

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS
DE ACERO**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

Julio André Silva Paytán

ASESOR: Luis Zegarra Ciquero

Lima, enero de 2017



Resumen

El objetivo principal de la presente tesis es dar a conocer un método de diseño basado en el comportamiento plástico de las estructuras metálicas, cuando estas se encuentran sometidas a cargas sísmicas; es decir, analizar la formación de rótulas plásticas o tipos de fallas en los elementos estructurales.

Se detallarán todas las variables que intervienen en este método de diseño; así como también, se deducirán las ecuaciones mediante el uso de herramientas matemáticas o programas de cálculo estructural. De esta manera, se busca que el lector entienda como funciona esta metodología de diseño.

Con la finalidad de entender el método expuesto, se realizará un ejemplo sencillo en donde se aplicarán todos los conceptos paso por paso, de manera que el lector sea capaz de aplicar la metodología en sus diseños o investigaciones

Se analizarán y compararán los resultados obtenidos mediante el uso de programas de cómputo.

Finalmente, se analizarán los resultados, para obtener la mayor cantidad de conclusiones y recomendaciones para investigaciones futuras que puedan complementar la presente Tesis.

Índice

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENES	1
1.2. PROBLEMÁTICA	2
1.3. PLANTEAMIENTO	2
CAPÍTULO 2: OBJETIVOS , ALCANCES E HIPÓTESIS DEL PROYECTO	3
2.1. OBJETIVOS GENERALES:	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	3
2.3. ALCANCES:	3
2.4. HIPÓTESIS:	3
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO: PASOS PARA REALIZAR EL DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO	4
3.1. CONFIGURACIÓN FINAL DE LA ESTRUCTURA	5
3.1.1. MECANISMO PLÁTICO DESEADO	5
3.1.2. DERIVA ÚLTIMA DURANTE EL SISMO	6
3.1.2.1. Niveles de desempeño sísmico	7
3.2. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SEGÚN SU DESEMPEÑO ANTE SOLCITACIONES SÍSMICAS	9
3.3. CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE	13
3.3.1. PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA	14
3.3.1.1. Ductilidad de demanda	15
3.3.1.2. Deriva de fluencia	15
3.3.1.2.1. Pórticos a momentos	15
3.3.1.2.2. Otros sistemas estructurales	15
3.3.1.3. Factor de reducción de fuerza sísmica por ductilidad.....	16
3.3.1.4. Factor de relación de energías	17
3.3.2. ESTIMACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE BASAL IDEAL	19
3.3.3. ESTIMACIÓN DE LA SOBRE RESISTENCIA	21
3.3.3.1. Pórticos a momentos.....	21
3.3.3.2. Pórticos arriostrados concéntricamente	25
3.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DESIGNADOS A COMPORTARSE PLÁSTICAMENTE	28
3.4.1. PÓRTICOS A MOMENTOS	29

3.4.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE	30
3.4.3. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE	31
3.2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DESIGNADOS A COMPORTARSE ELÁSTICAMENTE	33
CAPÍTULO 4: EJEMPLO EXPLICATIVO.....	34
4.1. CARACTERÍSTICA DE LA ESTRUCTURA PLANTEADA.....	34
4.2. PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA REQUERIDOS	35
4.3. APLICACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO.....	36
4.3.1. DISEÑO EN LA DIRECCIÓN “y”	36
4.3.1.1. Configuración final de la estructura.....	36
4.3.1.2. Distribución de fuerzas laterales	37
4.3.1.3. Cálculo de fuerza cortante en la base	38
4.3.1.4. Diseño de los elementos designados a comportarse plásticamente .	38
4.3.1.5. Diseño de los elementos designados a comportarse elásticamente..	41
4.3.2. DISEÑO EN LA DIRECCIÓN “x”	50
4.3.2.1. Configuración final de la estructura.....	50
4.3.2.2. Distribución de fuerzas laterales	50
4.3.2.3. Cálculo de fuerza cortante en la base	51
4.3.2.4. Diseño de los elementos designados a comportarse plásticamente .	52
4.3.2.5. Diseño de los elementos designados a comportarse elásticamente..	54
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y COMPARACIONES	62
5.1. ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN “Y”	63
5.2. ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN “X”	73
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES	84
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA	88

Capítulo 1: Introducción

1.1 Antecedentes:

Con la finalidad de mantener la seguridad de una estructura y hacerlas económicamente viables, se han realizado distintas investigaciones de análisis estructural con la finalidad de encontrar modelos matemáticos que se asemejen lo más posible a la realidad; por lo que incluso en la actualidad se siguen investigando las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción, las cargas a las que estarán sometidas y distintos métodos de diseño.

En un inicio, se realizó construcciones de concreto armado, acero, madera y otros materiales con una respuesta satisfactoria bajo cargas de gravedad; sin embargo, cuando ocurría un evento sísmico de intensidad moderada, muchas estructuras colapsaban o sufrían daños irreparables que ponían en riesgo la estabilidad de la estructura. Esto no era un problema solo en el Perú, sino, también, en los distintos países sísmicos alrededor del mundo; por ello, muchas universidades o centros de investigación empezaron a investigar más las respuestas que tienen las distintas estructuras cuando ocurre un “sismo frecuente” o un “sismo raro”. Resultado de dichas investigaciones y de lo observado y aprendido en los distintos sismos que fueron ocurriendo a través de los años; los ingenieros pudieron cuantificar las fuerzas equivalentes en las estructuras debido a un sismo, teniendo en cuenta el tiempo de vida útil de las estructuras, la probabilidad de ocurrencia de los sismos, la rigidez y ductilidad necesaria para que las estructuras tengan un comportamiento satisfactorio.

En la actualidad, el método más usado para analizar cargas sísmicas consiste en reducir la fuerza que impondría un sismo a una correspondiente estructura infinitamente elástica con igual periodo, masa y rigidez, por un factor de reducción por ductilidad y sobre resistencia “R”. De esta manera, se pueda utilizar un análisis elástico para diseñar la estructura. Luego, con el desplazamiento obtenido del análisis se puede estimar el desplazamiento inelástico, el cual será el que en teoría tendrá la estructura durante el sismo, multiplicándolo por 0.75R (Norma Peruana E.030).

1.2 Problemática:

No se analiza el rango de valores entre el desplazamiento obtenido del análisis elástico y el desplazamiento inelástico estimado. En dicho rango se empiezan a formar de manera impredecible rótulas plásticas, formándose así un mecanismo plástico, el cual deberá tener la suficiente capacidad para que la estructura logre alcanzar el desplazamiento inelástico estimado. Sin embargo, podría darse el caso de que una rótula se forme en algún elemento no deseado, como por ejemplo las columnas, lo cual podría desestabilizar la estructura antes de llegar hasta su deriva máxima para la cual fue diseñada.

Dado este problema, las distintas Normas alrededor del mundo plantean como solución amplificar los momentos que llegan a las columnas, dicha amplificación depende de la Norma y el material estructural que se utilice. Sin embargo, cuando ocurre un sismo se observa que sí existen formación de rótulas en las columnas de las estructuras reales; esto se puede deber a que durante un sismo la estructura se plastifica y la distribución de fuerzas laterales no es igual que cuando se encuentra en el rango elástico, sino que existe una variación; lo que conlleva a que en algunas zonas los momentos amplificados por Norma no basten para evitar la formación de rótulas, como también existirán zonas en las que dichos momentos de diseño sean más que suficiente.

1.3 Planteamiento:

Se planteará una posible solución, teniendo en cuenta los principales problemas y sus posibles causas. Se realizará un diseño en el que se buscará un mecanismo plástico deseado, el cual dependerá del tipo de sistema estructural que se use y las recomendaciones de las distintas Normas; para lograrlo, se diseñará sobre la estructura en su etapa final; es decir, con la deriva máxima permisible y con el mecanismo plástico ya formados. En dicha etapa la estructura tiene una determinada fuerza cortante en la base, la cual es evidentemente mayor a la que se usa en el análisis elástico tradicional, dicha fuerza deberá ser estimada para poder realizar el diseño; además, deberá ser distribuida en toda la altura del edificio teniendo en cuenta que dicha distribución debe ir acorde al comportamiento de la estructura ya plastificada.

Finalmente, con todas las fuerzas en la estructura en su estado deseado, incluyendo las cargas de gravedad, se procede a diseñar utilizando ecuaciones de trabajo virtual para los elementos plastificados y de equilibrio para los elementos que se encuentran en el rango elástico.

Capítulo 2: Objetivos, alcances e hipótesis del proyecto:

2.1 Objetivo general:

- Presentar un método de diseño que analice el comportamiento plástico que tienen las estructuras metálicas cuando se encuentran sometidas a acciones sísmicas, de manera que, el lector lo pueda aplicar teniendo en cuenta sus beneficios y limitaciones.

2.2 Objetivos específicos:

- Realizar el diseño cumpliendo con los requerimientos necesarios de la Norma E.090, AISC 360 y AISC 341.
- Demostrar que las estructuras diseñadas mediante esta metodología deberán tener un desempeño sísmico adecuado.
- Analizar el comportamiento plástico de las estructuras diseñadas con esta metodología mediante análisis “pushover”.
- Demostrar que las estructuras diseñadas con esta metodología tendrán un costo similar a la estructura existente.

2.3 Alcances:

- Identificar y seleccionar un mecanismo plástico deseado de acuerdo al tipo de sistema estructural que se analice.
- Estimar la fuerza cortante en la base que tendrán las estructuras cuando se forme el mecanismo plástico deseado.
- Distribuir la fuerza cortante basal en los entre pisos teniendo en cuenta el comportamiento las estructuras cuando alcanzan el mecanismo plástico deseado.
- Identificar cuales serán los elementos que deberán comportarse plásticamente y lo que deberán mantenerse en el rango elástico.
- Diseñar todos los elementos de la estructura, ya sean vigas, columnas o arriostres utilizando ecuaciones de trabajo virtual y ecuaciones de equilibrio estático.
- Diseñar todos los elementos de la estructura, ya sean vigas, columnas o arriostres utilizando ecuaciones de trabajo virtual y ecuaciones de equilibrio estático.
- Analizar y discutir el comportamiento de las estructuras diseñadas.

2.4 Hipótesis:

- Las estructuras diseñadas con esta metodología seguirán cumpliendo con los requerimientos estructurales y no estructurales según indique las Normas o el uso respectivamente.

Capítulo 3: Pasos para realizar el diseño por desempeño sísmico.

Para poder entender mejor este método de diseño se presentan los cinco principales pasos que hay que seguir para poder obtener las secciones de la estructura (Figura 3.1).

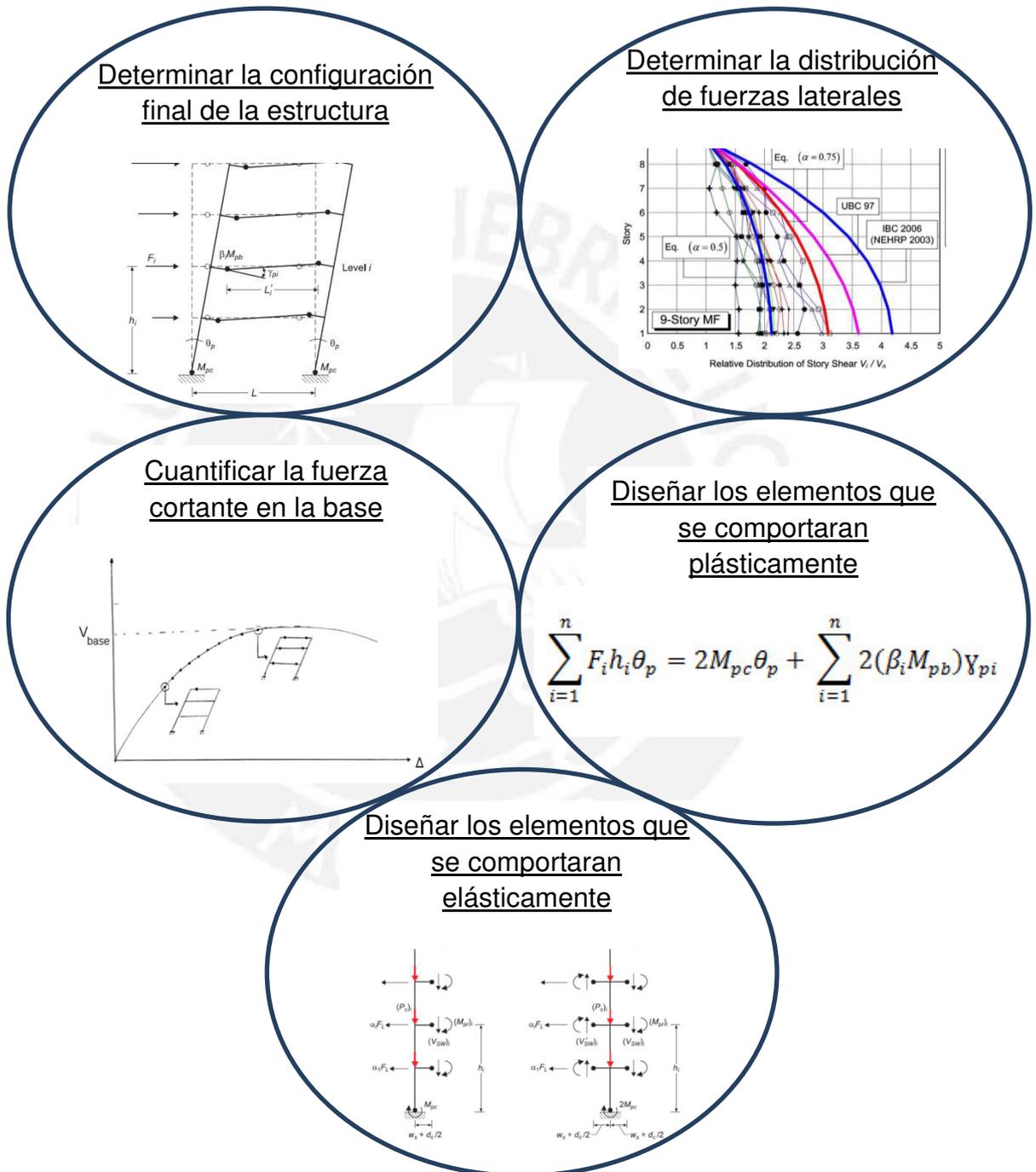


Figura 3.1: Pasos para realizar el diseño sísmico basado en el comportamiento plástico (Goel y Chao 2008; Chao y Goel 2007)

3.1 Configuración final de la estructura:

En el diseño basado por desempeño sísmico de las estructuras de acero se parte de una configuración final esperada o deseada y se diseña a partir de esta; es decir, se coloca las cargas de gravedad y de sismo en la estructura ya deformada, dichas cargas deberán ser últimas o amplificadas. Luego, se procede a calcular cuales son las fuerzas y momentos internos presentes en la estructura ya plastificada, bajo la aplicación de determinadas fuerzas externas; un ejemplo análogo a esta metodología son los coeficientes de rigidez, los cuales son fuerzas y momentos que se aplican a un elemento para darle una determinada configuración deformada.

La configuración final de la estructura deberá ser elegida antes de comenzar el diseño de los elementos, para ello, es necesario basarse en las recomendaciones de las normas internacionales y los libros que analizan el comportamiento de las estructuras cuando están sometidos a sismos de gran intensidad. Dicha configuración consta de un mecanismo plástico que se deberá dar para una determinada deriva última.

3.1.1 Mecanismo plástico deseado:

En el diseño en acero existen diferentes tipos de sistemas estructurales, tales como, pórticos a momentos, pórticos arriostrados, entre otros. Para cada sistema, las diferentes Normas de los distintos países, dan recomendaciones o solicitaciones que deberán cumplirse con la finalidad de que se llegue a un determinado mecanismo plástico; por ejemplo, en el caso de los pórticos especiales a momentos, el AISC 341 exige que los momentos que llegan a las columnas en el análisis sean amplificados 1.5 a 1.7 veces más, esto con la finalidad de evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, ya que el mecanismo plástico deseado durante un sismo es que se formen rótulas en las vigas, de manera que estas disipen la energía sin afectar la estabilidad de todo el sistema. Así como en el caso de los pórticos a momentos, existen distintos mecanismos plásticos deseados según el sistema estructural, pues dependiendo de estos será aceptable que algunos elementos se plastifiquen, mientras que otros deberán comportarse elásticamente. La figura 3.2 muestra los distintos mecanismos plásticos deseados para cuatro sistemas estructurales de acero.

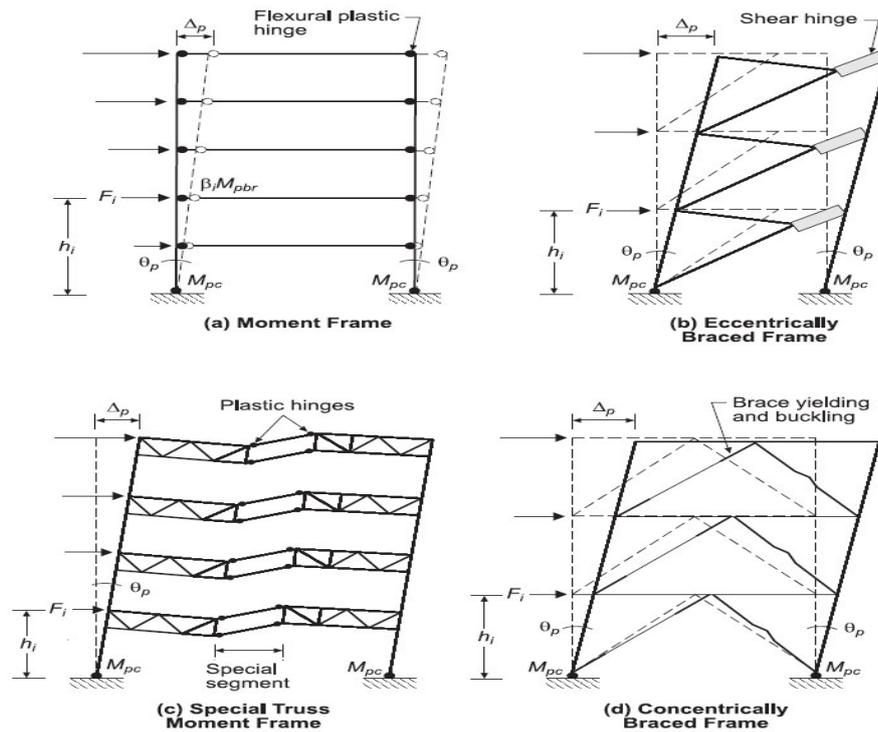


Figura 3.2: Mecanismo de fluencia deseado según el sistema estructural (Goel y Chao 2008)

3.1.2 Deriva última durante el sismo:

El mecanismo plástico deseado se irá formando progresivamente conforme aumente el desplazamiento lateral o deriva de la estructura (Figura 3.3). A la deriva para la cual ya se formó el mecanismo plástico deseado se le conoce como deriva última; y esta deberá ser elegida teniendo en cuenta hasta que nivel de desempeño debe llegar una estructura según la intensidad del sismo.

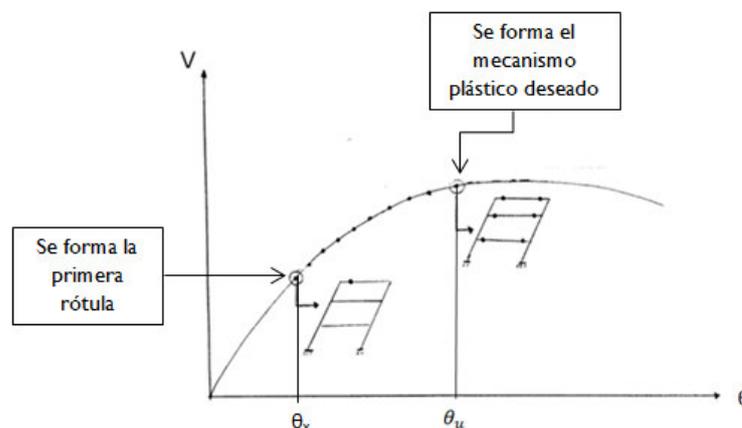


Figura 3.3: Formación progresiva del mecanismo plástico deseado

3.1.2.1 Niveles de desempeño sísmico:

Todas las estructuras tienen cierta capacidad de deformarse más allá del rango elástico, dicha capacidad de deformación inelástica dependerá del sistema estructural que se analice; por ejemplo, una estructura de acero aporricada con conexiones rígidas tiene mucha más capacidad de deformación que una hecha con elementos de albañilería. Sin embargo, independientemente del sistema estructural, existen ciertos niveles de desempeño que se relacionan con el daño que tiene una estructura durante un determinado sismo (tabla 3.1)

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Tabla 3.1: Características de los niveles de desempeño (SEAOC 1995)

Estos niveles de desempeño pueden ser ubicados en una curva de capacidad de cualquier estructura en determinados rangos, los cuales dependen de la capacidad que tiene el sistema estructural de comportarse plásticamente (Figura 3.4).

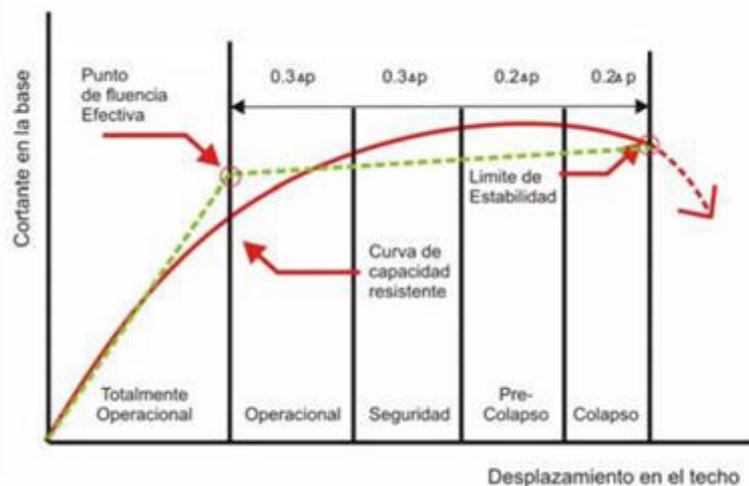


Figura 3.4: Ubicación de los niveles de desempeño sísmico en una curva de capacidad típica (SEAOC 1995)

Las estructuras se deformarán cuando ocurran sismos; sin embargo, dependiendo de la intensidad de estos y de la importancia de la estructura, esta deberá llegar hasta un cierto nivel de desempeño. Por ejemplo, refiriéndonos a una determinada zona sísmica, para un sismo frecuente se espera que todas las estructuras se encuentren “totalmente operacionales” u “operacionales”; mientras que, para un sismo raro las estructuras comunes deberán llegar hasta un nivel de seguridad o resguardo de la vida, pero las esenciales deberán seguir siendo operacionales (figura 3.5).

		Nivel de Desempeño de la Edificación			
		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda Sísmica	Sismos frecuentes (43 años)	Comunes	Operacional		
	Sismos ocasionales (72 años)	Operacional	Comunes		
	Sismos raros (475 años)	Seguridad crítica	Operacional	Comunes	
	Sismos muy raros (970 años)	Seguridad crítica	Seguridad crítica	Operacional	Comunes

	Edificaciones Comunes
	Edificaciones Esenciales
	Edificaciones de Seguridad C crítica

Figura 3.5: Niveles de demanda sísmica y desempeño esperado en las estructuras dependiendo de su importancia (Comité Vision 2000)

En conclusión, la deriva última depende del sistema estructural y del nivel de desempeño que esta tenga durante y después de un sismo. El FEMA 356, en su tabla C1-3 muestra las derivas aproximadas de distintos sistemas estructurales dependiendo del nivel de desempeño (Figura 3.6); además, se describen los daños que sufren los distintos sistemas estructurales dependiendo del nivel de desempeño.

		Structural Performance Levels		
Elements	Type	Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

Figura 3.6: Información de las derivas según el nivel de desempeño (FEMA 356 November 2000)

3.2 Distribución de fuerzas laterales según su desempeño ante solicitaciones sísmicas:

La Norma Sismo Resistente del Perú y las demás Normas internacionales se basan en la dinámica estructural elástica para determinar la distribución de fuerzas en los sistemas de varios grados de libertad.

La expresión que se plantea la Norma E.030-2016 es la siguiente:

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

Dónde:

P_i: Peso del nivel i.

h_{i o j}: Altura de la base al nivel i o j.

V: Cortante en la base.

k:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

Las ecuaciones planteadas por la Norma E.030 son las mismas usadas por el ASCE 7-10.

Sin embargo, cuando la estructura se comporta plásticamente, la distribución de las fuerzas varía considerablemente en comparación de la distribución que se emplea en la etapa elástica.

Chao and Goel (Ingenieros estructurales miembros del ASCE) realizaron una investigación de como varía la distribución de fuerzas en distintos sistemas estructurales de acero cuando se comportan plásticamente, mediante análisis de Tiempo-Historia y con distintos registros sísmicos, en su mayoría americanos, llegando a la siguiente expresión.

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right) \alpha T^{-0.2} \quad \text{Eq 3.2.1}$$

Donde:

V_i : Cortante en la base del nivel i .

V_n : Cortante en la base del último nivel (Contando desde abajo hacia arriba).

$w_{j \text{ o } n}$: Peso en el nivel j o último nivel, respectivamente.

$h_{j \text{ o } n}$: Altura del nivel j o último nivel, medido desde la base, respectivamente.

T : Periodo fundamental de la estructura.

α : Variable que se debe ajustar.

A continuación se muestra algunos de los resultados de los análisis Tiempo-Historia, en donde se puede observar la distribución relativa de cortantes de entrepiso (β_i) en los diferentes niveles comparándolos con la distribución de fuerzas propuestas y las empleadas por el UBC 97 e IBC 2006.

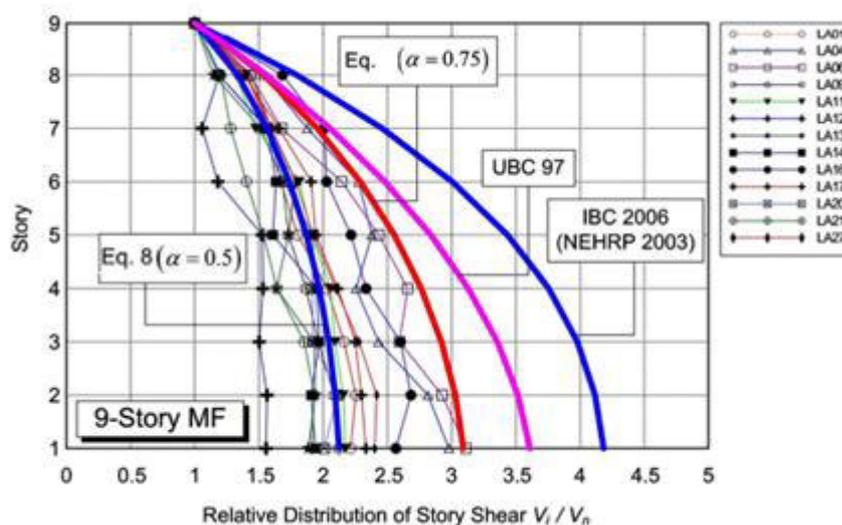


Figura 3.7: Distribución relativa de cortantes de entrepiso en los diferentes niveles proveniente de un análisis dinámico no lineal de un pórtico a momentos de 9 pisos (9-Story MF), diseñado con la expresión del IBC 2006 (Chao y Goel 2007)

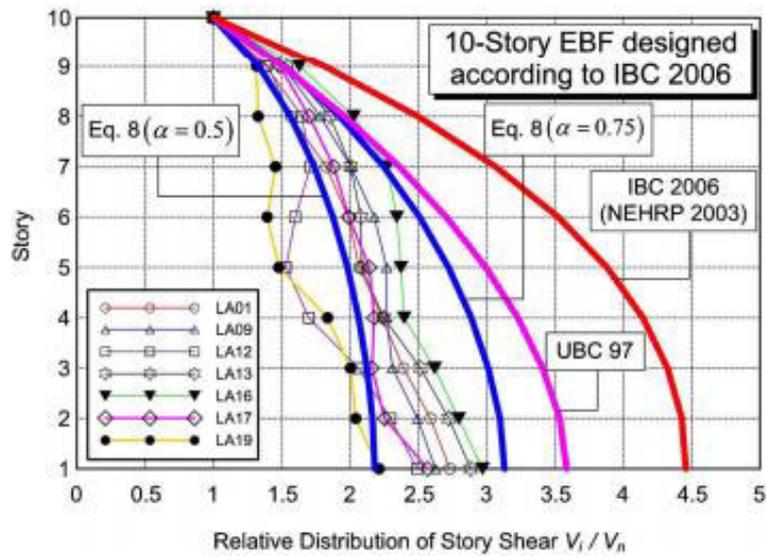


Figura 3.8: Distribución relativa de cortantes de entrepiso en los diferentes niveles proveniente de un análisis dinámico no lineal de un pórtico arriostrado excéntricamente de 10 pisos (10-Story EBF), diseñado con la expresión del IBC 2006 (Chao y Goel 2007)

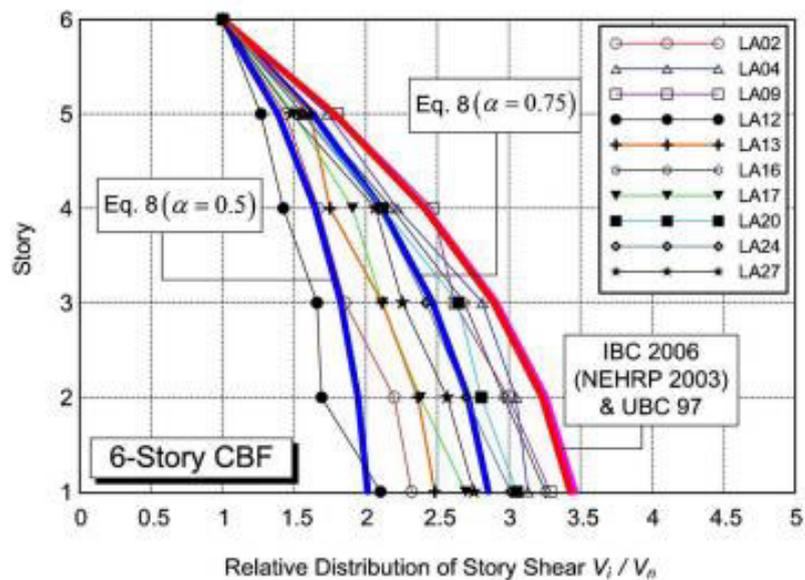


Figura 3.9: Distribución relativa de cortantes de entrepiso en los diferentes niveles proveniente de un análisis dinámico no lineal de un pórtico arriostrado concéntricamente de 6 pisos (6-Story CBF), diseñado con la expresión del IBC 2006 (Chao y Goel 2007)

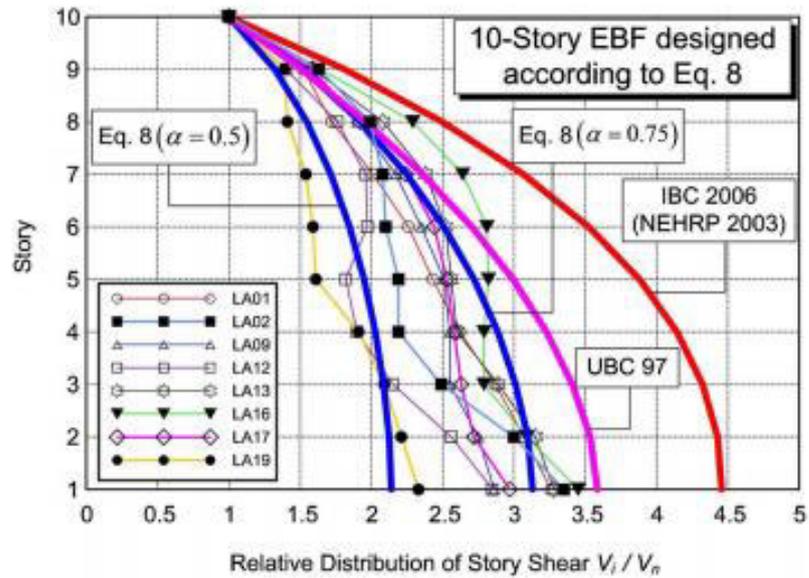


Figura 3.10: Distribución relativa de cortantes de entrepiso en los diferentes niveles proveniente de un análisis dinámico no lineal de un pódico arriostrado excéntricamente de 10 pisos (10-Story EBF), diseñado con la expresión propuesta (Chao y Goel 2007)

Nota: En las figuras, se muestran recuadros donde dice Eq. 8, lo cual hace referencia a la distribución relativa de cortantes de entrepiso propuesta (Eq 3.2.2 de la presente tesis).

Como se puede apreciar en las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9, la distribución relativa de cortantes de entrepiso (β_i), ya sea para valores de α de 0.5 o 0.75, se asemejan más que las expresiones elásticas al comportamiento de la estructura en estado plástico. Además, como se puede observar en la Figura 3.10, la semejanza es mayor aún, cuando se diseña la estructura tomando en cuenta la distribución propuesta.

La variable α fue cuantificada como 0.5 por los autores en el 2001; sin embargo, fue modificada a 0.75 luego de realizar análisis más rigurosos a distintos sistemas estructurales.

Por lo tanto se tiene:

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75 T^{-0.2}} \quad \text{Eq 3.2.2}$$

Luego, de la figura 3.11, se puede observar que cuando $i=n$, $V_{n+1}=0$ (No existe), por lo que, $\beta_{n+1}=0$.

Por equilibrio en el nivel "i":

$$F_i = V_i - V_{i+1} = \beta_i V_n - \beta_{i+1} V_n = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad (1)$$

Para $i=1$:

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \frac{V_y}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75 T^{-0.2}} \quad (2)$$

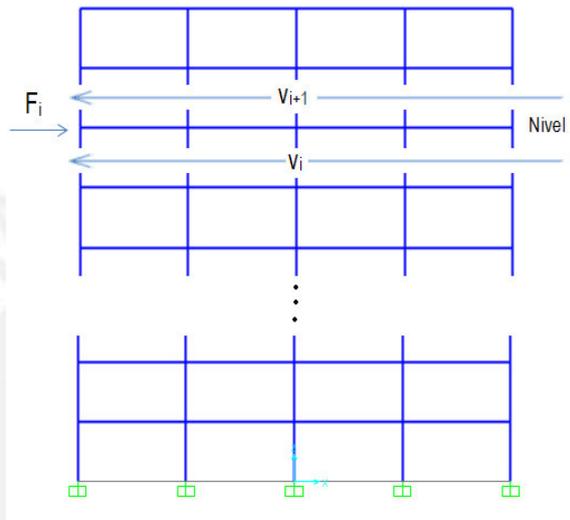


Figura 3.11: Diagrama de cuerpo libre del entrepiso i.

Finalmente, despejando V_n en la expresión (2) y reemplazándolo en la expresión (1), se tiene la siguiente expresión:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75 T^{-0.2}} V_y \quad \text{Eq 3.2.3}$$

Esta expresión es la que se usará para el diseño propuesto; sin embargo, depende de la cortante basal, la cual se calculará en el punto 3.3.

3.3 Cálculo de la fuerza cortante en la base:

Debido a que se diseñará sobre el mecanismo plástico ya formado y elegido previamente, se deberá estimar cuanto es la cortante en la base que dará lugar a determinada configuración de la estructura.

A diferencia del método tradicional donde se diseña con una cortante en la base que permita a la estructura comportarse elásticamente; en el diseño

plástico basado en el comportamiento sísmico se utilizará una fuerza cortante en la base con la que ya se formó el mecanismo plástico deseado; es decir, la estructura ya no se comporta elásticamente, por lo que no se pueden aplicar las mismas ecuaciones o metodologías para hallar las fuerzas y momentos.

Previamente a presentar las ecuaciones que permitan el cálculo de la fuerza cortante en la base se definirán ciertos parámetros de demanda sísmica.

3.3.1 Parámetros de demanda sísmica:

3.3.1.1 Ductilidad de demanda (μ):

Como su nombre lo indica es la ductilidad que solicita el sismo a la estructura para que esta se comporte bajo un nivel de desempeño determinado.

Depende de la ductilidad que tenga el sistema estructural, ya que un nivel de desempeño se da para un porcentaje de la deformación plástica total que puede soportar una estructura.

Se calcula con la siguiente expresión:

$$\mu = X_{\text{máximo inelástico}}/X_y = \theta_u/\theta_y$$

El valor de θ_u es el que se eligió previamente en el punto 3.1, mientras que el valor de θ_y (deriva de fluencia) se definirá a continuación.

3.3.1.2 Deriva de fluencia (θ_y):

Se define como la deriva en la que la estructura empieza a comportarse plásticamente (θ_y). Este valor es distinto a la deriva de fluencia efectiva (D_{FE}), la cual se determina trazando tangentes a la curva de capacidad de manera que se encuentre una equivalencia de áreas (figura 3.12).

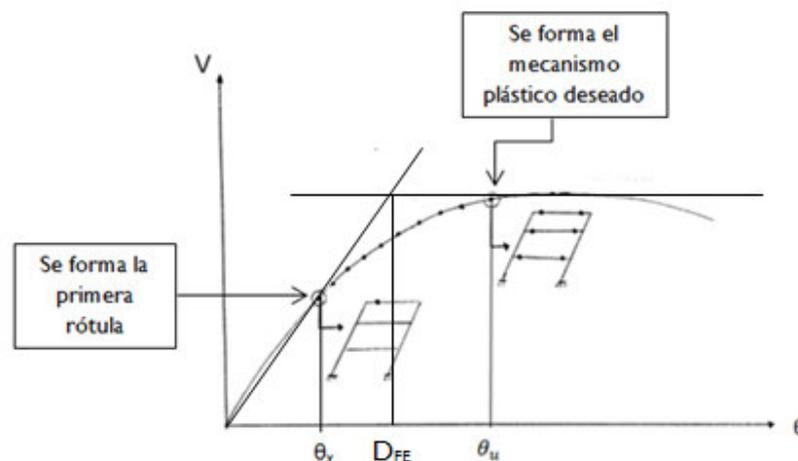


Figura 3.12: Ubicación de los tipos de derivas en una curva de capacidad típica,

Al igual que la deriva última, el valor numérico aproximado de la deriva de fluencia dependerá del sistema estructural que se analice.

3.3.1.2.1 Pórticos a momentos:

En el libro Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism (Lee y Goel 2001) se realiza el diseño sísmico basado en el comportamiento plástico de las estructuras de acero de tres pórticos considerando para los tres una deriva última de 2% y una deriva de fluencia de 1% para dos de los pórticos (el de tres y nueve pisos), mientras que, un valor de 0.75% para el otro pórtico (veinte pisos). Luego de realizar el diseño de todos los elementos, se realiza un análisis “Pushover” de las tres estructuras (figura 3.13) corroborando de esta forma que los pórticos diseñados tenían una deriva de fluencia cerca del 1% como se asumió en el diseño.

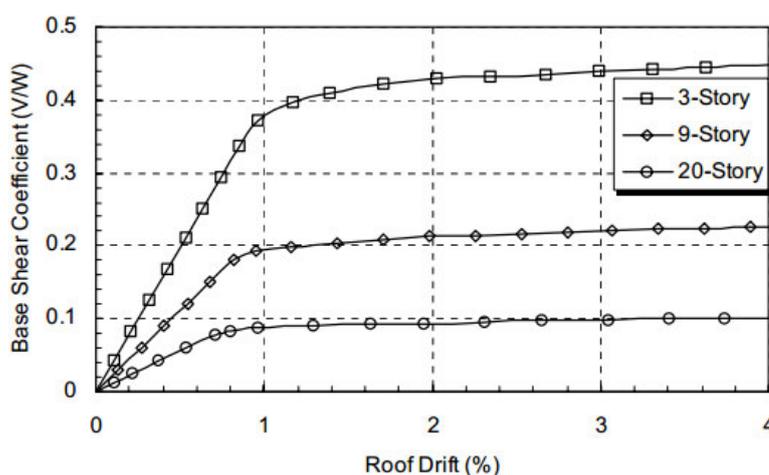


Figura 3.13: Curvas de capacidad de los tres pórticos analizados (Lee y Goel 2001)

Por lo tanto, para fines prácticos y para la metodología de diseño que se utilizará, se puede considerar que la deriva de fluencia es del orden de 1% en los pórticos a momentos.

3.3.1.2.2 Otros sistemas estructurales:

De manera análoga, se puede realizar la investigación para el caso de los otros sistemas estructurales de acero.

Para propósitos de diseño se puede hacer el uso de la tabla 3.4.

Dónde:

- MF: Moment Frame (Pórticos a momentos)
- EBF: Eccentrically Braced Frame (Pórticos arriostrados excéntricamente)

- STMF: Special Truss Moment Frame (Pórticos especial con vigas tipo armadura)
- CBF: Concentrically Braced Frames (Pórticos arriostrados concéntricamente)

Frame Type	Yield Drift Ratio, θ_y (%)
MF	1
EBF	0.5
STMF	0.75
CBF	0.3

Tabla 3.4: Derivas de fluencia de distintos sistemas estructurales de acero (Goel y Chao 2008)

3.3.1.3 Factor de reducción de fuerza sísmica por ductilidad (R_μ):

Este valor se define para una estructura elastoplástica perfecta de un solo grado de libertad y se utiliza para reducir la fuerza que impondría el sismo a una estructura del mismo periodo, teniendo en cuenta la ductilidad o deformación plástica requerida.

Para estructuras de varios grados de libertad, cuando se diseña para que soporte una determinada fuerza cortante en la base, debido a la redundancia y a que existen muchas zonas que se pueden plastificar, termina resistiendo más de lo que se requería en un inicio (Sobre resistencia Ω).

Por lo que se podría reducir aún más la fuerza sísmica que se impondría en la análoga estructura de un grado de libertad (Correspondiente al modo fundamental de la estructura de varios grados de libertad). De esta manera se define R como el producto de R_μ por Ω como se muestra en la figura 3.16.

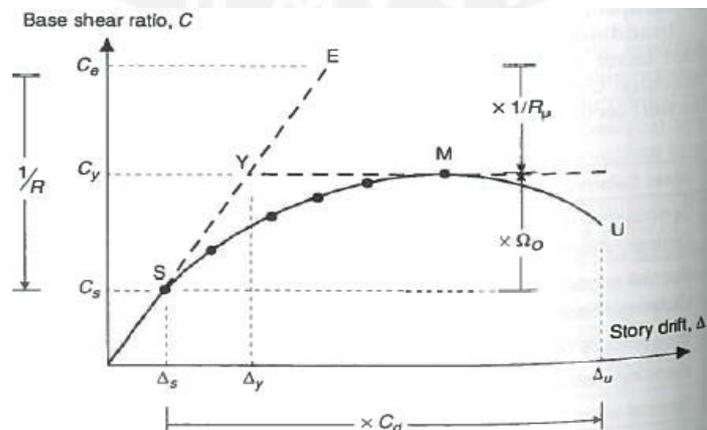


Figura 3.16: Relación entre el valor de R con R_μ y Ω (Michel Bruneau 2011)

Los valores de R_μ y Ω dependen del periodo, por lo que, el valor de R también debería de hacerlo; sin embargo, las Normas solo indican un valor promedio para un diseño práctico.

La relación que hay entre estos parámetros definidos en los puntos 3.3.1.1 y 3.3.1.3 dependen del periodo de la estructura, ya que para periodos largos se puede asumir que el desplazamiento entre la estructura elastoplástica perfecta y su correspondiente estructura ideal elástica son similares, lo que nos lleva a que μ es aproximadamente R_μ . Mientras que para periodos cortos se puede asumir que la energía de ambos sistemas es aproximadamente igual, lo cual lleva a $\mu = \frac{1}{2}(R_\mu^2 + 1)$.

Eduardo Miranda y Vitelmo V. Bertero, profesores de la universidad de Stanford y Berkeley respectivamente, realizaron investigaciones de la relación entre μ y R_μ para diferentes periodos, un resumen de dicha investigación se muestra en la tabla 3.5.

Period Range	Ductility Reduction Factor
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left(\frac{T_1}{4T}\right)^{2.513 \cdot \log\left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}}\right)}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T'_1$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T'_1 \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$

Note: $T_1 = 0.57 \text{ sec.}$; $T'_1 = T_1 \cdot (\sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s) \text{ sec.}$

Tabla 3.5: Relación entre la ductilidad, el factor de reducción de fuerza sísmica y el periodo de una estructura (Goel y Chao 2008)

De la tabla, lo más usual es usar las tres últimas ecuaciones, ya que es muy poco probable encontrar estructuras con periodos tan cortos, que son los dos primeros casos.

3.3.1.3 Factor de relación de energías (γ):

Es el cociente de la energía total de una estructura de varios grados de libertad y la energía que el sismo le entrega a la análoga estructura de un grado de libertad.

$$\gamma = \frac{E_e + E_p}{E}$$

Para el caso particular de una estructura de un solo grado de libertad se tiene:

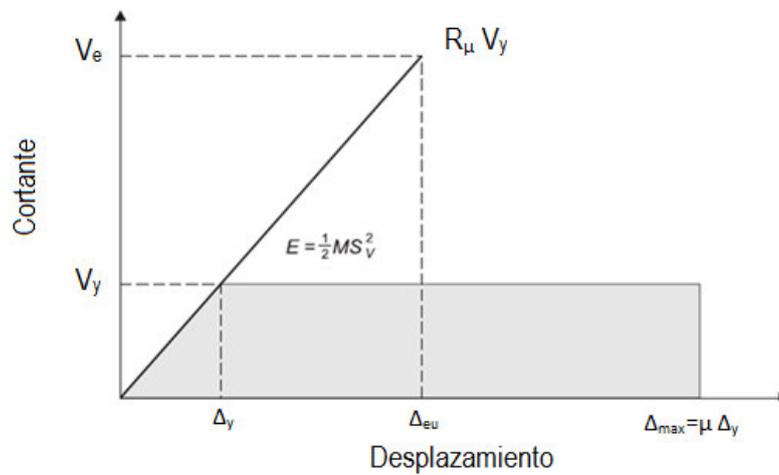


Figura 3.17: Diagrama Fuerza vs desplazamiento para un sistema de 1 gdl.

$$E_e + E_p = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} MS_v^2 \right)$$

De la figura 3.17:

$$\frac{1}{2} V_y \Delta_y + V_y (\mu \Delta_y - \Delta_y) = \gamma \left(\frac{1}{2} V_{eu} \Delta_{eu} \right) = \gamma \left(\frac{1}{2} \frac{V_y \Delta_y}{R_\mu^2} \right)$$

Finalmente:

$$\gamma = \frac{2\mu - 1}{R_\mu^2}$$

3.3.2 Estimación de la fuerza cortante basal ideal

Para poder entender porque se le llama ideal se presenta el siguiente gráfico:

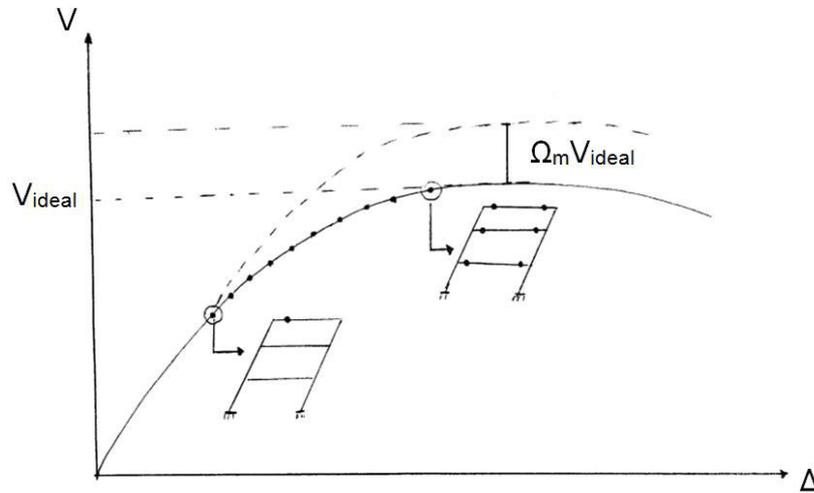


Figura 3.18: Curva de capacidad de una estructura con una fuerza cortante en la base ideal.

Como se puede ver en la curva de capacidad de la figura 3.18, la fuerza cortante en la base que se quiere estimar, para este método de diseño, es aquella que se da justo cuando ya se formó el mecanismo plástico deseado. En ese momento, los elementos que se comportan plásticamente tienen como fuerzas internas un valor determinado (ϕR_n); sin embargo si diseñamos los elementos para que resistan hasta ese valor, lo más probable es que no encontremos una sección que resista exactamente lo solicitado, sino un poco más; por lo que la estructura final diseñada tendrá una resistencia mayor a la que se espera.

Por lo tanto, se podrá reducir la fuerza cortante basal ideal, debido a la sobre resistencia de esta metodología de diseño, para finalmente, cuando se analice la curva de capacidad de la estructura ya diseñada, la cortante máxima que resista sea similar al valor ideal esperado.

Para estimar la fuerza cortante basal ideal se deberá cumplir que la energía disipada por los pórticos sísmicos deberá ser γ veces la energía que el sismo le entrega a la análoga estructura de un grado de libertad.

Para una estructura de varios grados de libertad, se tiene:

$$E_e + E_p = \gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \dots (\alpha)$$

Donde:

S_a está en términos de g .

Akiyama en su libro: "Earthquake-Resistant Limit-State Design of Buildings" (1985) demostró que la energía elástica de un sistema de varios grados de libertad es igual a la calculada para un sistema de un grado de libertad equivalente al modo fundamental de la estructura. Llegando a la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V}{W} g \right)^2 \dots (\beta)$$

Además la energía plástica puede ser estimada de la siguiente manera:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \dots (\Phi)$$

Donde: $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ (Deriva plástica).

Como se puede apreciar en la ecuación Φ , la deriva última se considera en el cálculo, por lo que, no será necesario revisar la deriva última.

Utilizando α , β y Φ ; y despejando V/W se obtiene:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2}$$

Donde:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right)$$

La ecuación mostrada es aplicable a sistemas estructurales con curvas de histéresis ideales o cercanas a lo ideal.

Si se trabajase con sistemas estructurales con una curva de histéresis diferente, la ecuación α cambiaría de la siguiente manera:

$$n(E_e + E_p) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2$$

Finalmente:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4(\gamma/n) S_a^2}}{2} \quad Eq \ 3.3.1$$

Donde:

El valor de n es la relación entre las áreas encerradas de las curvas de histéresis de un sistema estructural ideal elastoplástico y de un sistema estructural real.

Para el caso de los pórticos a momentos el valor de n es cercano a 1, mientras que para los pórticos arriostrados concéntricamente este valor se acerca a 0.3; sin embargo, se utilizará $n=0.5$ ya que en estos sistemas estructurales los pórticos no arriostrados también disipan una cierta cantidad de energía.

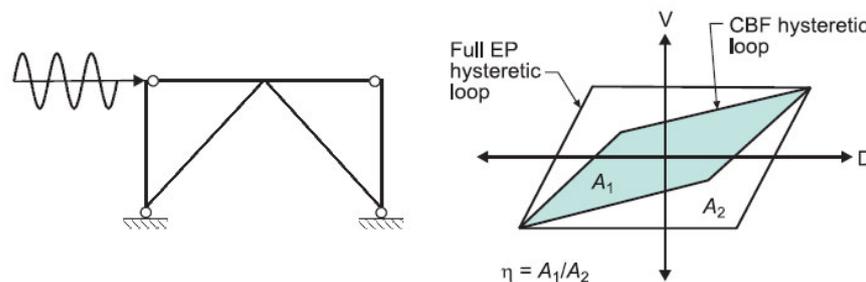


Figura 3.19: Curva de histéresis de una estructura dada comparada con la curva ideal (Goel y Chao 2008)

3.3.3 Estimación de la sobre resistencia:

La sobre resistencia de esta metodología de diseño dependerá principalmente de las limitaciones que se encuentren en el momento que se tenga que elegir un perfil que cumpla con las sollicitaciones que queramos; por ejemplo, si se diseña un pórtico a momentos, cuando se requiera de un determinado modulo plástico (Z) en una viga, lo más probable es que el perfil que se elija tenga un módulo plástico mayor.

Además, la sobre resistencia también dependerá del sistema estructural, el periodo, la deriva última y otros factores ajenos al diseñador y metodología de diseño, como por ejemplo, la disponibilidad de perfiles en el mercado.

En la figura 3.18 se puede apreciar que si diseñamos con una fuerza cortante basal ideal, la curva de capacidad final será mayor por las razones antes expuestas. Por lo tanto, con la finalidad de no sobre-dimensionar demasiado la estructura se estimará cuanto es la sobre resistencia de esta metodología de diseño.

3.3.3.1 Pórticos a momentos:

Se escogió la planta típica, análisis de cargas y parámetros sísmicos del capítulo 4 del libro PERFORMANCE BASED IN PLASTIC DESIGN (CHAO AND GOEL), en dicho capítulo se muestra solo el diseño de un pórtico de

cuatro pisos, por lo que, se realizó el diseño para tres y seis piso, de manera que se puedan analizar tendencias.

Para el diseño de los tres pórticos que se mostrarán a continuación, se usó el “Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero” que se esta presentando en la presente tesis.

Además, se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El periodo se estima usando la ecuación 12.8-7 del ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)
- El valor de la aceleración espectral “ S_a ” se calcula con el periodo estimado y los parámetros sísmicos del ejemplo del capítulo 4 del libro PERFORMANCE BASED IN PLASTIC DESIGN (CHAO AND GOEL).
- La fuerza cortante basal se calcula utilizando la ecuación 3.4.

A continuación se muestra los resultados obtenidos:

❖ Pórtico de 3 pisos:

$T=0,74s$

$S_a=0,94g$

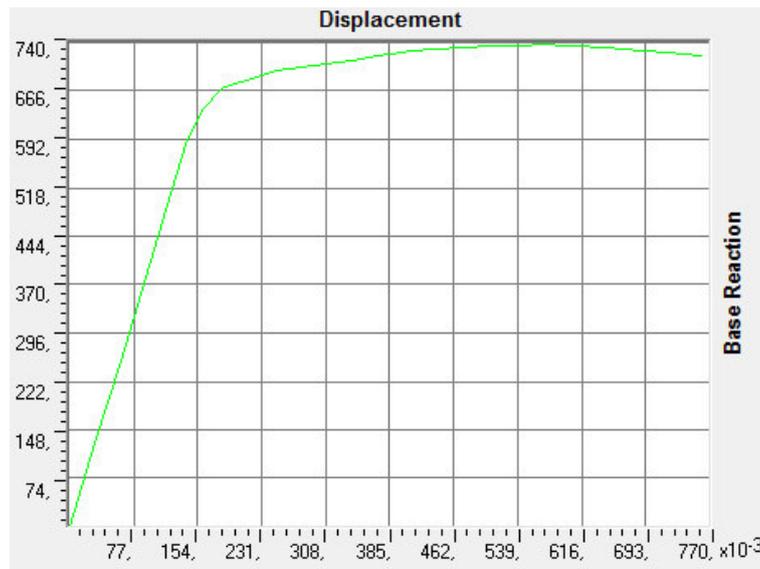
$V_{\text{diseño}}$ (en un pórtico)=528,5 ton

El diseño final se muestra a continuación:



Figura 3.20: Perfiles utilizados en el pórtico de tres pisos.

La curva de capacidad de la estructura diseñada se muestra a continuación:



$$\Omega_m = \frac{733,8}{528,5} = 1,39$$

Figura 3.21: Curva de capacidad del pórtico de tres pisos.

❖ Pórtico de 4 pisos:

$T=0,94s$

$S_a=0,64g$

$V_{\text{diseño}}$ (en un pórtico)=427,1 ton

El diseño final se muestra a continuación:

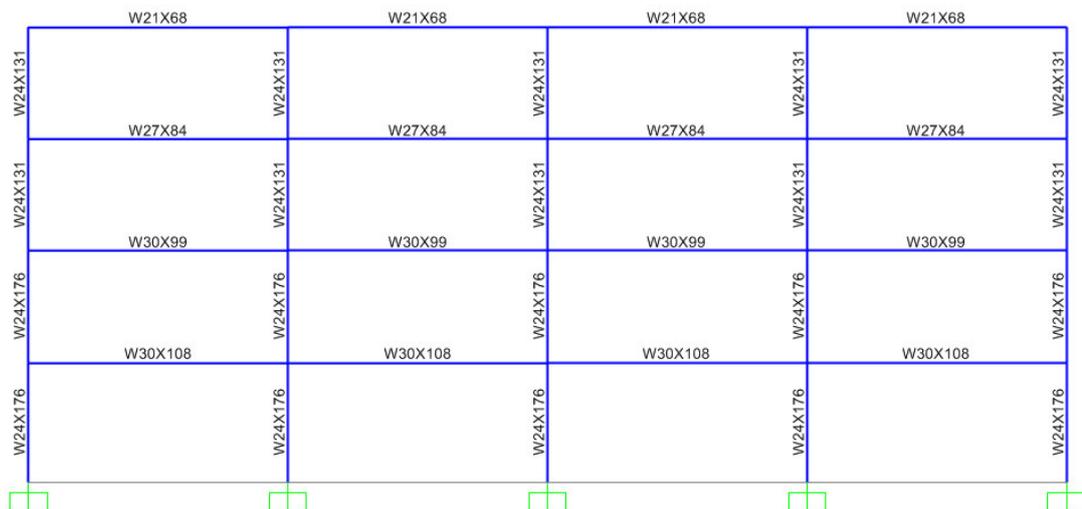
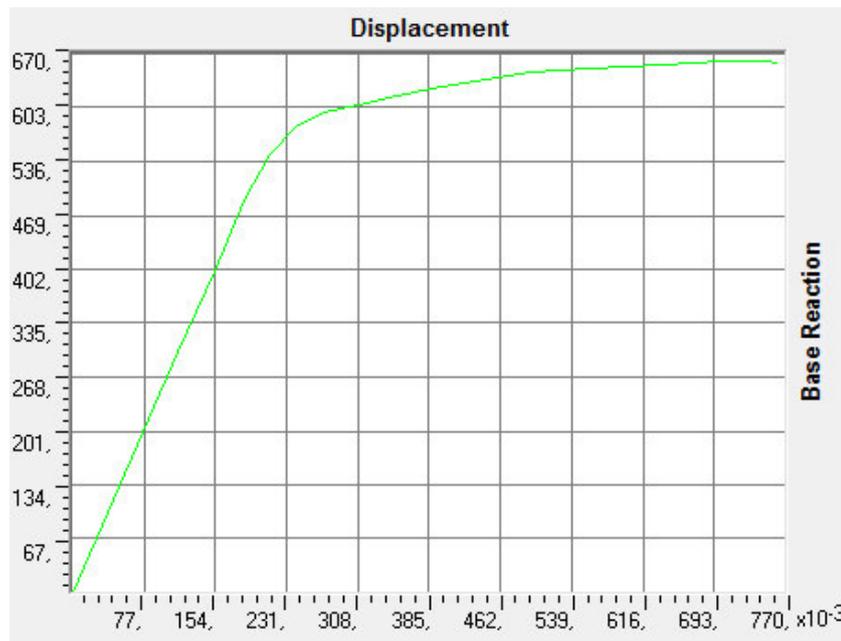


Figura 3.22: Perfiles utilizados en el pórtico de cuatro pisos.

La curva de capacidad de la estructura diseñada se muestra a continuación:



$$\Omega_m = \frac{610}{427,1} = 1,43$$

Figura 3.23: Curva de capacidad del pórtico de tres pisos.

❖ Pórtico de 6 pisos:

$T=1,29s$

$S_a=0,35g$

$V_{\text{diseño}}$ (en un pórtico)=266,2 ton

El diseño final se muestra a continuación:

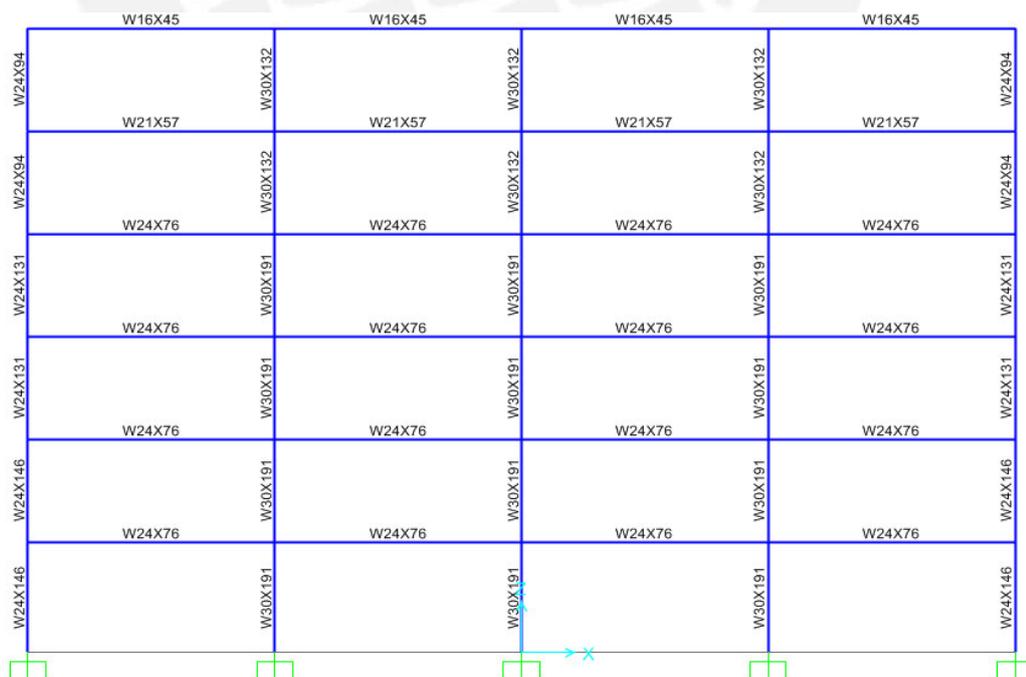
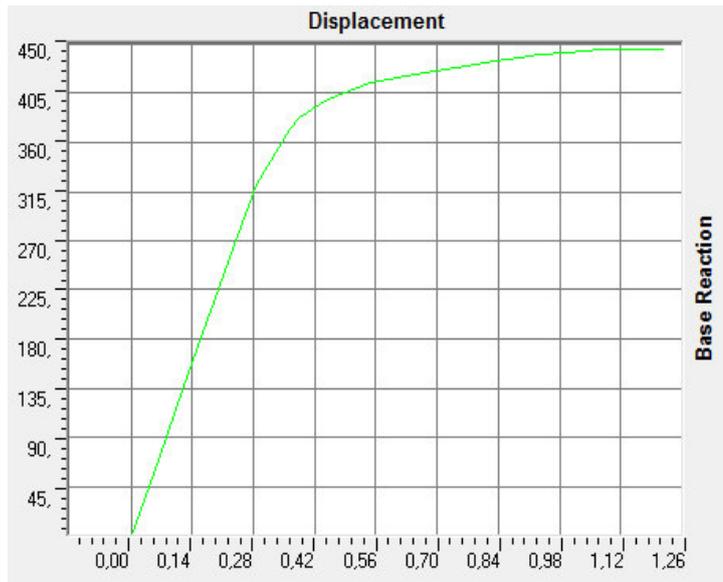


Figura 3.24: Perfiles utilizados en el pórtico de seis pisos.

La curva de capacidad de la estructura diseñada se muestra a continuación:



$$\Omega_m = \frac{430}{266,2} = 1,61$$

Figura 3.25: Curva de capacidad del pórtico de tres pisos.

Por lo tanto, dado los diferentes análisis que se realizaron se puede llegar a la conclusión que un factor de sobre resistencia de 1,4 es razonable para usar en el diseño.

3.3.3.2 Pórticos arriostrados concéntricamente:

En este caso, se coge los dos ejemplos del capítulo 7 del libro PERFORMANCE BASED IN PLASTIC DESIGN (CHAO AND GOEL), en dicho capítulo se muestra el diseño de un pórtico arriostrado de 3 pisos y otro de 6 pisos. Sin embargo, no se muestran las curvas de capacidad de dichos pórticos, por lo que se realizaron los análisis para poder analizar la sobre resistencia.

Para el diseño de los dos pórticos arriostrados que se mostrarán a continuación, se usó el “Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero” que se está presentando en la presente tesis.

Además, se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El periodo se estima usando la ecuación 12.8-7 del ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)
- El valor de la aceleración espectral “Sa” se calcula con el periodo estimado y los parámetros sísmicos del ejemplo del capítulo 4 del libro PERFORMANCE BASED IN PLASTIC DESIGN (CHAO AND GOEL).
- La fuerza cortante basal se calcula utilizando la ecuación 3.4.

A continuación se muestra los resultados obtenidos:

❖ Pórtico de 3 pisos:

$T=0,31S$

$S_a=1,392g$

$V_{diseño}$ (en un pórtico arriostrado)= 354,4 ton

El diseño final se muestra a continuación:

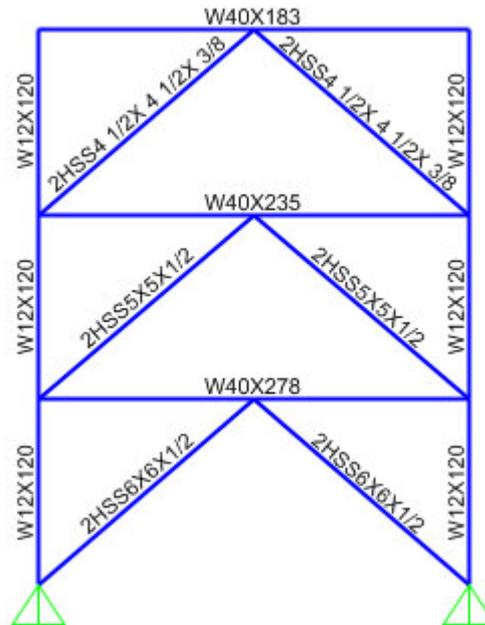
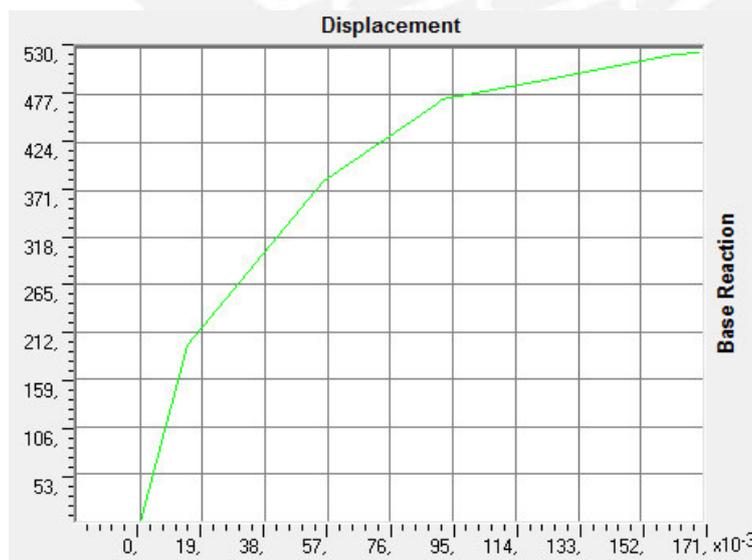


Figura 3.26: Perfiles utilizados en el pórtico arriostrado de tres pisos

La curva de capacidad de la estructura diseñada se muestra a continuación:



$$\Omega_m = \frac{510}{354,4} = 1,44$$

Figura 3.26: Curva de capacidad del pórtico arriostrado de tres pisos.

❖ Pórtico de 6 pisos:

T=0,55S

Sa=1,392g

V diseño(en un pórtico arriostrado)= 338 ton

El diseño final se muestra a continuación:

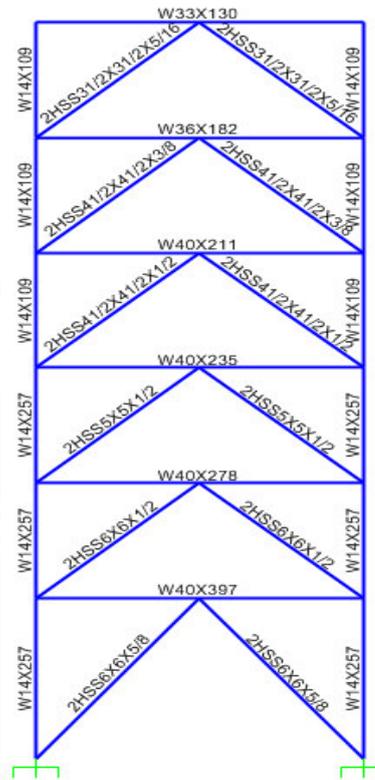
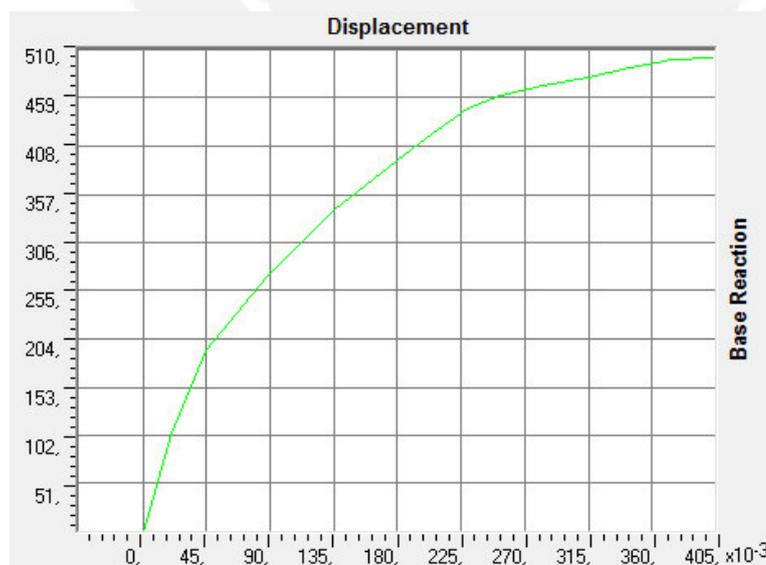


Figura 3.27: Perfiles utilizados en el pórtico arriostrado de seis pisos

La curva de capacidad de la estructura diseñada se muestra a continuación:



$$\Omega_m = \frac{484}{338} = 1,43$$

Figura 3.28: Curva de capacidad del pórtico arriostrado de seis pisos.

Por lo tanto, dado los diferentes análisis que se realizaron se puede llegar a la conclusión que un factor de sobrerresistencia de 1,4 es razonable para usar en el diseño.

Finalmente, para propósitos de diseño la fuerza cortante en la base queda definida como:

$$V_{base} = \frac{V_{ideal}}{\Omega_m} \quad Eq \ 3.3.2$$

3.4 Diseño de los elementos designados a comportare plásticamente:

Una vez que se tiene los datos cuantificados en los capítulos anteriores, además de otros datos esenciales, tales como, cuántos y cuáles serán los pórticos que se llevarán la fuerza sísmica, espectro de diseño, periodo de la estructura, metrado de cargas y combinaciones de cargas, se procede a realizar el diseño, siendo los elementos que deben fluir los primeros en diseñarse.

Se resolverá sobre la estructura ya deformada y con la distribución de fuerzas correspondiente, para ello se utilizará el principio de trabajo virtual, en el cual el trabajo de las fuerzas externas (Fuerzas laterales y fuerzas de gravedad) es igual al trabajo de las fuerzas internas (Fuerzas en los elementos que se encuentran plastificados). Sin embargo, los elementos que están plastificados son varios y sus fuerzas internas son complicadas de cuantificar con una sola ecuación (ecuación de Trabajo Virtual), por lo que, se considerará que la relación de las fuerzas internas de un nivel i con el último nivel es igual a la distribución relativa de cortantes de entrepiso (β_i) de la ecuación 3.2, ya que se prefiere que los elementos se plastifiquen en los pisos superiores, evitándose así una temprana rotulación en los pisos inferiores.

La rotulación en la base de las columnas es inevitable; sin embargo, se espera que sea uno de los últimos lugares en donde se formen las rótulas. El momento en dicha zona puede ser estimado como:

$$M_{pc} = \frac{nV'h1}{4}$$

Donde:

M_{pc} = Momento en la base de una columna.

V' = Cortante en la base de un vano del pórtico de análisis.

h_1 = Altura del primero entrepiso.

n = Factor de sobre resistencia en las fuerzas laterales ($n=1.1$ para edificios bajos y 1.5 para edificios altos).

Una vez calculado las fuerzas y momentos en los elementos designados a fluir, se procede a diseñarlos, teniendo en cuenta que, por encontrarse plastificados los elementos, las fuerzas o momentos son las máximas permisibles (ϕM_n).

3.4.1 Pórticos a momentos:

En este caso, como es evidente, los elementos designados a fluir son las vigas, de manera que, estas disipen energía y que las columnas se comporten elásticamente (Figura 3.29), de manera que, la estructura se mantenga estable.

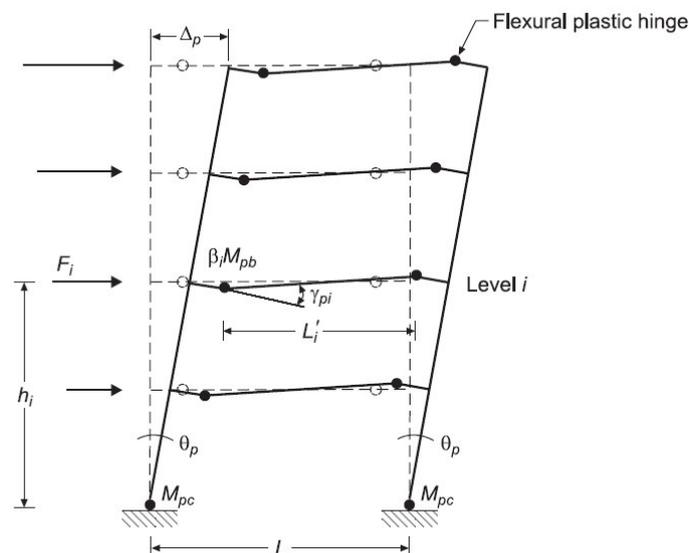


Figura 3.29: Mecanismo plástico esperado en un pórtico a momentos (Goel y Chao 2008)

La ubicación de las rótulas plásticas de las vigas varía según qué tipo de vigas o conexiones se usan.

De la figura 3.29:

$$\gamma_p = \left(\frac{L'}{L}\right)\theta_p$$

Donde:

L : Longitud de la viga.

L' : Longitud entre rótulas plásticas de los extremos de la viga.

Por lo tanto, aplicando trabajo virtual y teniendo en cuenta que el trabajo de las cargas de gravedad es cero, debido a la geometría anti simétrica de la estructura, se tiene la siguiente expresión:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^n 2(\beta_i M_{pb}) \gamma_{pi}$$

Donde:

M_{pb} : Momento en las rótulas plásticas del último nivel.

β_i : Distribución relativa de entrepiso. (Ver ecuación 3.2)

Finalmente:

$$\beta_i M_{pb} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{2 \sum_{i=1}^n (\beta_i \frac{L}{L})}$$

3.4.2 Pórticos arriostrados excéntricamente:

En este caso, los elementos que deben comportarse plásticamente son los enlaces, los cuales son elementos que están sometidos a grandes esfuerzos y su falla típica es por cortante (Figura 3.30). Se espera que estos enlaces fallen, pues pueden ser reemplazados y no comprometen la estabilidad de la estructura.

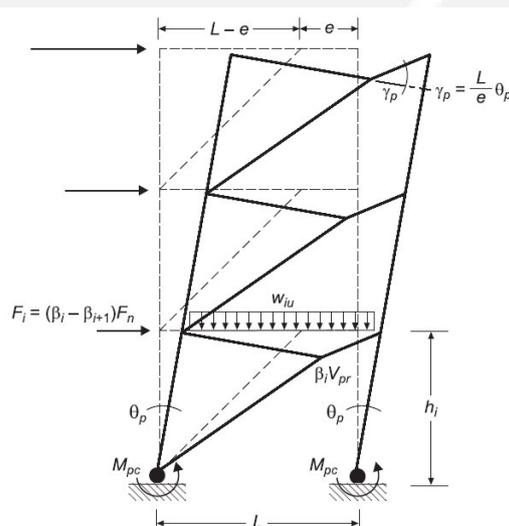


Figura 3.30: Mecanismo plástico esperado en un pórtico arriostrado excéntricamente (Goel y Chao 2008).

De manera análoga, se puede estimar el giro relativo de los enlaces con la siguiente expresión:

$$\gamma_p = \left(\frac{L}{e}\right)\theta_p$$

Dónde:

L: Longitud de la viga.

e: Longitud del enlace.

Por lo tanto, aplicando trabajo virtual se obtiene lo siguiente:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n w u_i L(L - e) \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^n \beta_i V_{pr} L \theta_p$$

Donde:

$w u_i$: Carga distribuida última en la viga del nivel i .

V_{pr} : Fuerza cortante en el enlace.

Finalmente:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i + \frac{1}{2} L(L - e) \sum_{i=1}^n w u_i - 2M_{pc}}{L \sum_{i=1}^n \beta_i}$$

La siguiente expresión puede ser reducida según las condiciones de apoyo (M_{pc}); o si se puede despreciar las cargas de gravedad ($w u_i$).

3.4.3 Pórticos arriostrados concéntricamente:

En este caso los elementos que deben comportarse plásticamente son los arriostres, los cuales fluirán en tracción y se pandearán en compresión (Figura 3.31).

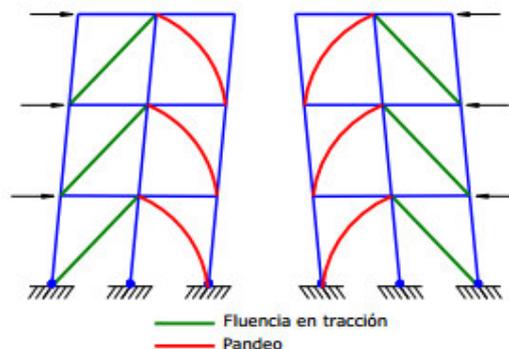


Figura 3.31: Mecanismo plástico esperado en un pórtico arriostrado concéntricamente (FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI 2013)

Los pórticos arriostrados son mucho más rígidos que los pórticos a momentos, por lo que se llevarán gran cantidad de la fuerza sísmica, por lo tanto, el trabajo realizado por estas fuerzas es mucho más grande que el trabajo realizado por las cargas de gravedad, por lo cual estas pueden ser despreciadas en la ecuación de trabajo virtual.

El trabajo de fuerzas internas deberá ser realizado por las fuerzas y deformaciones axiales en los arriostres, tanto en compresión como en tracción.

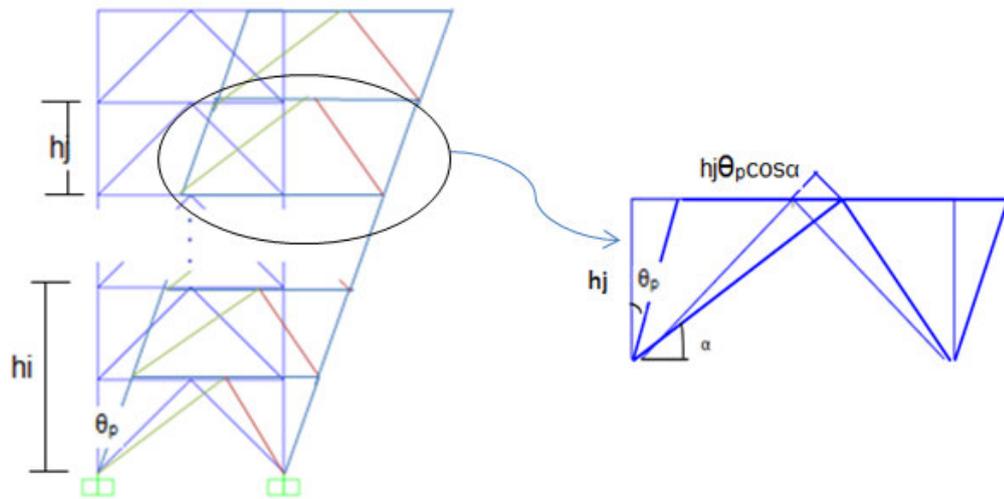


Figura 3.33: Esquema de un pórtico arriostrado concéntricamente deformado debido a cargas laterales.

Por lo tanto, aplicando trabajo virtual de la figura 3.33 se tiene:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = \sum_{i=1}^n \beta_i (P_{y_{pb}} + \alpha_c P_{cr_{pb}}) (h_i - h_{i-1}) \theta_p \cos \alpha$$

Donde:

h_i o h_{i-1} : Altura del nivel "i" o "i-1" medido desde la base hasta su respectivo techo.

$P_{y_{pb}}$: Fuerza axial nominal del arrioste en tracción.

$P_{cr_{pb}}$: Fuerza axial nominal del arrioste en compresión.

α_c : Factor que toma en cuenta la degradación de la capacidad de resistir fuerzas de compresión debido a ciclos de carga y descarga. Para arriostres que pandean en el plano del pórtico $\alpha_c = 0.5$, mientras que para arriostres que pandean fuera del plano $\alpha_c = 0.3$.

α : Ángulo agudo que forma el arrioste con la horizontal. (α deberá estar comprendido entre 30° y 60° para que trabaje adecuadamente)

Finalmente:

$$\beta_i (P_{y pb} + \alpha_c P_{cr pb}) = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i}{\sum_{i=1}^n \beta_i (h_i - h_{i-1}) \cos \alpha}$$

De manera análoga se puede encontrar las fuerzas en otros sistemas estructurales que se quieran analizar.

Cabe resaltar que a pesar de tener las fuerzas y momentos en los elementos que fueron designados a comportarse plásticamente, estos deberán cumplir con las solicitaciones que indiquen las normas de diseño sísmico en acero, como el AISC 341-10, para los distintos elementos a diseñar.

3.5 Diseño de los elementos designados a comportarse elásticamente:

Después de haber diseñado los elementos designados a comportarse plásticamente, ya se tiene las secciones reales de diseño, por lo que se tiene las fuerzas y momentos nominales en dichos elementos; sin embargo, dependiendo del tipo de material, estos cuentan con una sobre-resistencia, la cual deberá ser considerada para el diseño de los elementos que se comportarán elásticamente.

Una vez que se tienen cuantificados las fuerzas y momentos internos máximos que pueden desarrollar los elementos ya diseñados; se utilizarán ecuaciones de equilibrio para poder transportar todas las fuerzas y momentos hacia los elementos que se comportarán elásticamente, de manera que se puedan calcular los diagramas de fuerzas y momentos. Una vez se tiene los diagramas en los elementos que se comportarán elásticamente se procede a diseñarlos utilizando los requerimientos de las Normas de diseño sísmico en acero, como el AISC 341-10.

Capítulo 4: Ejemplo aplicativo:

Para poder entender mejor el método propuesto es necesario un ejemplo en donde se muestre paso a paso la forma adecuada de resolver los pórticos teniendo en cuenta todas las consideraciones que se vieron en el marco teórico.

4.1 Características de la estructura planteada:

La planta típica de la estructura que se utilizará como ejemplo es la siguiente:

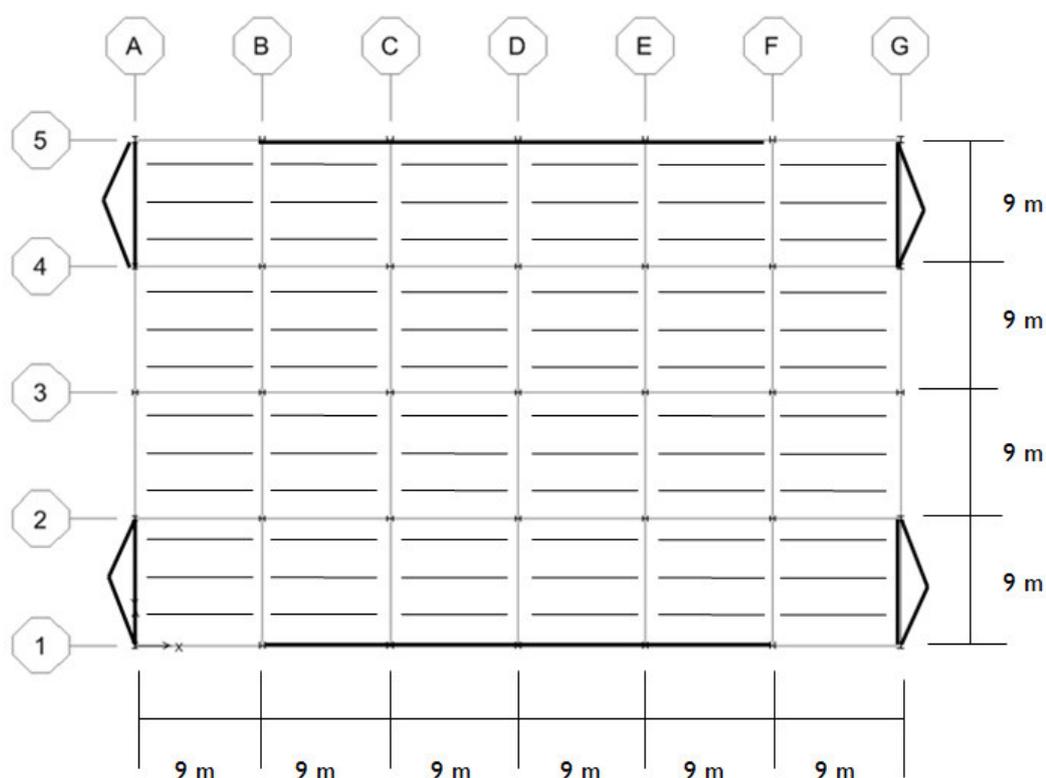


Figura 4.1: Planta típica de la estructura.

Como se puede observar de la figura 4.1 la planta del edificio es de 36mx54m entre ejes. En la dirección "x" se tiene dos pórticos a momentos en los extremos como elementos sismo resistentes; en la dirección "y" se tiene cuatro pórticos arriostrados concéntricamente para resistir las solicitaciones sísmicas. El resto de los pórticos y vigas son solo para soportar las cargas de gravedad por lo que todas sus conexiones entre si son articuladas. Las viguetas que se muestran en la figura son solo referenciales, estas se deberán calcular en el diseño.

- Datos adicionales:

-La estructura será de 5 niveles, en donde la altura del primer piso es de 4.20 m del eje de la viga al empotramiento en la base; mientras que, el resto de los pisos tiene una altura de 4 m entre ejes de vigas.

-El sistema de techado es una losa colaborante que arriestra a todas las vigas paralelas a la dirección “x”, mientras que, las vigas paralelas a la dirección “y” serán arriestradas lateralmente por las vigas paralelas a “x”.

- Se estima las cargas en la estructura de la siguiente manera:

Tipo de carga	Carga por metro cuadrado (ton/m ²)
Carga muerta	0.50
Carga viva	0.30
Carga viva en el techo	0.10

Tabla 4.1: Estimación de las cargas en la estructura.

-Se utilizará acero A992 Gr50 para las vigas y columnas.

-Se utilizará acero A500 Grade B para los arriostres.

4.2 Parámetros de demanda sísmica requeridos:

Se utilizará la Norma E.030-2016 para poder estimar el espectro elástico de diseño.

Se utilizarán los siguientes valores:

- Z=0.45 (La estructura se encontrará localizada en la zona 4 del mapa sísmico del Perú).
- U=1 (Se considerará que la estructura tendrá un uso común, ya que se espera que se comporte plásticamente, lo cual debería tratar de evitarse en estructuras importantes o esenciales).
- S=1 (Se considerará un suelo S1, por lo que $T_p=0.4s$ y $T_L=2.5s$).

$$C = \begin{cases} 2.5 & t < T_p \\ 2.5(T_p/T) & T_p < t < T_L \\ 2.5(T_p T_L / T^2) & T_L < t \end{cases} \quad \frac{C}{R} \geq 0,125$$

- $R_x= 8$ (Pórticos especiales a momentos).
- $R_y= 6$ (Pórticos arriestrados concéntricamente).

Teniendo en cuenta los parámetros se tiene los siguientes espectros elásticos de diseño:

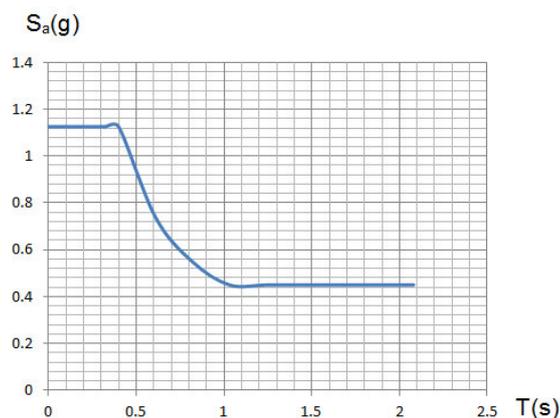


Figura 4.2: Espectro elástico para el análisis en la dirección x.

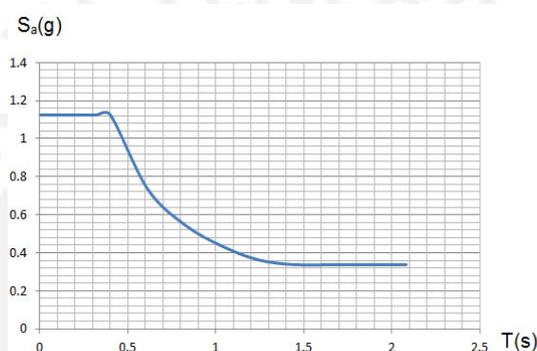


Figura 4.3: Espectro elástico para el análisis en la dirección y.

4.3. APLICACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

Se realizará el diseño sísmico en la dirección “y” como en “x”. Primero se realizará el diseño en dirección “y” para poder determinar el número de viguetas y así saber cuánta carga se llevarán las vigas de los pórticos a momentos.

4.3.1 Diseño en la dirección “y”:

4.3.1.1 Elección de la configuración final de la estructura:

Como ya se mencionó, en los pórticos arriostrados se busca que los elementos que se comporten plásticamente sean los arriostres, entonces el mecanismo plástico deseado será como en la figura 3.31.

La deriva última, se estimará haciendo uso de la tabla C1-3 del Fema 356 (November 2000) que se muestra en la figura 3.6. Se utilizará una deriva última de 1.25% para que la estructura se quede en resguardo de la vida que es lo que se busca en edificaciones de uso común.

4.3.1.2 Distribución de fuerzas laterales:

Para ello primero tendrá que estimarse el periodo de la estructura en la dirección de análisis:

El periodo fundamental en la dirección de análisis se estimará utilizando las recomendaciones del ASCE 7-10 (Ver ecuación 12.7-8):

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde:

C_t y x se obtienen de la tabla 12.8-2 del ASCE 7-10.

h_n : Altura total.

$$T_a = 0.0488 \times 20.2^{0.75} = 0.46s$$

Se utilizará la siguiente ecuación:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y$$

Donde β_i se obtiene de la ecuación 3.2.2

Por lo que será necesario realizar la siguiente tabla:

Piso	Altura desde la base(h) Metros	Peso sísmico(w^*) toneladas	w^*h	$\sum wh$	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$
5	20.2	1020.6	20616.12	20616.12	1.000	1.000
4	16.2	1117.8	18108.36	38724.48	1.737	0.737
3	12.2	1117.8	13637.16	52361.64	2.263	0.526
2	8.2	1117.8	9165.96	61527.6	2.606	0.343
1	4.2	1117.8	4694.76	66222.36	2.779	0.173

$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}}$
0.360
0.265
0.189
0.124
0.062

Tabla 4.2: Cálculo de la distribución de fuerzas laterales del pórtico arriostrado.

*El peso sísmico se estimó considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

4.3.1.3 Cálculo de fuerza cortante en la base:

Se utilizará la siguiente expresión para calcular la fuerza cortante en la base ideal:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4(\gamma/n)S_a^2}}{2}$$

Para ellos se calcularán los siguientes parámetros de demanda sísmica ya definidos en el marco teórico:

θ_y	0.30 %
θ_u	1.25%
$\mu = \theta_u/\theta_y$	4.17
T	0.46s
S_a^*	0.98g
R_μ^{**}	3.36
γ	0.65
θ_p	0.95%

Tabla 4.3: Parámetros de demanda sísmica del pórtico arriostrado.

*Utilizando el espectro de la figura 4.2

**Se calcula con la ayuda de la tabla 3.5

Se calculará el valor de “ α ” con la ayuda de las tablas 4.2 y 4.3; además de la siguiente ecuación:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right)$$

De lo que se obtiene $\alpha = 5.47$, por lo tanto, $V/W = 0.219$.

Finalmente, despejando, $V = 1202$ ton

Para el diseño se utilizará $V_{diseño} = \frac{1202}{\Omega_m} = \frac{1202}{1.4} = 859$ ton.

4.3.1.4 Diseño de los elementos designados a comportarse plásticamente:

Primero se calculará la distribución de fuerzas para un solo pórtico arriostrado concéntricamente:

Piso	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}\right)^{0.75T^{-0.2}}$	Fi (ton)	Fi/4 (ton)
5	0.360	309	77,2
4	0.265	228	56,9
3	0.189	162	40,6
2	0.124	106	26,5
1	0.062	54	13,4
	Σ	859	214,6

Tabla 4.4: Cálculo de la distribución de fuerzas laterales para un pórtico arriostrado.

Luego, se deberá determinar las fuerzas axiales en los arriostres que se encuentran en fluencia y pandeo, por lo que se utilizará la siguiente expresión, ya deducida:

$$\beta_i (P_{y pb} + \alpha_c P_{cr pb}) = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i}{\sum_{i=1}^n \beta_i (h_i - h_{i-1}) \cos \alpha}$$

Se calculará la acción combinada de los arriostres en fluencia y pandeo con ayuda de la tabla 4.5.

Piso	α	h_i (m)	$F_i h_i$	h_j (m)	$\sum_{i=1}^n \beta_i (h_{i+1} - h_i) \cos \alpha$	$\beta_i (P_{y pb} + \alpha_c P_{cr pb})$ (ton)
5	41.6°	20.2	1459,4	4	2.991	100.7
4	41.6°	16.2	921,8	4	5.196	174.9
3	41.6°	12.2	495,3	4	6.768	227.8
2	41.6°	8.2	217,3	4	7.795	262.4
1	43°	4.2	56,3	4.2	8.538	279.8
		Σ	3150,1		31.288	

Tabla 4.5: Tabla para calcular la acción combinada de los arriostres en los distintos pisos.

Se utilizará como elementos de arriostres secciones doble tubo, las cuales consisten en un unir dos perfiles HSS, de manera que, cuando estos se pandeen lo hagan en su plano ($\alpha_c = 0.5$) y así evitar daño en los elementos no estructurales (Ver figura 4.4).

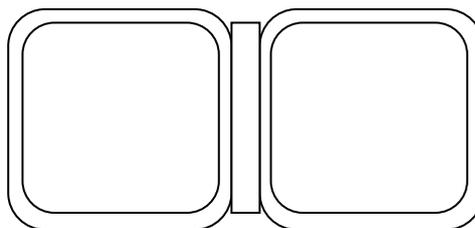


Figura 4.4: Esquema de secciones doble tubo.

Se deberá tener en cuenta ciertas consideraciones del AISC para el diseño de arriostres.

-Los arriostres deberán tener un $KL/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$

-Los arriostres deberán cumplir con la relación ancho-espesor de la tabla D1.1 del AISC 341-10.

Además, se deberá tener en cuenta la siguiente consideración para las vigas en los pórticos arriostrados concéntricamente:

-El valor de la longitud no arriostrada deberá ser menor que $L_{pd} = [0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)] \frac{E}{F_y} r_y$ para perfiles W.

Teniendo esto en cuenta se procede a diseñar los arriostres:

Para los arriostres HSS se usa acero ASTM A500 Grade B $F_y=46$

Ejemplo:

Arriostres del piso 3:

-Sección: 2HSS 4 X 4 X 3/8

-Propiedades geométricas:

$$r_x = 3.7 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.9 \text{ cm}$$

$$A_g = 61.9 \text{ cm}^2$$

$$L_x = L_y = 6.02 \text{ m}$$

Se utilizará $k_x = 0.5$ y $k_y = 0.85$ (Lee y Goel 1990)

$$k_x L_x / r_x = 80.6 < 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100.43 \text{ cumple!}$$

$$k_y L_y / r_y = 74.6$$

$$P_y = A_g F_y = 46 \times 70.31 \times 61.9 / 1000 = 200.3 \text{ ton}$$

$$k_x L_x / r_x = 80.6 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.4 \text{ Pandeo inelástico}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(k_x L_x / r_x)^2} = 3615 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 2224.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.5 P_{cr} = 0.5 \times F_{cr} \times A_g = 68.9 \text{ ton}$$

$$\phi(P_y + 0.5P_{cr}) = 0.9 \times (200.3 + 68.9) = 242.3 \text{ ton}$$

$$\beta_i(P_{y pb} + \alpha_c P_{cr pb}) = 227.8 \text{ ton} \leq \phi(P_y + 0.5P_{cr}) = 242.3 \text{ ton} \text{ Cumple!}$$

De manera análoga se calcula para el resto de los arriostres:

Piso	Py=FyAg (ton)	Fe (kg/cm2)	0.44Fy (kg/cm2)	Fcr (kg/cm2)	0.5Pcr (ton)	Py+0.5Pcr (ton)	Φ(Py+0.5Pcr) (ton)
5	169,0	3722,9	1423,1	2248,3	58,7	227,8	205,0
4	169,0	3722,9	1423,1	2248,3	58,7	227,8	205,0
3	200,3	3615,0	1423,1	2224,1	68,9	269,2	242,3
2	228,7	4643,3	1423,1	2416,4	85,4	314,1	282,7
1	254,6	5580,7	1423,1	2537,6	99,9	354,4	319,0

Piso	Secciones:	L (arriostre) metros	Sección trasversal:	rx cm	ry cm	$\frac{K_x \cdot L}{r_x}$	$\frac{K_y \cdot L}{r_y}$
5	2HSS 4 X 4 X 5/16	6,02	52,3	3,8	7,0	79,5	73,5
4	2HSS 4 X 4 X 5/16	6,02	52,3	3,8	7,0	79,5	73,5
3	2HSS 4 X 4 X 3/8	6,02	61,9	3,7	6,9	80,6	74,6
2	2HSS 4 1/2 X 4 1/2 X 3/8	6,02	70,7	4,2	7,8	71,0	65,8
1	2HSS 5 X 5 X 3/8	6,155	78,7	4,7	8,7	64,8	60,1

$$4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100.43 \text{ (En todos los casos se cumple que } KL/r \leq 4\sqrt{E/F_y} \text{)}$$

Tabla 4.6: Diseño de los arriostres del pórtico a momentos

4.3.1.5 Diseño de los elementos designados a comportarse elásticamente:

En el caso de los pórticos arriostrados concéntricamente se busca que tanto las vigas como las columnas se comporten elásticamente

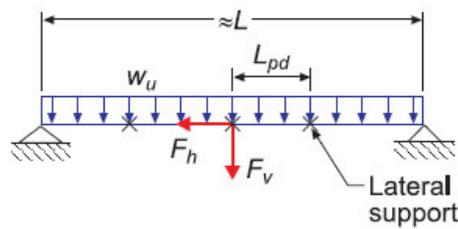
Debido a que ya se tienen los perfiles de los elementos que incursionaran en el rango plástico, se puede estimar cual será la máxima fuerza probable que se generará en dichos elementos.

En el caso de los arriostres que entran en fluencia por tracción la fuerza axial será $R_y P_y$ ($R_y=1.4$ para acero ASTM A500 Grade B $F_y=46$), mientras que, el valor de $0.5P_{cr}$ es el valor que se da después del pandeo.

- Diseño de las vigas:

Utilizando ecuaciones de equilibrio estático se pasan las fuerzas de los arriostres a las vigas, las cuales se pueden considerar como simplemente apoyadas en sus extremos ya que se usan conexiones que solo transmiten corte en este tipo de sistema estructural.

En la figura 4.5 se muestra el diagrama de cuerpo libre de una viga. Como se puede observar, la viga estará sometida a flexo-compresión, por lo que, se deberá diseñar para que cumpla con dichas solicitaciones.



$$F_h = (R_y P_y + 0.5 P_{cr}) \cos \alpha$$

$$F_v = (R_y P_y - 0.5 P_{cr}) \sin \alpha$$

Figura 4.5: Diagrama de cuerpo libre de una viga en un pórtico arriostrado concéntricamente cuando los arriostres se comportan plásticamente.

La carga distribuida se calcula del metrado y amplificación de las cargas. Como se puede apreciar en la figura 4.1, las vigas de los pórticos arriostrados están sujetadas lateralmente por viguetas, las cuales llevarán las cargas como puntuales a las vigas; sin embargo, ya que aún no se conoce el número de viguetas a utilizar se supondrá que la carga en las vigas es distribuida y proporcional a su área tributaria.

$$w_{típico} = 1.2(0.5 \times 4.5) + 0.5(0.30 \times 4.5) = 3.38 \frac{ton}{m}$$

$$w_{techo} = 1.2(0.5 \times 4.5) + 0.5(0.10 \times 4.5) = 2.93 \frac{ton}{m}$$

Ejemplo:

Viga del primer piso:

-Cargas en la viga

$$F_h = (1.4 \times 254.6 + 99.9) \cos(43^\circ) = 341.2 \text{ ton}$$

$$F_v = (1.4 \times 254.6 - 99.9) \sin(43^\circ) = 164.1 \text{ ton}$$

$$w_u = 3.38 \frac{ton}{m}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

A continuación se muestra el diagrama de cuerpo libre en la viga del primer piso (Figura 4.5):

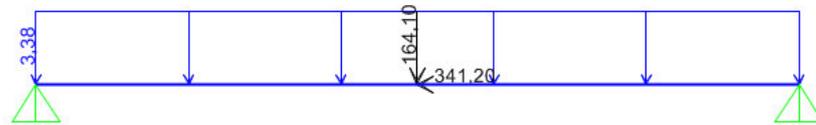


Figura 4.5: Diagrama de cuerpo libre de la viga del primer piso.

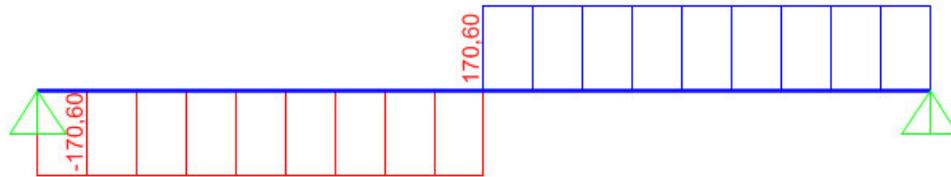


Figura 4.6: Diagrama de fuerzas axiales de la viga del primer piso.



Figura 4.6: Diagrama de momentos flectores de la viga del primer piso.

De las gráficas 4.5 y 4.6 se tiene:

$$P_u = 170.6 \text{ ton}$$

$$M_u = 403.8 \text{ ton.m}$$

-Diseño por flexo-compresión:

$$k_x = k_y = 1 \text{ (Articulado en los extremos)}$$

$$L_x = 9 \text{ m}$$

$$L_y = 2.25 \text{ m (Se utilizarán arriostres laterales a los cuartos de la viga)}$$

Se utilizará un perfil W30X235

-Propiedades geométricas:

$$r_x = 33.02 \text{ cm}$$

$$r_y = 8.9 \text{ cm}$$

$$A_g = 446.5 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 11700 \text{ in}^4 = 486990.8 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 847 \text{ in}^3 = 13879.8 \text{ cm}^3$$

-Se verifica si la sección es sísmicamente compacta.

$$b = 19.18 \text{ cm}$$

$$t_f = 3.81 \text{ cm}$$

$$b/t_f = 5.03 < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22 \text{ (Ala sísmicamente compacta)}$$

$$C_a = P_u / \phi P_n = 0.12$$

$$0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a) = 52.9$$

$$h = 67.31 \text{ cm}$$

$$t_w = 2.11 \text{ cm}$$

$$h/t_w = 31.9 < 51.7 \text{ (Alma sísmicamente compacta)}$$

Por lo que la sección es sísmicamente compacta.

$$k_x L_x / r_x = 27.25$$

$$k_y L_y / r_y = 25.3$$

$$\text{Domina } k_x L_x / r_x = 27.25 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.4 \text{ Pandeo inelástico}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(k_x L_x / r_x)^2} = 27102 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 3329.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi P_n = 0.9 x F_{cr} A_g = 1337.6 \text{ ton} \quad P_u / \phi P_n = 0.12 \leq 0.2$$

Por lo que se deberá cumplir:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

Donde:

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = 12100 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{147.9}{12100}} = 1.01$$

$$M_{ux} = 1.01 \times 403.8 = 407.8 \text{ ton.m}$$

La curva de resistencia a flexión del perfil W30X235 es:

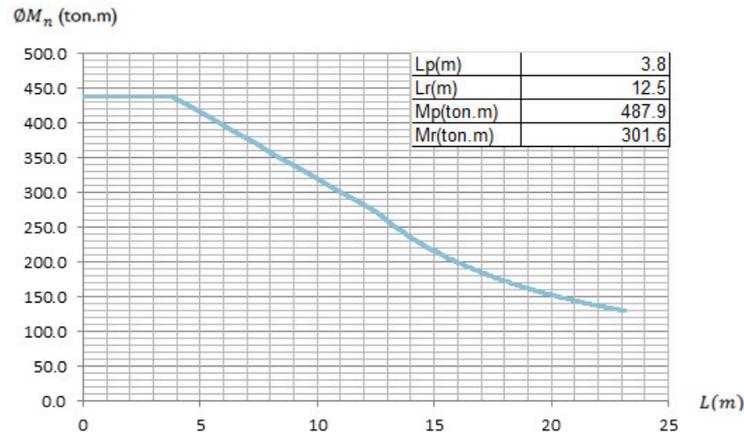


Figura 4.7: Curva de resistencia a flexión de la viga W30X235

Sin embargo, como requerimiento del AISC $L_{pd} = [0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)] \frac{E}{F_y} r_y$.

$M_1 = 210.3 \text{ ton.m}$ (Mínimo momento en los soportes laterales)

$M_2 = 407.8 \text{ ton.m}$ (El mayor momento)

$$L_{pd} = [0.12 + 0.076 \left(\frac{210.3}{407.8}\right)] \times \frac{29000}{50} \times \frac{8.9}{100} = 4.16 \text{ m}$$

$L_b = 2.25 \text{ m} < 4.16 \text{ m}$ cumple!

$L_b < L_p$:

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 13879.8 \times 50 \times 70.3}{100000} = 439.15 \text{ ton.m}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} = \frac{170.6}{2 \times 1337.6} + \frac{407.8}{439.15} = 0.99 \leq 1 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto la sección W30X235 cumple con los requerimientos.

De manera análoga se calcula los perfiles en el resto de los pisos:

Piso	w (ton/m)	RyPy (ton)	0.5Pcr (ton)	Fh (ton)	Fv (ton)	Pu (ton)	Mu (ton.m)
5	2.93	236,6	58,7	220,9	118,1	110	295
4	3.38	236,6	58,7	220,9	118,1	110	300
3	3.38	280,4	68,9	261,2	140,5	131	350
2	3.38	320,2	85,4	303,3	155,9	152	385
1	3.38	356,4	99,9	333,7	175,0	167	428

Tabla 4.7: Fuerzas en las vigas del pórtico arriostrado

Piso	Viga seleccionada	ry (cm)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	Lpd (m)	Lb (m)	¿Lpd>=lb?
5	W30X191	8,79	147,94	281,01	4,08	2,25	si
4	W30X191	8,79	151,42	285,64	4,06	2,25	si
3	W30X211	8,86	175,34	333,47	4,12	2,25	si
2	W30X235	8,92	190,79	364,38	4,15	2,25	si
1	W30X235	8,92	210,34	403,45	4,16	2,25	si

Tabla 4.8: Diseño de vigas del pórtico arriostrado

- Diseño de las columnas:

Las columnas en los pórticos arriostrados en general trabajarán exclusivamente bajo cargas axiales, ya que no existen conexiones a momentos entre las vigas y columnas y lo arriostres se llevan las fuerzas laterales.

La situación crítica para las columnas será cuando los arriostres se encuentren en compresión y le transmitan fuerzas de compresión a las columnas.

Las columnas deberán ser diseñadas para soportar las fuerzas tanto antes como después del pandeo, por lo que existirán dos estados límites últimos.

-Estado límite antes del pandeo: Aún no se genera la fuerza desequilibrante en la viga; además que, el arriostre en compresión tiene una fuerza axial igual a P_{cr} .

Por lo que la carga axial en la columna vendría dado por:

$$P_u = (P_{columna})_i + (P_{viga})_i + (P_{cr\ sena})_{i+1}$$

Donde:

$-(P_{columna})_i$: Carga en la columna proveniente de su área tributaria en el nivel i

$-(P_{viga})_i$: Carga que le transmite la viga(s) del nivel i .

$-(P_{cr\ sen\alpha})_{i+1}$: Fuerza que transmite el arrioste comprimido del nivel $i+1$.

-Estado límite después del pandeo: Ya existe una fuerza desequilibrante en la viga, la cual la transmitirá a la columna; además que, el arrioste en compresión tiene una fuerza axial igual a $\alpha_c P_{cr}$.

Por lo que la carga axial en la columna vendría dado por:

$$P_u = (P_{columna})_i + (P_{viga})_i + (0.5P_{cr\ sen\alpha})_{i+1} + 0.5F_v$$

Donde:

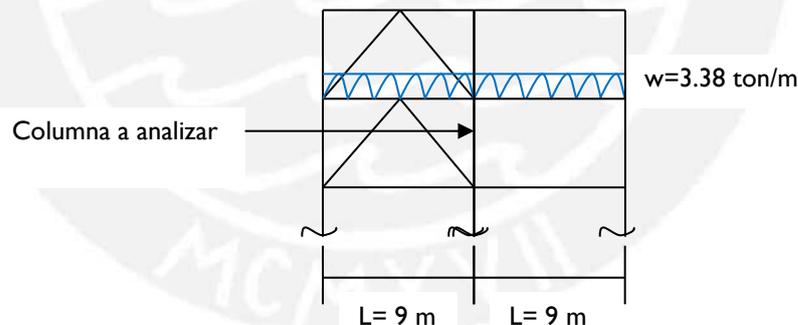
$-(0.5P_{cr\ sen\alpha})_{i+1}$: Carga que transmite el arrioste en compresión, después del pandeo en el nivel $i+1$.

$-F_v$: La fuerza desequilibrante vertical.

Para este caso, la carga proveniente del área tributaria de la columna es la misma que transmite las vigas hacia las columnas.

Ejemplo:

Columna interior del piso 4:



Para nuestro caso $(P_{columna})_i$ será cero, ya que el área tributaria que carga la columna es transmitida a través de la viga $(P_{viga})_i$.

-Estado límite antes del pandeo:

$$P_u = (P_{columna})_i + (P_{viga})_i + (P_{cr\ sen\alpha})_{i+1}$$
$$P_u(\text{piso } 4) = 0 + 2x(3.38x4.5m) + 117.4x(\text{sen}43^\circ)$$
$$P_u = 30.42 + 77.4 = 107.8\text{ton}$$

Sin embargo, a este valor se le tiene que sumar la carga proveniente de la columna superior. $P_u(\text{piso } 5) = 0 + 2x(2.93x4.5m) = 26.3 \text{ ton}$

Finalmente la carga para diseñar la columna del cuarto piso sería $P_u(\text{acumulado piso 4}) = 134.1 \text{ ton}$.

-Estado límite después del pandeo:

$$P_u = (P_{\text{columna}})_i + (P_{\text{viga}})_i + (0.5P_{\text{cr.sena}})_{i+1} + 0.5F_v$$

$$P_u = 0 + 2x(3.38x4.5) + (0.5x117.4x\text{sen}43^\circ) + 0.5x118.1$$

$$P_u = 125 \text{ ton}$$

De manera análoga a lo calculado anteriormente, a este valor se le tiene que sumar la carga proveniente de la columna superior. $P_u(\text{piso 5}) = 0 + 2x(2.93x4.5m) + 0 + 0.5x118.1 = 82.2 \text{ ton}$

Finalmente la carga para diseñar la columna del cuarto piso sería $P_u(\text{acumulado piso 4}) = 207.2 \text{ ton}$.

Por lo tanto, si se requiere diseñar la columna del piso 4 se debe elegir el caso más desfavorable, el cual sería después del pandeo y la carga última sería 207.2 ton.

De manera análoga se puede calcular las cargas últimas en todas las columnas, de lo cual se puede obtener la siguiente tabla resumen.

Columna exterior								
Piso	P(viga) (ton)	Estado límite pre-pandeo			Estado límite post-pandeo			
		Pcr.sena (ton)	Pu (ton)	Pu (acumulado) (ton)	0.5Pcr.sena (ton)	0.5Fv (ton)	Pu (ton)	Pu (acumulado) (ton)
5	13,2	0,0	13,2	13,2	0,0	55,9	69,0	69,0
4	15,2	77,4	92,6	105,8	38,7	55,9	109,8	178,8
3	15,2	77,4	92,6	198,4	38,7	66,5	120,4	299,2
2	15,2	90,7	105,9	304,3	45,4	73,4	133,9	433,1
1	15,2	115,6	130,8	435,1	57,8	82,0	155,1	588,2

Tabla 4.9: Cargas axiales en la columna exterior del pórtico a momentos

Piso	Carga en la viga adyacente
5	2,93
4	3,38
3	3,38
2	3,38
1	3,38

Tabla 4.10: Carga distribuida en la viga adyacente al pórtico arriostrado.

Columna interior								
Piso	P(viga) (ton)	Estado límite pre-pandeo			Estado límite post-pandeo			
		Pcr.sena (ton)	Pu (ton)	Pu (acumulado) (ton)	0.5Pcr.sena (ton)	0.5Fv (ton)	Pu (ton)	Pu (acumulado) (ton)
5	26,37	0,0	26,3	26,3	0,0	55,9	82,2	82,2
4	30,42	77,4	107,8	134,1	38,7	55,9	125,0	207,2
3	30,42	77,4	107,8	241,9	38,7	66,5	135,6	342,8
2	30,42	90,7	121,2	363,1	45,4	73,4	149,2	491,9
1	30,42	115,6	146,0	509,1	57,8	82,0	170,3	662,2

Tabla 4.11: Cargas axiales en la columna interior del pórtico a momentos

Se diseñan las columnas a compresión pura y finalmente se tiene:

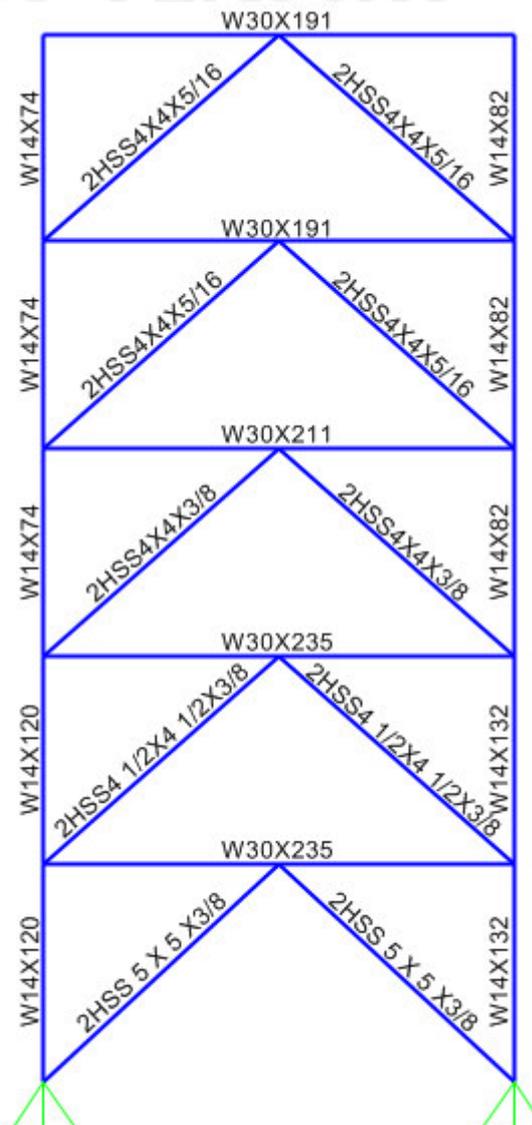


Figura 4.9: Diseño del pórtico arriostrado concéntricamente.

4.3.2 Diseño en la dirección “x”:

4.3.2.1 Elección de la configuración final de la estructura:

Como ya se mencionó, en los pórticos a momentos se busca que los elementos que se comporten plásticamente sean las vigas, entonces el mecanismo plástico deseado será como en la figura 3.29.

La deriva última, se estimará haciendo uso de la tabla C1-3 del Fema 356 (November 2000) que se muestra en la figura 3.6. Se utilizará una deriva última de 2% para que la estructura se quede en resguardo de la vida que es lo que se busca en edificaciones de uso común.

4.3.2.2 Distribución de fuerzas laterales:

Para ello primero tendrá que estimarse el periodo de la estructura en la dirección de análisis:

El periodo fundamental en la dirección de análisis se estimará utilizando las recomendaciones del ASCE 7-10 (Ver ecuación 12.7-8):

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde:

C_t y x se obtienen de la tabla 12.8-2 del ASCE 7-10.

h_n : Altura total.

$$T_a = 0.0724 \times 20.2^{0.80} = 0.80s$$

$$T = 1.4T_a = 1.12s$$

Se utilizará la siguiente ecuación:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y$$

Donde β_i se obtiene de la ecuación 3.2.2

Por lo que será necesario realizar la siguiente tabla:

Piso	Altura desde la base(h) Metros	Peso sísmico(w*) toneladas	w*h	∑wh	β _i	β _i -β _{i+1}
5	20.2	1020.6	20616.12	20616.12	1.000	1.000
4	16.2	1117.8	18108.36	38724.48	1.589	0.589
3	12.2	1117.8	13637.16	52361.64	1.983	0.394
2	8.2	1117.8	9165.96	61527.6	2.232	0.249
1	4.2	1117.8	4694.76	66222.36	2.356	0.124

$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2}$
0.424
0.250
0.167
0.106
0.053

Tabla 4.12: Cálculo de la distribución de fuerzas laterales del pórtico a momentos.
*El peso sísmico se estimó considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

4.3.2.3 Cálculo de fuerza cortante en la base:

Se utilizará la siguiente expresión para calcular la fuerza cortante en la base ideal:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2}$$

Para ellos se calcularán los siguientes parámetros de demanda sísmica ya definidos en el marco teórico:

θ _y	1 %
θ _u	2 %
μ = θ _u /θ _y	2
T	1.12s
S _a *	0.45g
R _μ **	2
γ	0.75
θ _p	1%

Tabla 4.13: Parámetros de demanda sísmica del pórtico a momentos.

*Utilizando el espectro de la figura 4.2

**Se calcula con la ayuda de la tabla 3.5.

Se calculará el valor de “ α ” con la ayuda de las tablas 4.12 y 4.13 y la siguiente ecuación:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right)$$

De lo que se obtiene $\alpha = 1.011$, por lo tanto, $V/W = 0.13$.

Finalmente, despejando, $V = 729$ ton

Para el diseño se utilizará $V_{diseño} = \frac{729}{\Omega_m} = \frac{729}{1.4} = 521$ ton.

4.3.2.4 Diseño de los elementos designados a comportarse plásticamente:

Se deberá determinar las fuerzas axiales en los arriostres que se encuentran en fluencia y pandeo, por lo que se utilizará la siguiente expresión, ya deducida:

$$\beta_i M_{pb} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{2 \sum_{i=1}^n (\beta_i \frac{L}{L'})}$$

Se hallará primero, la distribución de fuerzas para un solo vano:

Piso	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}}$	Fi (ton)	Fi/8 (ton)
5	0.424	211	27.7
4	0.250	130	16.3
3	0.167	87	10.9
2	0.106	55	6.9
1	0.053	27	3.4
	Σ	521	65.2

Tabla 4.14: Distribución de fuerzas laterales en un solo vano del pórtico a momentos

El valor de M_{pc} se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$M_{pc} = \frac{nV'h1}{4} = \frac{1.1 \times 65.2 \times 4.2}{4} = 75.3 \text{ ton.m}$$

El valor de L' es la distancia entre las posibles rótulas plásticas. Dicha ubicación dependerá del tipo de conexión a momento que se utilizó o de la forma de la viga; por ejemplo, si se usará una viga de sección variable se asume que la rótula se forma en la sección reducida.

Para este ejemplo se utilizará la conexión "SlottedWeb" que fue desarrollada por la SSDA (Seismic Structural Design Associates) y cuyo comportamiento en los pórticos especiales a momentos es bueno.

En la siguiente figura se muestra la unión viga columna utilizando conexión "SlottedWeb":

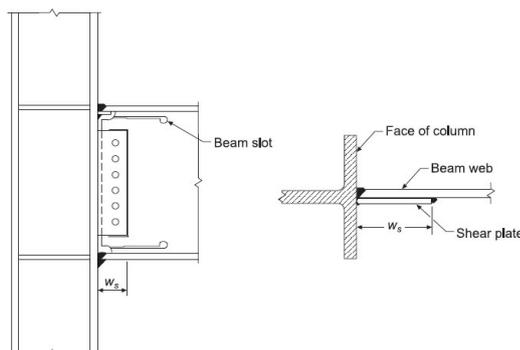


Figura 4.10: Detalle de la conexión a momentos empleada en el ejemplo (Goel y Chao 2008)

Se asumirá que la rótula plástica se formará terminando el plato de corte; es decir, a una distancia w_s de la cara de la columna, como se muestra en la figura 4.10. Se asumirá un valor de w_s de 6 pulgadas, el cual es un valor típico para este tipo de conexiones.

Se asume que las columnas que se utilizarán serán W30x... y que las rótulas plásticas se formarán a " $d/2$ " de w_s , para este caso sería $30/2=15$ ".

Por lo tanto, como se puede observar en la figura 4.11 el valor de L' se puede estimar de la siguiente manera:

$$L' = 9 - 2x \frac{(15''+6'')}{100} x 2.54 = 7.933 \text{ m} = 0.88L$$

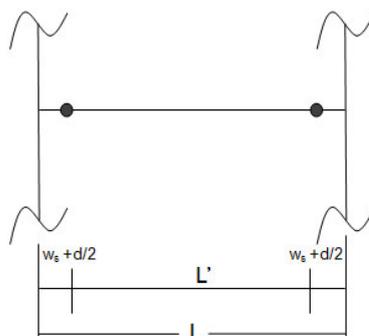


Figura 4.11: Posible ubicación de rótulas plásticas.

Finalmente, aplicando la ecuación de trabajo virtual se tiene:

Piso	Fi(ton)	Fihi	$\Sigma F_i h_i$	$\beta_i L/L'$	$\Sigma \beta_i L/L'$	$\beta_i M_{pb} = \phi M_n$ (ton.m)
5	27.7	559	559	1.136	1.136	42
4	16.3	263	822	1.804	2.940	67
3	10.9	133	955	2.251	5.191	83
2	6.9	56	1012	2.533	7.724	94
1	3.4	14	1026	2.674	10.398	99

Tabla 4.15: Momentos requeridos en las vigas del vano del pórtico a momentos.

Una vez se tiene los momentos que llevaron a que las vigas se rotulen bajo dicha configuración plástica, se eligen perfiles que tengan una capacidad similar a la requerida.

Ejemplo:

Viga del piso 5:

$$\phi M_n = 42 \text{ ton.m}$$

$$0.9(Z_x F_y) = 0.9 \times Z \times 4200 = 42 \times 10^5 \text{ kg.cm} \quad (\text{La losa colaborante arriostra lateralmente a la viga } L_b=0)$$

$$Z = 1325 \text{ cm}^3 \quad W18X46 \quad (Z=90.7 \text{ in}^3 = 1486.6 \text{ cm}^3 > 1325 \text{ cm}^3)$$

De manera análoga se calcula para el resto de vigas:

$\beta_i M_{pb} = \phi M_n$ ton.m	M_n Ton.m	Z(requerido) cm ³	Sección de diseño	Z(sección) cm ³
42	47	1325	W18X65	2179.9
67	74	2103	W21X83	3212.4
83	93	2623	W21X83	3212.4
94	104	2953	W21X83	3212.4
99	110	3116	W21X83	3212.4

Tabla 4.16: Diseño de las vigas del vano del pórtico a momentos.

4.3.2.5 Diseño de los elementos designados a comportarse elásticamente:

En el caso de los pórticos a momentos se espera que las columnas se comporten elásticamente, de manera que, la estructura se mantenga estable. Debido a que, ya se tienen los perfiles de los elementos que incursionaran en el rango plástico, se pueden estimar cual será el máximo momento probable que se generará en las rótulas plásticas.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z$$

Donde:

- R_y =Relación entre la fluencia esperada y la mínima especificada. ($R_y=1.1$ ASTM A992 Gr 50).

- C_{pr} =Factor que toma en cuenta el máximo valor de esfuerzo en la conexión. ($C_{pr}=1.1$ para este tipo de conexión; sin embargo, es demasiado conservador considerar este valor, pues considera que todas las vigas de todos los pisos llegan a su esfuerzo último al mismo tiempo. Es recomendable utilizar un valor de 1 en el último piso y 1.05 en el resto de niveles, ya que de formarse una rótula plástica en una columna, es preferible que sean las del último piso).

Se calcula las fuerzas internas en las vigas:

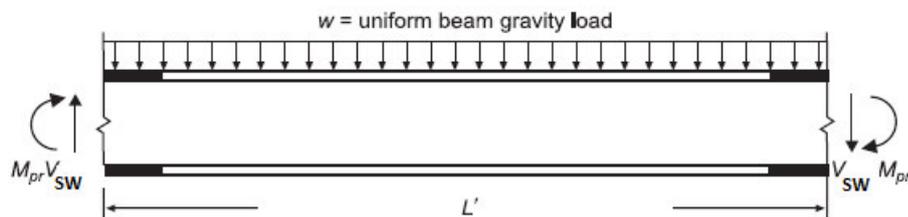


Figura 4.12: Fuerzas internas y externas en una viga (Goel y Chao 2008)

Por equilibrio en cada viga (Figura 4.11), se obtiene:

$$V_{SW} = \frac{2M_{pr}}{L'} + \frac{wL'}{2}$$

$$V'_{SW} = \frac{2M_{pr}}{L'} - \frac{wL'}{2}$$

-Metrado de cargas:

La separación entre viguetas es de 2.25 m como ya se calculó, por lo que las vigas de los pórticos a momentos cargan la mitad 2.25 m (1.125m), por encontrarse en los extremos. De las combinaciones de cargas que incluyen sismo, la más crítica será $1.2D+/-1.0E+0.5L$, por lo que se tiene:

$$w_{típico} = 1.2(0.5 \times 1.125) + 0.5(0.30 \times 1.125) = 0.84 \frac{ton}{m}$$

$$w_{techo} = 1.2(0.5 \times 1.125) + 0.5(0.10 \times 1.125) = 0.74 \frac{ton}{m}$$

Las columnas cargarán su área tributaria respectivamente, por lo que se tiene:

$$P_{típico} = 1.2(9 \times 4.5 \times 0.5) + 0.5(9 \times 4.5 \times 0.3) = 30.4 ton$$

$$P_{techo} = 1.2(9 \times 4.5 \times 0.5) + 0.5(9 \times 4.5 \times 0.1) = 26.3 ton$$

Piso	Sección	C _{pr}	M _{pr} Ton.m	w ton/m	V _{SW} ton	V' _{SW} ton	φ _v V _n ton
5	W18X65	1	84.7	0.84	24.7	18.1	124
4	W21X83	1.05	131	0.74	36	30.2	149
3	W21X83	1.05	131	0.74	36	30.2	149
2	W21X83	1.05	131	0.74	36	30.2	149
1	W21X83	1.05	131	0.74	36	30.2	149

Tabla 4.17: Estimación de los momentos y fuerzas máximas probables en las vigas del vano del pórtico a momentos.

Luego, por acción y reacción se tiene las fuerzas internas en las columnas, como se muestra a continuación:

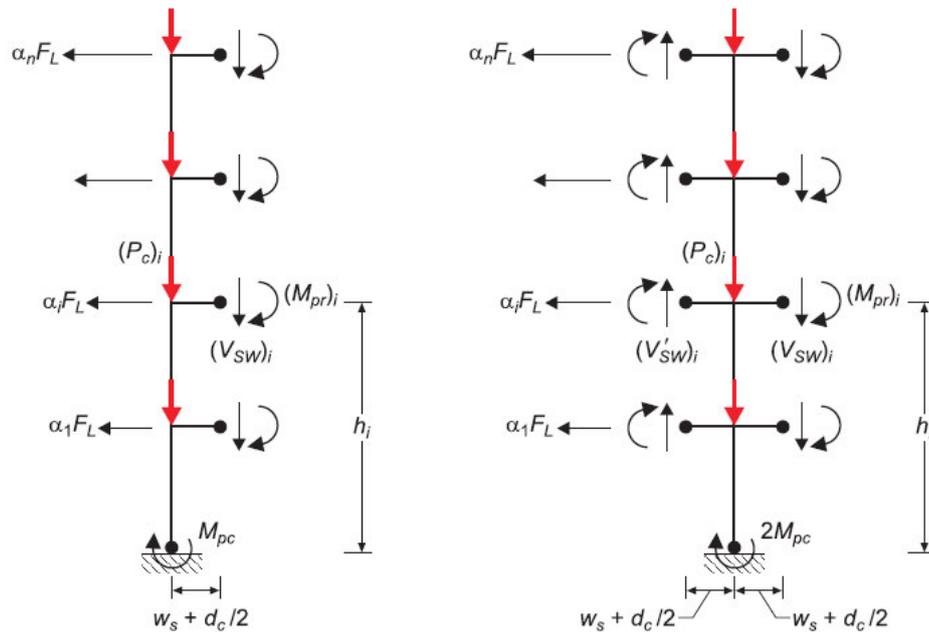


Figura 4.13: Fuerzas internas y externas en la columna exterior e interior (Goel y Chao 2008)

La distribución de fuerzas laterales, tanto en la columna exterior como en la interior se mantendrá en la misma proporción que la distribución de fuerzas laterales. De manera que se definirá α_i como la proporción entre la fuerza lateral en el nivel i con respecto a la cortante en la base.

Dado que la distribución es la misma que la de las fuerza laterales, se tiene:

$$\alpha_i = \frac{F_i}{V_y} = \frac{F_i}{\sum F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} V_y}{\sum (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} V_y} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum (\beta_i - \beta_{i+1})}$$

Cabe resaltar que la distribución de fuerzas que se calcula es la que se dará cuando las vigas que elegimos se plastifiquen, mientras que, la distribución que se utilizó anteriormente solo se daría si las vigas que eligiéramos tuviesen el mismo momento nominal solicitado por el análisis de trabajo virtual.

Luego, aplicando sumatoria de momentos en la base de las columnas se puede obtener el valor de F_L que se muestra en la figura 4.12.

En la columna interior se tiene:

$$F_L = \frac{2 \sum_{i=1}^n (M_{pr})_i + \sum_{i=1}^n [(V_{SW})_i + (V'_{SW})_i] x(w + \frac{d_c}{2})_i + 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i}$$

Y en la columna exterior se tiene:

$$F_L = \frac{\sum_{i=1}^n (M_{pr})_i + \sum_{i=1}^n (V_{SW})_i x(w + \frac{d_c}{2})_i + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i}$$

Piso	h metros	P gravedad (columna exterior) ton	P gravedad (columna interior) ton	α_i	$\alpha_i h_i$
5	20.2	26.3	26.3	0.425	8.59
4	16.2	30.4	30.4	0.250	4.05
3	12.2	30.4	30.4	0.167	2.04
2	8.2	30.4	30.4	0.106	0.87
1	4.2	30.4	30.4	0.052	0.22
Σ					15.76

Tabla 4.18: Tabla para determinar el valor de F_L exterior e interior

$$F_L(\text{exterior}) = 49.2 \text{ ton}$$

$$F_L(\text{interior}) = 97.4 \text{ ton}$$

De esta manera ya se puede calcular las fuerzas y momentos internos en las columnas.

Piso	Columna exterior					Columna interior				
	$\alpha_i F_l$ ton	V (columna) ton	$P_u(i)$ ton	$M_u(i)$ arriba ton.m	$M_u(i)$ abajo ton.m	$\alpha_i F_l$ ton	V (columna) ton	$P_u(i)$ ton	$M_u(i)$ arriba ton.m	$M_u(i)$ abajo Ton.m
5	18.5	20,9	51,0	98,0	-14,4	36.6	41,4	33,0	192,5	-26,9
4	10.9	33,2	117,4	164,9	-32,1	21.5	65,7	69,2	324,7	-62,0
3	7.3	41,4	183,8	182,6	-16,9	14.4	82,0	105,5	359,7	-31,9
2	4.6	46,6	250,3	167,4	19,1	9.1	92,2	141,7	329,7	39,3
1	2.3	49,2	316,7	131,4	75,2	4.5	97,4	178,0	258,5	150,4

Tabla 4.19: Fuerzas y momentos en la columna exterior e interior

Por lo tanto se pueden diseñar las columnas por flexo-compresión:

Ejemplo:

Columna interior del piso 2:

$$P_u = 141.7 \text{ ton}$$

$$M_u = 329.7 \text{ ton.m}$$

Viga del tercer piso = W21X83 ($I_x = 1830 \text{ in}^4$)

Viga del segundo piso = W21X83 ($I_x = 1830 \text{ in}^4$)

Se supondrá las siguientes secciones, con la finalidad de estimar el valor de k_x :

Columna a diseñar = W30X261 ($I_x = 13100 \text{ in}^4$)

Columna superior = W30X261 ($I_x = 13100 \text{ in}^4$)

Columna inferior = W30X261

$$G_a = \frac{(\sum EI/L)_c}{(\sum EI/L)_v} = \frac{13100/4 + 13100/4}{1830/9 + 1830/9} = 12.7$$

$$G_b = \frac{(\sum EI/L)_c}{(\sum EI/L)_v} = \frac{13100/4 + 13100/4}{1830/9 + 1830/9} = 12.7$$

$K_x = 3.1$ (Basado en los nomogramas de Jackson y Morland)

$K_y = 1$ (Ya que esta arriostrado lateralmente en la dirección y)

-Propiedades geométricas el perfil W30X211:

$$r_x = 33.3 \text{ cm}$$

$$r_y = 8.97 \text{ cm}$$

$L_x = L_y = L_b = 3.54$ m (Longitud de la columna no arriostrada)

$A_g = 496.2$ cm²

-Se analiza si la sección es sísmicamente compacta de acuerdo al AISC 341-10:

$b = 19.3$ cm

$t_f = 3.02$ cm

$b/t_f = 6.4 < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$ (Ala sísmicamente compacta)

$C_a = P_u / \phi P_n = 0.10 < 0.125$

$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a) = 53.5$

$h = 67.31$ cm

$t_w = 2.36$ cm

$h/t_w = 28.5 < 53.5$ (Alma sísmicamente compacta)

Por lo que la sección es sísmicamente compacta.

-Diseño por flexo-compresión:

$k_x L_x / r_x = 30.3$

$k_y L_y / r_y = 39.5$ (Domina el eje menor) $< 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.4$ Pandeo inelástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2} = 12840.2 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 3122.6 \frac{kg}{cm^2}$$

$\phi P_n = 0.9 \phi F_{cr} A_g = 1389.3$ $P_u / \phi P_n = 0.10 \leq 0.2$

Por lo que se deberá cumplir:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

Donde:

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{R_M \sum H} \left(\frac{\Delta_{oh}}{L} \right)}$$

$$\sum Pu = 4374 \text{ ton}$$

$$\sum H = 494 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{4374}{0.85 \times 494} (0.02)} = 1.26$$

$$M_{ux} = 1.26 \times 329.3 = 414.9 \text{ ton.m}$$

La curva de resistencia a flexión del perfil W30X261 es:

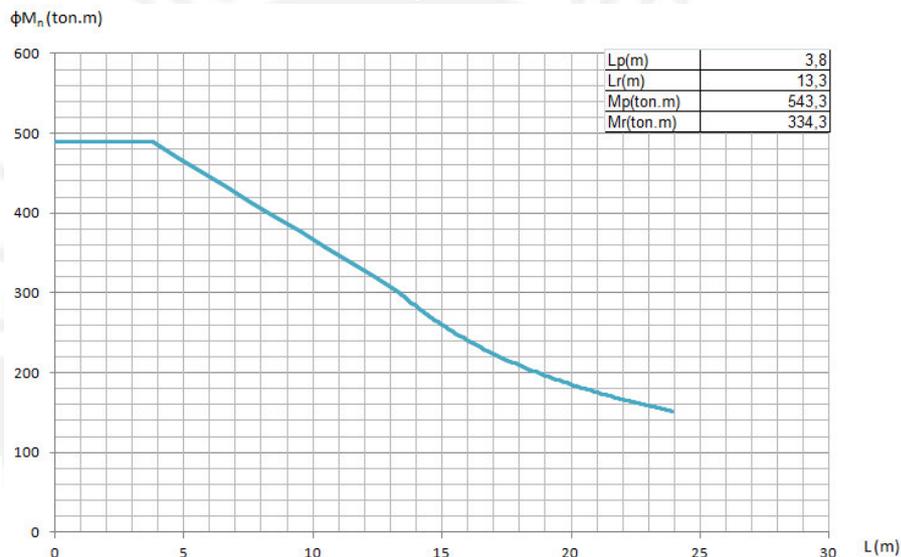


Figura 4.14: Curva de resistencia a flexión de la viga W30X261

Ya que $L_b = 3.54 < 3.8 \text{ m} \longrightarrow \phi M_n = 489 \text{ ton.m}$

Finalmente:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} = \frac{141.7}{2 \times 1120.8} + \frac{414.9}{489} = 0.90 \leq 1 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto la sección W30X261 cumple con los requerimientos.

De manera análoga se calcula los perfiles en el resto de los pisos:

Piso	Columna exterior	Columna interior
5	w30x108	W30X148
4	W30X173	W30X261
3	W30X173	W30X261
2	W30X173	W30X261
1	W30X173	W30X261

Tabla 4.20: Perfiles a utilizar según el piso en la columna exterior e interior

Finalmente se tendrá:

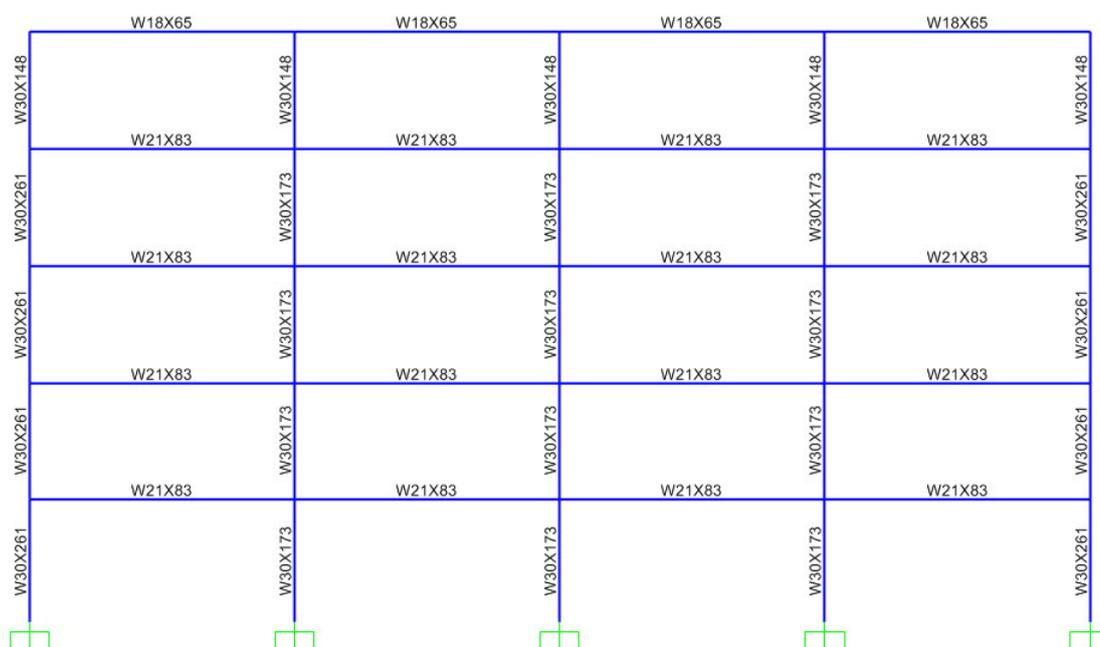


Figura 4.15: Diseño del pórtico a momentos.

Capítulo 5: Análisis y comparaciones:

Se realizarán análisis “Pushover” para poder calcular las curvas de capacidad de los pórticos a analizar. Para ello se modela la estructura en el programa Sap2000, se colocan las cargas muertas, vivas y de sismo.

Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones del FEMA 356 para realizar el análisis “Pushover”:

- EL análisis se debe hacer hasta una deriva de 150% la deriva última de diseño.
- Las cargas gravitatorias presentes en el análisis vendrá dado por: $Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L)$. Para nuestro caso $Q_D = 100\%$ Carga muerta y $Q_L = 25\%$ Carga viva.
- Se deberá utilizar por lo menos una distribución de fuerzas de cada grupo:

Patrón modal	Otro patrón
<p>-Proporcional a la distribución de fuerzas dada por el ASCE 7-10, la cual es idéntica a la Norma E.030-2016.</p> <p>-Cuando el periodo fundamental sea mayor a 1s, proporcional a lo que indica el análisis espectral.</p> <p>-Proporcional a la forma del primer modo(Rayleigh)</p>	<p>-Proporcional a las masas de entrepiso.</p> <p>-Una distribución que cambia según el desplazamiento de la estructura (Se debe tener en cuenta el comportamiento plástico de la estructura).</p>

Tabla 5.1: Posibles distribuciones de fuerza a considerar en un análisis Pushover según el FEMA 356.

Por lo tanto, se utilizará la distribución de la Norma E.030 y como es evidente se utilizará una distribución según el desplazamiento de la estructura, ya que toma en cuenta el comportamiento plástico.

Las rótulas plásticas se asignan, teniendo en cuenta las consideraciones de las tablas 5-5, 5-6 y 5-7 del FEMA 356.

Los análisis “Pushover” se hicieron considerando efectos P-D.

5.1 Análisis en la dirección “y”:

La distribución de fuerzas según la Norma E.030 sería la siguiente:

T (s)	0.46
K	1
Sa (g)	0.98
R	6
W(ton)	5491.8

$$V_{\text{base}} = \frac{0.98}{6} \times 5491.8 = 895 \text{ ton}$$

$$V_{\text{un pórtico}} = \frac{895}{4} = 224 \text{ ton}$$

Piso	h (m)	h^k	W	wh^k	$F_i(\text{ton})$
5	20	20	1020.6	20412	70.2
4	16	16	1117.8	17884.8	61.5
3	12	12	1117.8	13413.6	46.1
2	8	8	1117.8	8942.4	30.7
1	4	4	1117.8	4471.2	15.4
				65124	224

Tabla 5.2: Distribución de fuerzas laterales según la Norma E.030-2016

La curva de capacidad calculada mediante solo esta distribución vendría dada por:

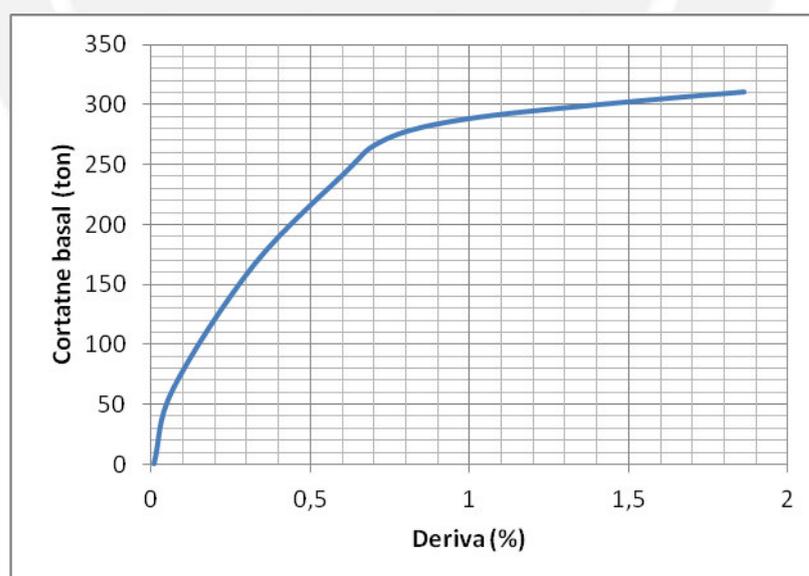


Figura 5.1: Curva de capacidad considerando la distribución de fuerzas de la Norma E.030-2016

Como se puede observar en la figura 5.2, la estructura empieza a comportarse plásticamente para derivas pequeñas, por lo que el valor de 0.3% usado en el diseño se aproxima correctamente.

Ahora se calcula la curva de capacidad teniendo en cuenta que la distribución de fuerzas laterales será proporcional a lo que indica la Norma E.030 hasta una deriva de 0.3%; y luego será proporcional a la distribución de fuerzas según su comportamiento plástico.

La curva de capacidad obtenida sería la siguiente:

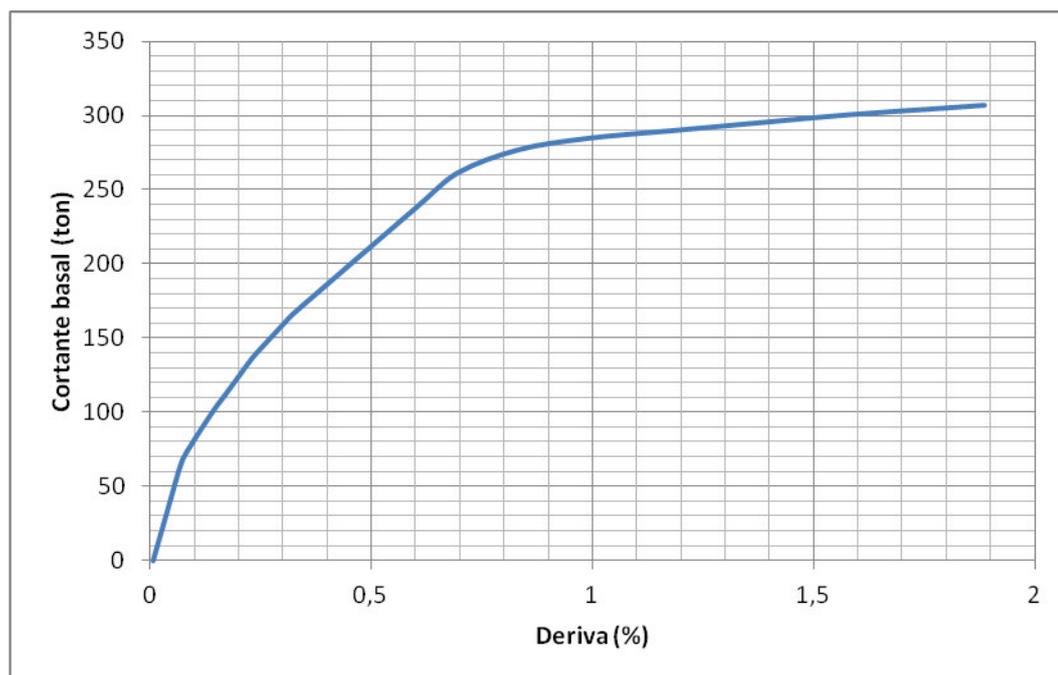


Figura 5.2: Curva de capacidad considerando la distribución elástica y plástica

De la figura 5.2, se puede obtener el valor de la fuerza cortante en la base para la deriva última de 1.25%, lo cual resulta en 290 ton.

Cuando se realizaron los cálculos se obtuvo lo siguiente:

V (ideal)	280,4 ton
V (diseño)	214.8 ton

La sobre resistencia que se obtuvo fue de $\frac{290}{214.8} = 1.35$, por lo que el valor asumido de 1,4 es aceptable.

La diferencia entre el valor ideal y el obtenido es de 3,42% con respecto al ideal, lo cual es aceptable.

Se procede a calcular la energía de deformación, para ello se calcula la deriva en unidades de longitud.

El área bajo la curva se puede estimar con una línea de tendencia que más se aproxime:

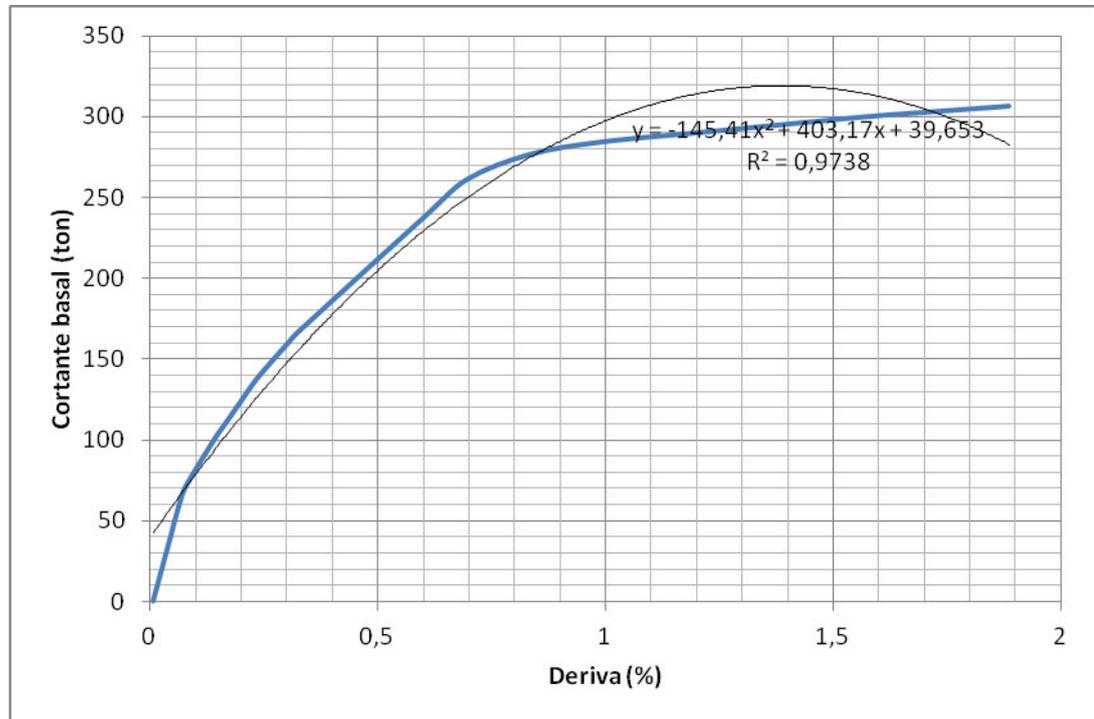


Figura 5.3: Tendencia polinómica de la curva de capacidad

$$\int_0^{1.25} (-145,41x^2 + 403,17x + 39,653)dx = 269.9 \text{ ton}$$

$$E_t = 269.9x \frac{20.2}{100} = 54.5 \text{ ton.m}$$

Para el cálculo de la cortante basal se consideró que la energía elástica y plástica se calculaban de la siguiente manera:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V}{W} g \right)^2$$

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p$$

La fuerza cortante ideal que satisfacía los requerimientos es V (ideal) = 301 ton. Para este valor, se tiene:

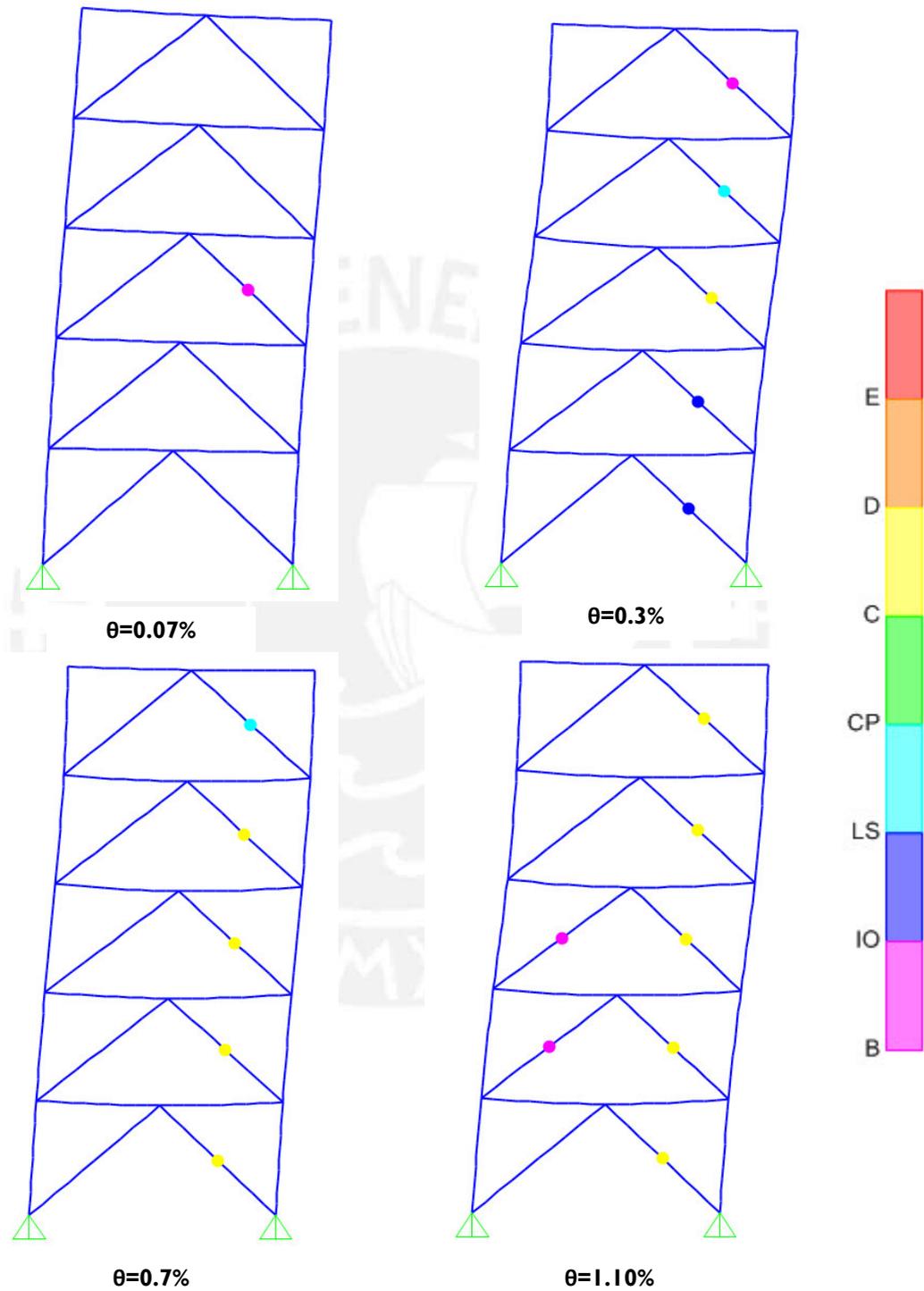
$$E_e = 1.73 \text{ ton.m}$$

$$E_p = 43.23 \text{ ton.m}$$

$$E_f = 44.96 \text{ ton.m} < 49.5 \text{ ton.m}$$

Como se puede apreciar, la energía total es mayor a la que en teoría se requiere. Sin embargo, es solo por una pequeña diferencia y esto es porque la fuerza cortante obtenida es un poco menor a la ideal.

El mecanismo de formación de rótulas plásticas se detalla a continuación:



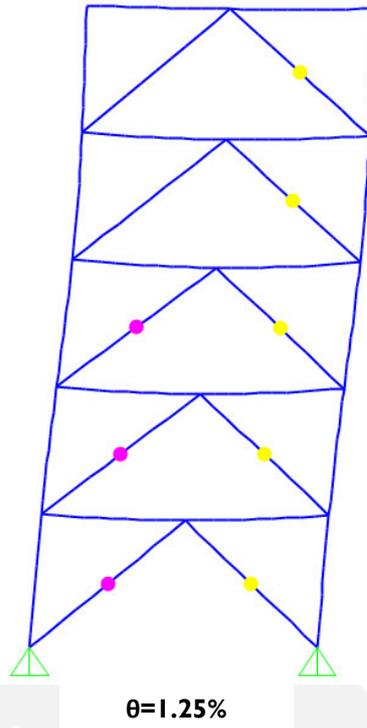


Figura 5.4: Mecanismo de rotulación del pórtico arriostrado concéntrico

A continuación se muestra la ubicación de las derivas de la figura 5.4 en la curva de capacidad del pórtico:

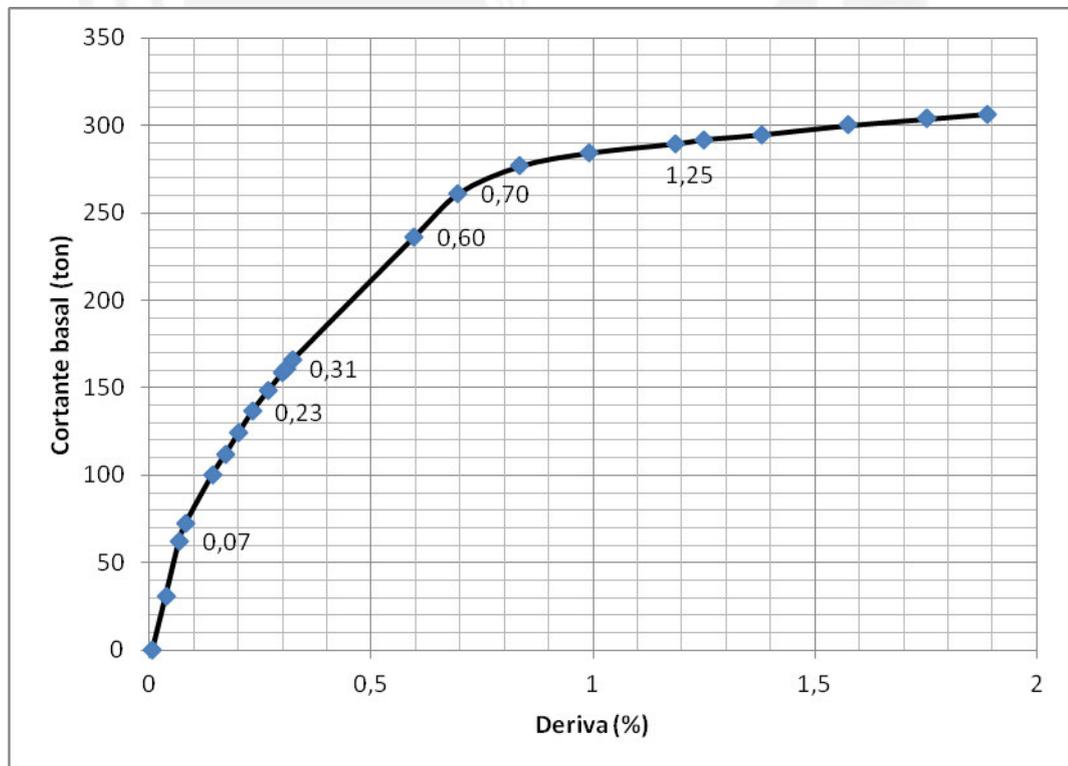


Figura 5.5: Ubicación de las derivas en la curva de capacidad

Se comparará las fuerza axiales de la columna exterior que se obtuvieron del análisis con las obtenidas por el programa de cómputo para una deriva de 1.25%.

Piso	Fuerza axial teórica (Columna externa) ton		Fuerza axial del análisis (Columna externa) Ton
	Pre-pandeo	Post-pandeo	
5	13,2	69,0	36,9
4	105,8	178,8	145,8
3	198,4	299,2	272
2	304,3	433,1	397
1	435,1	588,2	535.7

Tabla 5.3: Fuerzas axiales en la columna exterior

El diagrama de fuerzas axiales calculada por el programa de computo se muestra en la figura 5.6.

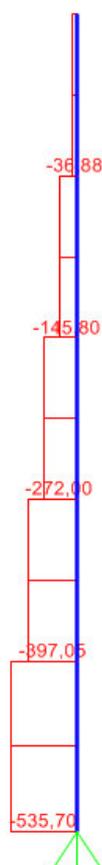


Figura 5.6: Diagrama de fuerzas axiales de la columna exterior.

Como se puede observar, los valores se aproximan bastante, los valores obtenidos teóricamente son aceptables para haber diseñado las columnas.

A continuación se muestra el pórtico si se hubiese resuelto con el método tradicional:

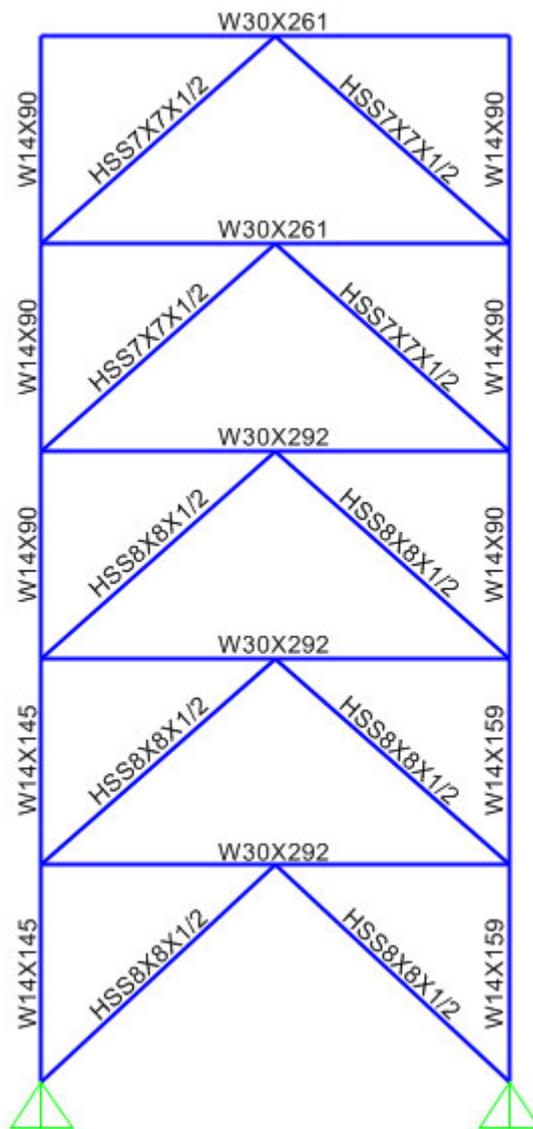


Figura 5.7: Diseño del pórtico arriostrado con el método tradicional.

La curva de capacidad obtenida para el modelo sería la siguiente:

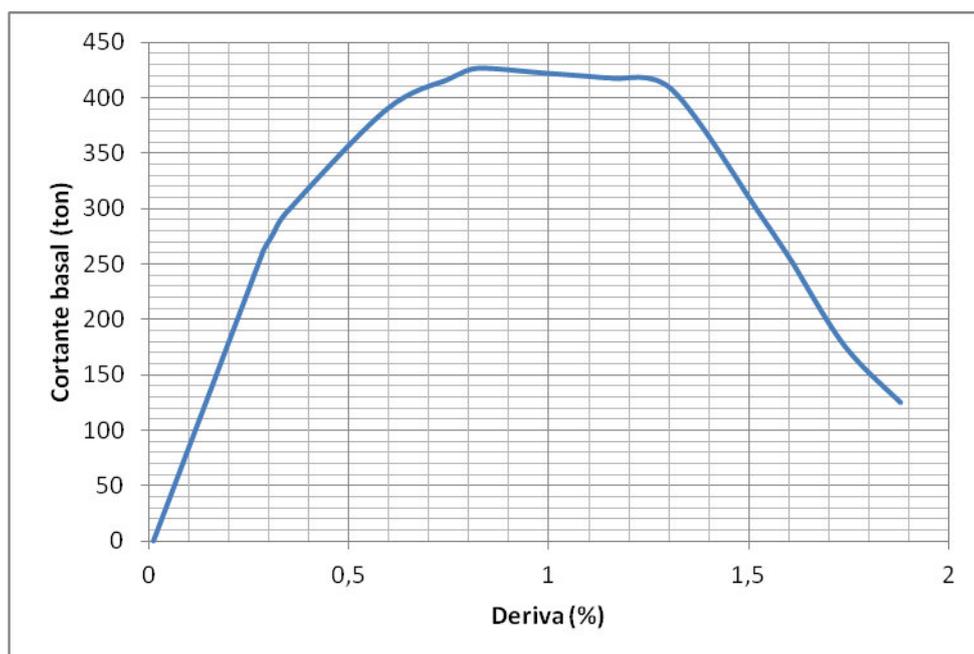
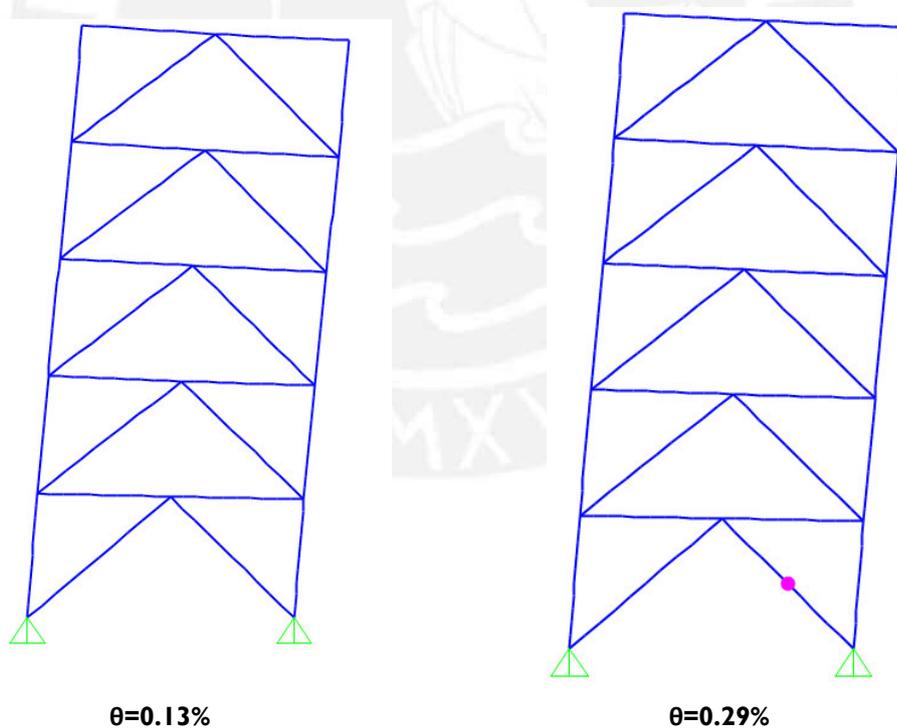


Figura 5.8: Curva de capacidad obtenida del modelo.

El mecanismo de formación de rótulas plásticas se detalla a continuación:



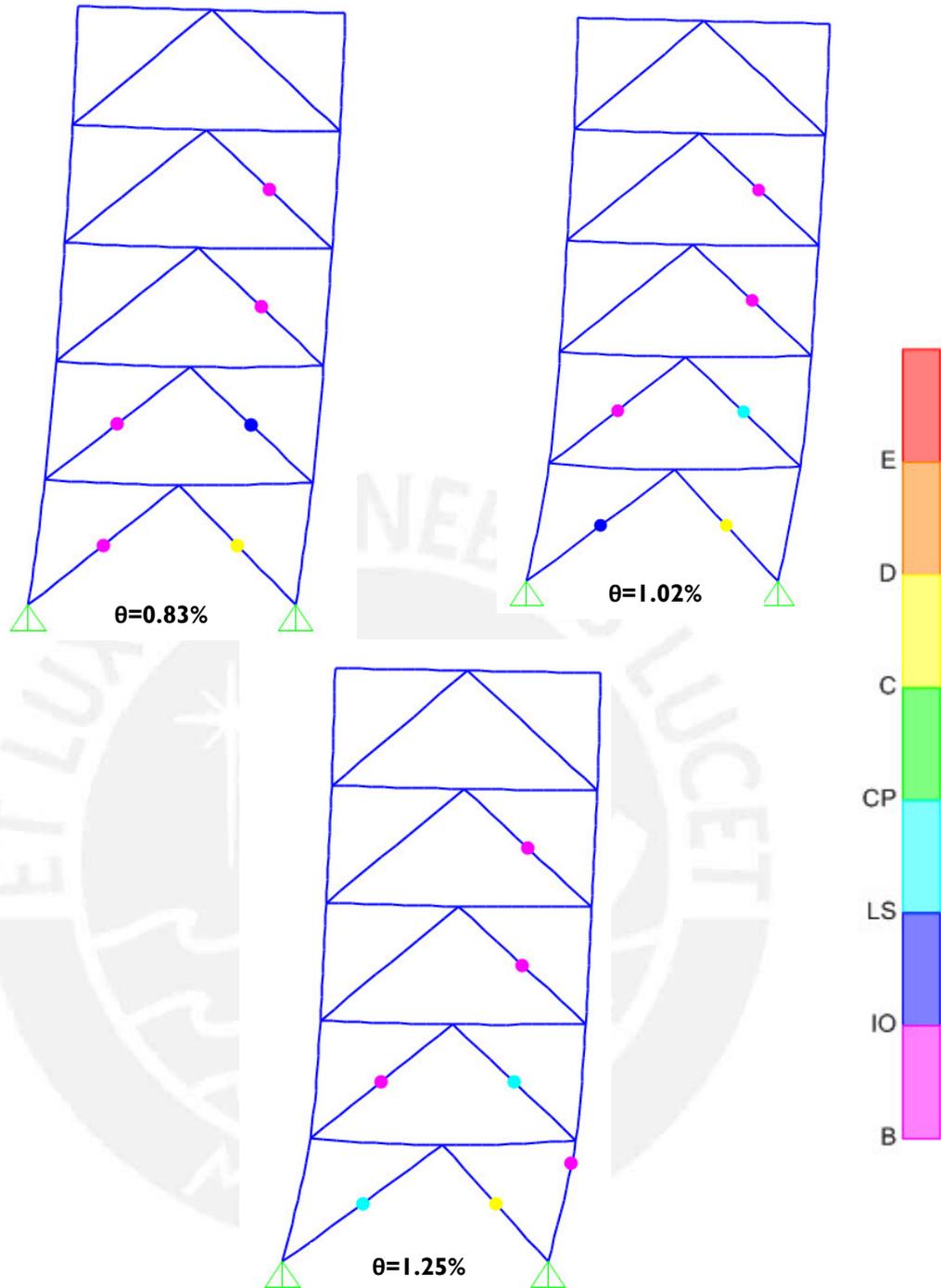


Figura 5.9: Mecanismo de rotulación del pórtico arriostrado concéntricamente diseñado tradicionalmente

Como se puede observar la estructura diseñada tradicionalmente se comporta de manera aceptable para derivas menores al 1.25%. Sin embargo, aproximadamente a una deriva de 1,25% se forma una rotula plástica en la columna, lo cual causa inestabilidad y una caída brusca en la curva de capacidad.

La figura 5.10 muestra la comparación de las curvas de capacidad del diseño tradicional (línea roja) y el diseño por desempeño plástico (línea azul).

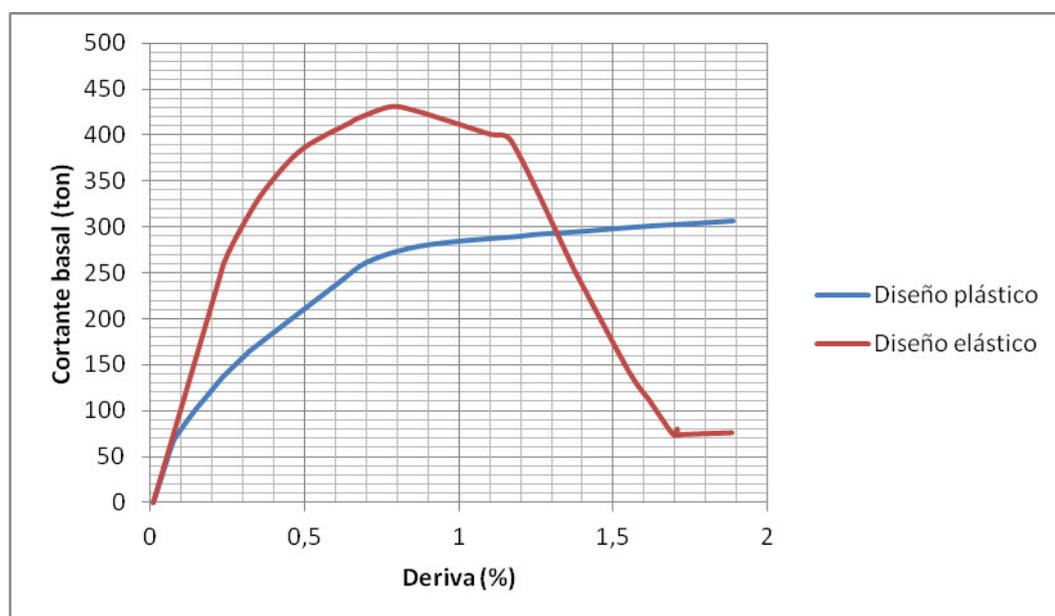


Figura 5.10: Comparación de curvas de capacidad,

Como se puede observar, el modelo tradicional resulta más rígido; sin embargo para derivas altas su desempeño plástico es impredecible, pues existe una caída en la curva de capacidad, lo cual implica una pérdida de rigidez que se ocasiona por falla en las columnas, lo que lleva a un problema de estabilidad. Por otro lado, el modelo diseñado por desempeño plástico se comporta dúctilmente y sin presentar problemas de inestabilidad debido a fallas en las columnas.

En la siguiente tabla se puede observar las diferencias en los pesos de los elementos de las estructuras:

MODELO	Vigas (ton)	Columnas (ton)	Arriostres (ton)	Total (ton)
Tradicional	18.8	6.9	3.9	29.6
Por desempeño	14.3	5.9	3.2	23,4

5.2 Análisis en la dirección “x”:

La distribución de fuerzas según la norma sería la siguiente:

T (s)	1.12
K	1.31
Sa (g)	0.45
R	8
W(ton)	5491.8

$$V_{base} = \frac{0.45}{8} \times 5491.8 = 309 \text{ ton}$$

$$V \text{ un p\acute{o}rtico} = \frac{309}{2} = 154 \text{ ton}$$

Piso	h (m)	h^k	w	wh^k	$F_i(\text{ton})$
5	20	50.81	1020.6	51852.08	54.4
4	16	37.92	1117.8	42384.42	44.5
3	12	26.00	1117.8	29066.09	30.5
2	8	15.28	1117.8	17080.31	17.9
1	4	6.16	1117.8	6883.118	7.2
				147266	154

Tabla 5.3: Distribución de fuerzas laterales según la Norma E.030-2016

La curva de capacidad calculada mediante solo esta distribución vendría dada por:

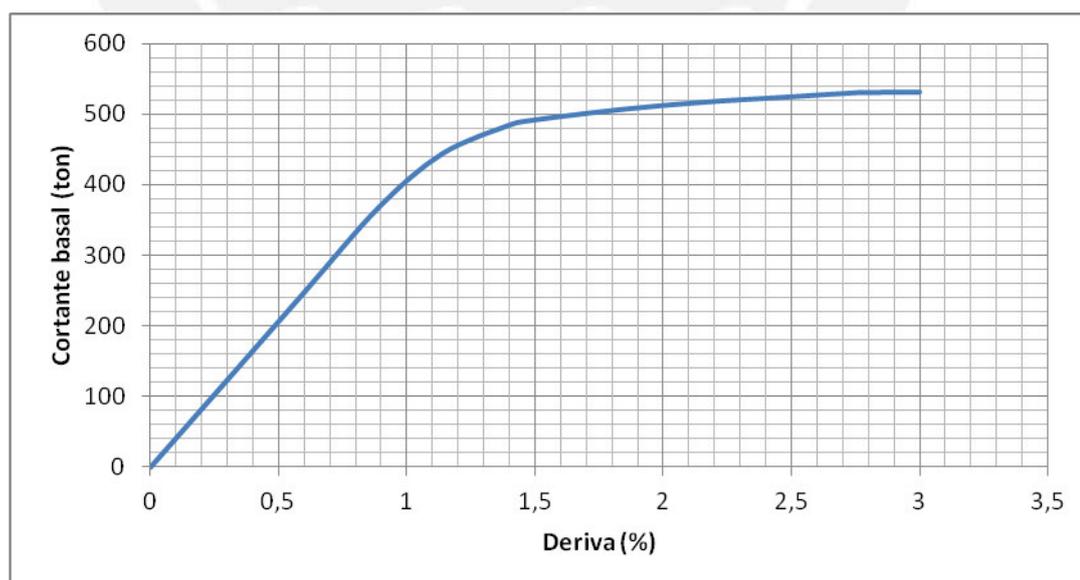


Figura 5.11: Curva de capacidad considerando la distribución de fuerzas de la Norma E.030-2016

Como se puede observar en la figura 5.11, la estructura se comporta lineal elástica hasta aproximadamente una deriva de 1%; luego empiezan a formarse rótulas plásticas.

Ahora se calcula la curva de capacidad teniendo en cuenta que la distribución de fuerzas laterales será proporcional a lo que indica la Norma E.030 hasta una deriva de 1%; y luego será proporcional a la distribución de fuerzas según su comportamiento plástico.

La curva de capacidad obtenida sería la siguiente:

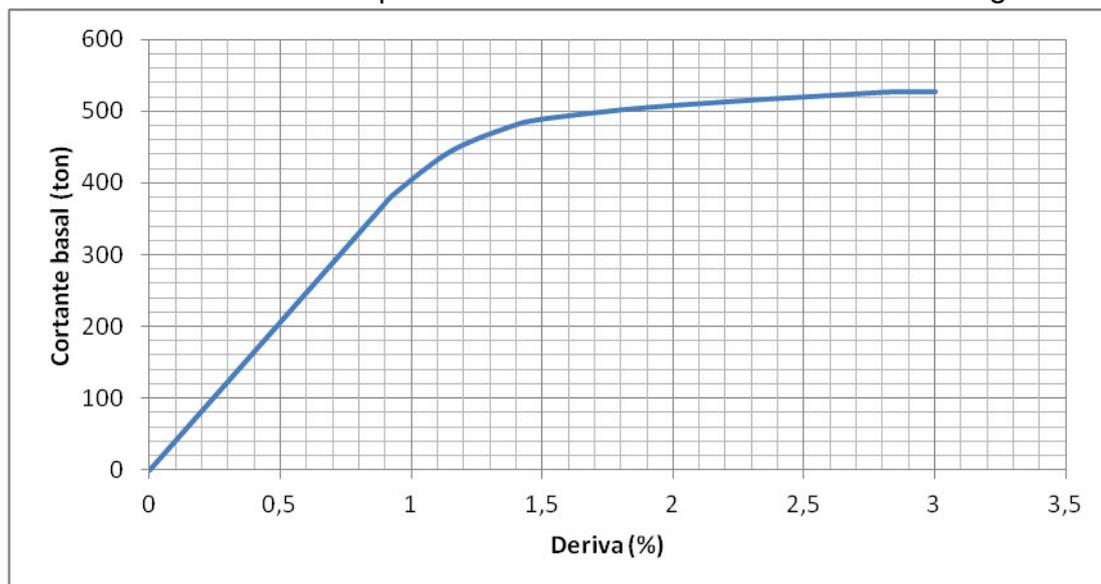


Figura 5.12: Curva de capacidad considerando la distribución elástica y plástica

De la figura 5.7, se puede obtener el valor de la fuerza cortante en la base para la deriva última de 2%, lo cual resulta aproximadamente 508ton.

Cuando se realizaron los cálculos se obtuvo lo siguiente:

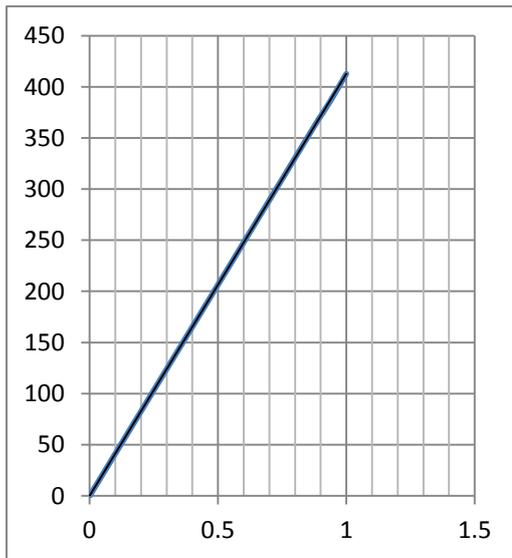
V (ideal)	364.5 ton
V (diseño)	260.5 ton

La sobre resistencia que se obtuvo fue de $\frac{508}{260.5} = 1.95$, por lo que, el valor utilizado en el diseño de 1.4 fue conservador y práctico para el diseño.

La diferencia entre el valor ideal y el obtenido es de 39.4% con respecto al ideal, lo cual es aceptable.

Se procede a calcular la energía de deformación, para ello se calcula la deriva en unidades de longitud.

Hasta el 1% es solo el área de un triángulo:



$$\text{Área} = \frac{412.7 \times 1}{2} = 206.35 \text{ ton}$$

$$E_e = 206.35 \frac{20.2}{100} = 41.7 \text{ ton.m}$$

Figura 5.13: Tramo elástico de la curva de capacidad

Luego entre 1% y 2% se busca una línea de tendencia que mejor se ajuste:

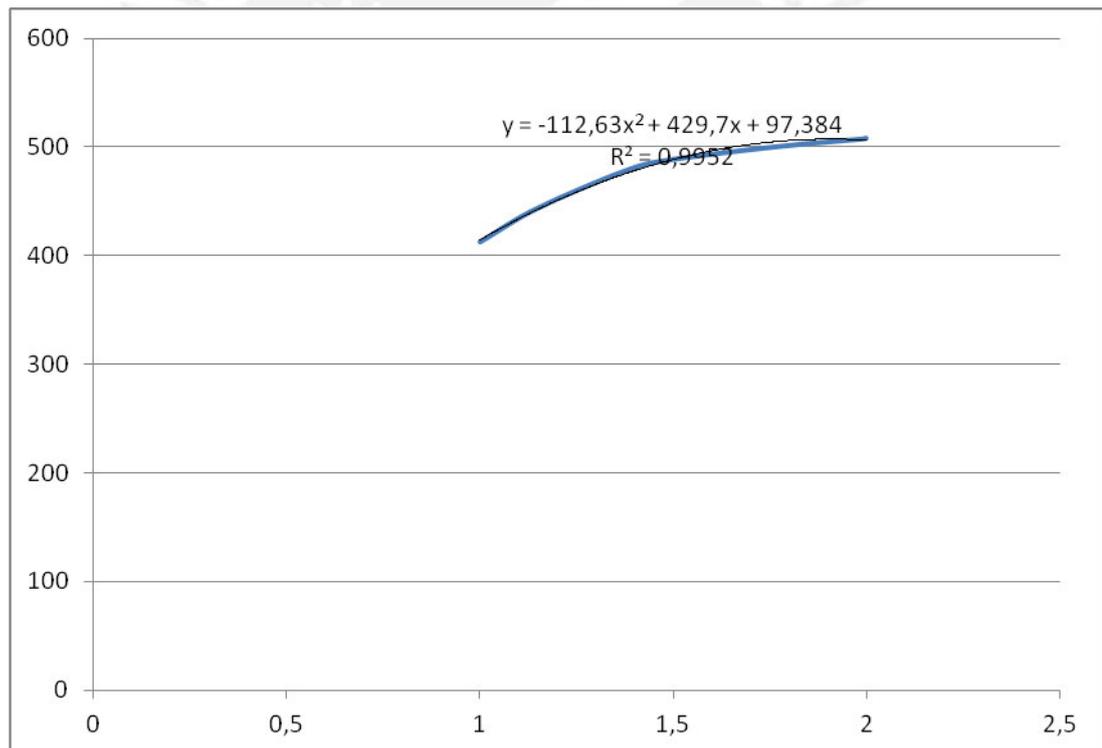


Figura 5.14: Tendencia polinómica del tramo curvo.

Como se puede observar en la figura 5.9, una línea de tendencia polinómica se acerca muy bien a la gráfica ($R^2 = 0.9962$), por lo que, el área vendría dada por la integral:

$$\int_1^2 (-112.63x^2 + 429.7x + 97.384) dx = 479.13 \text{ ton}$$

$$E_p = 479.13 \frac{20.2}{100} = 96.8 \text{ ton.m}$$

Finalmente la Energía total sería:

$$E_T = E_e + E_p = 138.5 \text{ ton.m}$$

Para el cálculo de la cortante basal se consideró que la energía elástica y plástica se calculaban de la siguiente manera:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi W} V g \right)^2$$

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p$$

La fuerza cortante ideal que satisfacía los requerimientos es V (ideal) = 364.5 ton. Para este valor, se tiene:

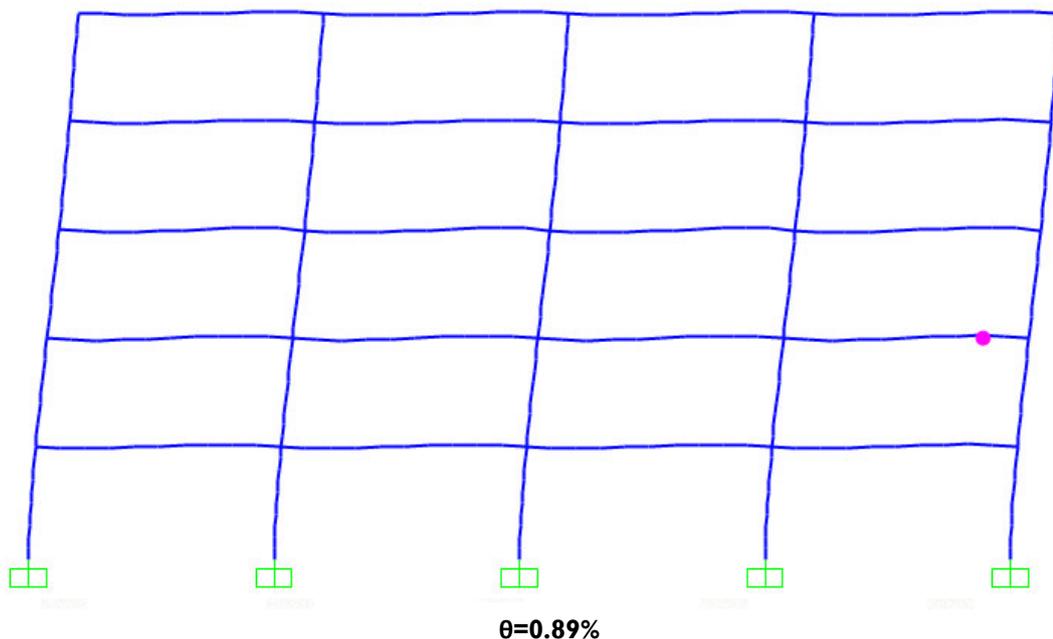
$$E_e = 7.55 \text{ ton.m}$$

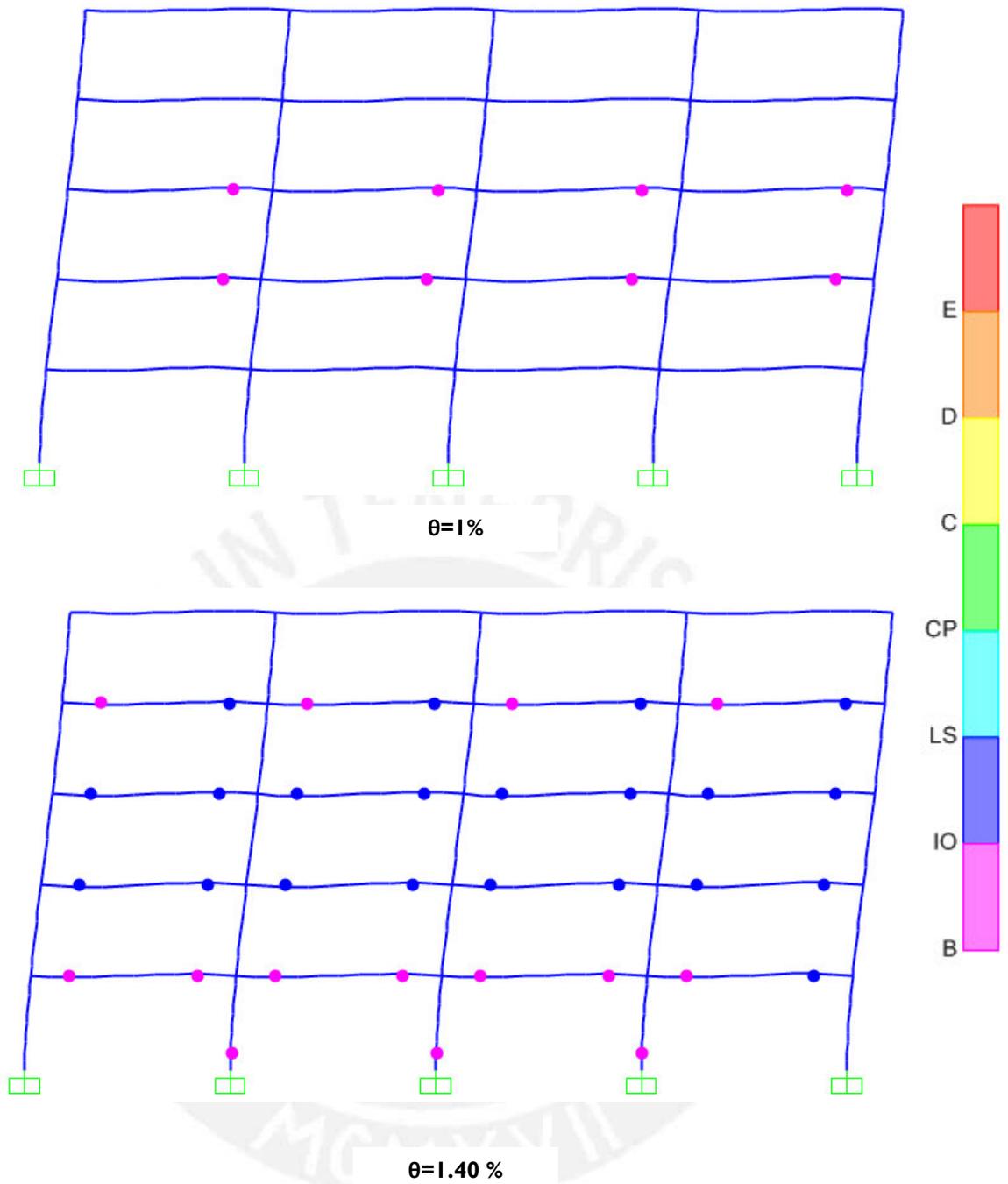
$$E_p = 80.43 \text{ ton.m}$$

$$E_f = 87.98 \text{ ton.m} < 138.5 \text{ ton.m}$$

Como se puede apreciar, la energía total es mayor a la que en teoría se requiere.

El mecanismo de formación de rótulas plásticas se detalla a continuación.





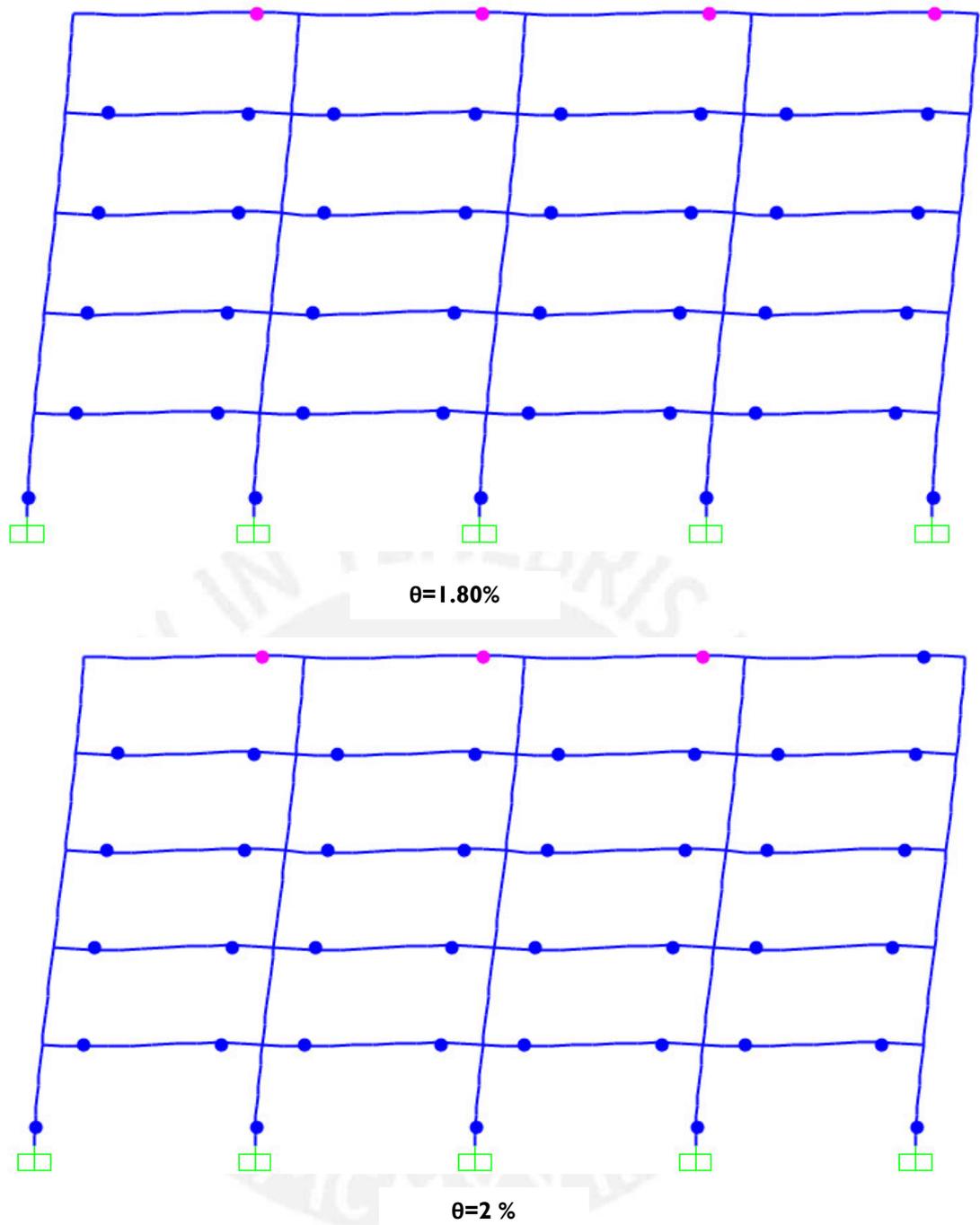


Figura 5.15: Mecanismo de rotulación del pórtico a momentos

A continuación se muestra la ubicación de las derivas de la figura 5.10 en la curva de capacidad del pórtico.

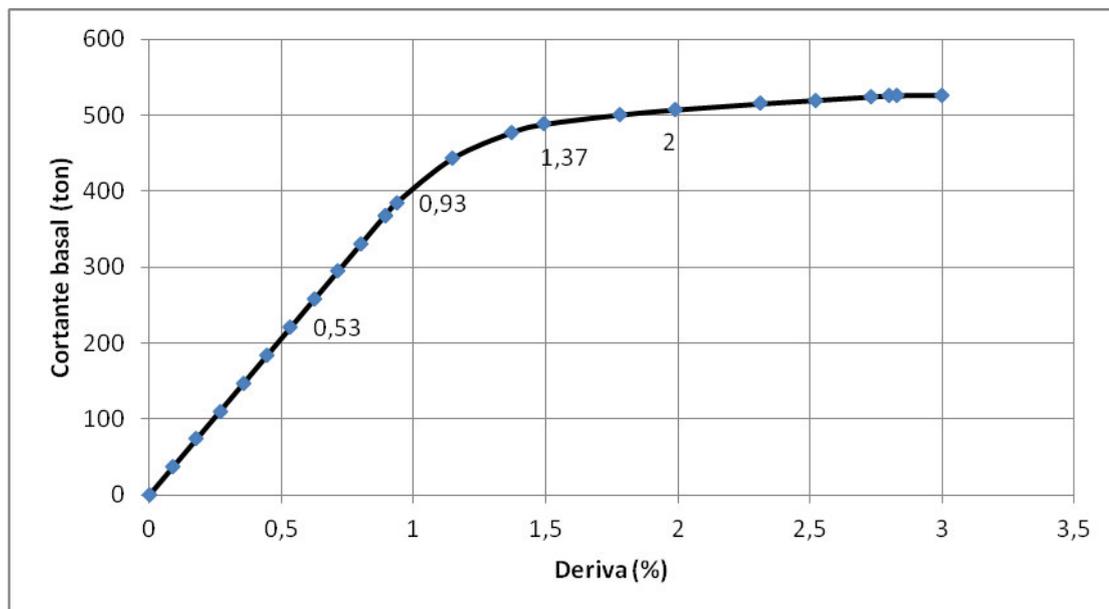


Figura 5.11: Ubicación de las derivas en la curva de capacidad

A continuación se muestran los diagramas de fuerzas axiales (figura 5.12) y momentos flectores (figura 5.13) obtenidas por el programa de cómputo y para una deriva de 2%.

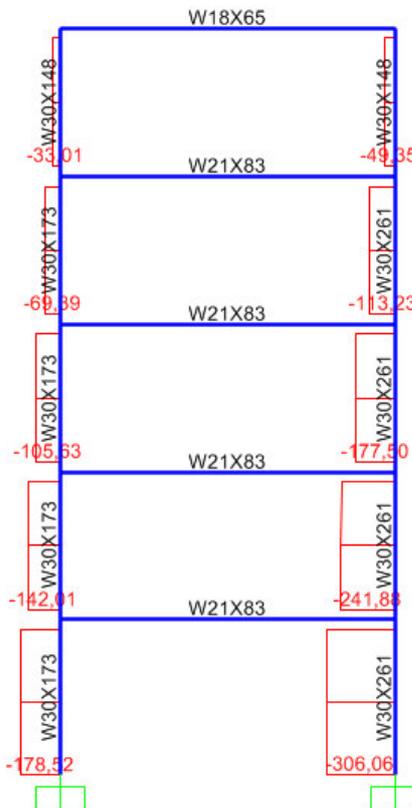


Figura 5.12: Fuerzas axiales en las vigas

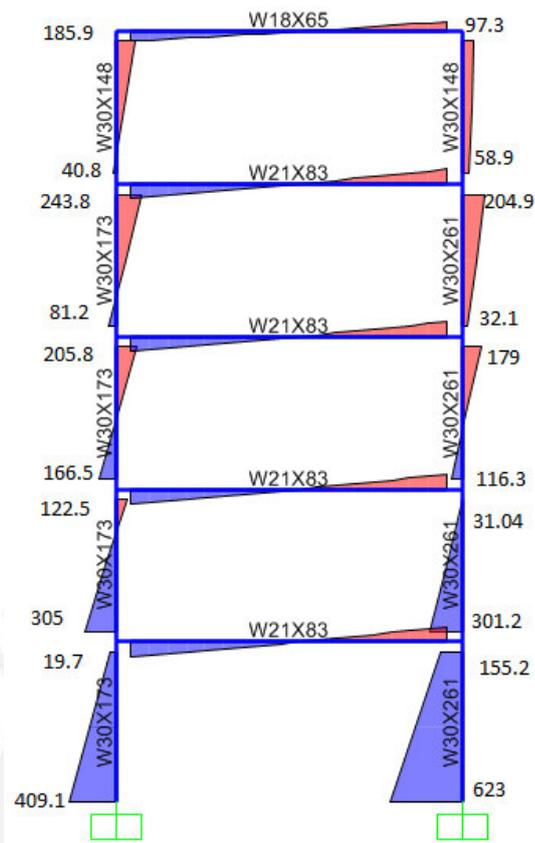


Figura 5.13: Diagrama de momentos flectores

Comparando las gráficas con las tablas 4.16 y 4.18 se puede observar lo siguiente:

- Las fuerzas axiales son prácticamente las mismas a las obtenidas en la etapa de diseño.
- Los momentos en las vigas son mayores a los que son capaces de resistir las vigas, por ello se forman las rótulas allí (figura 5.10)

A continuación se muestra el pórtico si se hubiese resuelto con el método tradicional:

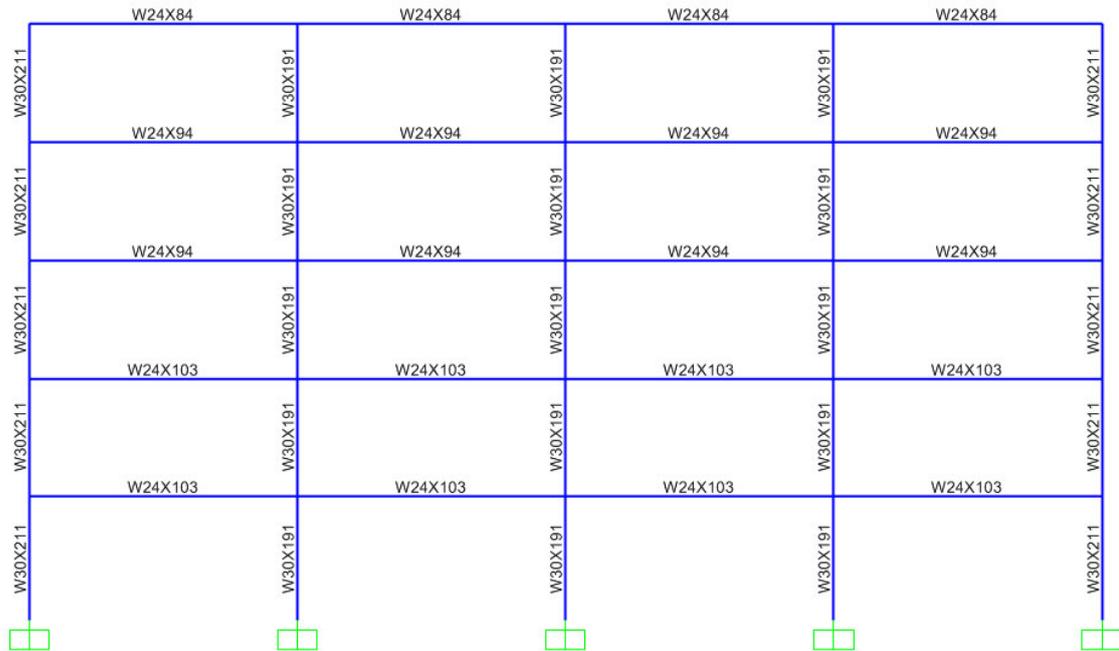


Figura 5.14: Diseño del pórtico a momentos con el método tradicional.

La curva de capacidad obtenida para el modelo sería la siguiente:

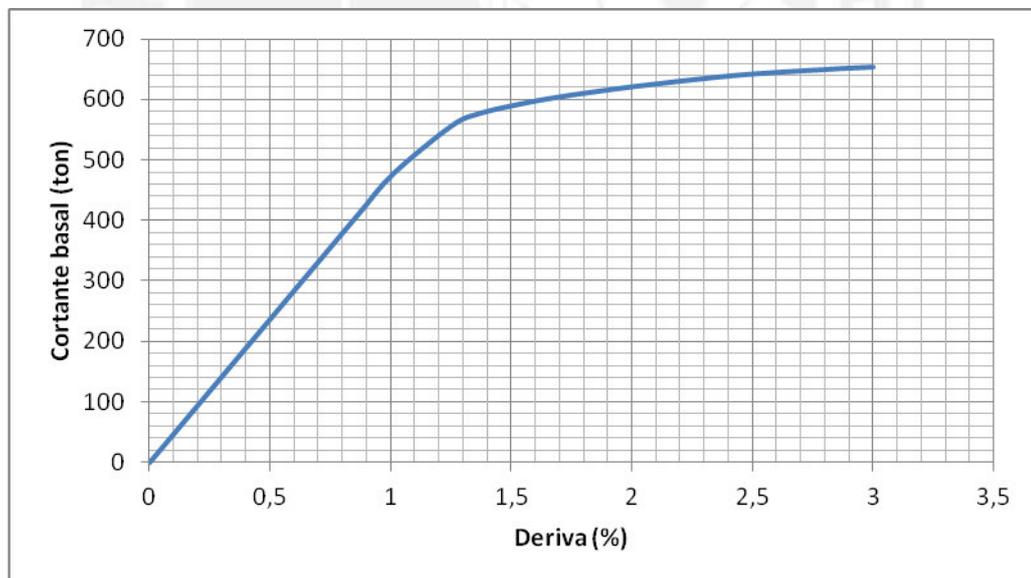


Figura 5.15: Curva de capacidad obtenida del modelo.

El mecanismo de formación de rótulas plásticas se detalla a continuación:

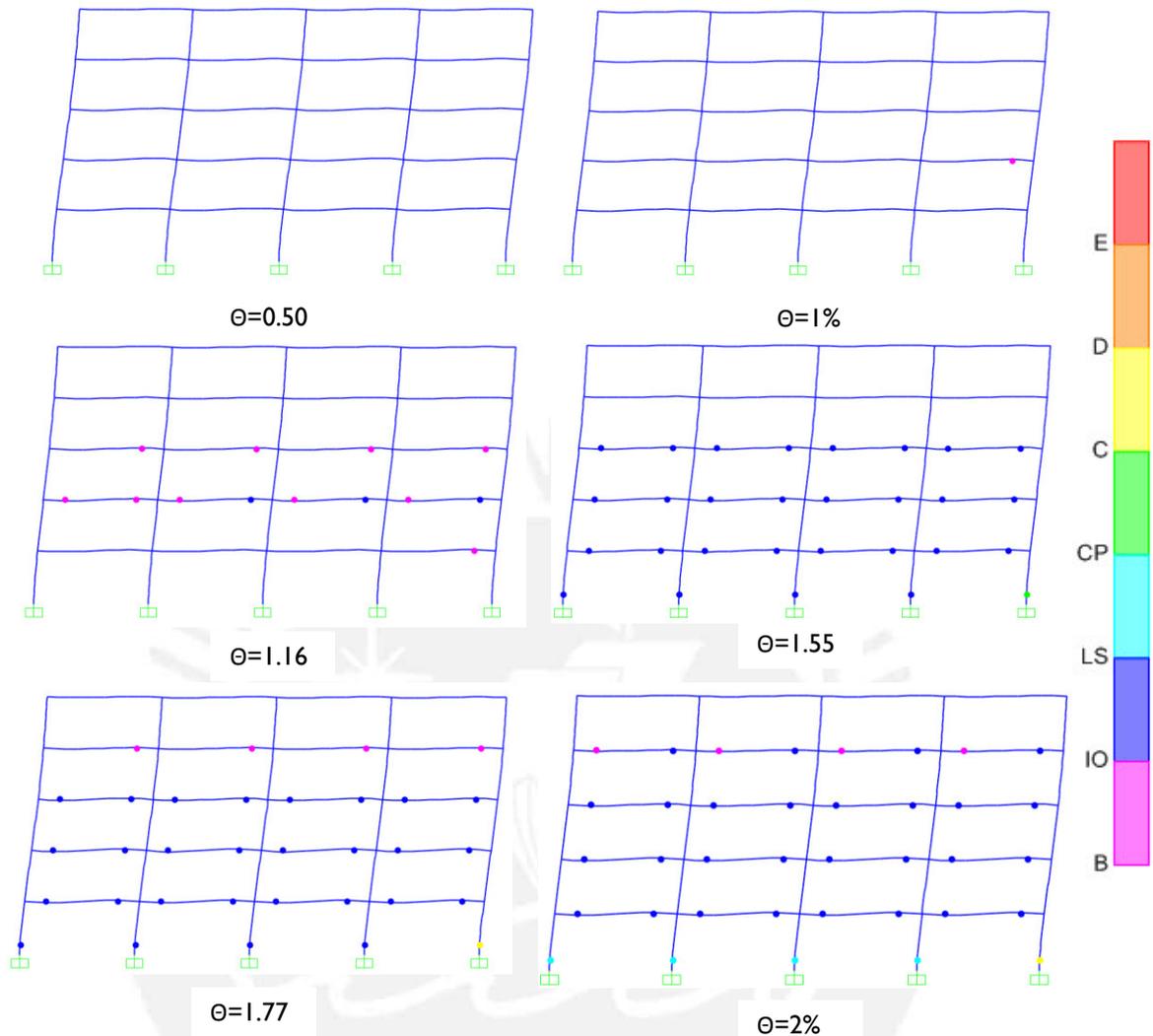


Figura 5.16: Mecanismo de rotulación del pórtico a momentos diseñado tradicionalmente

Como se puede observar la estructura diseñada tradicionalmente se comporta de manera adecuada mediante un análisis pushover; sin embargo, como se puede ver en los mecanismos de rotulación, en el caso del diseño tradicional las rotulas en las bases de las columnas se encuentran más esforzadas que en el caso del diseño por desempeño.

La figura 5.17 muestra la comparación de las curvas de capacidad del diseño tradicional (línea roja) y el diseño por desempeño plástico (línea azul).

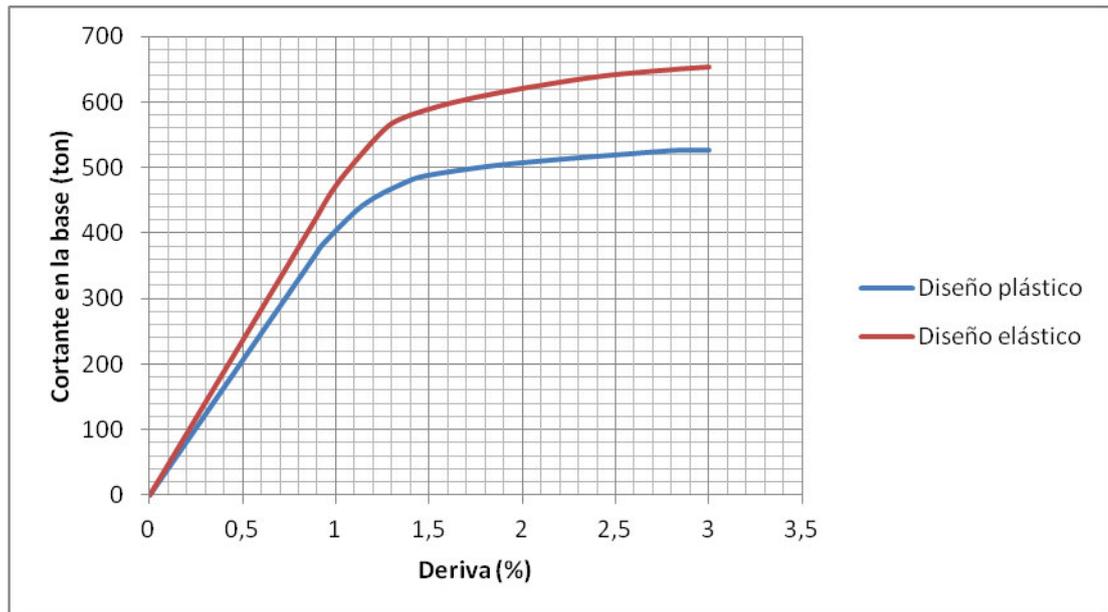


Figura 5.17: Comparación de curvas de capacidad.

Como se puede observar ambas curvas de capacidad parecen tener un comportamiento plástico adecuado.

En la siguiente tabla se puede observar las diferencias en los pesos de los elementos de las estructuras:

MODELO	Vigas (ton)	Columnas (ton)	Total (ton)
Tradicional	25.6	30	55.6
Por desempeño	21.2	29.6	50.6

Capítulo 6: Conclusiones, comentarios e investigaciones futuras:

- ❖ La ecuación que se usa en la distribución de fuerzas laterales pudo ser calculada con la ayuda de análisis de Tiempo-Historia que consideren el comportamiento plástico de los distintos sistemas estructurales de acero. En este tipo de análisis se deben ingresar distintos registros sísmicos al programa de cómputo, por lo que, se usaron registros, en su mayoría, de sismos estadounidenses para poder ajustar la ecuación.

Se debería realizar investigaciones de como varían las fuerzas laterales en los distintos sistemas estructurales de acero considerando registros de sismos peruanos o chilenos, los cuales son muy parecidos. De esta manera se podrá deducir si la ecuación utilizada se aproxima o deberá ser ajustada.

- ❖ En el diseño sísmico basado en el comportamiento plástico de las estructuras de acero se utiliza como parámetro de diseño la deriva de fluencia de las estructuras con la finalidad de calcular la fuerza cortante en la base. Se utiliza un valor de 1% en el diseño de los pórticos a momentos, este valor coincide con la deriva última de la Norma E.030. Luego de realizar el diseño tradicional de tres pórticos (sección 3.3.1.2.1 de la presente Tesis); es decir, teniendo en cuenta las consideraciones de la Norma E.030; se pudo observar en los análisis “Pushover” que los pórticos empezaban a fluir para una deriva cercana al 1%, por lo que, se deduce que la Norma sísmica peruana no aprovecha de la capacidad plástica que tienen los pórticos a momentos.

No sucede lo mismo para el caso de los otros tipos de sistemas estructurales, como por ejemplo, los pórticos arriostrados concéntricamente, los cuales consideran una deriva de fluencia de 0.3% para el diseño y la Norma peruana le da una capacidad de irse 0.7% más allá de ese valor.

En conclusión, se deberían realizar más investigaciones al respecto para que la Norma peruana permita derivas últimas dependiendo del sistema estructural de acero y no un único valor para todos.

- ❖ En la presente tesis solo se analizó las derivas de fluencia de los pórticos a momentos considerando acero ASTM A992 Gr 50. Sería bueno analizar los distintos sistemas estructurales de acero y con otros tipos de acero, como por ejemplo el acero ASTM A36, el cual es muy usado en el mercado peruano.

- ❖ La metodología de diseño propuesta se puede aplicar de manera correcta para edificaciones de uso común, ya que en estas se permiten daños cuando ocurra un sismo de gran intensidad, siempre y cuando la estructura se siga comportando de manera adecuada; es decir, que la estructura llegue hasta el nivel de desempeño de resguardo de la vida.
No se puede aplicar para edificaciones de uso esencial o de seguridad crítica, pues en estas se espera que la estructura incurra muy poco o nada en el rango plástico, incluso para un sismo raro o muy raro.

- ❖ En la presente tesis se trata de estimar la sobre resistencia del método de diseño con la finalidad de minimizar los costos. Este factor tiene como finalidad tratar de acercar lo más posible los resultados que se obtendrían con las secciones ya diseñadas con los resultados teóricos.
El factor de sobre resistencia no se usa en el diseño propuesto por Subhash C. Goel y Shin-Ho Chao en su libro Performance-Based Plastic Design; obteniéndose así estructuras de 10% a 40% más pesadas de lo que se obtendría si se aplicase el diseño tradicional.
El factor estimado para pórticos a momentos resultó satisfactorio; sin embargo, en el caso del pórtico arriostrado el factor no fue el adecuado. Esto se debe a que para el caso de los pórticos a momentos se realizó más análisis (sección 3.3.3.1 de la presente Tesis) que para los pórticos arriostrados (sección 3.3.3.2 de la presente Tesis), además que, hubiese sido preferible utilizar un programa de cómputo que considere mejor el comportamiento de los pórticos arriostrados como el SNAP 2DX o el PERFORM 3D.
En conclusión, se debería investigar más acerca de este factor con la ayuda de otros programas diferentes al SAP2000; además, se debería realizar el análisis para el caso de edificios altos.

- ❖ Cuando se realizó el ejemplo aplicativo (Capítulo 4 de la presente tesis) el procedimiento puede parecer algo tedioso en comparación del diseño tradicional, el cual se puede realizar con cualquier programa de cómputo de manera rápida. Sin embargo, si se cuenta con hojas de cálculo programadas que realicen las operaciones matemáticas por nosotros y se conocen los conceptos teóricos de esta metodología, el diseño tan solo demora minutos en realizarse.

- ❖ Los análisis presentados (Capítulo 5 de la presente tesis) tienen ciertas limitaciones las cuales son según el programa de cómputo empleado, existen programas más adecuados que nos podrían realizar análisis más avanzados. Por ejemplo, en el PERFORM 3D se

puede realizar análisis de Tiempo-Historia que consideren las rótulas plásticas, lo cual no se puede hacer en el SAP2000 que no considera las rótulas cuando se corre un análisis Tiempo-Historia. En ese caso, incluso se podría verificar las derivas máximas que se consideró en el diseño.

- ❖ Cuando se compararon las fuerzas y momentos obtenidos en teoría con los obtenidos mediante el SAP2000 para la deriva última se pudo apreciar que existen ciertas similitudes, por lo que, se puede concluir que las ecuaciones de trabajo virtual junto con las ecuaciones de equilibrio utilizadas en el diseño fueron una buena aproximación.
- ❖ En cuanto a la comparación de los pórticos arriostrados diseñado por desempeño y tradicionalmente. Se puede ver claramente que cuando se diseña tradicionalmente, la estructura obtenida es más rígida y su curva de capacidad tiene un comportamiento aceptable hasta una deriva de 1,25; sin embargo, para derivas grandes, la estructura se vuelve inestable y existe riesgo de colapso, ya que se empiezan a formar rotulas plásticas en las columnas. De esto se puede concluir que si se quiere realizar una estructura que se comporte adecuadamente para sismos muy grandes, la respuesta no es simplemente hacerlas más rígidas y caras, sino que se debe tener en cuenta su desempeño, ya que en el caso del pórtico arriostrado diseñado por desempeño, a pesar de ser menos rígida, este es más dúctil.
- ❖ En cuanto a la comparación de los pórticos a momentos diseñado por desempeño y tradicionalmente. Sucede algo similar que cuando se comparó los pórticos arriostrados; es decir, el tradicional es mas rígido. Cabe resaltar que ambos pórticos poseen rótulas plásticas en las bases de las columnas, las cuales son inevitables de formar; sin embargo, como se puede observar en los colores de la secuencia de formación de rótulas plásticas, en el caso del diseño tradicional, se tiene mayores esfuerzos y giros en comparación del diseñado por desempeño.
- ❖ De acuerdo a los resultados al comparar los modelos diseñados por desempeño y tradicionalmente, se puede observar que el diseño por desempeño se comporta más apropiadamente dúctil y que los pesos pueden ser inclusive menores. Cabe resaltar, que un sismo de gran magnitud tiene poca probabilidad de ocurrir en el tiempo de vida de las edificaciones, por lo que, no es necesario hacerla tan rígida y pesada, sino más dúctil y si llega a fallar que lo haga apropiadamente, sin comprometer la estabilidad de la estructura.

- ❖ La principal desventaja del método de diseño expuesto es que se deben cambiar los perfiles de las vigas por cada piso y el de las columnas cada dos, lo cual puede ser tedioso al momento de la fabricación y construcción.
- ❖ Finalmente, este método de diseño trata de acercarse lo más posible al comportamiento que tienen los distintos sistemas estructurales de acero cuando se analizaron con registros sísmicos. Sin embargo, los programas de cómputo por más avanzados que sean siempre difieren de lo que pasa en la realidad, incluso el método tradicional se encuentra con estos problemas cuando ocurre un sismo. Las experiencias sísmicas nos enseñan a ajustar nuestras teorías y el avance de la tecnología nos permite diseñar programas de cómputo que nos faciliten los cálculos. Por ello, siempre es necesario investigar para poder acercarnos lo más posible a la realidad.



Capítulo 7: Bibliografía:

AISC, **Steel Construction Manual 13th Edition**, United State of America, 2005.

ANSI/AISC 360-10, **Specification for Structural Steel Buildings**, United State of America, Illinois, Chicago, 2005.

ANSI/AISC 341-10, **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**, United State of America, Illinois, Chicago, 2005.

ASCE, **FEMA 356: Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation Buildings**, United State of America, Illinois, Chicago, 2000.

ASCE/SEI 7-10, **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**, United State of America, Virginia, Reston, 2000.

IBC, **International Building Code**, United State of America, 2009.

Reglamento Nacional de Edificaciones, **NTE E.020 Cargas**, Diario “El Peruano”, 2006.

Reglamento Nacional de Edificaciones, **NTE E.030 Diseño Sismo Resistente**, Diario “El Peruano”, 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones, **NTE E.090 Estructuras Metálicas**, Diario “El Peruano”, 2009.

Jack C. McCormac/ Stephen F. Csernak, **Structural Steel Design 5th Edition**, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458, 2011.

Francisco Javier Crisafulli, **Diseño Sismo Resistente de Construcciones de Acero 3^{ra} Edición**, Asociación Latinoamericana del Acero – ALACERO 2013.

Alejandro Muñoz Pelaez, **Apuntes del Curso de Ingeniería Antisísmica**, Pontificia Universidad Católica. Lima, Perú 2009

Eduardo Miranda/ Vitelmo V. Bertero, **Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design**, Earthquake Spectra Vol. 10, No 2, pag. 357-379, 1994.

Michel Bruneau/ Chia-Ming Uang/ S.E. Sabelli, **Ductile Design of Steel Structures Second Edition**, The McGraw-Hill Companies, Inc., 2011.

Shin-Ho Chao/ Subhash C. Goel/ Soon-Sik Lee, **A Seismic Design Lateral Forde Distribution Based on Inelastic State of Structures**, Earthquake Spectra Vol. 23, No 3, pag. 547-569, 2007.

Wai-Fah Chen/ I. Sohal, **Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames**, Springer-Verlag New York Inc., 1995.

Soon-Sik Lee/ Subhash C. Goel/ Shin-Ho Chao, **Performance Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism**, Pape N° 266, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.

Subhash C. Goel / Shin-Ho Chao, **A Seismic Design Method for Steel Concentric Braced Frames for Enhanced Performance**, Pape N° 227, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2006.

Subhash C. Goel / Shin-Ho Chao, **Performance-Based Plastic Design Earthquake-Resistant Steel Structures**, International Code Council, USA, 2008.

