

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU

Facultad de Ciencias e Ingeniería



“DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO PERUANO DE SEIS PISOS”

Tesis para optar el título de ingeniero civil

Presentado por:

Luis Miguel Borda Meza

Adolfo Enrique Pastor Dulanto

Lima – Perú

2007

RESUMEN

Estudios anteriores sobre el desempeño de edificios aporticados sugieren que los límites de deriva impuestos por la norma peruana conducirían a estructuras aporticadas muy rígidas y con un buen desempeño ante sismos severos.

El objetivo de este trabajo fue el diseño y evaluación de un edificio aporticado de concreto armado con columnas cuadradas, con la condición de que el peralte de las vigas sea igual al lado de las columnas del primer nivel.

Para el diseño se emplearon las normas peruanas vigentes. La evaluación se hizo considerando tres niveles de peligro sísmico correspondientes a periodos de retorno de 43, 75 y 475 años. Para estimar la respuesta se utilizarían técnicas espectrales inelásticas (espectros de demanda y capacidad), y para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del comité VISION 2000 del SEAOC.

El diseño condujo a un edificio muy rígido, con columnas de 55 x 55cm de lado para los tres primeros pisos y 50 x 50cm para los pisos restantes, y vigas de 30x55cm. Con estas dimensiones de los elementos, la deriva lateral máxima fue de 0.69%, para las sollicitaciones de la norma peruana.

Los resultados indican que la estructura tendría una ductilidad de desplazamiento de 11 respecto a la fluencia efectiva, y una sobrerresistencia respecto a la demanda del código de 1.3 para la formación de la primera rótula y 2.5 para el colapso.

Para los tres niveles de peligro sísmico el desempeño de la estructura se mantuvo dentro de la categoría de Funcional. Según la propuesta del SEAOC el edificio tendría un buen comportamiento ante un sismo raro de 475 años de periodo de retorno. En un evento frecuente de 75 años de periodo de retorno el desempeño podría considerarse aceptable.

Los resultados indican que el límite de deriva lateral impuesto por la norma peruana podría ser conservador; cabe resaltar que este estudio fue desarrollado considerando valores medios para las características estructurales y la demanda.

INDICE

	Pág.
CAP. 1 INTRODUCCIÓN	
1.1. Objetivos y Metodología.	1
1.2. Organización del documento.	2
CAP. 2 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES.	
2.1. Propuesta Empleada en la Evaluación del Desempeño.	3
2.2. Niveles de Peligro Sísmico.	3
2.3. Niveles de Desempeño Sismorresistente.	4
2.4. Curva de Capacidad.	5
• Puntos de Interés.	
• Sectorización.	
• Sobrerresistencia y ductilidad.	
2.5. Importancia de la Edificación.	8
2.6. Objetivos de Desempeño.	9
• Matriz de Desempeño.	
CAP. 3 RESPUESTA SISMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES.	
3.1. Representación de las solicitudes mediante Espectros de Demanda.	11
3.2. Obtención de la respuesta sísmica máxima.	14
3.3. Respuesta Elástica de las Estructuras.	15
3.4. Respuesta Inelásticas de las Estructuras.	15
3.5. Representación del peligro sísmico.	17

CAP. 4 DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 6 PISOS EN LA COSTA PERUANA.

4.1.	Descripción del Edificio Estudiado.	21
4.2.	Análisis Elástico para propósitos de diseño.	23
4.2.1.	Análisis por carga de gravedad.	23
4.2.2.	Análisis Sísmico.	24
	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis Estático. • Análisis Dinámico. <ul style="list-style-type: none"> ○ Propiedades inerciales. ○ Espectro de análisis. ○ Resultados del desplazamiento del análisis dinámico. ○ Fuerzas internas para diseño. 	
4.3.	Diseño.	29
4.3.1.	Filosofía general de diseño.	29
4.3.2.	Combinaciones para diseño.	29
4.3.3.	Diseño de vigas.	29
4.3.4.	Diseño de columnas.	32

CAP.5 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

5.1.	Modelo Inelástico.	35
5.1.1.	Modelos de comportamiento para materiales.	35
	<ul style="list-style-type: none"> • Modelo Esfuerzo – Deformación para el Acero <ul style="list-style-type: none"> ○ Modelo Trilineal. • Modelo Esfuerzo – Deformación para el Concreto. • Diagrama Momento Flector y Curvatura. 	

• Modelo Inelástico de Los Elemento de Barra (Viga – Columna).	
• Diagrama Momento Giro.	
5.1.2. Modelo del conjunto.	44
5.1.3. Resultados del análisis del desplazamiento incremental.	44
5.1.3.1. Mecanismo de progresión de rótulas y colapso.	44
5.1.3.2. Curva de capacidad y puntos de interés.	45
5.1.3.3. Capacidad estructural y demandas del código peruano	48
5.1.3.4. Sobrerresistencia y ductilidad.	48
▪ Sobrerresistencia y Ductilidad en los elementos estructurales.	
▪ Sobrerresistencia y Ductilidad en el edificio.	
5.1.3.5. Sectorización de la Curva de Capacidad.	50
5.2. Respuesta del Edificio ante los tres niveles peligro sísmico.	53
▪ Desempeño sismorresistente esperado.	
○ Sismos Frecuentes.	
○ Sismos Ocasionales.	
○ Sismos Raros.	
CAP. 6 CONCLUSIONES.	58
CAP. 7 BIBLIOGRAFIA.	60

CAP. 1 INTRODUCCIÓN

1.1. Objetivos y Metodología.

El último sismo severo ocurrido en el Perú fue en el año 1974, los pocos sismos que se han presentado desde entonces nos han demostrado la vulnerabilidad de nuestras edificaciones.

La norma técnica peruana E.030 Diseño Sismorresistente demanda estructuras muy rígidas, para el correcto desempeño ante sismos severos. En estudios pasados se han visto cuan rígidas son las estructuras, por lo que en el presente estudio se trato de hacer la estructura lo menos rígida posible, pero cumpliendo con todos los requerimiento de diseño, y además veremos el comportamiento de dicha estructura ante diferentes niveles de peligro sísmico.

El presente tema tiene como objetivo estudiar el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo en cuenta la restricción en la deriva lateral a 7‰, que fijan las dimensiones de las vigas y columnas de nuestra edificación, y la condición de que el peralte de las vigas sea igual al lado de las columnas de los tres primeros pisos.

El trabajo se inicia con el estudio de las técnicas de análisis no lineal y la calificación del desempeño sismorresistente.

Se desarrolló un modelo no lineal para su evaluación ante tres niveles de peligro sísmico. Con ayuda de técnicas espectrales se pudo calificar el desempeño de la estructura.

1.2. Organización del documento

En el capítulo dos se desarrolla la evaluación del desempeño sismorresistente de edificaciones.

La respuesta inelástica de edificaciones usando técnicas espectrales se desarrolla en el capítulo tres.

En el capítulo cuatro y cinco se desarrolla el diseño y evaluación del edificio aporticado de seis pisos, respectivamente.

Por último las conclusiones se presentan en el capítulo seis.



CAP. 2 EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

2.1. Propuesta Empleada en la Evaluación del Desempeño.

Según La Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) se califica el desempeño de una edificación, comparando el desempeño ideal que debería tener de acuerdo a su importancia según su comportamiento ante los diferentes niveles de peligro sísmico.

2.2. Niveles de Peligro Sísmico.

Se define peligro sísmico como la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico dentro de un periodo específico de tiempo y sobre un área de terreno establecida, con una intensidad determinada.

Se definen cuatro niveles de peligro sísmico, el primero esta representado por sismos frecuentes, con 43 años de periodo de retorno; el segundo esta representado por sismos ocasionales, con 75 años de periodo de retorno, el tercero por sismos raros, con 475 años de periodo de retorno y el último por sismos muy raros, con 1000 años de periodo de retorno. Cada uno de los peligros sísmicos además de estar definidos por un periodo de retorno también están determinados por una aceleración pico de la roca, para sismos frecuentes es de 0.20g, para sismos ocasionales es de 0.25g, para sismos raros es de 0.40g, mientras que para sismos muy raros es de 0.50g, donde g es la aceleración de la gravedad.

El nivel de peligro sísmico denominado sismo muy raro esta representado por un periodo de retorno y una aceleración considerablemente altos con respecto a los otros sismos, por lo tanto los sismos muy raros no se tomaran en cuenta para el estudio.

En el diseño de edificaciones es usual considerar 50 años como el tiempo de vida útil. En la siguiente tabla se muestran las probabilidades que tiene una edificación para experimentar un nivel de peligro mayor durante su vida útil.

Peligro Sísmico	Periodo de Retorno T_R	Probabilidad de excedencia en 50 años
Sismo Frecuente	43 años	69%
Sismo Ocasional	75 años	50%
Sismo Raro	475 años	10%
Sismo Muy Raro	1000 años	5%

2.3. Niveles de Desempeño Sismorresistente

Se define nivel de desempeño sismorresistente como el grado de daño que sufre un sistema estructural o un sistema no estructural, debido a un sismo. Para el caso en estudio solo se considerará los daños en los sistemas estructurales.

EL SEAOC considera los siguientes niveles de desempeño sismorresistente: Operacional u Ocupacional, Funcional, Resguardo de la vida, Cerca al colapso y Colapso.

Además los define de la siguiente manera:

Operacional u Ocupacional.- Sin daño estructural, estructura perfectamente elástica. Los servicios se encuentran sin daño y continúan operando.

Funcional.- Pequeños daños estructurales, prácticamente elástico. La mayoría de los servicios esenciales pueden usarse inmediatamente.

Resguardo de vida.- Daño estructural y no estructural importante. Incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez, aunque la estructura es reparable. El sistema de seguridad funciona para los elementos no estructurales.

Cerca al colapso.- Gran daño estructural. Severas incursiones inelásticas, perdida casi total de resistencia y rigidez. No resulta práctico reparar la estructura. Los elementos no estructurales tienen peligro de colapsar

2.4. Curva de Capacidad

Los niveles de desempeño estructural se definen usando la Curva de Capacidad, es decir, la curva Fuerza vs. Desplazamiento Lateral de la edificación; la curva se obtiene a partir de un ensayo de desplazamiento incremental. (Figura 2.1.).

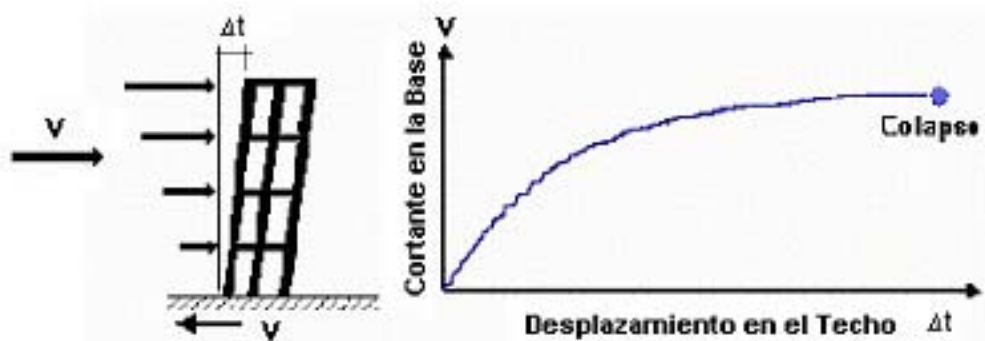


Figura 2.1. – Curva de Capacidad

- **Puntos de interés**

Punto de Diseño: definido por la cortante última (V_u) empleada en el diseño del edificio.

Aparición de la Primera Rótula: definido por la cortante y desplazamiento en el instante en que se forma la primera rótula en el edificio.

Punto de Fluencia Efectiva: definido por el punto de quiebre de un modelo bilineal que debe constituirse con la condición de que el área que encierra sea igual al área bajo la curva de capacidad (Figura 2.2).

Colapso: Definido por la fuerza y desplazamiento correspondiente a la ruptura de la primera rótula.

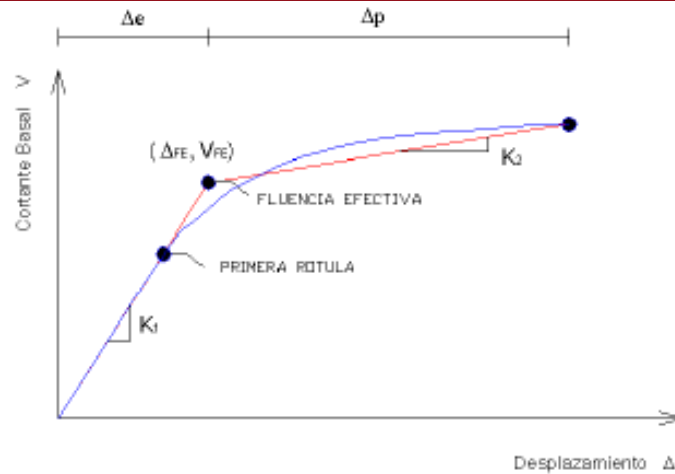


Figura 2.2. – Definición del Punto de Fluencia Efectiva

▪ Sectorización de la curva de Capacidad

Si sectorizamos la curva de capacidad según estos niveles, nos podemos dar una idea del comportamiento que tendrá nuestra edificación, con respecto a diferentes sollicitaciones externas representadas por Desplazamientos o Cortantes.

Para esta sectorización solo es necesario definir el punto de fluencia efectiva (Figura 2.3), a partir de este podremos calcular la capacidad de desplazamiento elástica e inelástica.

Capacidad de desplazamiento Elástica: es el desplazamiento que se tuvo hasta el punto de fluencia efectiva.

Capacidad de desplazamiento Inelástica: es el desplazamiento que se tuvo a partir del punto de fluencia efectiva hasta el punto de colapso total de la estructura.

Los niveles están definidos en la sectorización por fracciones de la capacidad de desplazamiento elástica e inelástica:

Ocupacional: es el 100% de la capacidad de desplazamiento Elástica.

Funcional: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Resguardo de Vida: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Cerca al colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Entonces la sectorización queda de la siguiente forma:

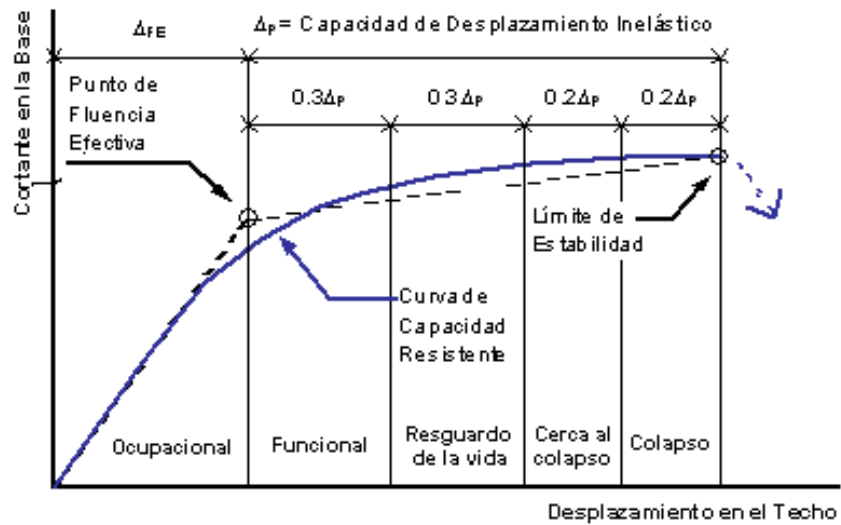


Figura 2.3. – Sectorización de la Curva de Capacidad

▪ **Sobrerresistencia y Ductilidad**

Con los puntos de interés ya definidos podemos cuantificar las sobrerresistencias y ductilidades que tendrá nuestra estructura. Usamos cocientes de fuerzas para hallar las sobrerresistencia.

Se pueden definir los siguientes índices de Sobrerresistencia:

Con respecto a la Fuerza Cortante de Diseño.-

Formación de la Primera Rótula ($SR_{1Rot/D}$)

$SR_{1Rot/D}$ = Cortante de la Primera Rótula / Cortante del Diseño.

$$SR_{1Rot/D} = V_{1Rot} / V_D$$

Fluencia Efectiva ($SR_{FE/D}$)

$SR_{FE/D}$ = Cortante en la Fluencia Efectiva / Cortante del Diseño.

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

Colapso o Sobrerresistencia Global de la estructura ($SR_{COL/D}$)

$SR_{COL/D}$ = Cortante en el Colapso / Cortante del Diseño.

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

Con respecto a la Fuerza Cortante correspondiente a la formación de la Primera Rótula.-

Fluencia Efectiva ($SR_{FE/1Rot}$)

$SR_{FE/1Rot}$ = Cortante en la Fluencia Efectiva / Cortante correspondiente a la formación de la Primera Rótula.

$$SR_{FE/1Rot} = V_{FE} / V_{1Rot}$$

Colapso ($SR_{COL/1Rot}$)

$SR_{COL/1Rot}$ = Cortante en el Colapso / Cortante correspondiente a la formación de la Primera Rótula.

$$SR_{COL/1Rot} = V_{COL} / V_{1Rot}$$

Con respecto a la Fuerza Cortante en la Fluencia Efectiva.-

Colapso ($SR_{COL/FE}$) = Cortante en el Colapso / Cortante en la Fluencia Efectiva.

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

Del mismo modo podemos definir la ductilidad estructural, simple cociente entre los desplazamientos de los puntos de interés.

De esta forma tenemos las siguientes índices de ductilidad:

Ductilidad relativa a la formación de la Primera Rótula ($\mu_{COL/1Rot}$)

$$\mu_{COL/1Rot} = \Delta_{COL} / \Delta_{1Rot}$$

Ductilidad relativa a la Fluencia Efectiva o Ductilidad global ($\mu_{COL/FE}$)

$$\mu_{COL/FE} = \Delta_{COL} / \Delta_{FE}$$

2.5. Importancia de la Edificación

El SEAOC define tres categorías de edificaciones, las comunes como viviendas u oficinas, las esenciales como hospitales, colegios, destacamentos militares, bomberos, etc. y las de seguridad crítica como plantas industriales, plantas nucleares, etc.

Dado que el edificio en estudio es de seis pisos y aporticado, el cual es muy común en el uso en viviendas u oficinas, lo clasificaremos como una edificación común, con los objetivos desempeño que indicamos a continuación.

2.6. Objetivos de Desempeño

El comité VISION 2000 del SEAOC establece los objetivos de desempeño a través de una tabla de doble entrada llamada Matriz de desempeño. En donde las filas corresponden a los niveles de peligro sísmico y las columnas a los niveles de desempeño deseado.

Cada casillero de la matriz corresponde a un objetivo de desempeño. Los objetivos mínimos corresponden a la diagonal amarilla en la matriz (figura 2.4.), los casilleros por debajo de la diagonal, casilleros verdes, tienen un comportamiento aceptable y los casilleros por encima, casilleros rojos, corresponden a un comportamiento no deseado.

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

Comportamiento Aceptable	
Comportamiento Mínimo Aceptable	
Comportamiento Inaceptable	

Figura 2.4. – Matriz de Desempeño Esperado

Entonces podemos resumir los objetivos de desempeño en nuestro trabajo de la siguiente manera:

Para sismos Ocasionales la estructura debe comportarse prácticamente dentro del rango elástico.

Para sismos Raros la estructura debe tener importantes incursiones en el rango inelástico y pérdida de rigidez, aunque puede ser reparada.

Para sismos Muy Raros la estructura tiene importantes incursiones en el rango inelástico y pérdida casi total de la resistencia y rigidez.



CAP. 3 RESPUESTA SISMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES.

Una edificación ante un sismo severo percibe un comportamiento superior al elástico, por tanto en el cálculo de la respuesta sísmica necesitaremos utilizar modelos de comportamiento inelásticos.

Existen dos procedimientos para evaluar la respuesta sísmica máxima de una edificación, los dinámicos que son muy complejos numéricamente y necesitan muchas indicaciones para representar las condiciones locales; y los espectrales que son más sencillos y utilizan una mejor representación de las solicitaciones sísmicas cuando se usan espectros suavizados. En el caso de estudio usaremos procedimientos de análisis no lineal, basados en formas espectrales.

3.1 Representación de las Solicitaciones mediante Espectros de Demanda

Representación de la Demanda Sísmica

Las solicitaciones sísmicas se representan por espectros elásticos de amortiguamiento constante, en su formato desplazamiento versus aceleración (formato ADRS, por sus siglas en inglés) conocidos como Espectros de Demanda. Estos espectros se obtienen generalmente de un espectro de pseudo aceleración (T v.s. SA), encontrando el desplazamiento espectral como $SD = SA/w^2$

Cada punto del espectro de demanda representa la relación entre el desplazamiento y la aceleración máxima a la que es llevada una estructura de periodo específico.

En las figura 3.1. y 3.2. muestran el espectro de aceleraciones y el espectro de demanda respectivamente. En el espectro de demanda las líneas inclinadas asociadas a períodos T_1 , T_2 y T_3 corresponden a las líneas verticales en el espectro de aceleraciones.

Aceleración Espectral (SA) V.S. Periodo (T)

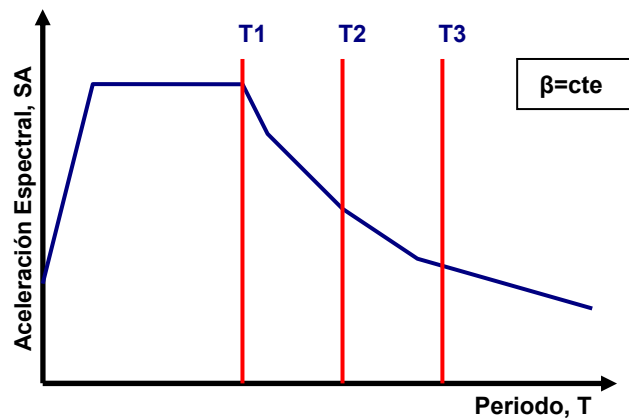


Figura 3.1. – Espectro de Aceleraciones.

Aceleración Espectral (SA) V.S. Desplazamiento Espectral (SD)

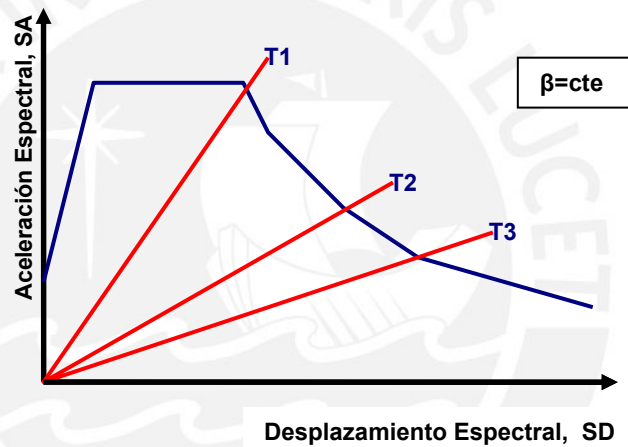


Figura 3.2. – Espectro de Demanda.

Representación de la Capacidad Estructural

La capacidad de una estructura ante solicitaciones laterales se representa sometiendo la estructura a un juego de desplazamientos laterales. De cada paso del análisis se obtiene la fuerza cortante en la base (V) y el desplazamiento en el techo del edificio (Δt). La gráfica de V vs. Δt se denomina Curva de Capacidad.

Cada punto de la curva de capacidad representa la estrecha relación entre el desplazamiento lateral y la fuerza actuante sobre el edificio durante un sismo.

En el caso de tener una estructura de un solo grado de libertad, si dividiéramos la fuerza sobre el edificio “ V ” entre su masa “ M ” obtendríamos la pseudos aceleración que presentaría $SA = V/M$. Como la fuerza “ V ” depende directamente del

desplazamiento Δt (por medio de la Curva de Capacidad), a cada desplazamiento le corresponde una única capacidad de aceleración de la estructura, representada por SA. Denominando SD al desplazamiento del techo ($SD = \Delta t$), la gráfica SD-SA se conoce como el Espectro de Capacidad de la estructura.

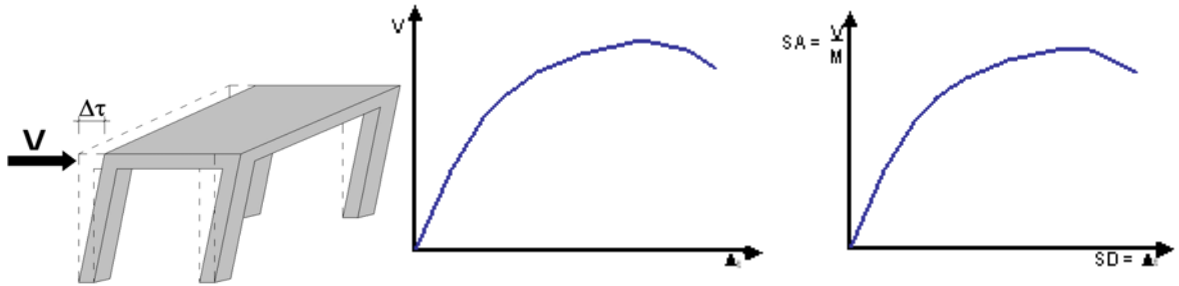


Figura 3.3. – Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de estructuras de más de un grado de libertad tendríamos que dividir la fuerza en la base y el desplazamiento en el techo entre coeficientes que resultan de llevar un sistema de varios grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad. La Figura 3.4. muestra los detalles para obtener el espectro de capacidad de una estructura de varios grados de libertad.

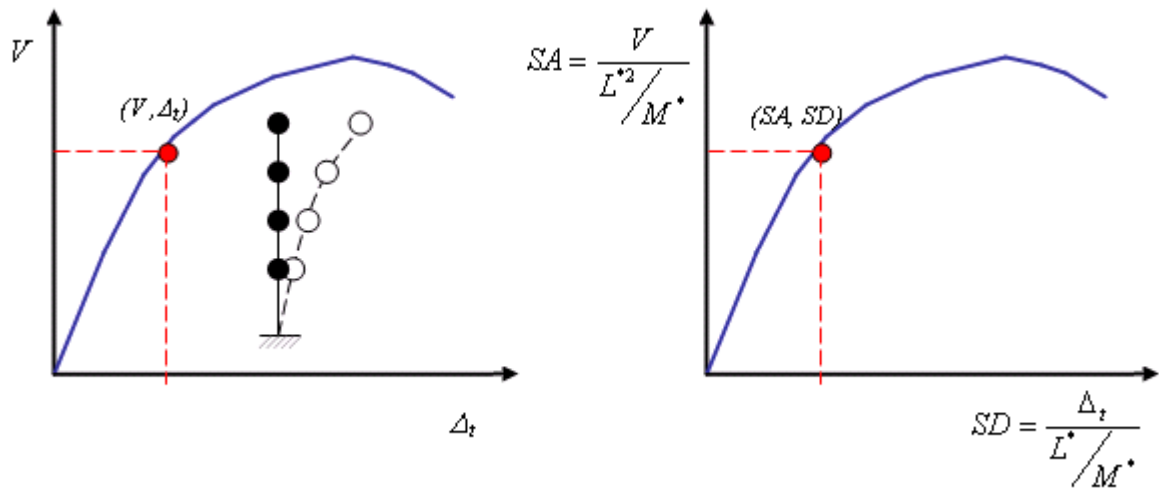


Figura 3.4. – Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

3.2 Obtención de la respuesta sísmica máxima

La respuesta máxima de una estructura ante cierto nivel de demanda sísmica, se representa por los valores máximos que alcanza en desplazamiento y fuerza restitutiva (o desplazamiento y aceleración). Tanto en la Curva de Capacidad como en el Espectro de Capacidad, la respuesta máxima queda representada por un punto denominado Punto de Demanda. En la figura 3.5. muestra el Punto de Demanda en un espectro de capacidad.

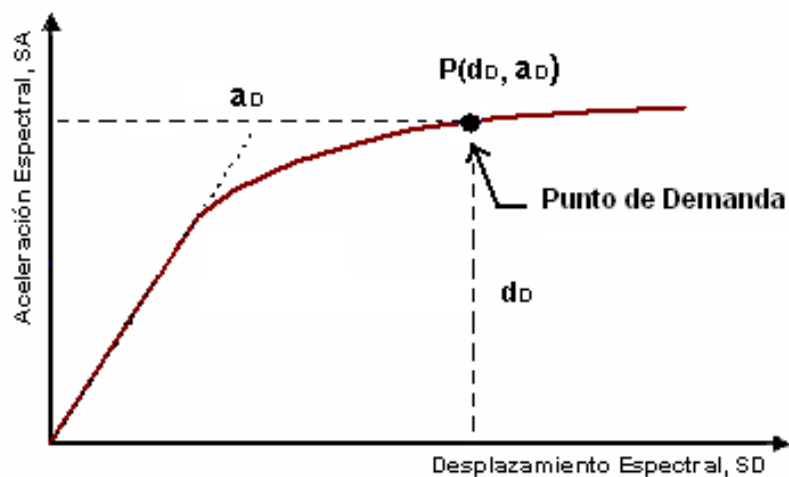


Figura 3.5. – Punto de Demanda

Dado que la demanda sísmica se representa por un espectro elástico y la capacidad estructural por un espectro con régimen tanto elástico e inelástico, para calcular el punto de demanda hay que hacer algunas modificaciones al espectro de demanda elástico de amortiguamiento constante.

3.3. Respuesta Elástica de las estructuras.

Cuando el comportamiento de la estructura es elástico, entonces el punto de demanda se encuentra en la zona elástica del Espectro de Capacidad y corresponde a la intersección directa de ambos espectros (Ver Figura 3.6.)

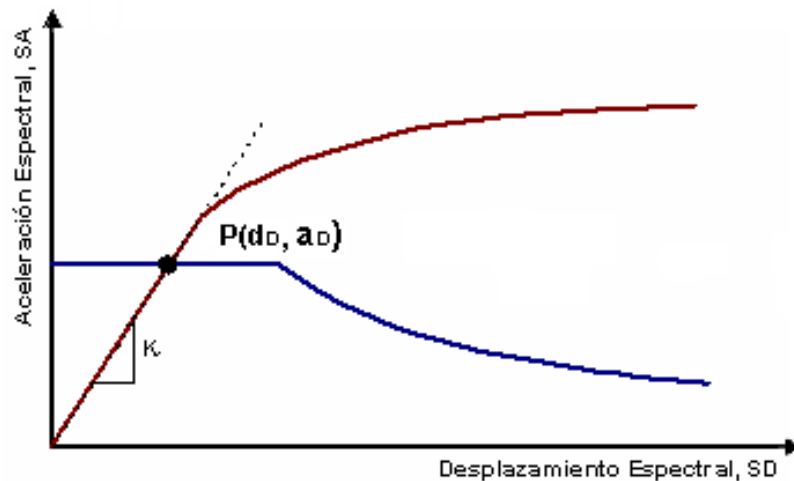


Figura 3.6. – Desplazamiento Máximo para Comportamiento Elástico

3.4. Respuesta Inelástica de las Estructuras.

Si la respuesta de la estructura es inelástica entonces el punto de demanda se encuentra en la zona inelástica del espectro de capacidad, pero ya no pertenece a ningún punto del espectro original de demanda elástico, el mismo que debe modificarse para incluir el régimen inelástico de la respuesta.

La pérdida de rigidez y el proceso de disipación de energía histerética en la estructura pueden representarse mediante un modelo elástico con un amortiguamiento mayor, denominado amortiguamiento efectivo (ATC-40 1996, Chopra, Clough). Este oscilador elástico con mayor amortiguamiento, permite estimar el desplazamiento de la estructura en régimen inelástico.

Así para una estructura con 5% de amortiguamiento, el modelo elástico equivalente deberá tener un amortiguamiento efectivo que se calcula como:

$$\beta_{ef} = 0.05 + \kappa\beta_o$$

El incremento del amortiguamiento, $\kappa\beta_o$, depende directamente del nivel de incursión inelástico, es decir del punto de demanda, factor β_o , y de las características del sistema estructural y la duración del sismo mediante el factor k .

Conociendo el amortiguamiento efectivo, es posible reducir los valores espectrales usando expresiones sencillas en cada zona del espectro (SRA , SRV)

La figura 3.7. muestra un espectro inicial para 5% de amortiguamiento junto al espectro reducido para un amortiguamiento efectivo mayor constante en todos los periodos del espectro.



Figura 3.7. – Variación de la Demanda Sísmica con el Amortiguamiento

Cálculo del Punto de Demanda en Régimen Inelástico

Cuando la respuesta máxima de la estructura se da en régimen inelástico, el punto de demanda debe encontrarse en la intersección del Espectro de Capacidad con un

Espectro de Demanda reducido apropiadamente de acuerdo al nivel de incursión inelástica.

Como inicialmente no se conoce el punto de demanda, entonces no se puede calcular el amortiguamiento efectivo y tampoco se puede establecer el espectro reducido. Por tanto el cálculo del Punto de Demanda debe hacerse como el siguiente procedimiento.

Para cada punto de la curva de capacidad se obtiene un amortiguamiento efectivo y así un correspondiente valor del espectro reducido. Uniendo las ordenadas espectrales reducidas se obtiene una curva conocida como Espectro de Amortiguamiento Variable (EDAV).

Finalmente de la intersección del EDAV con el espectro de capacidad, se obtiene el punto de demanda.

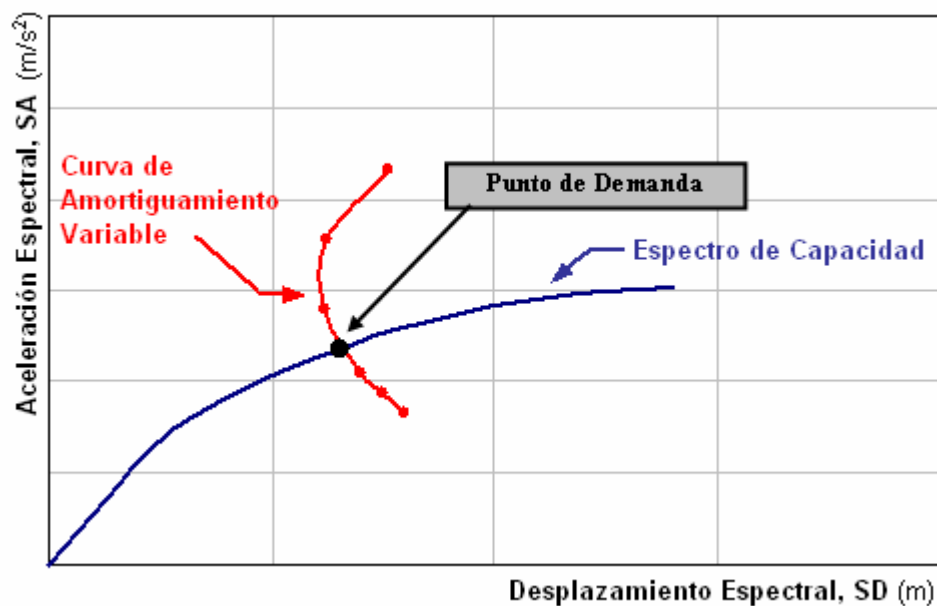


Figura 3.8. – Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV

3.5 Representación del peligro sísmico

El objetivo de este trabajo es estimar el desempeño del edificio ante los diferentes niveles de peligro sísmico, para esto necesitamos representar los niveles de peligro

sísmico por espectros de demanda, para esto necesitamos la aceleración máxima en la roca que representa cada nivel de peligro sísmico.

SISMO DE DISEÑO		Aceleración asociada para la costa del Perú
Sismos Frecuentes	SF	0.20 g
Sismos Ocasionales	SO	0.25 g
Sismos Raros	SR	0.40 g

En el Perú es muy común que ocurran sismos de subducción, porque estamos cercanos a los límites convergentes de dos placas, la de Nazca y la Sudamericana; es por esto que usamos la propuesta del Uniform Building Code (UBC) para la construcción de los espectros de demanda.

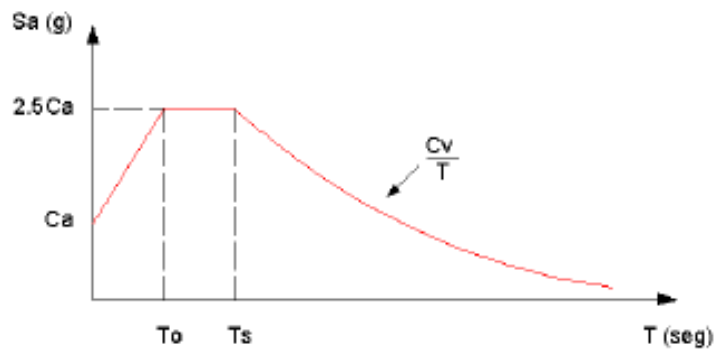


Figura 3.9. – Espectro de la UBC

Como vemos el espectro que propone el UBC viene definido por los términos independientes Ca y Cv y por dos periodos singulares To y Ts, los cuales se encuentran relacionados por :

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

El espectro de la norma peruana corresponde a un sismo raro (periodo de retorno de 500 años), en un suelo de buena calidad y tiene una aceleración pico de 0.40g. Tiene una plataforma para periodos cortos de 1.00g hasta los 0.40s y su factor de amplificación es de 2.5.

El espectro elástico es representado en la siguiente figura:

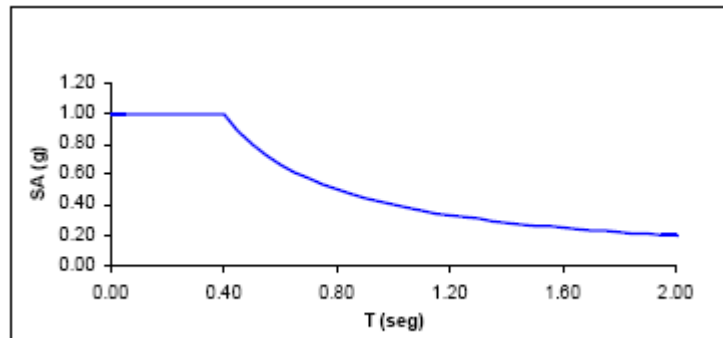


Figura 3.10. – Espectro Elástico de la Norma Peruana

Para adaptar este espectro de la norma al espectro propuesto por el UBC necesitamos calcular los valores de C_a y C_v empleando relaciones directas de equivalencia según estas relaciones el $C_a = 0.4$ y el $C_v = 0.4$, la siguiente figura muestra el cambio en el espectro.

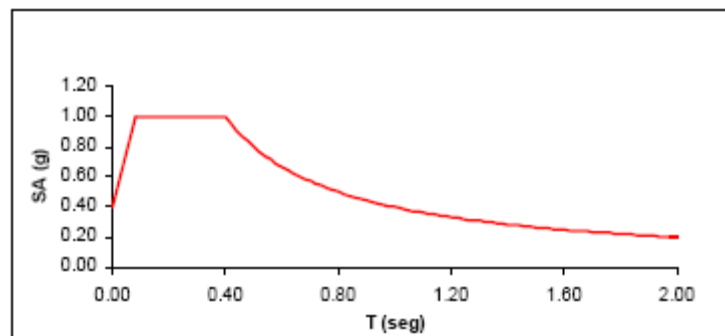


Figura 3.11. – Espectro de la UBC para sismo raro

Es fácil notar que la única diferencia con el espectro de la norma es el comportamiento en periodos muy cortos, va ascendiendo hasta llegar a la plataforma y no parte de ella.

De la misma forma se encontraron los valores de C_a y C_v para los diferentes niveles de peligros sísmico. A continuación se muestra la tabla con las equivalencias.

SISMO DE DISEÑO		Aceleración asociada para la costa del Perú	Ca	Cv
Sismos Frecuentes	SF	0.20 g	0.20	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25 g	0.25	0.25
Sismos Raros	SR	0.40 g	0.40	0.40

Por último se obtuvo los espectros de aceleración y demanda para los tres niveles de peligro sísmico.

Con color rojo para SR, color verde para SO y color celeste para SF.

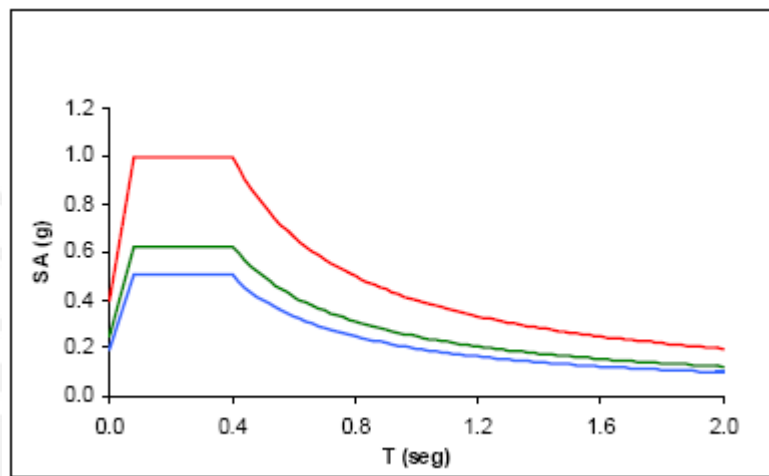


Figura 3.12. – Espectro de aceleración

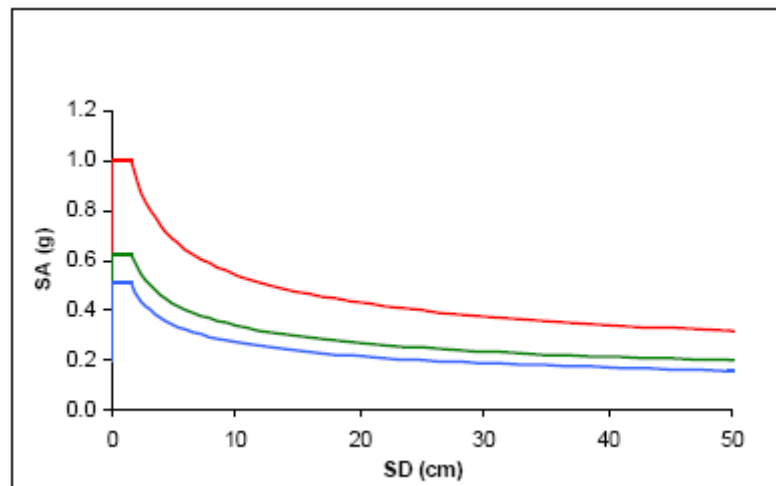


Figura 3.13. – Espectro de demanda

CAP. 4 EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 6 PISOS EN LA COSTA PERUANA.

4.1. Descripción del edificio

Es un edificio de 6 pisos, con una altura total de 17m, la altura del primer entrepiso es de 3.50m y para los pisos restantes es de 2.70m.

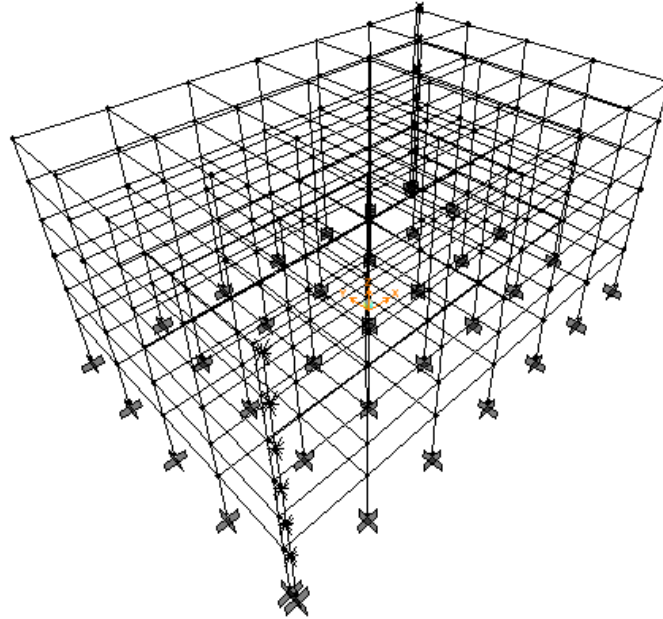


Figura 4.1. – Modelación de la Estructura

La distribución en planta del edificio es para la dirección transversal XX 6 paños de 5.5m, en total 33m de longitud; y para la dirección longitudinal YY 4 paños de 5.5m en total 22m de longitud, entonces contamos con un área total de 726 m².

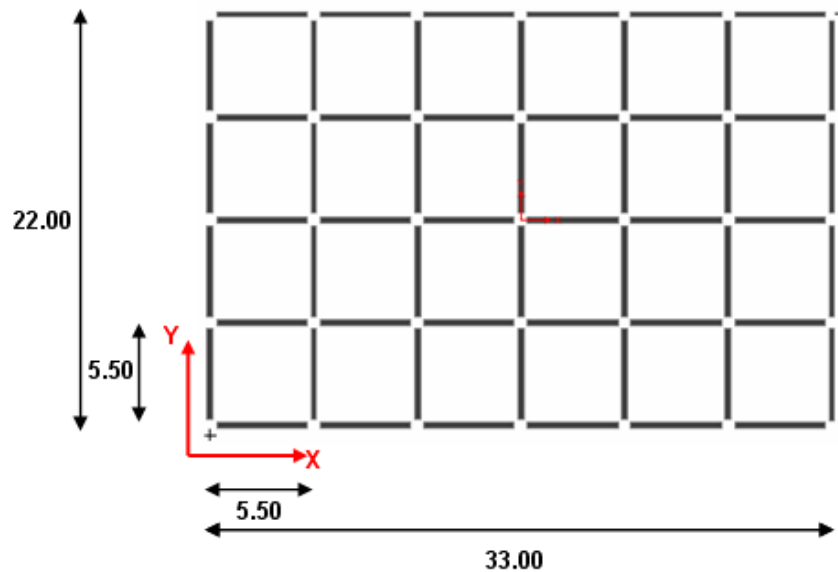


Figura 4.2. – Planta de la estructura

Para el diseño del edificio se tuvo en cuenta como ubicación la costa del país y su cimentación sobre un excelente suelo (grava).

La estructura del edificio está conformada por pórticos de concreto armado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, y acero de $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$. Cuenta con losas macizas de 15cm. de espesor para cada piso.

Para elegir las secciones de vigas y columnas que cumplan con el límite de deriva lateral (0.7%), impuesto por la Norma Técnica Peruana E-30 Art. 15.1., se iteró las secciones de la estructura, variando el peralte de las vigas, con la condición de que sea igual al lado de las columnas de los primeros pisos. Como resultado se obtuvo columnas de 55x55cm en los tres primeros pisos, y de 50x50cm en los restantes, y vigas de 30x55cm.

La condición de igualdad entre el peralte de la viga y el lado de la columna, fue impuesta para el alcance de esta tesis debido a que en trabajos anteriores se desarrolló columnas de generosa sección y vigas de poco peralte, esto conduce a un desperdicio de materiales en las columnas que puede evitarse reforzando las vigas.

La edificación es de tipo Regular por no tener discontinuidad significativa en los sistemas resistentes tanto horizontales como verticales.

4.2. Análisis elástico para propósitos de diseño.

Se desarrolló un modelo computarizado del edificio utilizando el programa SAP 2000 Advanced 9.0.3.

Se consideró un diafragma rígido con masas concentradas y de 3 grados de libertad, 2 componentes ortogonales de traslación horizontal y 1 de rotación, para cada piso, además se consideró elementos unidimensionales con deformación por flexión, cortante y axial.

Con este modelo se hicieron los siguientes análisis:

4.2.1. Análisis por cargas de gravedad

Se considero como carga muerta:

CARGA MUERTA	Piso Tipico (ton /m2)	Azotea (ton /m2)
P. Losa maciza	0,36	0,36
P. Piso terminado	0,10	0,10
P. Tabiqueria	0,10	0
	0,56	0,46

Y para la carga viva:

CARGA VIVA	Piso Típico (ton / m2)	Azotea (ton / m2)
Sobrecarga	0.20	0.10

Para asignar estas cargas a las vigas usamos una distribución por área tributaria (método del sobre) de la siguiente manera:

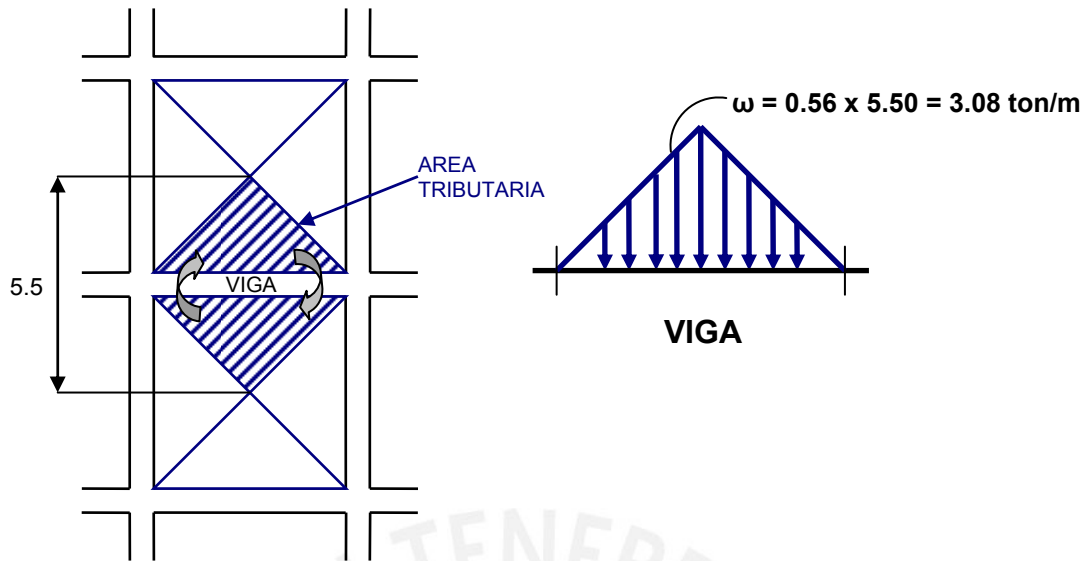


Figura 4.3. – Distribución de área tributaria

4.2.2. Análisis sísmico

Se realizaron 2 tipos de análisis sísmico:

- Análisis Estático.
- Análisis Dinámico.
- **Análisis Estático**

Este tipo de análisis idealiza al sismo como fuerzas cortantes horizontales actuando en cada piso de la edificación.

Para poder realizar este análisis se necesita que la edificación sea regular y de baja altura, características con las que cuenta nuestra edificación.

La Cortante Basal es la fuerza horizontal, resultante de la suma de todas las fuerzas cortantes horizontales que actúan en cada piso, y se calcula de la siguiente manera:

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

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:

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

Del análisis modal pudimos obtener los periodos en las dos direcciones y así calcular los coeficientes de Amplificación Sísmica.

	Dirección	
	X	Y
Periodo Fundamental T	0,74	0,71
Coefficiente de Amplificación Sísmica C	1,34	1,41

- Dado que el sistema estructural son pórticos de concreto armado el $R=8$.
- El peso de la edificación se calculó considerando 1.00 ton/m² para los pisos típicos y 0.80 ton/m² para la azotea, resultando un peso de 4,210.80 ton.

Teniendo ya todos los parámetros hallados se procedió a calcular las cortantes basales para cada dirección:

- Dirección XX = 283 ton.
- Dirección YY = 297 ton.

• **Análisis Dinámico**

Este tipo de análisis se realiza por medio de procedimientos de combinación espectral.

Con la ayuda de este análisis se calculó la deriva lateral de la edificación, se fue iterando las secciones de la estructura hasta encontrar el menor valor de peralte de viga, que satisfizo la deriva lateral permisible de $\Delta h_e=0.007$; siempre se tuvo en

cuenta la condición de igualdad entre el peralte de la viga y el lado de las columnas de los tres primeros pisos.

Se encontró que las vigas deberían tener una base de 30 cm y un peralte de 55 cm.

○ **Propiedades Inerciales**

Estas propiedades se representaron por medio de masas traslacionales (para la dirección longitudinal y transversal), y una inercia rotacional respecto al eje vertical, por cada piso.

La masa traslacional (m) se calcula como:

$$m = \text{peso total de la edificación (ton)} / \text{aceleración de la gravedad (m/s}^2\text{)}$$

La inercia rotacional de cada diafragma se calculó con la siguiente fórmula:

$$I_{rot} = \frac{Masa * (I_x + I_y)}{Area}$$

Entonces los valores que utilizamos para el análisis son:

		Piso Típico	Azotea
Área	m ²	726.00	726.00
Inercia CM en X	m ⁴	65,885.00	65,885.00
Inercia CM en Y	m ⁴	29,282.00	29,282.00
Peso	ton	726.00	580.80
Masa	ton.s ² /m	74.01	59.20
Inercia Rotacional	ton.s ² .m	9,701.02	7,760.82

* Se asumió para el cálculo del peso del edificio 1.00ton/m² para los pisos típicos y de 0.80 ton/m² para la azotea, con el fin de comparar resultados de trabajos anteriores.

○ **Espectro de Análisis**

Según la norma para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudos-aceleraciones dado por:

$$S_a = \frac{(ZUCS) * g}{R}$$

Para expresar este espectro se utilizaron 2 factores:

Función espectral:

Se calcula a partir del producto de C y S, esta función esta directamente relacionada al periodo de la estructura, a continuación se muestra la función graficada.

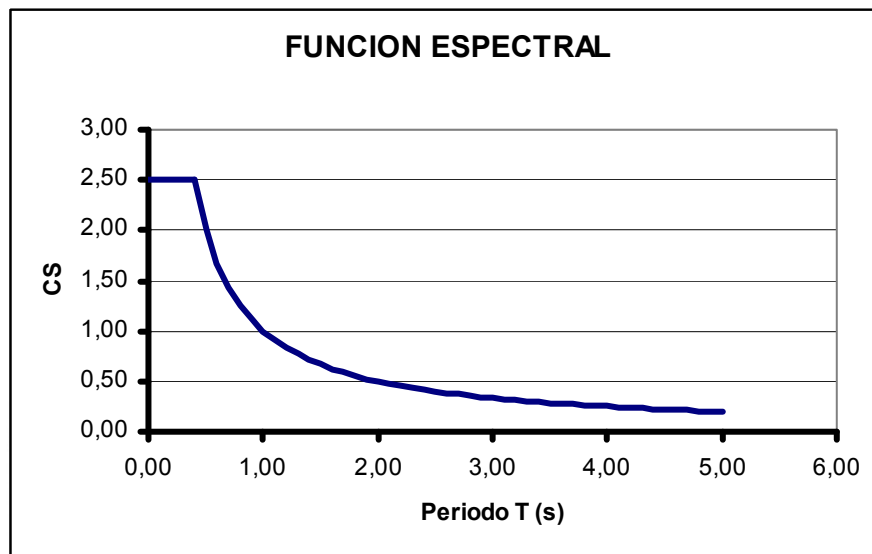


Figura 4.4. – Función Espectral

Factor de escala

Se calcula del producto de todos los otros factores del espectro inelástico de pseudos aceleraciones (Z,U,R,g).

Entonces el factor de escala es:

$$= \frac{(ZU) * g}{R} = \frac{1x1x9.81}{8} = 0.491$$

○ **Resultados de los desplazamientos del análisis dinámico:**

Para hallar el peralte mínimo de las vigas se elaboró un análisis dinámico del edificio, hallando la deriva lateral hasta que satisfaga el límite indicado en la norma, las siguientes tablas muestran desplazamientos que se encontraron para

distribución de secciones que se eligió (Vigas de 30x55cm y Columnas de 55x55cm para los 3 primeros niveles, y 50x50cm para los niveles restantes).

Piso	Desp. Entrepiso (m)	Desp. Inelástico (m)	Deriva XX ⁰ / ₁₀₀
1	0.0031	0.0185	5.28
2	0.0026	0.0156	5.78
3	0.0023	0.0137	5.07
4	0.0019	0.0111	4.12
5	0.0013	0.0080	2.96
6	0.0008	0.0046	1.72

Piso	Desp. Entrepiso (m)	Desp. Inelástico (m)	Deriva YY ⁰ / ₁₀₀
1	0.0036	0.0215	6.15
2	0.0031	0.0185	6.85
3	0.0027	0.0163	6.03
4	0.0022	0.0133	4.93
5	0.0016	0.0096	3.57
6	0.0009	0.0057	2.10

La máxima deriva lateral se produce en el segundo nivel de la edificación y su valor esta cercano al límite propuesto por la norma (7 ⁰/₁₀₀).

o **Fuerzas internas para diseño**

Para saber con qué fuerzas internas debemos diseñar tenemos que comparar las cortantes basales del análisis estático como del dinámico, la siguiente tabla muestra los valores hallados:

Cortante Basal	Dirección XX (Ton)	Dirección YY (Ton)
Estático	283	297
Dinámico	251	235
80% Estático	227	237

La estructura es regular lo que nos permite comparar el resultado del cortante dinámico con el 80% del resultado del cortante estático.

Como la cortante dinámica es mayor al 80 % de la cortante estática, se utilizó la cortante dinámica como fuerza interna para diseñar y no fue necesario escalarla.

4.3. Diseño

4.3.1. Filosofía general del diseño

Para el diseño se utilizó el método de resistencia (Strength Design Method), para el cual se necesita que las solicitaciones internas se lleven a una condición extrema o última por medio de amplificaciones por factores y combinaciones según la norma, el método consiste en hacer que la resistencia de la estructura, elemento o sección sea igual o mayor a estas combinaciones. De esta forma aseguraremos que el elemento o estructura soporte de forma segura las solicitaciones.

$$\text{RESISTENCIA} \geq \Sigma \text{ CARGAS INTERNAS} \times \text{FACTORES}$$

4.3.2. Combinaciones Para el Diseño.

Las combinaciones para el diseño según la norma son:

- $1.5CM + 1.8CV$
- $1.25(CM + CV) \pm S_x$
- $1.25(CM + CV) \pm S_y$
- $0.9CM \pm S_x$
- $0.9CM \pm S_y$

4.3.3. Diseño de Vigas

Hallamos las respuestas (Momentos y Cortantes) de la estructura debidas a las combinaciones, con estas se construye la curva envolvente la cual representa los

máximos valores de las respuestas, a partir de estos valores se halló el área de acero que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones.

También se recurrió a la redistribución de momentos, la cual se mantuvo por debajo del 20%.

Para el diseño por cortante se tuvo en cuenta las recomendaciones de la norma, respecto a la capacidad relativa de corte y flexión dada por la siguiente ecuación:

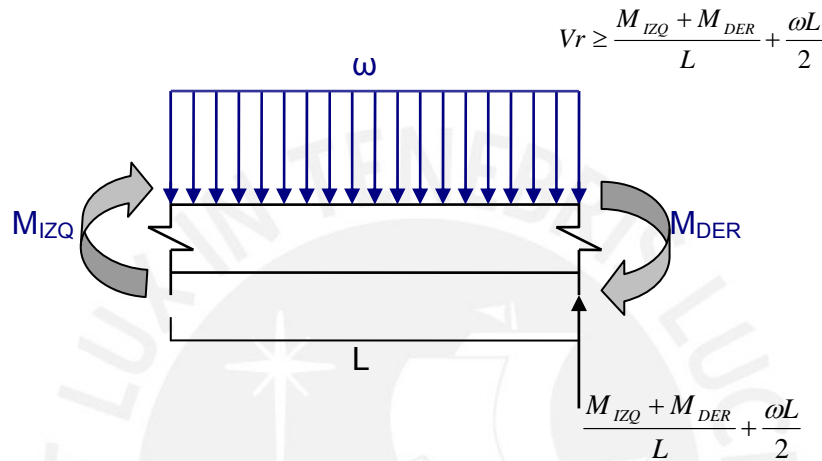
$$V_r \geq \frac{M_{IZQ} + M_{DER}}{L} + \frac{\omega L}{2}$$


Figura 4.5. – Diseño por Cortante

En el diseño por Cortante no predominaron las solicitaciones últimas, ni la capacidad relativa por corte y flexión, por lo que el diseño de los estribos estuvo gobernado por los criterios de confinamiento sísmico; se decidió utilizar estribos de 3/8" de diámetro con la siguiente distribución: 1 @ 5cm ,11 @ 10cm y el resto @ 30cm.

Como ejemplo se muestra el diseño de la viga central típica del primer y segundo piso. El diseño de las otras vigas se encuentra en el anexo de planos.

VIGA TÍPICA CENTRAL 1RO Y 2DO PISO (0.30 x 0.55 m)

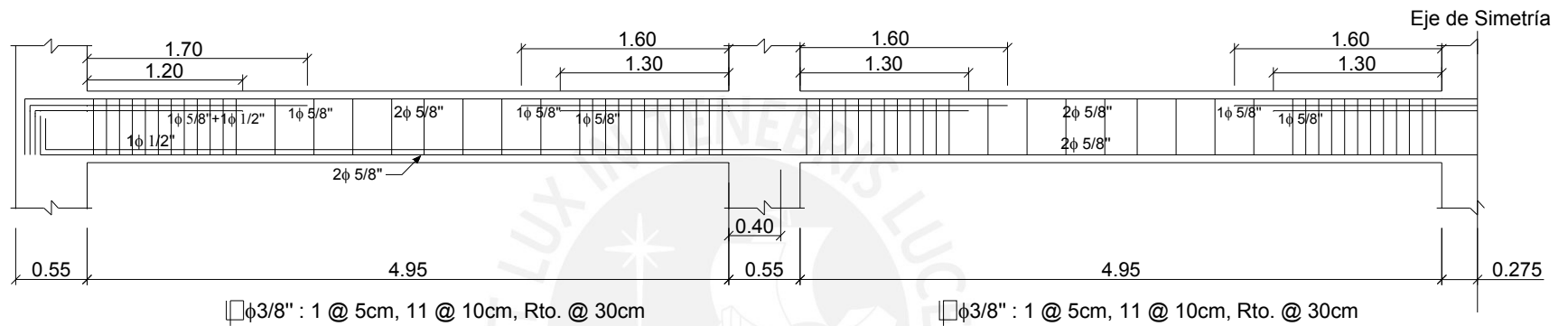


Figura 4.6. – Diseño de viga típica central del 1er y 2do piso

4.3.4. Diseño de columnas

Este diseño se efectuó con diferente procedimiento al diseño de vigas, ya que comenzamos dando una distribución de acero para después verificar que sea mayor a las combinaciones.

Para la verificación se utiliza los diagramas de interacción, en los que se ubican las combinaciones respectivas.

La norma peruana exige que:

La cuantía mínima de acero en columnas sea de 1%, para que el acero de refuerzo no alcance la fluencia bajo cargas de servicio sostenidas debido al flujo plástico.

La cuantía máxima de acero en columnas sea de 6%, para evitar congestionamiento del acero de refuerzo en la sección.

Cuando la sección de concreto armado es mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite una variación en la cuantía mínima de acero, esta se calculará con la mitad del área total. Este criterio no se empleo en este trabajo.

A continuación se muestra el cuadro de columnas, donde se detalla el acero a utilizar y su ubicación en la sección.

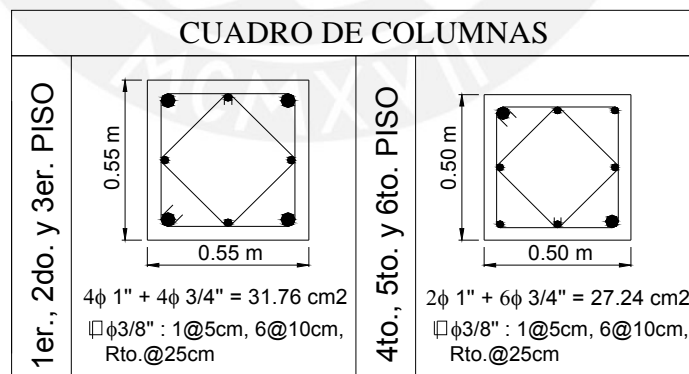


Figura 4.7. – Cuadro de Columnas

A manera de ejemplo se muestra el diagrama de interacción de las columnas del primer piso, donde los puntos dentro del diagrama corresponden a las combinaciones.

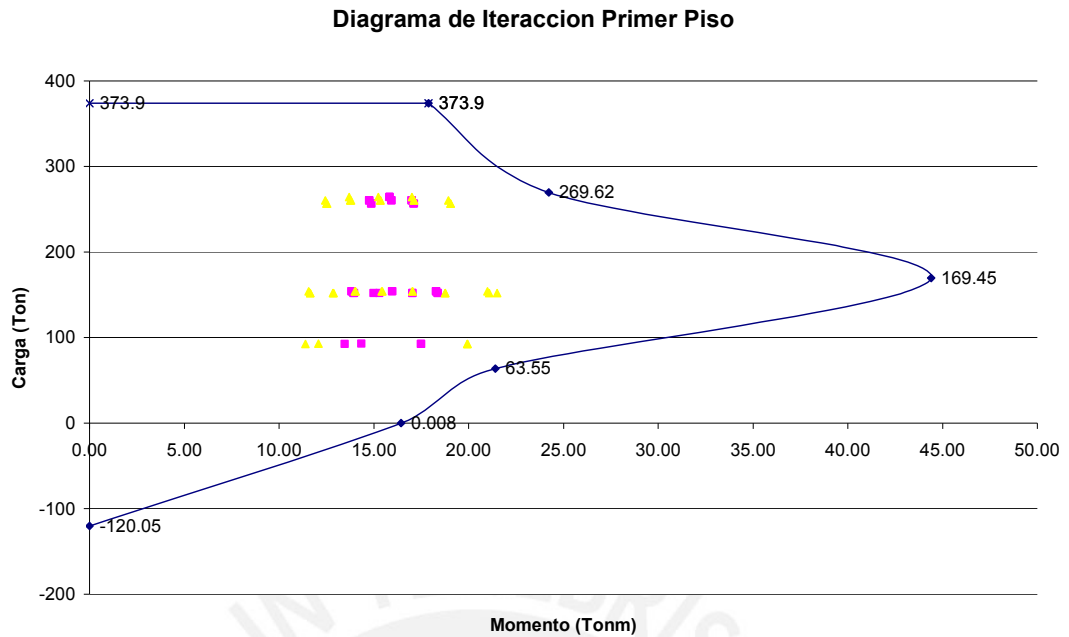


Figura 4.8. – Diagrama de Interacción

Como vemos el diseño cumple ampliamente con las combinaciones.

Verificamos que las capacidades a flexión de las vigas sean menores que de las columnas. Para las columnas la capacidad a flexión viene dada como el mínimo valor del momento correspondiente a los valores de P_u que le corresponden.

PRIMER NIVEL				
NUDO	VIGAS	COLUMNAS		ϕ Mn Col / ϕ Mn Viga
	ϕ Mn	ϕ Pn	ϕ Mn	
Central	21.80	175	44.40	2.05
Exterior	18.30	146	42	2.30

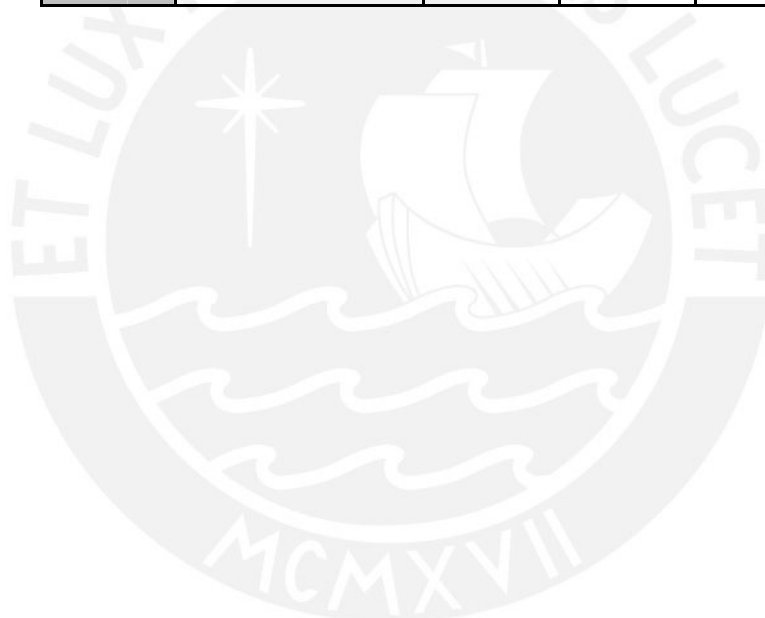
Como vemos el cociente de capacidades de las columnas con respecto al de las vigas supera el límite exigido por la norma:

$$\Sigma \phi M_n \text{ col} / \Sigma \phi M_n \text{ viga} > 1.4$$

Si representamos al momento de fluencia (M_y) como la capacidad instalada a flexión de los elementos, y lo comparamos con lo que demanda el código (M_u) se

puede percibir que existen sobrerresistencias en las columnas mayores al 200% y un déficit en las vigas que no sobrepasa el 20% (redistribución de momento).

Nivel	Elemento	My (ton.m)	Mu (ton.m)	SR My/Mu
Primer	Viga Interior	13.50	16.60	0.81
	Viga Lateral	14.77	18.05	0.82
	Columna Interior	63.43	21.36	2.97
	Columna Lateral	63.43	24.69	2.57
Cuarto	Viga Interior	11.80	14.53	0.81
	Viga Lateral	13.90	15.86	0.88
	Columna Interior	55.73	11.77	4.73
	Columna Lateral	55.73	9.88	5.64



CAP. 5 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

5.1. Modelo Inelástico.

5.1.1. Modelo de comportamiento para materiales.

- **Modelo Esfuerzo – Deformación para el Acero.**

Elegimos el modelo Trilineal (Fig 5.1.) para definir el comportamiento del acero, ya que sirve cuando un elemento esta sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia.

A continuación se indican los parámetros más importantes del modelo elegido.

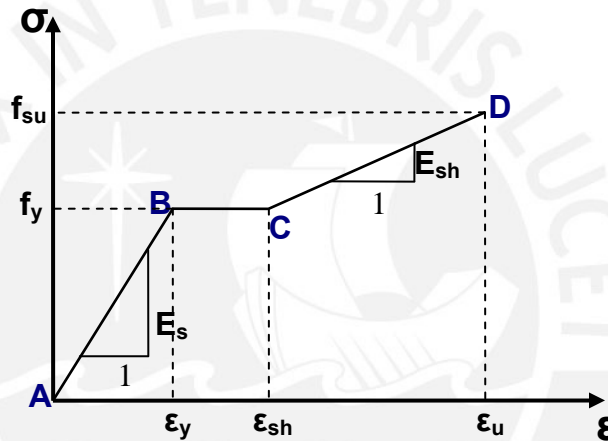


Figura 5.1. – Modelo Trilineal

El tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde la pendiente es el modulo de elasticidad (E_s). El tramo BC es el escalón de fluencia (f_y), aquí el esfuerzo permanece constante hasta llegar a la deformación ϵ_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y la pendiente es E_{sh} .

Para este trabajo se empleó el diagrama trilineal (Figura 5.2.) como el que define el comportamiento del acero

Esfuerzo v.s. Deformación

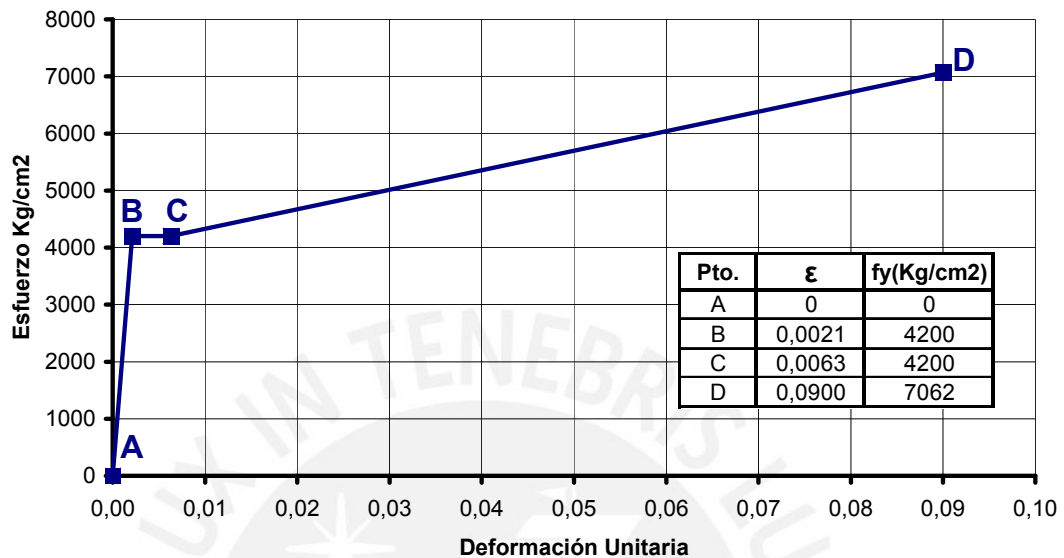


Figura 5.2. – Gráfico esfuerzo v.s. deformación del Acero.

- **Modelo Esfuerzo – Deformación para el Concreto.**

Para la modelación de las secciones de los elementos de la estructura en estudio se utilizó el modelo de Mander, dado que las secciones de los elementos de la estructura son confinadas. Las características de este modelo son las siguientes.

El modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_c , hasta llegar a la resistencia de compresión f'_{cc} , continuando con una curva descendente que depende de los parámetros del acero confinamiento (Paulay y Priestley 1992). Obsérvese el modelo de Mander en la Figura 5.3.

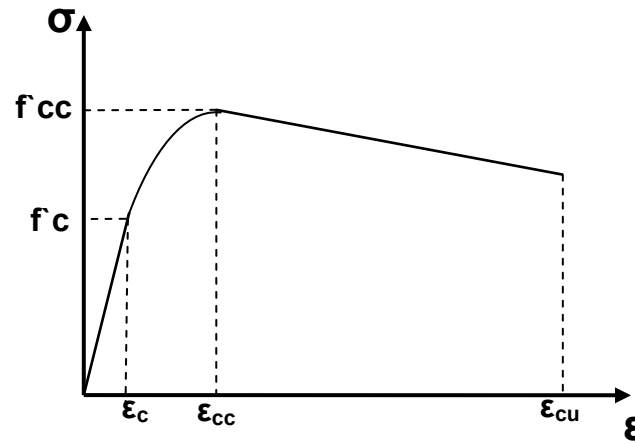


Figura 5.3. – Modelo de Mander

La forma de la curva esfuerzo-deformación desarrollada por Mander esta dada por la siguiente ecuación.

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x^r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \times \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \times \frac{\rho_s \times f_{yh} \times e_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{SEC}} \quad E_{SEC} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

La deformación máxima del concreto para las vigas y columnas de la estructura es 0.0015 y la deformación asociada al agotamiento del concreto es el resultado de utilizar la fórmula de ϵ_{cu} , la cual se muestra en las fórmulas de Mander.

En las siguientes figuras se muestran los diagramas esfuerzo-deformación de vigas y columnas.

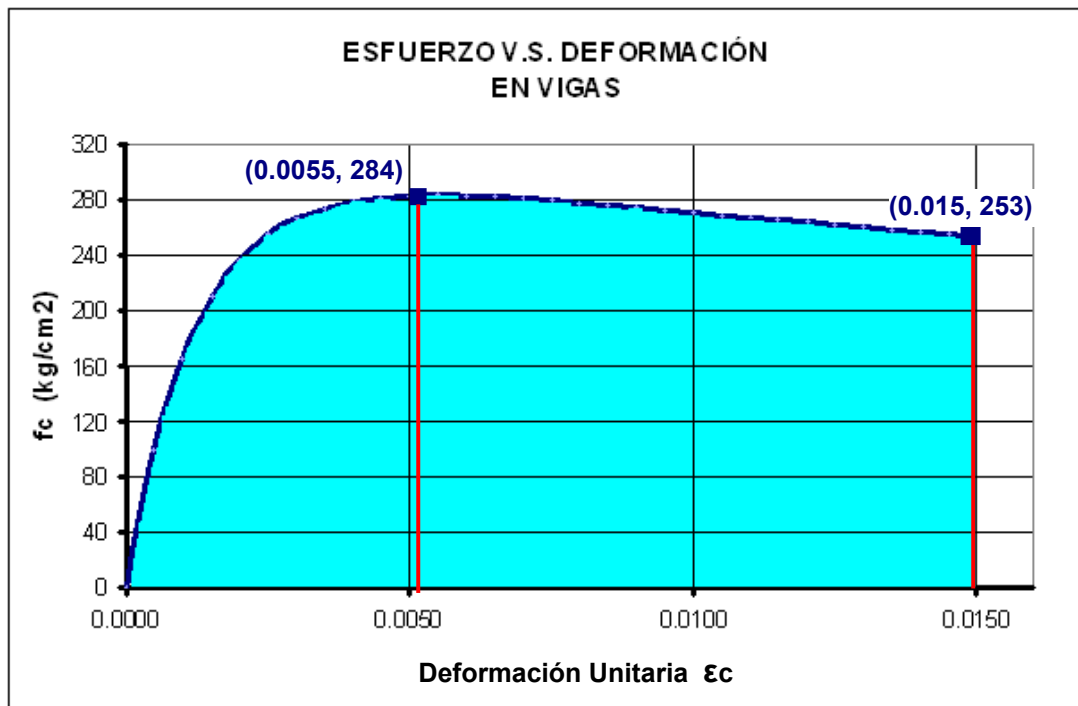


Figura 5.4. – Gráfico esfuerzo v.s. deformación en vigas.

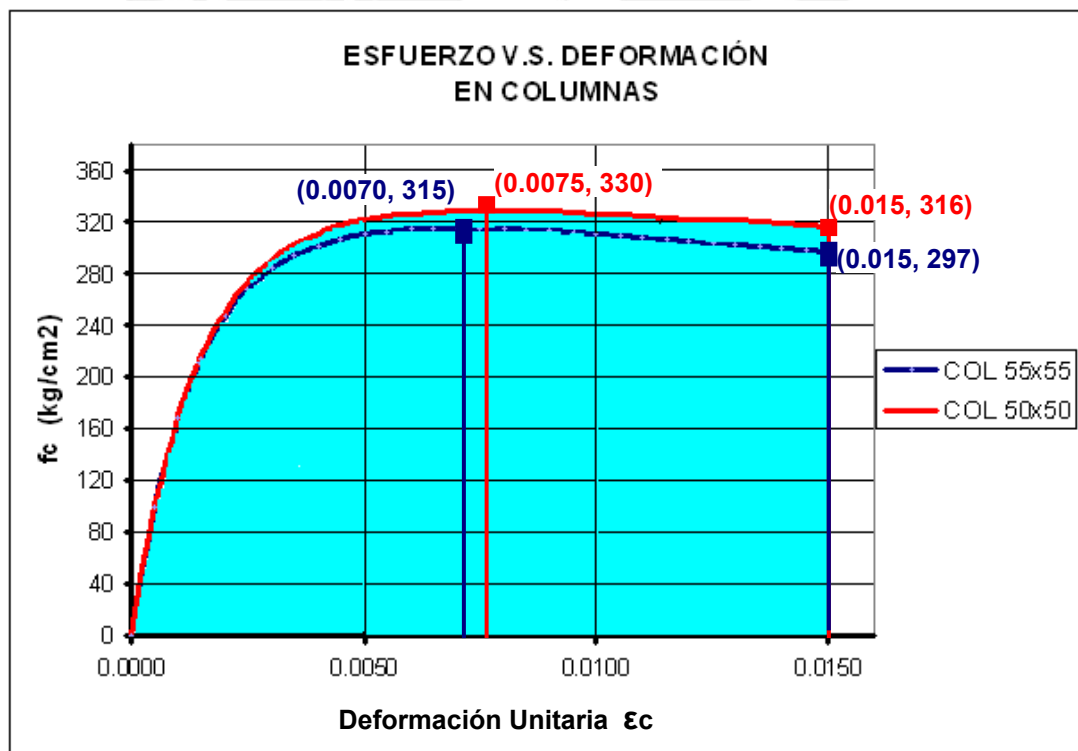


Figura 5.5. – Gráfico esfuerzo v.s. deformación en columnas

• **Diagrama Momento Flector y Curvatura.**

Para el desarrollo de los diagramas momento curvatura de las distintas secciones de vigas y columnas se tomaron los siguientes parámetros.

TABLA DE PARAMETROS:

Concreto:

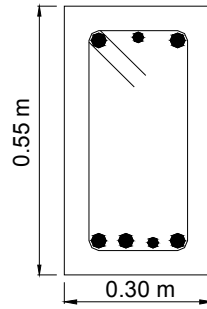
Parámetros		Unid.	Viga 30 x 55	Columna 55 x 55	Columna 50 x 50
Esfuerzo máximo.	$f'c$	Kg/cm ²	284	315	330
Deformación correspondiente a $f'c$.	ϵ_0		0.0055	0.007	0.008
Esfuerzo último	$f'cu$	Kg/cm ²	253	297	316
Deformación correspondiente e $f'cu$.	ϵ_{cmax}		0.015	0.015	0.015

Acero:

Parámetros		Unid.	Viga 30 x 55	Columna 55 x 55	Columna 50 x 50
Esfuerzo de fluencia,	f_y	Kg/cm ²	4200	4200	4200
Esfuerzo máximo.	f_u	Kg/cm ²	7062	7062	7062
Deformación correspondiente al esfuerzo máximo.	ϵ_{su}		0.09	0.09	0.09
Modulo de Elasticidad	ϵ_s	Kg/cm ²	2000000	2000000	2000000
Deformación donde se inicia el endurecimiento.	ϵ_{sh}		0.0063	0.0063	0.0063

Cada una de las secciones de vigas y columnas tienen un diagrama de curvatura positivo y negativo, los cuales pueden ser simétricos o asimétricos, dependiendo de la simetría de su armadura.

A manera de ejemplo mostramos el diagrama momento curvatura de la siguiente sección de viga.



Acero Superior: $2\phi 5/8" + 1\phi 1/2" = 5.29 \text{ cm}^2$
 Acero Inferior: $3\phi 5/8" + 1\phi 1/2" = 9.29 \text{ cm}^2$
 Estribos: $\phi 3/8"$

Figura 5.6. – Sección de Viga

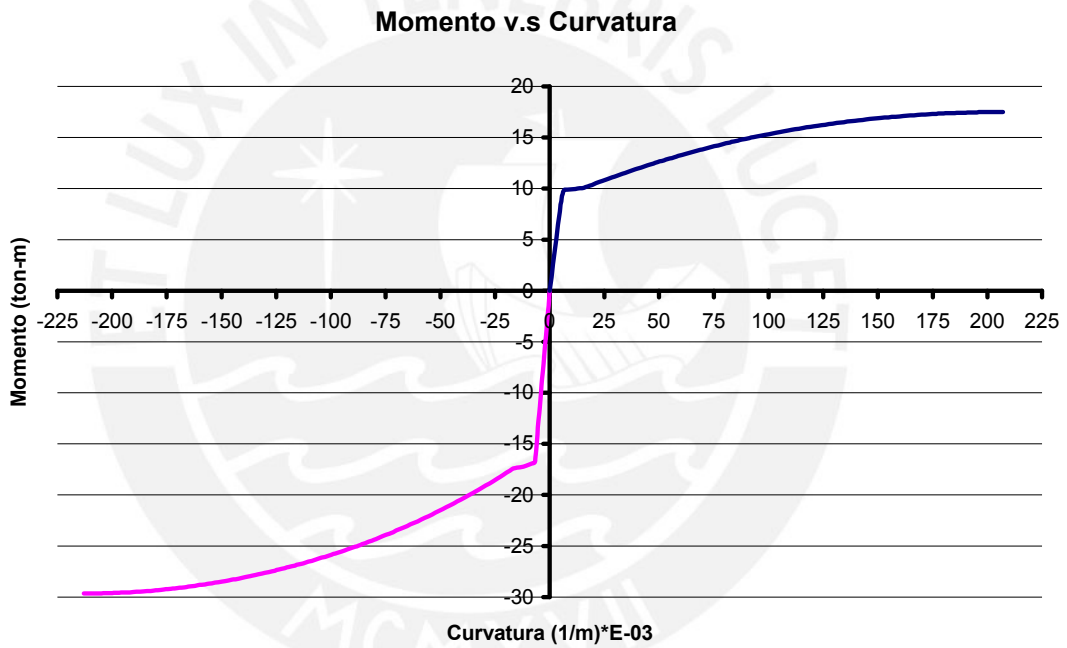


Figura 5.7. – Diagrama Momento Curvatura

Dado que la armadura en columnas es simétrica, entonces el diagrama momento curvatura también lo será.

Además se considero como carga axial la suma de carga muerta y viva. En la siguiente tabla se muestran los valores de carga.

PISO	CARGAS EN COLUMNAS (Ton)		
	Columna Esquinera	Columna Lateral	Columna Interior
1	59,970	99,260	169,530
2	49,420	81,910	139,660
3	39,170	64,860	110,240
4	28,620	47,530	80,890
5	18,550	30,650	51,870
6	8,240	13,580	22,870

La Figura 5.8. muestra el diagrama momento curvatura de una columna interior del primer piso.

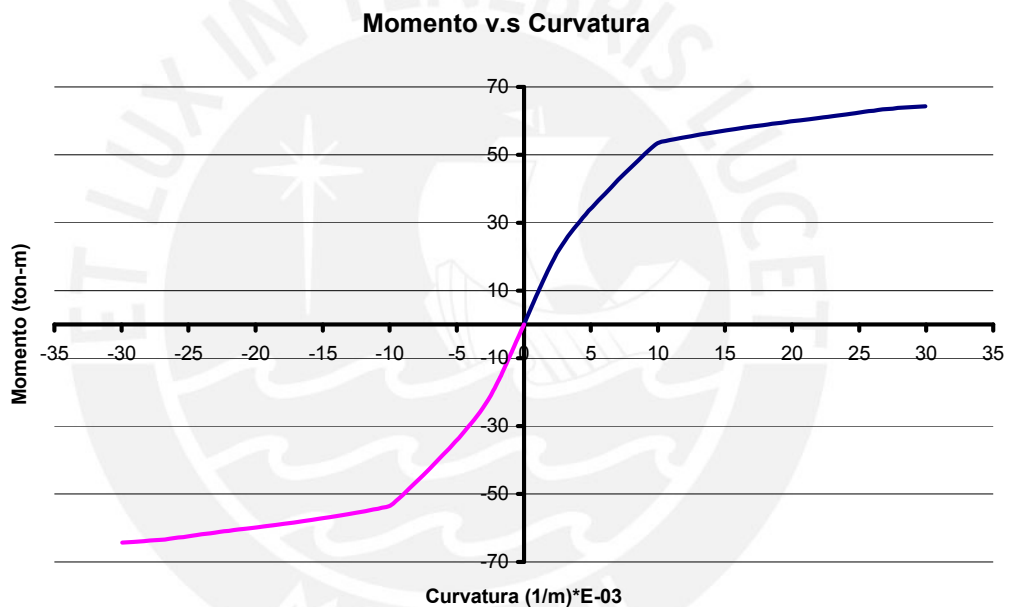


Figura 5.8. – Diagrama Momento Curvatura

- **Momento Inelástico de Los Elementos Barra(Viga – Columna)**

Cuando se presenta un sismo importante las estructuras sufren daños en las zonas cercanas a los nudos, a una longitud “L”.

La modelación de la zona de daños en la viga es equivalente a la deformación total inelástica, y tanto el daño como curvatura se asumen constantes, a esta nueva zona se le denomina rotula plástica, y se encuentra definida por una longitud denominada “Lp”. En la figura 5.9. la modelación de los daños en una viga.

Para vigas y columnas de proporciones típicas L_p se expresa como la mitad del peralte del elemento.

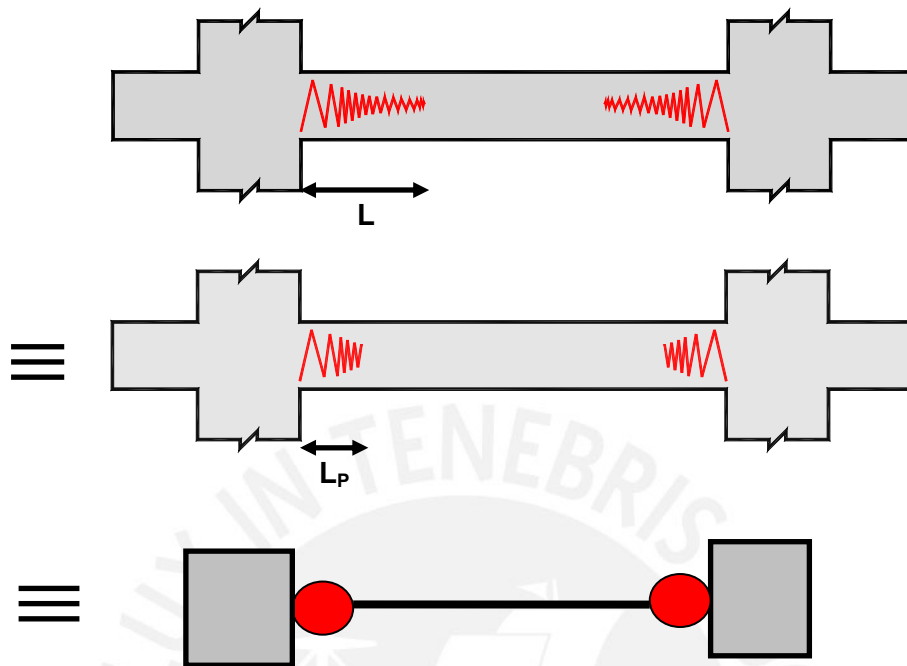


Figura 5.9. – Modelación del daño en vigas.

- **Diagrama Momento Giro.**

Los Diagramas Momento giro son resultado de multiplicar el diagrama momento curvatura por la longitud equivalente de rotula plástica, L_p , la cual es igual al 45% del peralte de la sección.

Usamos esta equivalencia para poder comparar resultados con trabajos anteriores (Tesis de Navarro y Fernández 2006).

Por tanto para las vigas se obtuvo un factor de $0.45 \cdot 0.55 = 0.248$ m, para las columnas de 55×55 fue de $0.45 \cdot 0.55 = 0.248$ m y para las columnas de 50×50 fue $0.45 \cdot 0.50 = 0.225$.

Para la idealización del diagrama momento giro se aproxima a trazos rectos y así podemos ingresar esta información al SAP2000.

La figura 5.10. muestra el diagrama momento giro idealizado, el cual se encuentra definido por los siguiente puntos. B esta defino por el momento de fluencia y el giro de fluencia. La coordenada C se define por una sobrerresistencia con respecto de

la coordenada B, y el giro se define por una ductilidad con respecto de la coordenada B. La coordenada D esta definida por el 40% del momento en C y el giro es igual que C. La coordenada E esta definida por el momento de la coordenada D, pero el giro aumenta en 10% respecto del giro de la coordenada D.

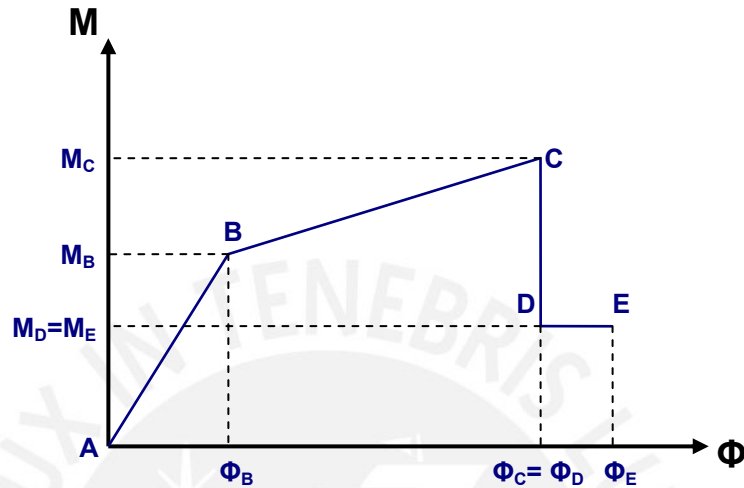


Figura 5.10. – Idealización del Diagrama Momento Giro

La Figura 5.11. muestra el diagrama momento giro idealizado de la misma sección de viga utilizada anteriormente.

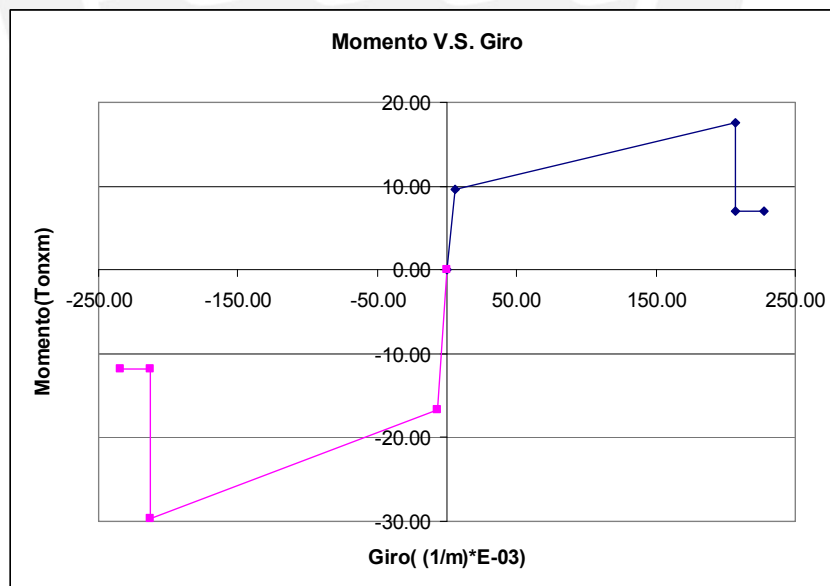


Figura 5.11. – Idealización del Diagrama Momento Giro de una de Viga

5.1.2. Modelo del conjunto

Para la modelación de la estructura se consideró rótulas en los extremos y en la mitad del tramo de las vigas, en el caso de columnas solo se en los extremos, la diferencia entre la modelación de rótulas de vigas y columnas se debe al cambio de la armadura en sus tramos centrales.

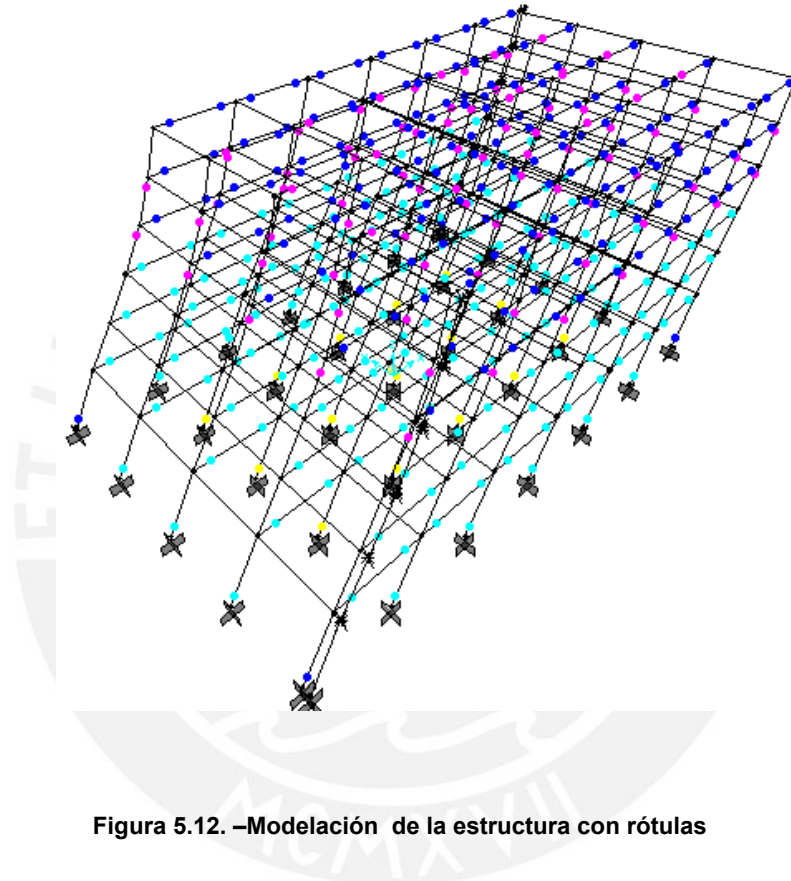


Figura 5.12. –Modelación de la estructura con rótulas

La cantidad de rótulas en la estructura son las siguientes.

NUMERO DE RÓTULAS	
VIGAS	1044
COLUMNAS	420
TOTAL	1464

5.1.3 Resultados del análisis del desplazamiento incremental.

5.1.3.1. Mecanismo de progresión de rótulas y colapso.

Los resultados para el análisis de desplazamientos incrementales son los siguientes:

En la Dirección XX, la primera rótula se produce en las vigas de los tres primeros pisos, con un desplazamiento de 1.35cm en la azotea.

A medida que se aumenta el desplazamiento se incrementan las rótulas en las vigas, y cuando el desplazamiento de la azotea llega a 4.48cm se forman las rótulas en la base de las columnas esquineras del primer piso.

Según continúa el análisis se siguen formando rótulas tanto en vigas como en columnas, cuando el desplazamiento de la azotea es de 17.49cm, se forman rótulas en todas las vigas y columnas de la estructura.

Cuando el desplazamiento de la azotea es de 44.30cm todas las rótulas en las columnas centrales del primer nivel llegan a la ruptura simultáneamente.

En la Dirección YY, la primera rótula se produce en las vigas centrales de los tres primeros pisos cuando el desplazamiento de la azotea es 1.31cm, en las columnas se forman las rótulas cuando el desplazamiento de la azotea llega a 3.94cm; se forman rótulas en todos los elementos (columnas y vigas) cuando el desplazamiento es llega a 17.45cm y cuando este es 43.15cm las rótulas de las columnas centrales del primer piso llegan a la ruptura. Como vemos el mecanismo de progresión de rótulas para las direcciones son muy similares.

5.1.3.2. Curva de capacidad y puntos de interés

Al aplicar cargas incrementales en los diferentes niveles de la edificación se puede hallar la curva de capacidad de la estructura, esta curva nos puede brindar valiosa información sobre el probable comportamiento de la estructura en su régimen inelástico, así como rangos de seguridad (sobrerresistencias y ductilidades).

A continuación se muestra la curva de capacidad del edificio correspondiente a ambas direcciones.

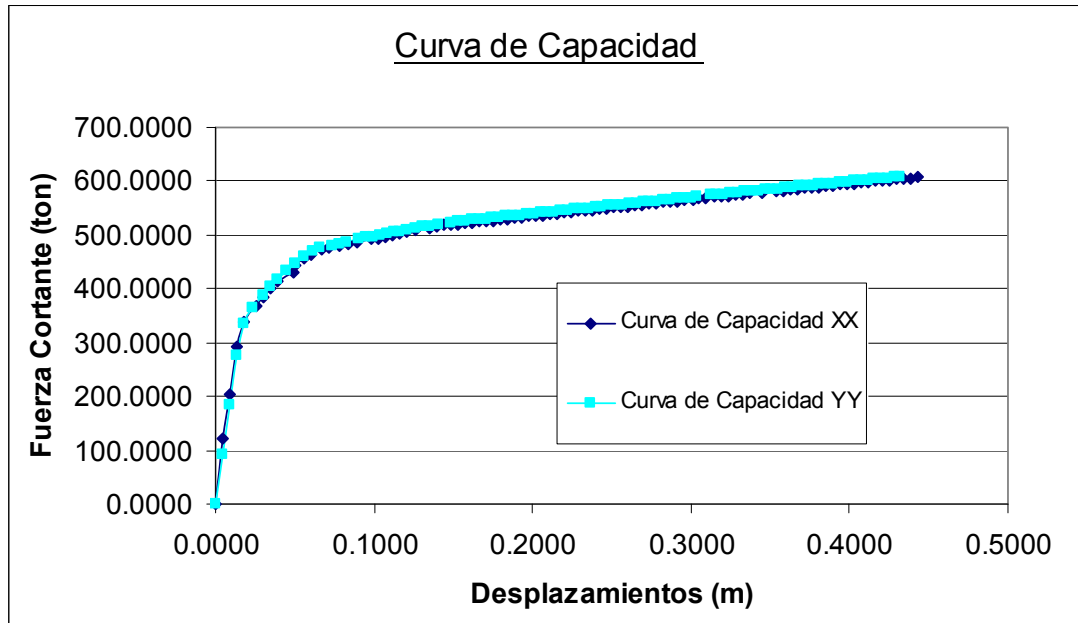


Figura 5.13. – Curva de Capacidad para ambas direcciones.

Para poder entender mejor la curva de capacidad es necesario definir algunos puntos de interés, estos facilitan el reconocimiento de la zona de comportamiento elástica e inelástica del edificio.

➤ **Puntos de interés**

La siguiente tabla presenta todos los puntos interés para cada dirección.

Puntos de interés	Dirección			
	XX		YY	
	V (ton)	Δ (m)	V (ton)	Δ (m)
Diseño	250.680	0.012	234.700	0.013
Primera Rótula	293.898	0.014	333.589	0.018
Fluencia Efectiva	460.496	0.021	467.094	0.022
Colapso	607.315	0.443	609.016	0.432

Las figuras 5.14. y 5.15. muestran los puntos de interés en las curvas de capacidad de cada dirección.

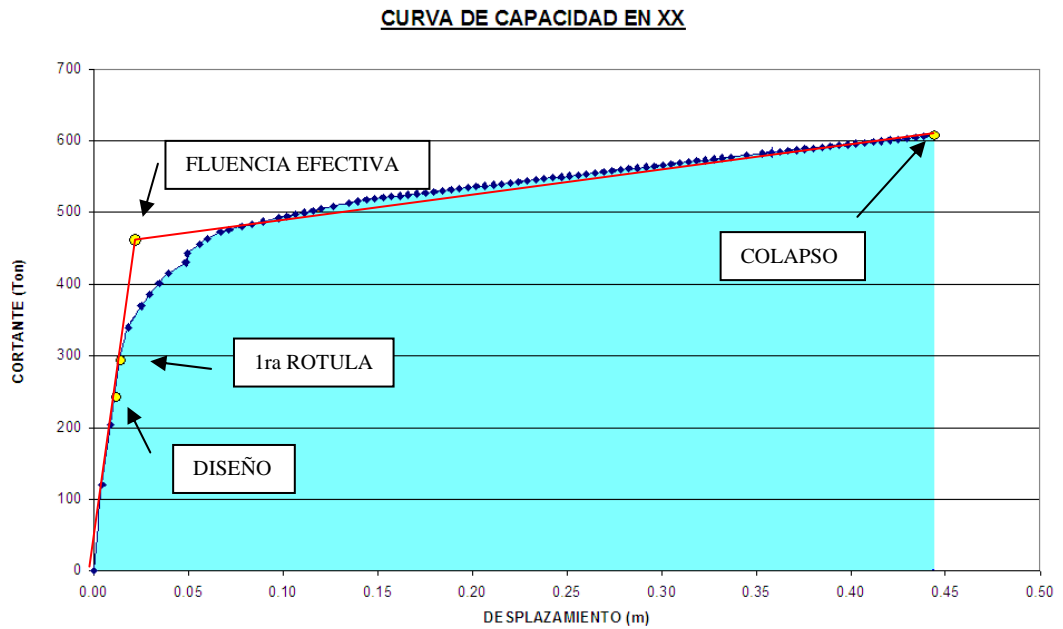


Figura 5.14 Puntos de Interés para la curva de capacidad correspondiente a la dirección XX

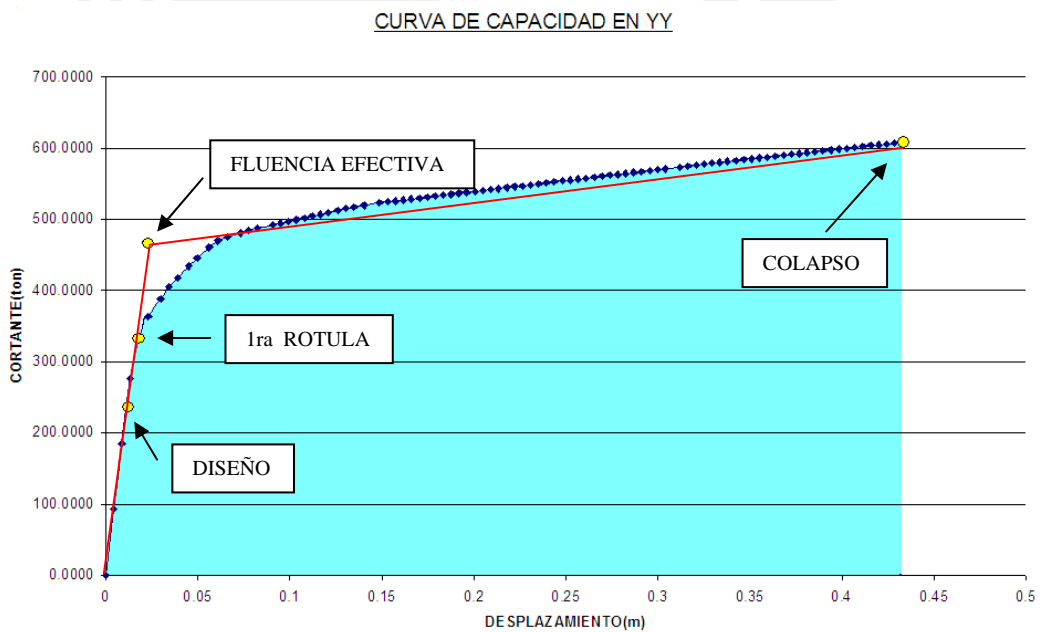


Figura 5.15. Puntos de Interés para la curva de capacidad correspondiente a la dirección YY.

5.1.3.3. Capacidad estructural y demandas del código peruano.

Por el código se requiere que la estructura soporte por lo menos 251.00 ton de cortante basal, con el análisis podemos demostrar que la estructura para las etapas de formación de la primera rótula, fluencia efectiva y colapso soportó en promedio 1.30, 1.91y 2.50 veces esta demanda del código.

5.1.3.4. Sobrerresistencia y Ductilidad

- **Sobrerresistencia y Ductilidad en los elementos estructurales.**

Para una sección de viga se tiene el siguiente gráfico de Momento vs. Giro, en este se muestran los puntos de fluencia (M_y, ϕ_y) , valores exigidos por la norma (M_u, ϕ_u) y capacidad máxima (M_{max}, ϕ_{max}) .

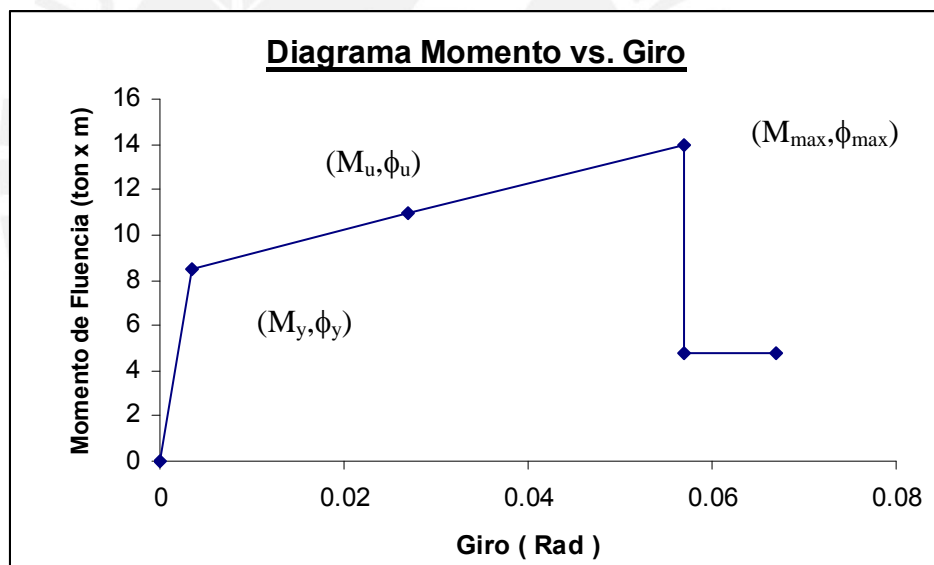


Figura 5.16. Diagrama Momento vs. Giro de una viga del tercer piso

$$Sobrerresistencia = \frac{M_{MAX}}{M_{FLUENCIA}} \qquad u = \frac{\phi_{max.}}{\phi_{FLUENCIA}}$$

Con estos puntos podemos definir tanto ductilidades y sobrerresistencias de cada elemento, para las vigas la ductilidad es de $\phi_{max} / \phi_y = 35$ y la sobrerresistencia con

respecto al punto de fluencia es de $M_{max} / M_y = 1.8$, esto significa que el momento máximo es mayor en 80% que el de fluencia, con respecto a lo exigido por la norma $M_{max} / M_u = 1.4$, lo que si es importante de notar, es que la resistencia a la fluencia fue superada por los valores exigen la norma en aproximadamente un 12%, es decir $M_y / M_u = 0.90$.

En las columnas se tuvo una ductilidad de 22 y sobrerresistencias de:

Con respecto al punto de fluencia $M_{max} / M_{flu} = 1.6$, y con respecto a lo exigido por la norma $M_{max} / M_u = 4.9$ y el $M_{flu} / M_u = 4.2$.

- **Sobrerresistencia y Ductilidad del Edificio**

Estos dos conceptos son calculados a partir de los puntos de interés de la curva de capacidad.

Se calcularon los siguientes índices de sobrerresistencia en nuestro edificio:

Sobrerresistencia		Dirección	
		XX	YY
Respecto al V de Diseño	1ra Rótula/Diseño	1.172	1.421
	F.Efectiva/Diseño	1.837	1.990
	Colapso/Diseño	2.423	2.595
Respecto al V de la Primera Rótula	F.Efectiva/1Rot	1.567	1.400
	Colapso/1Rot	2.066	1.826

Luego se calcularon las ductilidades del edificio, los resultados se muestran a continuación:

Ductilidad	Dirección	
	XX	YY
Colapso / 1ra Rótula	32.815	23.983
Colapso / Fluencia Efectiva	20.819	19.797

5.1.3.5. Sectorización de la Curva de Capacidad

Cada nivel de desempeño se asocia a un sector definido de la curva de capacidad de la estructura. Las figuras 5.17. y 5.18. muestran la propuesta del SEAOC que se emplea en esta tesis, donde el nivel operacional corresponde a la fase elástica y los demás niveles a fracciones del desplazamiento inelástico.

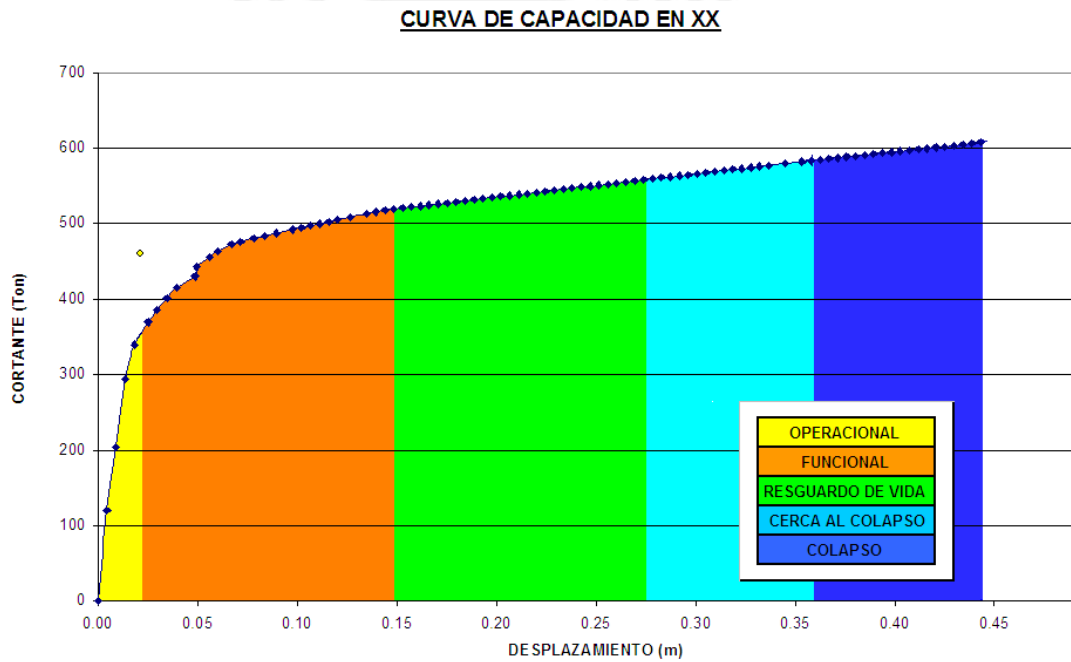


Figura 5.17. Curva de capacidad XX debidamente sectorizada

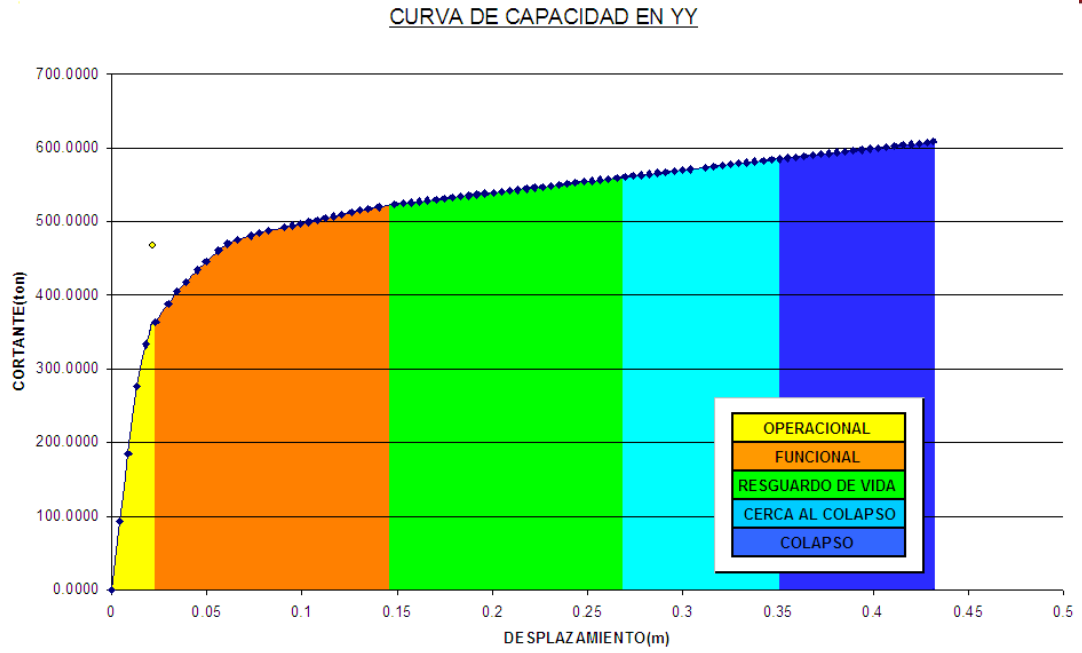


Figura 4.18. Curva de capacidad YY debidamente sectorizada

Como ejemplo de la importancia de la sectorización de la curva de capacidad según los niveles de desempeño sísmico, se ubicó en las gráficas la deriva lateral de 7 ‰ impuesta por la norma y las de 10 ‰ y 20 ‰.

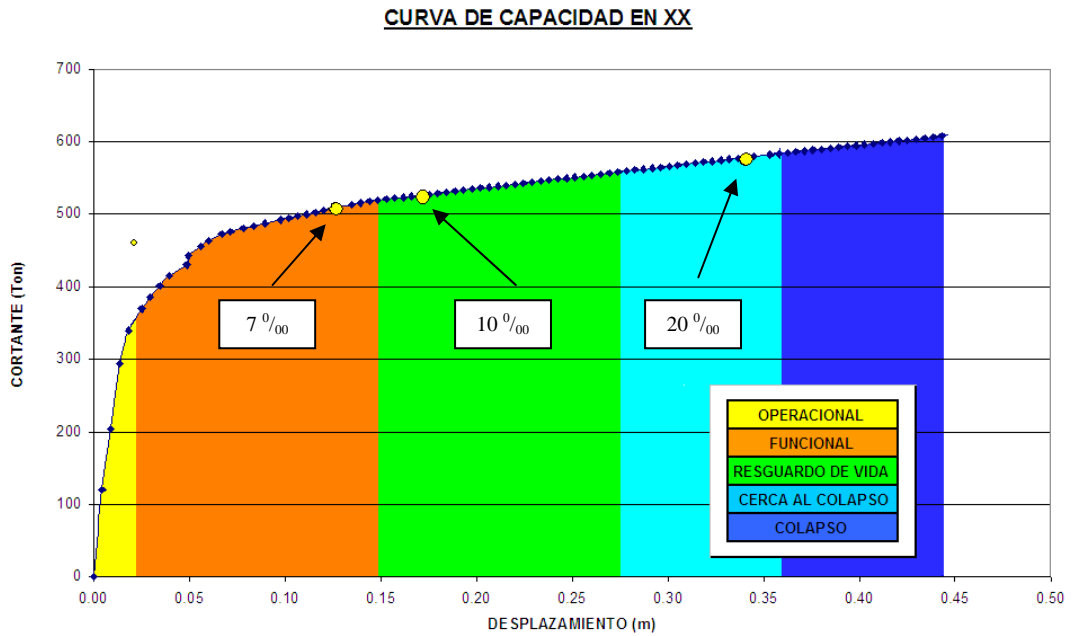


Figura 5.19. – Derivas para la dirección XX en la curva de Capacidad

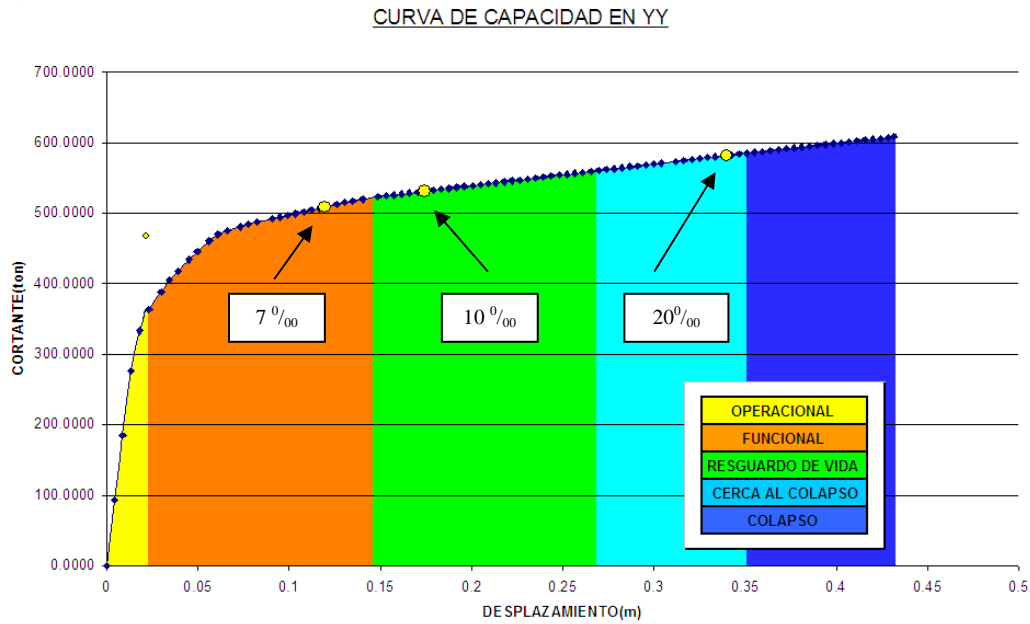


Figura 5.20. – Derivas para la dirección YY en la curva de Capacidad

De esta manera podemos demostrar que la exigencia de la norma (deriva lateral de 7‰) en una edificación de pórticos simples, es un límite muy conservador. Si nos basamos en el SEAOC se sugeriría tener una deriva lateral de 10‰, como límite de la norma, ya que el desempeño de la estructura aún es aceptable.

En la siguiente tabla se muestran los valores de fuerza cortante y desplazamientos para las derivas graficadas, así como nivel de desempeño en el que se encuentran.

Dirección	Deriva ‰	V (ton)	Δ (m)	Nivel de Desempeño
XX	7	505.07	0.12	FUNCIONAL
	10	523.50	0.17	RESGUARDO DE VIDA
	20	571.43	0.34	CERCA AL COLAPSO
YY	7	507.28	0.12	FUNCIONAL
	10	525.71	0.17	RESGUARDO DE VIDA
	20	584.70	0.34	CERCA AL COLAPSO

5.2. Respuesta del Edificio ante los tres niveles de peligro sísmico

Con la ayuda del SAP pudimos calcular los puntos de demanda para los tres tipos de niveles de peligro sísmico, sismo frecuente (SF), sismo ocasional (SO), y sismo raro (SR).

PUNTOS DE DEMANDA						
Dirección	Cortante (ton)			Desplazamiento (m)		
	Comportamiento Sísmico			Comportamiento Sísmico		
	SF	SO	SR	SF	SO	SR
X	419.668	455.784	503.590	0.041	0.056	0.118
Y	424.578	461.112	507.592	0.042	0.056	0.117

También se ubicaron los puntos de niveles de peligro sísmico en la curva de capacidad correspondiente a cada dirección, esta es una manera ilustrativa de ver cual es el nivel de desempeño sísmico de la estructura.

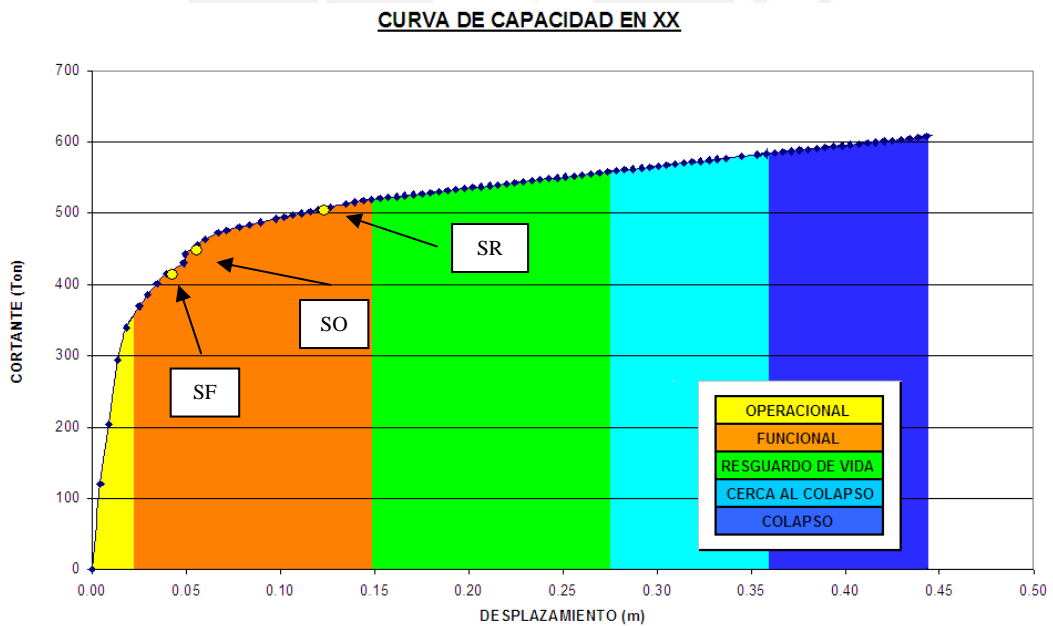


Figura 5.21. – Puntos de demanda en la Curva de Capacidad, dirección XX.

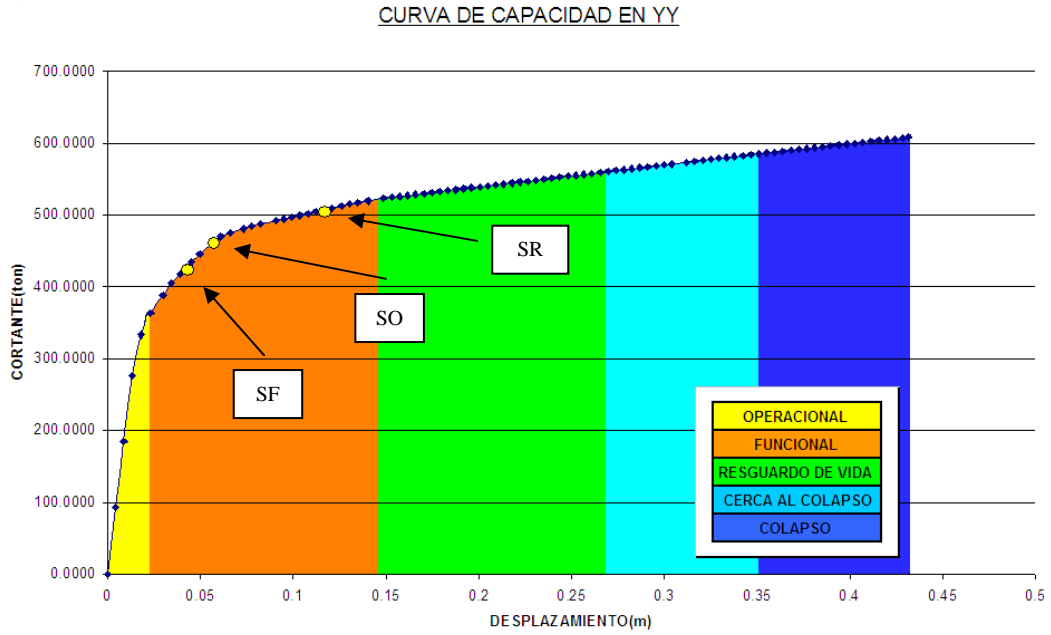


Figura 5.22. – Puntos de demanda en la Curva de Capacidad, dirección YY.

Bajo los tres niveles de peligro sísmico la estructura tendría un desempeño funcional, es decir, tendría pequeños daños estructurales.

Su matriz de desempeño es la siguiente:

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Peligro Sísmico	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				

Con los desplazamientos, de los puntos de demanda, definidos calculamos la ductilidad demandada global para los sismos de diseño, con respecto al punto de fluencia efectiva y a la formación de la primera rótula.

DUCTILIDAD DEMANDADA REPECTO A LA FLUENCIA EFECTIVA						
Dirección	Deriva ‰			Comportamiento Sísmico		
	7	10	20	SF	SO	SR
X	5.64	7.99	15.98	1.93	2.63	5.55
Y	5.50	7.80	15.59	1.93	2.57	5.37

DUCTILIDAD DEMANDADA REPECTO A LA PRIMERA RÓTULA						
Dirección	Deriva ‰			Comportamiento Sísmico		
	7	10	20	SF	SO	SR
X	8.89	12.59	25.19	3.04	4.15	8.74
Y	6.67	9.44	18.89	2.33	3.11	6.50

Desempeño sismorresistente esperado.

Con los gráficos y los cálculos de ductilidades para los diferentes niveles de peligros sísmicos, podemos estudiar el desempeño de la estructura.

- **Sismos frecuentes.**

Para la dirección XX el desplazamiento en la azotea es de 4.15cm (2.44 ‰ de deriva) y la cortante es 420 ton. En la base de todas las columnas esquineras del primer piso de la estructura se forman las rótulas plásticas además en los dos extremos de todas las vigas de los cinco primeros pisos ya se formaron rótulas.

Para la dirección YY el desplazamiento de la azotea es de 4.16cm (2.44 ‰ de deriva) y la cortante es 425 ton. La formación de las rótulas es de manera muy similar a la dirección XX, la única diferencia es que en el quinto nivel de la estructura no se presenta daño, mientras que en la azotea si.

En promedio la estructura ha consumido un 9.51% de la ductilidad global (con respecto al punto de fluencia efectiva).

El nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo frecuente sería Funcional, es decir ha tenido un pequeño ingreso a la zona inelástica, no presentaría daños estructurales severos y mucho de los servicios podrían usarse inmediatamente.

Si bien el desplazamiento que demandó el edificio se encuentra más allá del límite del rango elástico para el SEAOC la estructura tiene un comportamiento inaceptable. El edificio demandó un 95% más de desplazamiento que el que define el límite elástico (2.1cm).

- **Sismos Ocasional**

Los desplazamientos para las dos direcciones (XX e YY) con similares al igual que la fuerza cortante, por lo que solo mencionaremos el mayor valor de ambos casos, el desplazamiento de la azotea es de 5.6cm y la fuerza cortante de 461 ton. En todas las columnas laterales y esquineras del primer nivel de la estructura se forman las rótulas plásticas al igual que en el 90% de las vigas de la estructura.

En promedio la estructura ha consumido un 12.83% de la ductilidad global (con respecto al punto de fluencia efectiva).

El nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo ocasional sería Funcional, igual que en el caso de sismos frecuentes.

Para el SEAOC la estructura tiene un comportamiento mínimo aceptable ya que se debería encontrar en el nivel de Operacional.

- **Sismos raros**

Se mencionara el mayor valor de desplazamiento y fuerza cortante al igual que en el caso de Sismo Ocasional, 12cm de desplazamiento en la azotea y 508 ton de fuerza cortante.

En todas las columnas del primer nivel se forma una rótula plástica en la base, el 90% de las vigas tienen las rótulas plásticas formadas.

En promedio la estructura ha consumido un 26.93% de la ductilidad global (con respecto al punto de fluencia efectiva).

También el nivel de desempeño sísmico de la estructura sería Funcional.

Para el SEAOC la estructura tiene un comportamiento aceptable ante este tipo de sismo.

La estructura solamente consumió un 44% del desplazamiento que define el límite del nivel de daño funcional.



CAP. 6 CONCLUSIONES.

- Al estructurar el edificio aporticado de seis pisos de acuerdo a la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, en lo relativo al control de derivas, nos condujo a columnas de 55 x 55cm para los tres primeros niveles, 50 x 50cm para los tres últimos niveles y vigas de 30 x 55cm.
- El diseño obtenido siguiendo la Norma Peruana E-060 de Concreto Armado condujo a columnas con cuantías de 1% y vigas con cuantías de 55% de la cuantía balanceada.
- La ductilidad global de la estructura con respecto a la fluencia efectiva fue 19 cuando se consideraron secciones brutas en todos los elementos. Cuando se consideraron inercias reducidas al 50% en vigas y 70% en columnas, la ductilidad obtenida fue de 11.
- Respecto a la demanda de la fuerza cortante de la Norma Peruana E-030, el edificio tendría una sobrerresistencia de 1.3 para el cortante asociado a la primera rótula y de 2.5 para la fuerza cortante máxima.
- Se analizó el desempeño de la estructura ante distintos desplazamientos laterales, teniendo como resultados que para una deriva de 7 ‰ el nivel de desempeño sería funcional, para una de 10 ‰ de resguardo de la vida y para una deriva de 20 ‰ la estructura estaría en un estado de cercanía al colapso.
- Los resultados del análisis del desempeño indican que para sismos frecuentes el edificio estaría en un estado funcional, ya que tendría pequeñas incursiones inelásticas que consumirían sólo el 10% de su ductilidad disponible.
- Para sismos raros los resultados de este estudio indican que el edificio consumiría solo un 27% de la ductilidad global, los daños serían reducidos y su desempeño aun sería Funcional.

- Según el SEAOC el comportamiento del edificio podría ser considerado aceptable para sismos frecuentes, ya que solo tendría moderado ingreso en la zona inelástica; y muy satisfactorio para sismos raros.
- El edificio estudiado tuvo un desempeño y valores de ductilidad y sobrerresistencia muy similares a los de otro edificio con columnas de 70x70cm y vigas de 25x50cm estudiado en otro trabajo (tesis: “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”, Navarro Eduardo y Fernandez Jhonny. 2006)
- Los resultados de este estudio indican que la norma peruana conduciría a edificios aporticados muy rígidos y excelente desempeño sismorresistente. Probablemente la deriva lateral límite de 7 %, exigida por la norma peruana, sea un valor conservador.
- Este trabajo se desarrolló usando valores medios para definir la estructura y la demanda sísmica.

CAP. 7 BIBLIOGRAFIA.

- Muñoz A. (1999), Ingeniería Antisísmica. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
- Ottazzi G. (2003) Apuntes del curso Concreto Armado 1.
- Ottazzi G., Muñoz A. (1998), Programa Momento Curvatura. Colegio de Ingenieros del Perú- Consejo Nacional. Lima.
- SENCICO (2003). Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción, Lima.
- SEAOC(1990) A Framework for performance Based Design. VISION 2000 committee. Structural Engineers Association of California. California.
- ININVI(1990) Norma Técnica de Edificación NTE-060 Diseño en Concreto Armado. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda.
- Navarro César, Fernández Jhonny (2006) Desempeño Sísmico de un edificio Aporticado de Seis Pisos diseñados con las Normas Peruanas de Edificaciones.
- Programa SAP para Windows Versión 2000-9.
- Paulay y Priestley. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York 1992.

