad global.

El desempeño para sismos raros calificaría para todas las estructuras como funcional. Este comportamiento es muy bueno ya que es ideal que en un sismo raro la estructura se comporte con daño controlado.

7.3 Conclusiones

- Los resultados de este trabajo en particular muestran que los requisitos de rigidez (control de desplazamientos laterales) del código peruano 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, para este trabajo en particular, pueden alcanzar ductilidades de desplazamiento importantes del orden de 10 o más.
- En todos los edificios se obtuvieron sobrerresistencias respecto a la demanda código del orden de 1.5 y 2.0 para la primera rótula y fluencia efectiva

respectivamente. Esto se explica por la sobrerresistencia de los elementos con dimensiones generosas y por las exigencias en las combinaciones de carga.

- Los resultados del análisis inelástico demanda-capacidad muestran que los edificios aporticados, con las características señaladas y 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 tan sólo del 22 al 31% de su ductilidad disponible, el daño sería reducido y quedarían en un estado funcional.
- Los resultados permiten concluir, para este trabajo en particular, que las normas peruanas vigentes conducen a edificios aporticados que tendrían un buen desempeño sismorresistente, sin embargo es importante destacar que las normas peruanas alientan a diseñar edificios rígidos con vigas y placas.
- Es necesario desarrollar estudios adicionales con el fin de sugerir mejores límites de deriva que hagan los edificios aporticados seguros ante eventos sísmicos y a la vez económicamente viables.

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. 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>
4. 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
5. Fernández, J. y Navarro, E. (2006) *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Seis Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificación*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
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. Kent, Ch. y Park, R. (1971) *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. 97 No 7 Julio 1971 pag. 1969-1990
10. 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.
11. Mander J.B., Priestley M y Park R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete* . Journal of the Structural Engineering, ASCE Vol. 114 No 8 Agosto 1988 pag. 1804-1805
12. Muñoz, A. (1999). *Ingeniería Antisísmica*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
13. 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.
14. Ortiz, C. y Rivas, A. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Siete Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificación*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
15. Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima.
16. Ottazzi, G., Muñoz, A. (1998). *Programa MOMCUR*. Colegio de Ingenieros de Perú – Consejo Nacional. Lima
17. Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa. México.
18. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. New York.

19. 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
20. Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas*. Lima.
21. 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.
22. SEAOC (1995). *A Framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
23. SEAOC (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book)*. Structural Engineers Association of California. California.