

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

## **DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADAS Y ESTRUCTURAS CON MUROS DE CORTE**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL GRADO DE MAGÍSTER EN  
ESTRUCTURAS**

**JOSE LUIS ORDÓÑEZ FERNÁNDEZ**  
**pplucho666@hotmail.com**

**DIRECTOR: ING. SIGIFREDO DÉCIMO DÍAZ MENDOZA**  
**sigdiaz@yahoo.com**

**Quito, Octubre 2015**

## **DECLARACIÓN**

Yo José Luis Ordóñez Fernández, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**JOSÉ LUIS ORDÓÑEZ FERNÁNDEZ**

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por José Luis Ordóñez Fernández, bajo mi supervisión.

---

**ING. SIGIFREDO DÉCIMO DÍAZ MENDOZA**  
**DIRECTOR DE PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a cada uno de los profesores que con beneplácito comparten sus conocimientos y experiencias tanto académicas como profesionales, especialmente al Ing. Sigifredo Díaz que ha inculcado en mí un sentido de responsabilidad y rigor académico sin los cuales no podría tener una formación integral, cualidades por las que le presento mi lealtad y admiración.

## **DEDICATORIA**

A Dios, a todas, a todos y especialmente a aquellos que tienen la firme certeza de que aquí debe estar su nombre.

## CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
LISTADO DE TABLAS.....	IX
LISTADO DE FIGURAS.....	XIII
RESUMEN.....	XVI
PRESENTACIÓN.....	XVII
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Metodología.....	3
CAPÍTULO 2.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	5
2.1 Dinámica estructural.....	5
2.2 Acción sísmica.....	6
2.2.1 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	8
2.2.2 Espectro de respuesta elástico en desplazamientos.....	9
2.3 Comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón.....	10
2.3.1 Comportamiento de estructuras aporricadas.....	11
2.3.2 Comportamiento de estructuras con muros.....	11
2.4 Métodos de análisis sísmico de estructuras.....	12
2.5 Respuesta dinámica de estructuras.....	13

2.6 Comportamiento no lineal de estructuras.....	15
2.7 Análisis relacionados a requerimientos de diseño por capacidad.....	17
2.8 Metodología para la evaluación del riesgo sísmico.....	18
2.9 Método de diseño basado en fuerzas.....	19
2.10 Método de diseño basado en desplazamientos.....	20
CAPÍTULO 3.- DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	22
3.1 Breve reseña histórica del diseño basado en desplazamientos.....	22
3.2 Ventajas del diseño sísmico basado en desplazamientos.....	24
3.3 Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos existentes en la literatura.....	25
3.4 Método de diseño directo basado en desplazamientos según Priestley y otros (2007).....	28
3.4.1 Fundamentos y descripción del método.....	28
3.4.2 Estados límite de comportamiento.....	31
3.4.3 Espectro de diseño de desplazamientos.....	34
3.4.4 Modelo equivalente de un solo grado de libertad.....	36
3.4.5 Requerimientos de diseño por capacidad.....	45
3.4.6 Comentarios sobre el método.....	47
CAPÍTULO 4.- EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS MEDIANTE EL MÉTODO PROPUESTO POR PRIESTLEY Y OTROS (2007).....	49
4.1 Definición de las estructuras.....	49
4.2 Definición de la acción sísmica.....	50
4.3 Modelación de los edificios.....	59

4.4 Aplicación del método de diseño.....	67
4.5 Verificación del diseño.....	146
CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	177
5.1 Conclusiones.....	177
5.2 Recomendaciones.....	182
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	183



## LISTADO DE TABLAS

TABLA 3.1 Implicaciones de los métodos DBD.....	27
TABLA 4.1 Prediseño de secciones de columnas.....	58
TABLA 4.2 Porcentaje masa modal efectiva – Edif. Aporticado.....	60
TABLA 4.3 Porcentaje masa modal efectiva – Edif. Con Muros.....	61
TABLA 4.4 Carga sísmica reactiva edificio aporticado.....	63
TABLA 4.5 Carga sísmica reactiva edificio con muros estruc.....	63
TABLA 4.6 Cortantes por análisis modal espectral.....	64
TABLA 4.7 Efectos de modos superiores de vibración.....	65
TABLA 4.8 Derivas máximas de piso.....	65
TABLA 4.9 Propiedades de los materiales.....	68
TABLA 4.10 Cálculo de masas de piso del pórtico “2”.....	71
TABLA 4.11 Datos para cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente.....	72
TABLA 4.12 Datos para cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente (corregido).....	75
TABLA 4.13 Datos para cálculo del cortante basal y distribución de fuerzas en los entresijos.....	77
TABLA 4.14 Momentos de vigas en cara de columna.....	77
TABLA 4.15 Dimensionamiento final.....	78
TABLA 4.16 Cálculo de masas de piso del pórtico “2”.....	80
TABLA 4.17 Datos para cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente.....	80

TABLA 4.18 Datos para cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente (corregido).....	83
TABLA 4.19 Datos para cálculo del cortante basal y distribución de fuerzas en los entrepisos.....	84
TABLA 4.20 Momentos de volteo y momentos sísmicos de vigas.....	87
TABLA 4.21 Momentos y cortantes de tramo, cortantes de borde en vigas.....	92
TABLA 4.22 Amplificación dinámica de cortante de columnas.....	93
TABLA 4.23 Amplificación dinámica de momentos de columnas.....	95
TABLA 4.24 Cargas axiales de columna exterior.....	96
TABLA 4.25 Cargas axiales de columna esquinera.....	97
TABLA 4.26 Cargas axiales de columna interior.....	98
TABLA 4.27 Refuerzo longitudinal en extremos de viga.....	100
TABLA 4.28 Refuerzo longitudinal en centro de tramo de viga.....	100
TABLA 4.29 Refuerzo longitudinal y transversal de columna interior y exterior.....	103
TABLA 4.30 Detalle de acero de refuerzo en vigas.....	104
TABLA 4.31Detalle de acero de refuerzo en columnas.....	105
TABLA 4.32 Propiedades de los materiales.....	108
TABLA 4.33 Cálculos preliminares para determinar $H_{CF}$ .....	110
TABLA 4.34 Perfil de desplazamiento de diseño.....	115
TABLA 4.35 Perfil de desplazamiento de diseño (corregido).....	119
TABLA 4.36 Momentos y cortantes en pórticos y muro.....	121

TABLA 4.37 Refuerzo longitudinal en extremos de viga.....	124
TABLA 4.38 Momentos y cortantes de tramo, cortantes de borde en vigas.....	125
TABLA 4.39 Detalle de acero de refuerzo en vigas.....	127
TABLA 4.40 Amplificación dinámica de cortante de columnas.....	131
TABLA 4.41 Amplificación dinámica de momentos de columnas.....	132
TABLA 4.42 Cargas axiales de columna esquinera.....	133
TABLA 4.43 Cargas axiales de columna interior.....	134
TABLA 4.44 Refuerzo longitudinal y transversal de columna interior y exterior.....	135
TABLA 4.45 Detalle de acero de refuerzo en columnas.....	136
TABLA 4.46 Momento, axial y cortante para diseño de muros.....	141
TABLA 4.47 Curva pushover – AENL. Edif. Aporticado.....	149
TABLA 4.48 Demandas inelásticas por método.....	152
TABLA 4.49 Paso de máxima respuesta – pushover.....	154
TABLA 4.50 Criterios de aceptación FEMA 356 desde el SAP2000.....	156
TABLA 4.51 Parámetros de modelación y criterios de aceptabilidad numérica para procedimientos no-lineales. Miembros controlados por flexión.....	158
TABLA 4.52 Parámetros de modelación y criterios de aceptabilidad numérica para procedimientos no-lineales. Miembros controlados por cortante.....	159
TABLA 4.53 Refuerzo principal en cabezales de muro.....	160

TABLA 4.54 Momentos de fluencia y momentos últimos de muro.....	162
TABLA 4.55 Definición de rótulas a flexión para muros (M3).....	165
TABLA 4.56 Definición de rótulas a corte (V2).....	166
TABLA 4.57 Curva pushover – AENL. Edificio con muros de corte.....	167
TABLA 4.58 Demandas inelásticas por método.....	170
TABLA 4.59 Paso de máxima respuesta – pushover.....	172
TABLA 4.60 Criterios de aceptación FEMA 356 desde el SAP2000.....	175

## LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 2.1 Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	8
FIGURA 2.2 Espectro elástico de diseño en desplazamientos.....	9
FIGURA 2.3 Esquema simplificado del DBF.....	20
FIGURA 2.4 Esquema simplificado del DBD.....	21
FIGURA 3.1 Valoración de los métodos D.B. Desplazamientos.....	26
FIGURA 3.2 Fundamentos del DDBD.....	29
FIGURA 3.3 Formas de respuesta de histéresis estructurales comunes fuerza-desplazamiento.....	30
FIGURA 3.4 Objetivos de desempeño según VISION 2000.....	31
FIGURA 3.5 Representación de respuesta inelástica por espectros de respuesta de desplazamiento.....	35
FIGURA 3.6 Reglas de histéresis consideradas en el análisis inelástico tiempo-historia.....	42
FIGURA 4.1 Configuración estructural en planta.....	49
FIGURA 4.2 Configuración estructural en elevación.....	50
FIGURA 4.3 Inercia equivalente de losa maciza.....	53
FIGURA 4.4 Planta de losa alivianada de 25 cm de espesor.....	54
FIGURA 4.5 Transformación de cargas.....	56
FIGURA 4.6 Momentos flectores viga continua.....	56
FIGURA 4.7 Estructuras tridimensionales de hormigón armado.....	60
FIGURA 4.8 Espectro elástico de diseño en aceleraciones – NEC.....	62

FIGURA 4.9 Diagramas de fuerzas del análisis dinámico en X.....	66
FIGURA 4.10 Dimensionamiento preliminar para DDBD.....	67
FIGURA 4.11 Pórtico analizado en el edificio aporticado.....	70
FIGURA 4.12 Espectros de desplazamiento de diseño (opción 1).....	74
FIGURA 4.13 Espectro de desplazamiento de diseño (opción 2).....	82
FIGURA 4.14 Diagramas de momentos por $1.4CM+1.7CV$ .....	88
FIGURA 4.15 Diagramas de momentos por $CM+1.2CV+E$ .....	89
FIGURA 4.16 Redistribución de momentos – Piso 12.....	90
FIGURA 4.17 Amplificación dinámica de momentos de columna.....	94
FIGURA 4.18 Estado deformado de edificio con muros con una rótula plástica desarrollada en la base del muro.....	106
FIGURA 4.19 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas desarrolladas debido a la movilización del mecanismo plástico del pórtico en el piso.....	107
FIGURA 4.20 Dimensionamiento preliminar para DBDB.....	108
FIGURA 4.21 Distribución sugerida de fuerzas laterales y momentos de volcamiento en el edificio con muros.....	109
FIGURA 4.22 Deformación plástica de un muro en cantiliver.....	112
FIGURA 4.23 Espectros de desplazamiento de diseño.....	118
FIGURA 4.24 Perfil de desplazamientos y derivas de piso.....	119
FIGURA 4.25 Reducción de momento en el muro desde las vigas.....	121
FIGURA 4.26 Distribución de fuerza lateral en edificio con muros.....	122
FIGURA 4.27 Distribución de momentos en edificio con muros.....	123

FIGURA 4.28 Número de extremos de vigas ( $\eta_{be,x}$ ) de pórtico en uniones de viga-columna.....	123
FIGURA 4.29 Momentos y cortantes de pórtico, $V_F$ .....	128
FIGURA 4.30 Ataque biaxial por excitación sísmica en columnas.....	130
FIGURA 4.31 Envolvente de capacidad de fuerza de corte.....	139
FIGURA 4.32 Características del muro estructural.....	142
FIGURA 4.33 Planteamiento conceptual del “pushover”.....	148
FIGURA 4.34 Modelos matemáticos de las edificaciones.....	149
FIGURA 4.35 Curva idealizada elasto-plástica edificio aporticado.....	150
FIGURA 4.36 Inicio del mecanismo plástico edificio aporticado.....	151
FIGURA 4.37 Evaluación de resultados del edificio aporticado.....	155
FIGURA 4.38 Modelo de columna ancha.....	157
FIGURA 4.39 Idealización de la sección de los muros.....	163
FIGURA 4.40 Modelación de muros y rotulas plásticas.....	167
FIGURA 4.41 Curva idealizada elasto-plástica edificio con muros.....	168
FIGURA 4.42 Inicio del mecanismo plástico.....	169
FIGURA 4.43 Evaluación de resultados del edificio con muros.....	173

## RESUMEN

En esta tesis se aplica el método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos DDBD desarrollado por Priestley y otros (2007) a edificios de hormigón armado aporticados y edificios con muros de corte. De entrada se presenta brevemente el estado actual del conocimiento en lo referente a conceptos básicos, teoría fundamental y metodología actual de diseño sísmico.

Inmediatamente, se realiza una revisión de los fundamentos teóricos del diseño sísmico basado en desplazamientos incluyendo una reseña histórica, ventajas, métodos existentes y descripción precisa del método DDBD utilizado en el diseño de las edificaciones consideradas en este proyecto de titulación.

En la sección medular de este trabajo, se desarrolla el método de diseño sísmico basado en desplazamientos. Se discute la aplicación del método según el sistema estructural a utilizarse para los edificios de concreto reforzado. Se enfatiza en los parámetros de demanda de desplazamiento, fuerza y aceleración. Se usa el diseño por capacidad para controlar el mecanismo de deformación inelástica. Basado en los principios de análisis plástico y dinámica estructural la nueva formulación permite el cálculo de los efectos de sobre-resistencia del sistema y de los modos superiores de respuesta. Se diseñan las estructuras de doce pisos y, a partir estos diseños y su correspondiente evaluación de los desempeños alcanzados mediante análisis no lineales estáticos definiendo curvas de capacidad y puntos de desempeño, se determina la precisión en la estimación del comportamiento estructural bajo las acciones de diseño.

Finalmente, se analiza la eficiencia general del método propuesto acorde con los resultados obtenidos y se establecen las respectivas conclusiones.



## PRESENTACIÓN

El presente trabajo de titulación denominado “Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte”, se divide en cinco capítulos que se describen de la siguiente forma:

El primer capítulo se discutió de manera general, la justificación de la propuesta de diseño, los objetivos del estudio y la metodología desarrollada para lograr su cumplimiento. En el segundo capítulo se presenta un marco teórico con el estado actual del conocimiento en temas relacionados a la tesis, incluyendo el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón, los métodos de análisis sísmico de estructuras, el método de diseño basado en fuerzas y el método basado en desplazamientos. El tercer capítulo efectúa una revisión del método de diseño propuesto, describiendo sus antecedentes, hipótesis, fundamentos y requerimientos específicos del mismo y su procedimiento de aplicación. En el capítulo cuarto se muestra los ejemplos de edificaciones de concreto reforzado que son diseñadas mediante el método directo basado en desplazamientos, para cada edificio se define el sistema estructural, se establecen las acciones sísmicas que intervienen, se elaboran los modelos matemáticos en el programa ETABS, se obtienen los parámetros para la aplicación del método DDBD, se verifican los niveles de desempeño mediante el análisis no lineal estático para cada edificio y se evalúan y comparan los resultados globales. Y como quinto y último capítulo se establecen las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

Varios terremotos en los últimos años han puesto de relieve la importancia que un diseño sísmico adecuado tiene sobre la seguridad de la vida y la prevención del colapso estructural de edificios (Haití 2010, Maule 2010, Tohoku 2011). Por un lado, el sismo de Haití 7,0 Mw. produjo muchas muertes y muchos edificios se derrumbaron, inclusive el sismo de Haití condujo a impactos catastróficos sobre la capacidad de recuperación social y económica de todo el país. Por otro lado, en el terremoto de Maule 8,8 Mw. en Chile y el terremoto de Tohoku 9,0 Mw. en Japón, el colapso de edificios debido a los fuertes movimientos del suelo solo fue limitado. La principal diferencia entre el daño observado en el sismo de Haití y el ocurrido en el terremoto de Chile o Japón tiene que ver con la buena práctica de ingeniería de diseño de edificios y guías de construcción adecuadas.

La tendencia reciente en el diseño de estructuras sísmo resistentes es hacia una filosofía de Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (Performance-Based Seismic Engineering (PBSE)). En la PBSE un sistema estructural está diseñado para alcanzar niveles predefinidos de daño bajo niveles predefinidos de intensidad sísmica. Los niveles de daño son conocidos como estados límites de desempeño, son definidos por cantidades de deformación tales como la deformación unitaria, curvatura, rotación, o desplazamiento. Similarmente, los niveles de sismo están característicamente definidos como una función del periodo de retorno para un sitio en particular. La combinación de los estados límites de desempeño y la intensidad sísmica constituye un “nivel de desempeño”, mientras una serie de niveles de desempeño constituye un “objetivo de desempeño”.

Como un resultado de la introducción de la PBSE se ha vuelto imperativo que una metodología de ingeniería sísmica sea capaz de producir un sistema que pueda lograr un objetivo de desempeño deseado. Además, para que una filosofía de diseño sea capaz de satisfacer la PBSE, debe poder evaluar con precisión las demandas sísmicas, lograr una jerarquía de miembros deseable en los mecanismos de disipación de energía, y predecir el comportamiento inelástico bajo sismos severos. En la última década los investigadores han trabajado en la adopción de diversas metodologías para satisfacer esta necesidad, estos métodos incluyen el diseño basado en fuerzas, diseños basados en desplazamientos y diseños basados en energía.

La filosofía de ingeniería sísmica más investigada y codificada es la del diseño basado en fuerzas (FBD) y esta categorizada como una filosofía de diseño donde el estado límite está influenciado por una resistencia satisfactoria. Es decir, la estructura está diseñada alrededor de una fuerza lateral equivalente calculada mediante la aceleración asignada. La investigación actual, sin embargo, ha identificado restricciones inherentes en las prácticas del FBD que limitan las capacidades del sistema en el cumplimiento de un objetivo de desempeño establecido en la PBSE. El centro de estas limitaciones es el uso de factores prescriptivos de modificación de respuesta establecidos independientemente del periodo y el desplazamiento de fluencia.

Como resultado de esta y otras limitaciones fundamentales inherentes en el FBD, métodos de diseño basados en desplazamientos (DBD) están siendo investigados como medios alternativos para satisfacer objetivos de desempeño y uno de los enfoques más prometedores es el "Diseño Directo Basado en Desplazamientos" (DDBD) propuesto por Priestley (1993) y revisado por Priestley y otros (2007), que produce un sistema fácilmente capaz de alcanzar un objetivo de desempeño que su contraparte del FBD.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal del presente estudio es aplicar un método alternativo de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios regulares de hormigón armado aporticados y edificios con muros de corte.

Se consideran objetivos específicos los siguientes:

- Brindar al lector un adecuado marco teórico respecto al diseño por desempeño de estructuras.
- Obtener, mediante la aplicación del método basado en desplazamientos propuesto por Priestley y otros (2007), un diseño apropiado de una estructura aporticada y una estructura con muros de corte.
- Incursionar en el análisis no lineal de estructuras como paso complementario para la verificación de este método alternativo de diseño.
- Cultivar conocimientos pertinentes para en un futuro hacer efectiva la posibilidad que menciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción de realizar diseños mediante este tipo de procedimientos basado en desplazamientos.
- Utilizar paralelamente principios del diseño por capacidad y analizar la eficiencia de este método de diseño para incentivar el interés de las posibles investigaciones hacia las limitantes metodológicas que pudieran presentarse en la aplicación de este procedimiento en edificios.

## 1.3 METODOLOGÍA

Como el método dispone de los respectivos fundamentos teóricos para estos casos, se escoge dos edificios con sistemas estructurales diferentes, uno aporticado y otro con muros de corte, ambos con una configuración estructural regular, de 12 pisos de altura ubicados en la ciudad de Quito (zona sísmica “V” con una caracterización del peligro sísmico de “ALTA”). Los valores de las cargas

permanentes, variables, algunas combinaciones y demás componentes que definen la acción sísmica general se tomaron de la norma ecuatoriana de la construcción - NEC.

Con la información indicada se realizó un pre-diseño de los elementos estructurales, luego los edificios se modelaron mediante elementos espaciales asignándoles a estos elementos las propiedades de los materiales constitutivos (hormigón y acero), para los subsecuentes análisis y cálculos de las estructuras se utilizó el programa ETABS y ciertos cálculos fueron hechos en hojas de cálculo tipo EXCEL. El siguiente paso fue realizar un análisis lineal estático, aplicando el método de diseño sísmico basado en fuerzas, en el que la acción sísmica fue representada por fuerzas laterales definidas según los requerimientos de la NEC.

Se revisa la literatura existente que respalda el método DDBD, y luego, se implementa el método para el diseño de un edificio aporticado de hormigón armado y un edificio con muros de corte, para lo cual se utiliza el procedimiento de la estructura sustituta para modelar un sistema de múltiples grados de libertad con comportamiento elastoplástico por medio de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad que aproxime la respuesta no lineal máxima. Para caracterizar las propiedades inelásticas de la estructura se utiliza una rigidez efectiva correspondiente a la rigidez secante al máximo desplazamiento, asociada al estado límite considerado, y un amortiguamiento viscoso equivalente en el que se incluye la energía disipada por los elementos que incurren en el rango de comportamiento no lineal. Para asegurar la eficacia del método, se utilizó paralelamente los principios del "Diseño por Capacidad" para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente.

Por último, para la verificación se efectúa un análisis estático no lineal o Pushover mediante el programa SAP2000, obteniéndose así la curva de capacidad, espectro de capacidad y el punto de desempeño, resultados que deben estar en correlación con los encontrados por el método DDBD.

## **CAPITULO 2**

### **ESTADO DEL CONOCIMIENTO**

#### **2.1 DINÁMICA ESTRUCTURAL**

La dinámica es una ciencia madura. Entretanto, el diseño sísmico no es ni una ciencia ni ha alcanzado su madurez. La aplicación de la dinámica a la ingeniería fue forzada inicialmente por la necesidad de entender el comportamiento de las máquinas. En este sentido, la dinámica aplicada contiene todo un arsenal de algoritmos creadores y brillantes introspecciones aplicables a mecanismos bien definidos, excitados por movimientos bien definidos, así mismo infaltablemente de carácter invariante. Ahora bien, aplicar la dinámica a estructuras cuyas características de rigidez y resistencia no se conocen plenamente y tampoco están excitadas por movimientos agudamente descritos - antes o incluso después del evento sísmico – ha requerido de una perspectiva diferente y de muy diferentes aptitudes, aun cuando sus fundamentos se remontan más de dos siglos y medio atrás, pero con un enfoque moderno que proviene de las últimas cuatro décadas.

El interés en el diseño estructural para cargas dinámicas ha ido incrementándose con el tiempo, esto es en gran parte debido a avances tecnológicos, los cuales han hecho posible diseños más exactos con una descripción realista del comportamiento estructural. Y también debido al hecho de proyectar estructuras cada vez más atrevidas (irregulares), y con mayor grado de susceptibilidad a efectos dinámicos. Además, aunque el análisis dinámico ha sido altamente automatizado por la existencia de computadoras personales, sin embargo, el campo de la ingeniería estructural nunca podrá separarse de la creatividad humana.

## 2.2 ACCIÓN SÍSMICA.

En el sentido tradicional del término, la acción se refiere al conjunto de parámetros que sirven como datos de entrada para el cálculo de los efectos de un fenómeno natural o artificial.

En la ingeniería sísmica, durante mucho tiempo, las ecuaciones comunes se han limitado a la "resistencia lateral", es decir, la comprobación de la resistencia a las fuerzas estáticas horizontales, que a menudo se han solucionado sin una clara referencia a un parámetro del movimiento del suelo. Es sólo recientemente que más definiciones "sismológicas" han sido utilizadas en los códigos sismo resistentes en relación con el desarrollo de los estudios dinámicos de instalaciones peligrosas particularmente plantas de energía nuclear.

Actualmente, la acción sísmica se define principalmente en términos del espectro de respuesta. Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. El concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismo resistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

En el Ecuador, en el Registro Oficial N-413 del sábado 10 de enero de 2015, el Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda acuerda actualizar y oficializar la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con las siguientes características principales:

.- Se actualiza y oficializa los 6 capítulos publicados mediante Acuerdo Ministerial No 0028 de 19 de agosto de 2014, promulgado en el Registro Oficial No. 319 de 26 de agosto de 2014. Los cuales son:

1. NEC-SE-CG Cargas (No Sísmicas)
2. NEC-SE-DS Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
3. NEC-SE-RE Rehabilitación Sísmica de Estructuras.
4. NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado.
5. NEC-SE-MP Estructuras de Mampostería Estructural.
6. NEC-SE-GC Geotecnia y Cimentaciones.

.- Se aprueba y oficializa 4 capítulos normativos que complementan a los aprobados el 19 de agosto de 2014, y son:

7. NEC-SE-AC Estructuras de Acero.
8. NEC-SE-MD Estructuras de Madera.
9. NEC-HS-VI Vidrio.
10. NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.

.- Se ratifica que las autoridades competentes, tienen la obligación de hacer cumplir esta Norma en todas las etapas integrantes del proceso constructivo teniendo en consideración las disposiciones transitorias emitidas en este documento.

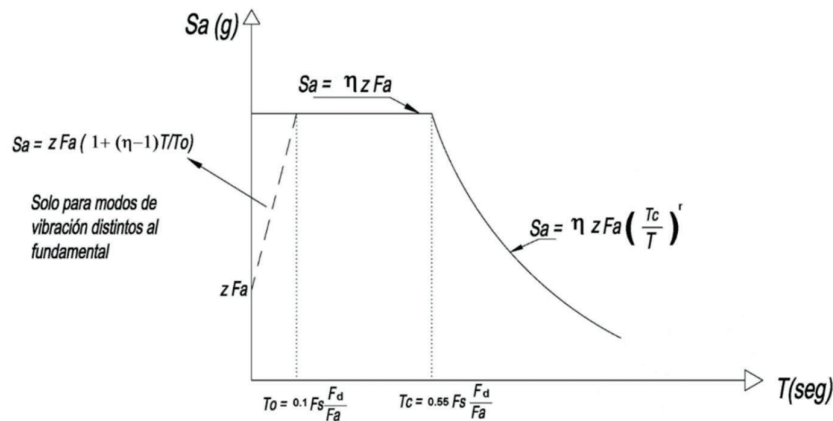
Es así que, con referencia al documento emitido por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, denominado “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente”, en el cual se presentan los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente de estructuras, incluyendo los parámetros para la definición del espectro de respuesta. Se presenta a continuación los aspectos considerados para la definición del mismo.



### 2.2.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES

Expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, definido por:

**FIGURA 2.1 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES**



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS

Donde:

$\eta$  Razón entre la aceleración espectral ( $S_a/Z$ , en roca), con un valor de 2,48 para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$r$  Factor usado en el espectro de diseño elástico,  $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E y  $r = 1.5$  para tipo de suelo E.

$S_a$  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$T$  Período fundamental de vibración de la estructura.

$Z$  Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

$F_a$  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

$T_c$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo.

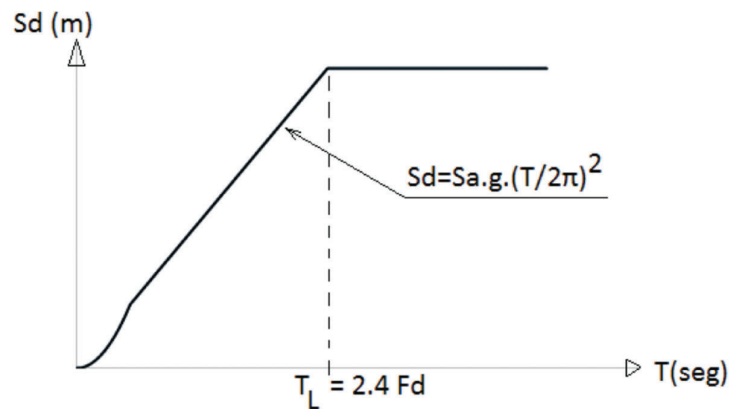
### 2.2.2 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO EN DESPLAZAMIENTOS

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante:

$$S_d = S_a(g) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (2.1)$$

$$S_d = S_a(g) \cdot \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (2.2)$$

**FIGURA 2.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN DESPLAZAMIENTOS**



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS.

Donde:

$S_d$  Espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$T_L$  Período límite de vibración.

$F_d$  Coeficiente de amplificación del suelo.

$T$  Período fundamental de vibración de la estructura.

## **2.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**

Para sismos moderados las estructuras de hormigón se mantienen, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal, a medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daño, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño. El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformación inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirán si su comportamiento fuese elástico-lineal. En forma simplificada, se elige un mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura que garantice la ductilidad deseada y se diseñan las secciones críticas de dicho mecanismo (aquellas donde se desea aparezcan articulaciones plásticas) para las fuerzas que se generan en ellas según el sismo de diseño. Después se revisa el resto de las secciones para los diferentes estados límite, con las fuerzas que aparecen en ellas al formarse el mecanismo y

aplicando un factor de seguridad adicional para garantizar que no alcancen su capacidad cuando se forme el mecanismo.

### **2.3.1 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS**

Dado que el comportamiento ante cargas laterales de un pórtico está regido por las deformaciones de flexión de sus vigas y columnas, el sistema presenta una resistencia y rigidez a cargas laterales relativamente bajas, a menos que las secciones transversales de estos elementos sean extraordinariamente robustas. Los edificios a base de pórticos resultan en general considerablemente flexibles y en ellos se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites prescritos por las normas. La alta flexibilidad de los edificios a base de pórticos da lugar a que su periodo fundamental resulte en general largo, esto es favorable cuando el espectro de diseño tenga ordenadas que se reduzcan fuertemente para periodos largos, como ejemplo típico son los edificios desplantados en suelos firmes.

### **2.3.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON MUROS**

Las muchas variantes que existen de pórticos rigidizados con muros constituyen uno de los sistemas más eficientes para resistir fuerzas sísmicas. Mediante una correcta distribución de los muros es posible mantener las ventajas de la estructura a base de pórticos en lo relativo a libertad del uso del espacio y a ductilidad, a la vez que se obtiene una estructura con mucha mayor rigidez y resistencia ante cargas laterales. Sin embargo, deben cuidarse algunos aspectos que pueden hacer que el comportamiento sísmico de estos sistemas sea inadecuado. Por la extrema diferencia en rigidez que existe entre las zonas rigidizadas y el resto de la estructura, las fuerzas laterales se concentran en dichas zonas y así se transmiten a áreas concentradas de la cimentación. Pueden producirse, además, sollicitaciones excesivas en los elementos que conectan al resto de la estructura con las zonas rigidizadas.

## 2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento de construcciones de la localidad que los alberga. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar qué fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tengan comportamiento elástico lineal y podría emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente” sección 6,2 contiene lo siguiente:

Los métodos de análisis que permite el presente capítulo:

- ❖ Analisis Estático. (1)
- ❖ Analisis dinámicos:
  - Análisis dinámico espectral. (2)
  - Análisis dinámico paso a paso en el tiempo. (3)

Los métodos estáticos lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares. Se realizará un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o lineal espectral y la realizará un profesional con experiencia en métodos de análisis sísmicos inelásticos.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo “Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras” sección 3,1 indica que en la verificación del desempeño sísmico se aplicará un procedimiento de análisis no lineal, mientras que en la sección 4,8 permite la aplicación de cuatro procedimientos de análisis estructural: Lineal estático, Lineal dinámico, No-lineal estático y No-lineal dinámico.

## 2.5 RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

Una de las aplicaciones más importantes de la teoría de la dinámica estructural es el análisis de la respuesta de las estructuras a los movimientos del terreno causados por un sismo.

Para los propósitos de la ingeniería, la variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo. La aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$  aparece del lado derecho de la ecuación diferencial (2,3) que rige la respuesta de las estructuras a la excitación sísmica. Así, para una aceleración del terreno dada, el problema a resolver se define por completo para un sistema de 1 GDL con propiedades conocidas de masa, rigidez y amortiguamiento.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2,3)$$

La ecuación (2,3) rige el movimiento de un sistema lineal de 1 GDL sometido a la aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ . Al dividir esta ecuación entre "m" se tiene:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2,4)$$

Resulta claro que para una  $\ddot{u}_g(t)$  dada, la respuesta de la deformación  $u(t)$  del sistema depende sólo de la frecuencia natural  $\omega_n$  o del periodo natural  $T_n$  del sistema y de su fracción de amortiguamiento,  $\xi$ ; escrito de manera formal,  $\mu \equiv \mu(t, T_n, \xi)$ . Así, cualquier dos sistemas que tengan los mismos valores de  $T_n$  y  $\xi$  tendrán la misma respuesta de deformación  $u(t)$ , aunque uno de ellos sea más grande o más rígido que el otro. La aceleración del terreno durante un sismo varía

irregularmente hasta el punto que la solución analítica de la ecuación de movimiento debe descartarse y se requieren métodos numéricos para determinar la respuesta estructural.

La formulación de equilibrio dinámico para un sistema 1 GDL (ecuación 2,3) puede ser extendida a un sistema con múltiples grados de libertad (VGDL). En este caso, la masa se distribuye en todo el edificio, pero se idealizará como si estuviera concentrada en los niveles de los pisos. Este supuesto suele ser apropiado para edificios con varios niveles, porque la mayor parte de la masa del edificio se encuentra, en efecto, al nivel de los pisos y del mismo modo que en los sistemas de 1 GDL, se supone que la disipación de energía en una estructura se representa por un mecanismo de amortiguamiento viscoso lineal.

La representación de masas puede simplificarse para los edificios de varios niveles debido a los efectos restrictivos de las losas o diafragmas de piso. Por lo general, cada diafragma de piso se considera rígido en su propio plano, pero es flexible a la flexión en la dirección vertical. La introducción de este supuesto implica que ambos grados de libertad horizontales (X y Y) de todos los nodos en un nivel están relacionados con los tres grados de libertad de cuerpo rígido del diafragma de piso en su propio plano.

La ecuación (2,5) contiene N ecuaciones diferenciales que controlan los desplazamientos relativos  $\mu_j(t)$  de un sistema elástico-lineal con VGDL sometido a la aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ . La matriz de rigidez en la ecuación (2,5) se refiere a los desplazamientos horizontales  $\mu_j$  y se obtiene mediante el método de condensación estática para eliminar los grados de libertad rotacional y vertical de los nodos; por lo tanto, esta k se conoce como la matriz de rigidez lateral y el 1 es un vector de orden N en el que cada elemento es igual a la unidad.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m1\ddot{u}_g(t) \quad (2,5)$$

## 2.6 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

Se distingue dos tipos de comportamiento no lineal en estructuras. El **primero**, **denominado no linealidad geométrica**, se presenta cuando la hipótesis de que las deformaciones son pequeñas es inadecuada y cuando menos algunas de las condiciones de equilibrio deben plantearse sobre la configuración desplazada de la estructura. La no linealidad se manifiesta en que los desplazamientos dependen de los elementos mecánicos en los miembros estructurales, los que a su vez son función de dichos desplazamientos. En el caso de fuerzas laterales, particularmente cuando no existen muros ni sistemas rigidizantes equivalentes, se pueden originar desplazamientos horizontales apreciables  $\Delta$ , entre los extremos de las columnas y las cargas verticales sobre las mismas  $P$ , producen momentos iguales a  $P\Delta$ , que a su vez generan desplazamientos laterales adicionales. De allí que este fenómeno se conoce como efecto  $P - \Delta$ , o efectos de segundo orden. Ninguno de los procedimientos de análisis expuestos previamente considera estos efectos, aunque una manera simple de incorporarlos (Rosenblueth, 1965) es añadir en cada nivel una fuerza lateral ficticia de modo que en cada entrepiso el producto de la fuerza cortante sea igual a  $W\Delta$  donde  $W$  es el peso del edificio encima de dicho entrepiso.

Como ilustración consideremos el sistema de un grado de libertad para el cual el momento en la base, incluyendo el aporte de la carga axial, es:

$$M = Vh + W\Delta \quad (2,6)$$

En términos de la rigidez lateral  $k$ , este momento es igual a  $k\Delta h$ ; por tanto, despejando  $Vh$  queda:

$$Vh = k\Delta h - W\Delta = kh \left[ 1 - \frac{W}{kh} \right] \Delta \quad , \text{ o también } V = \left[ k - \frac{W}{h} \right] \Delta = k[1 - \theta] \Delta$$

Donde el parámetro  $\theta = W/(kh)$  se llama coeficiente de estabilidad (Bernal, 1985).



Se aprecia que el efecto neto de la carga axial es reducir la rigidez lateral en un valor  $W/h$ , o en una fracción igual a  $\theta$ . El término  $W/h$  se conoce como rigidez geométrica, y refleja la naturaleza no lineal del problema porque depende de la carga axial. Nótese que es posible que la rigidez se anule completamente cuando la carga axial alcanza el valor crítico  $kh$ , produciendo inestabilidad del sistema.

La **segunda** manifestación importante de comportamiento inelástico es **denominada no linealidad del material** que tiene lugar cuando las curvas carga-deformación de los materiales que constituyen los miembros estructurales son sensiblemente no lineales, reflejando además estados de falla como agrietamientos y fluencias que causan cambios bruscos en dichas curvas. Esta forma de no linealidad es característica de prácticamente todos los materiales estructurales que se usan en edificios. Los reglamentos de construcción así lo reconocen y muchas de sus prescripciones promueven ciertos tipos deseables de comportamiento inelástico ante eventos sísmicos severos y aún moderados.

Desde el punto de vista de análisis, la no linealidad del material invalida el principio de superposición, lo cual obliga a conocer las fuerzas y momentos debidos a las cargas permanentes que obran previamente sobre la estructura (cargas muertas y vivas) antes de determinar los efectos de cargas laterales. En vista de que ante cargas permanentes deben prevenirse fenómenos no lineales de importancia, es decir, que las resistencias de los elementos estructurales deben ser apreciablemente mayores que las demandas provenientes de dichas cargas, en el paso inicial del análisis ante acción sísmica se considera que el edificio se encuentra aún dentro de su intervalo de comportamiento elástico.

Se aplican luego paulatinamente las fuerzas laterales que representan al sismo hasta que en alguna sección crítica de algún elemento se alcanza la resistencia y ocurre una falla local, típicamente fluencia o agrietamiento. Ésto modifica las características de rigidez de tal elemento y, por ende, de la estructura para cargas adicionales, aunque no necesariamente implica colapso. Con las rigideces

modificadas se continúan aplicando las cargas laterales hasta que ocurre otra falla local con los consiguientes cambios de rigidez. Se procede de esta manera hasta que la estructura colapsa, obteniéndose así su resistencia a cargas laterales estáticas. Este tipo de análisis se emplea muy raramente en el diseño sísmico de edificios y aun así con simplificaciones, no sólo por ser relativamente laborioso sino porque las cargas sísmicas son dinámicas y no estáticas.

## **2.7 ANÁLISIS RELACIONADOS A LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO POR CAPACIDAD**

En el diseño de estructuras por capacidad, los elementos estructurales que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad.

Un enfoque de diseño por capacidad es probable que asegure respuestas inelásticas satisfactorias bajo condiciones para las que incluso técnicas de análisis dinámico sofisticadas pueden dejar simples estimaciones. Esto es porque la estructura diseñada por capacidad no puede desarrollar indeseables mecanismos o modos de deformación inelástica, y es, como consecuencia, insensible a las características sísmicas, salvo en la medida de la magnitud de las deformaciones de flexión inelásticas se refieren. Cuando se combina con adecuado detallamiento para ductilidad, el diseño por capacidad permitirá óptima disipación de energía por mecanismos plásticos racionalmente seleccionados para ser alcanzados. Por otra parte, las estructuras diseñadas serán extremadamente tolerantes con respecto a las magnitudes de demanda de ductilidad que futuros sismos grandes podrían imponer.

En edificios de concreto con ductilidad limitada, los principios del diseño por capacidad, tal como se describen para estructuras completamente dúctiles, deben todavía ser empleados para asegurar que partes de la estructura destinadas a permanecer elásticas estén suficientemente protegidas contra la posible sobrecarga de las regiones plásticas adyacentes, y por lo tanto contra la falla frágil. Sin embargo, simplificaciones significativas se pueden hacer en la evaluación de las acciones de diseño que se utilizarán para el análisis de los elementos potencialmente frágiles.

Se hace hincapié en que el diseño por capacidad no es una técnica de análisis, sino una herramienta de diseño de gran alcance. Permite al diseñador “decir a la estructura que hacer” y desensibiliza las características del sismo, que son después de todo, desconocidas. Mutuamente con un detallamiento juicioso de todas las regiones plásticas potenciales permitirá a la estructura cumplir las intenciones del diseñador.

## **2.8 METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo “Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras” sección 5, propone cinco tipos de evaluación de riesgo sísmico y entre ellas se considera la determinación del nivel de desempeño sísmico de la estructura. Para la evaluación de los dos edificios considerados en esta tesis de grado frente a un sismo, en términos de daños, se necesita una herramienta que permita analizar la estructura más allá del rango elástico, es así que, para la determinación del desempeño sísmico se aplicará un procedimiento de análisis no-lineal estático como es el Método del Espectro de Capacidad (capacity spectrum method: CSM) incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996), utilizándose la curva de capacidad de la estructura y una reducción

del espectro de demanda para evaluar el desempeño del edificio, involucrando de esta manera conceptos de capacidad, demanda y desempeño.

La capacidad de la estructura se representa mediante la curva "Pushover", la cual se crea graficando el cortante en la base y el desplazamiento en el nivel más alto del edificio, esta curva de capacidad se construye en representación del primer modo, asumiendo que el primer modo es el que predomina en la estructura. El desplazamiento de demanda en el espectro de capacidad ocurre en un punto sobre el espectro llamado punto de desempeño. Este punto representa la condición de que la capacidad sísmica de la estructura sea igual a la demanda sobre la estructura debido al movimiento del terreno.

La localización del punto de desempeño requiere de un proceso iterativo de prueba y error, pero básicamente debe satisfacer lo siguiente:

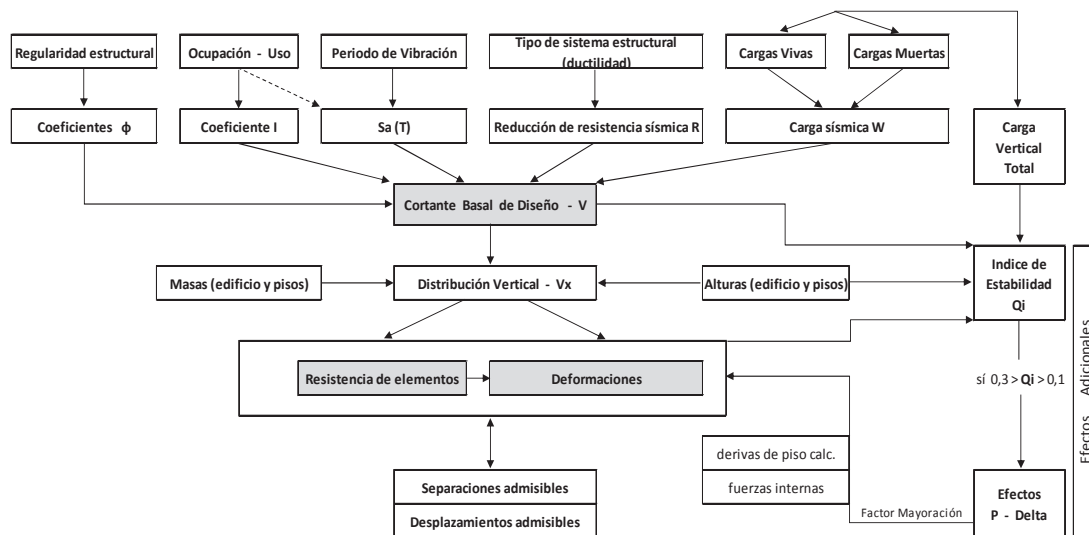
- a.) El punto debe quedar sobre la curva del espectro de capacidad.
- b.) El punto debe quedar sobre la curva de demanda espectral reducida desde su amortiguamiento inicial del 5% que es el usual en el espectro de diseño elástico, esta reducción espectral es para representar la demanda no lineal.

## **2.9 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).**

Según el procedimiento actual de diseño basado en fuerzas, la práctica en el diseño sísmico es que para un espectro de respuesta de aceleración elástica de diseño y para una estimación del periodo estructural, la aceleración de respuesta elástica es determinada. Entonces ésta se reduce mediante un factor de fuerzas para obtener una aceleración de diseño modificada. Usando la aceleración de diseño reducida, se determina la fuerza de diseño basándose en la segunda ley de Newton. Se hace una revisión de desplazamientos después de que los miembros estructurales satisfagan el requerimiento de fuerzas.

Los requisitos mínimos de diseño no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del proceso, debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del suelo. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

**FIGURA 2.3 ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBF**



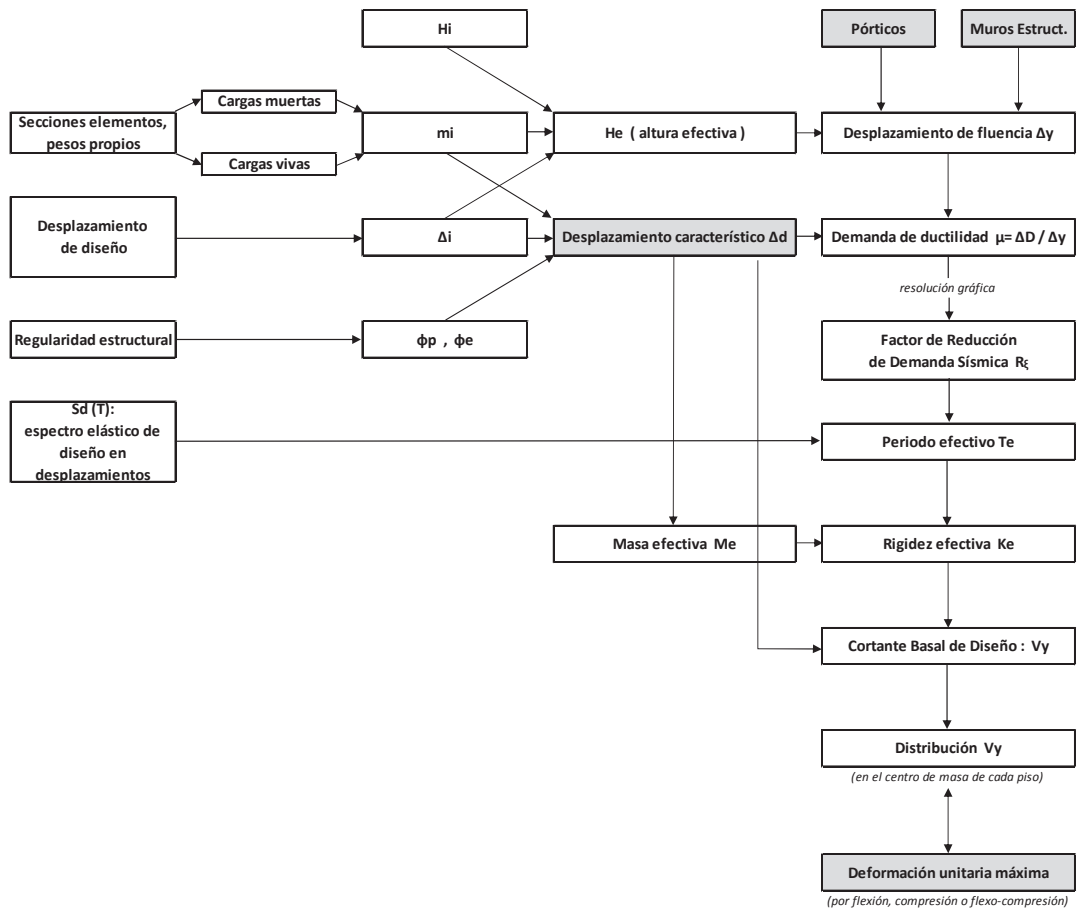
Elaborado por: José Luis Ordóñez

## 2.10 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Generalmente, se acepta que el daño esté relacionado con la deformación unitaria y/o las distorsiones de entrepiso, y debido a las deficiencias del diseño sísmico basado en fuerzas (factores de reducción  $R$  constantes y la rigidez es independiente de la resistencia), se ha propuesto el diseño sísmico basado en desplazamientos, en el cual el diseño se desarrolla estableciendo un desplazamiento objetivo; la resistencia y rigidez no se consideran como variables

de diseño sino como resultados finales de este. El comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales no se considera adecuado si su deformación es excesiva bajo los requerimientos de los diferentes estados límites.

**FIGURA 2.4 ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL DBD**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

## CAPITULO 3

### DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

#### 3.1 BREVE RESEÑA HISTORICA DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

La razón de que el diseño sísmico es actualmente basado en fuerzas (y por tanto aceleraciones) en lugar de desplazamientos, es basado en gran medida en consideraciones históricas. Antes de la década de 1930, pocas estructuras fueron específicamente diseñadas para acciones sísmicas. En la década de 1920 y principios de 1930 se produjeron varios terremotos importantes (Japón: 1925 Sismo de Kanto, USA: 1933 Sismo de Long Beach, Nueva Zelandia: 1932 Sismo de Napier). Se observó que las estructuras que habían sido diseñadas para las fuerzas laterales de viento se desempeñaron mejor en estos sismos que aquellas sin diseños específicos para fuerzas laterales. Como consecuencia, los códigos de diseño comenzaron a especificar que las estructuras en regiones sísmicas estén diseñadas para fuerzas de inercia laterales. Típicamente, fue especificado un valor de aproximadamente 10% del peso del edificio, independientemente del periodo del edificio, aplicado como un vector de fuerza lateral verticalmente distribuida, proporcional al vector de masas.

Durante la década de 1940 y 1950, el significado de características dinámicas estructurales llegó a ser entendido mejor, llevando, por la década de 1960, a niveles de diseño de fuerza lateral periodo-dependiente en la mayoría de los códigos de diseño sísmico. También en la década de 1960 con una mayor comprensión de la respuesta sísmica, y el desarrollo del análisis inelástico tiempo-historia, se concientizó que muchas estructuras habían sobrevivido a terremotos en los que los cálculos mostraron que deberían haber inducido fuerzas de inercia

muchas veces más grande que aquellas correspondientes a la resistencia estructural. Esto llevó al desarrollo del concepto de ductilidad, para conciliar la aparente anomalía de la sobrevivencia con resistencia insuficiente. Las relaciones entre la ductilidad y el factor de reducción de la fuerza, tales como la aproximación de “igual-desplazamiento” y otros como la aproximación de “igual energía”, que surgió más apropiado para estructuras de periodo corto, se desarrollaron como una base para determinar los niveles apropiados de diseño de fuerza lateral.

Durante la década de 1970 y 1980 mucho esfuerzo de investigación se dirigió a la determinación de la capacidad de ductilidad disponible de diferentes sistemas estructurales. Consideraciones de ductilidad se convirtieron en una parte fundamental del diseño, y los libros de texto clave escritos en la década de 1960 y 1970 se han mantenido como la base filosófica para el diseño sísmico, esencialmente hasta la actualidad. Con el fin de cuantificar la capacidad de ductilidad disponible, se realizaron amplios estudios experimentales y analíticos para determinar el desplazamiento máximo seguro de diferentes sistemas estructurales bajo desplazamientos aplicados cíclicamente. Esto puede ser visto como la primera incursión de la fuerza como la base para diseño. La resistencia requerida fue determinada desde un factor de reducción de fuerza que refleja la capacidad de ductilidad percibida del sistema estructural y el material elegido para el diseño. Sin embargo, el proceso de diseño fue todavía llevado a cabo en términos de fuerza requerida, y la capacidad de desplazamiento, a ser chequeada directamente en todo, era la etapa final del diseño. También se introdujo durante esta época el concepto de “diseño por capacidad”, en donde fueron identificadas las ubicaciones de preferencia de rotulas plásticas de flexión, y alternativas de lugares no deseados de rotulas plásticas, y modos no deseados de deformación inelástica, como la falla por cortante, fueron inhibidas mediante el establecimiento de su mayor resistencia que los niveles de fuerza correspondientes a los del mecanismo inelástico deseado. La ductilidad fue percibida como más importante que la capacidad de desplazamiento, aunque los dos estaban claramente relacionados.



En la década de 1990, literatura con mayor énfasis en las consideraciones de desplazamiento y diseño por capacidad se utilizaron ampliamente para diseño sísmico de estructuras de concreto y mampostería, y el concepto de “diseño sísmico basado en desempeño”, basado gran parte en consideraciones de desplazamientos, se convirtió en objeto de una intensa atención de investigaciones.

### **3.2 VENTAJAS DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS**

Diseño sísmico basado en desplazamiento se define en términos generales como cualquier método de diseño sísmico en el que las cantidades relativas a los desplazamientos se utilizan directamente para juzgar la aceptabilidad del desempeño. El comportamiento real de las estructuras de construcción convencionales durante temblores fuertes de suelo en las regiones de moderada a alta sismicidad involucra respuesta del sistema estructural. Esta respuesta inelástica está basada en absorber y disipar entradas de energía sísmica y de ese modo controlar amplitudes de desplazamiento y reducir las fuerzas sísmicas de diseño y resistencias requeridas.

Se puede mencionar a manera de ejemplo que, los daños estructurales (daños en forma de concreto agrietado y fluencia del refuerzo) de un muro dúctil pueden ocurrir a través de la formación de una rótula plástica a flexión. La extensión del daño está relacionada con la cantidad de deformación en la rótula plástica, que a su vez puede estar relacionada con el desplazamiento. Las fuerzas que actúan en el muro son una medida mucho menos directa del daño, ya que estas fuerzas no cambian tan significativamente una vez que comience la fluencia.

Otra de las ventajas del diseño basado en desplazamientos está en el tratamiento con sistemas compuestos de distintos elementos resistentes a fuerza lateral, donde un débil sistema de pórtico existente relativamente frágil es rehabilitado con un sistema más fuerte o sistema más dúctil resistente a fuerza lateral. El fallo del sistema existente, incluyendo la pérdida de la capacidad vertical de carga, se mide mejor por el desplazamiento del sistema en lugar de la resistencia del sistema instalado posteriormente. Un diseño basado en desplazamientos ejecutado apropiadamente considera los límites de desplazamiento impuestos por el sistema existente, logrando así, ir más allá de la práctica común que a principios de la rehabilitación sísmica se centraría exclusivamente en la prestación del sistema dúctil nuevo, ignorando con ello las limitaciones de desplazamiento del sistema existente.

De manera similar, los procedimientos basados en la fuerza, no pueden abordar adecuadamente los límites de desplazamiento de los sistemas no estructurales. Los procedimientos basados en desplazamientos utilizan desplazamientos como criterio fundamental del proceso de diseño y pueden proporcionar una mejor protección de los componentes no estructurales.

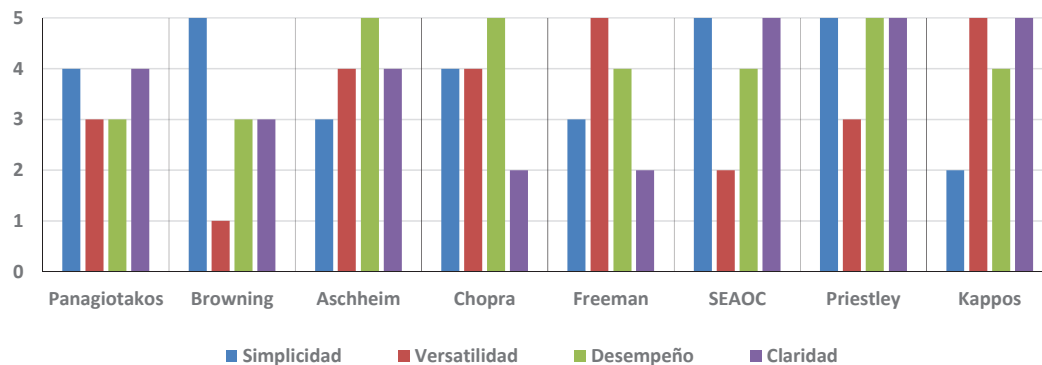
### **3.3 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS EXISTENTES EN LA LITERATURA**

Desde la década de 1990, han surgido diferentes propuestas relacionadas con el método basado en desplazamientos, de los diferentes procedimientos de diseño basado en desplazamientos planteados son pocos los que desarrollan un nivel adecuado para su aplicación en los códigos de diseño moderno y algunos no disponen de la facilidad y confianza requerida. En base al trabajo de Méndez [23], se considera oportuno valorar los siguientes métodos:

- ❖ Panagiotakos y fardis, 1999. “*Diseño sísmico con deformación controlada*”.

- ❖ Browning, 2001. “Método de determinación de dimensiones para estructuras de concreto reforzado”.
- ❖ Aschheim y Black, 2000. “Diseño sísmico para el punto de fluencia del espectro”.
- ❖ Chopra, 2001. “Diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico de diseño”.
- ❖ Freeman, 1998. “Método del espectro de capacidad”.
- ❖ SEAOC, 1999. “Diseño basado en desplazamientos directos”.
- ❖ Priestley et al., 2007. “Diseño sísmico directo basado en desplazamientos”.
- ❖ Kappos, 2010. “Diseño sísmico basado en deformaciones directas”.

**FIGURA 3.1 VALORACIÓN DE LOS MÉTODOS D.B. DESPLAZAMIENTOS**



FUENTE: Sullivan, 2002.

Según [23], se puede clasificar a los métodos DBD considerando los criterios a continuación, los cuales se organizan en la Tabla 3.1:

**Criterio 1.-** El rol del desplazamiento en el proceso de diseño (RDDP).

- Basado en deformación calculada (DCB).
- Basado en cálculo iterativo de deformación (IDSB).
- Basado en deformación directa (DDSB).

**Criterio 2.-** Tipo de análisis utilizado en el proceso de diseño (TADP).

- Modal espectral considerando rigidez inicial (ME-RI).
- Modal espectral considerando rigidez secante (ME-RS)
- Análisis de historia - tiempo.

**Criterio 3.-** Limitaciones en el tipo de estructuración (STL).

- Estructuras con base flexible.
- Estructuras con irregularidad.

**TABLA 3.1 IMPLICACIONES DE LOS MÉTODOS DE DBD**

MÉTODO	CRITERIOS			
	El rol del desplazamiento en el proceso.	Tipo de análisis utilizado en el proceso.	Tipo de estructuración	
			Estructuras con base flexible.	Estructuras con irregularidad.
Panagiotakos	DCB	ME - RI	NO	NO
Browning	IDSB	ME - RS	NO	N/A
Aschheim	DDSB	ME - RI	NO	NO
Chopra	DCB	ME - RS	NO	NO
Freeman	DDSB	ME - RS	NO	NO
SEAOC	DDSB	ME - RS	NO	NO
<b>Priestley</b>	<b>DDSB</b>	<b>ME - RS</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
Kappos	DDSB	T - HIST.	SI	SI

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Para el diseño del edificio aporticado y del edificio con muros estructurales, de los métodos disponibles en la literatura se aplicará el método de Priestley et al., 2007., que también lo recomienda la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción.

### **3.4 MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN PRIESTLEY, CALVI Y KOWALSKY (2007)**

La base de este enfoque es el procedimiento denominado “Diseño Directo Basado en Desplazamientos” (DDBD), que se introdujo por primera vez en 1993 (Priestley, 1993), el cual durante estos años ha sido objeto de considerable atención en investigaciones, en Europa, Nueva Zelanda y América del Norte, y que culmina en un enfoque de diseño viable y sencillo para una amplia gama de tipos estructurales presentados en (Priestley 2007) [32] convirtiéndose así, en la referencia principal para la base teórica de este capítulo.

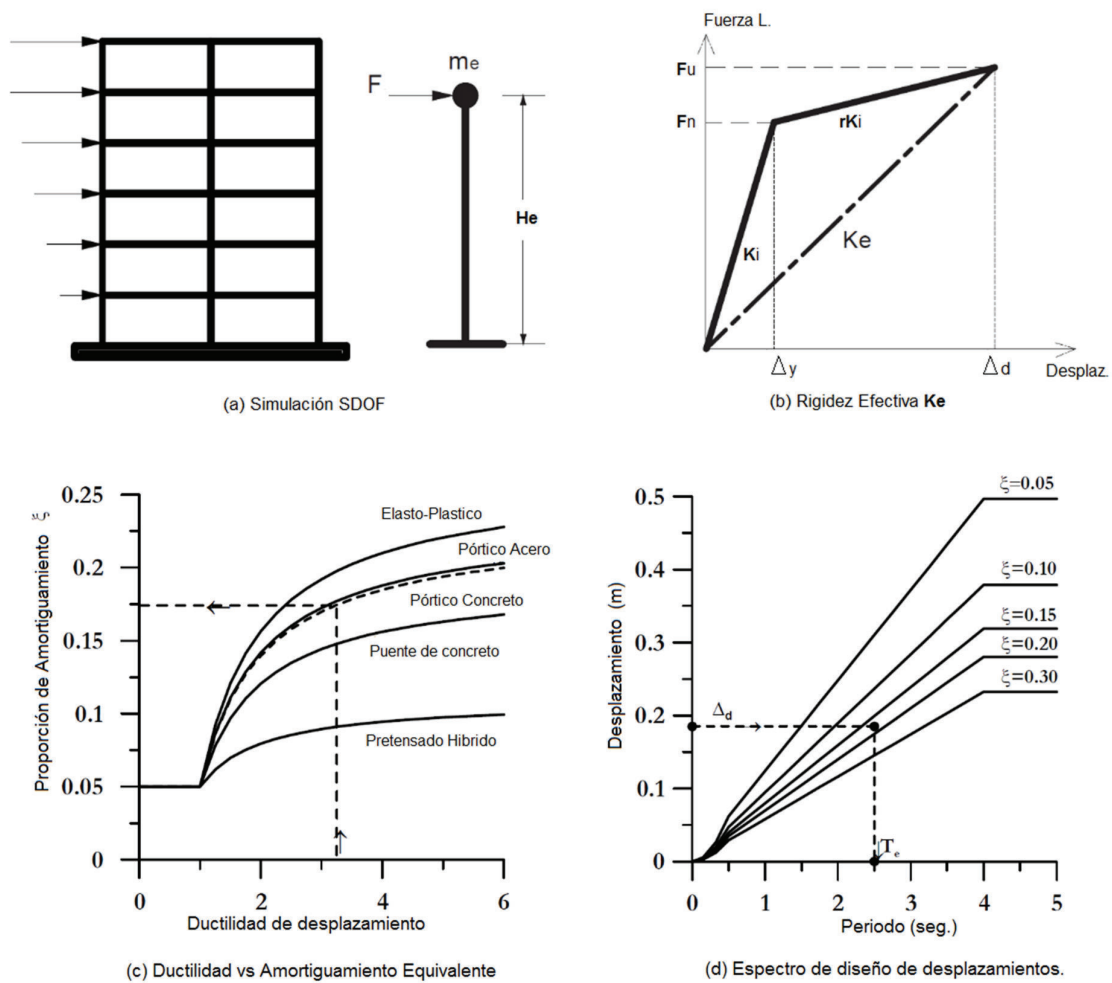
#### **3.4.1 FUNDAMENTOS Y DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO**

A diferencia de los procedimientos basados en fuerzas en los que se caracteriza el comportamiento estructural por medio de las propiedades elásticas de la estructura, el método de diseño directo basado en desplazamientos se fundamenta en la caracterización del comportamiento estructural mediante una rigidez secante al desplazamiento inelástico máximo considerado, conforme con el nivel de desempeño que se pretende satisfacer, y un amortiguamiento viscoso equivalente asociado a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. El enfoque utilizado para este análisis se basa en el concepto de la estructura sustituta desarrollado por Shibata, A. y Sozen, M. en 1976 (“Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete”). [21].

El método de diseño ilustrado en la Fig. 3,2(a), considera la representación de un edificio aporcado en un sistema de un grado de libertad (Single degree of freedom – SDOF), aunque los fundamentos básicos se aplican a todos los tipos de estructuras. La envolvente bilineal de la respuesta fuerza lateral-desplazamiento de la representación SDOF se muestra en la Fig. 3,2(b). Una rigidez inicial elástica  $K_i$  es seguida por una rigidez post fluencia de  $rK_i$ .

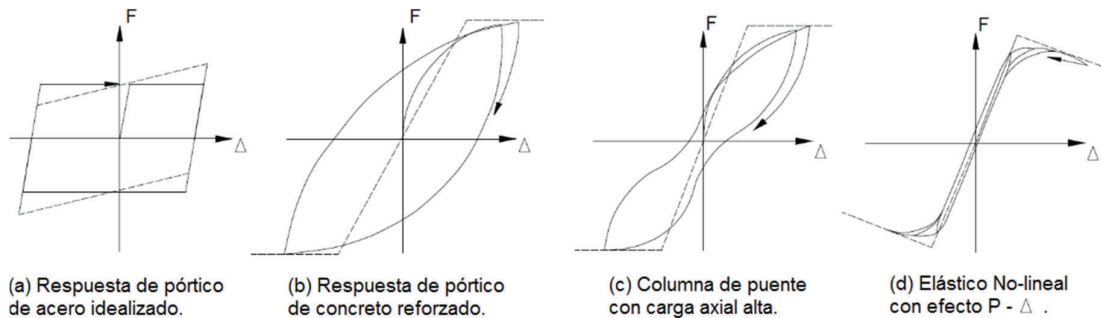
Mientras el diseño sísmico basado en fuerzas describe una estructura en términos de elasticidad, pre-fluencia, propiedades como (rigidez inicial  $K_i$ , amortiguamiento elástico), el DDBD caracteriza la estructura por rigidez secante  $K_e$  en un desplazamiento máximo  $\Delta_d$  (Fig. 3,2(b)), y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$ , representativo de la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Como se puede ver en la Fig. 3,2(c), para un mismo nivel dado de demanda de ductilidad, a la estructura se le asignará un determinado nivel de amortiguamiento viscoso equivalente según su tipología que será consecuencia también del grueso de los ciclos de histéresis, ver Fig. 3,3.

**FIGURA 3.2 FUNDAMENTOS DEL DDBD.**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007.

### FIGURA 3.3 FORMAS DE RESPUESTA DE HISTERÉSIS ESTRUCTURALES COMUNES FUERZA-DESPLAZAMIENTO



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinado y el amortiguamiento correspondiente estimado desde la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo  $T_e$  en el desplazamiento máximo de respuesta, medido en la altura efectiva  $H_e$  (Fig. 3,2(a)) puede ser determinado desde un conjunto de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento, como se puede notar en la Fig. 3,2(d). La rigidez efectiva  $K_e$  del sistema equivalente SDOF en el desplazamiento máximo puede ser encontrada a partir de la ecuación normal para el periodo de un oscilador SDOF, así:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m_e}{K}} \quad ; \quad K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3,1)$$

Donde  $m_e$  es la masa efectiva participante de la estructura en el modo fundamental de vibración. A partir de la Fig. 3,2(b), la fuerza lateral de diseño, que es también la fuerza de cortante basal de diseño es:

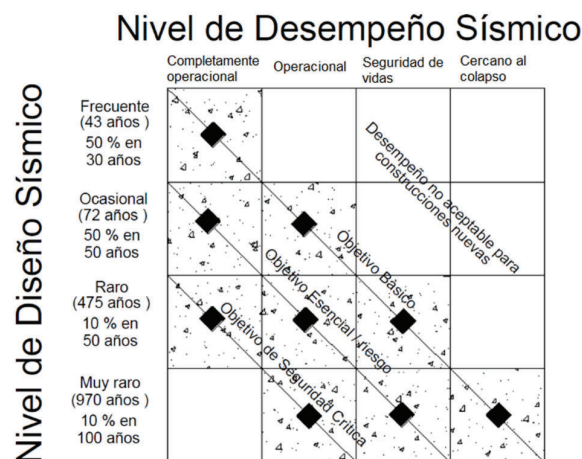
$$F = V_B = K_e \Delta_d \quad (3,2)$$

El concepto de diseño es en consecuencia muy simple, que una vez determinadas las características de la “estructura substituta”, el desplazamiento de diseño y desarrollado el espectro de diseño de desplazamientos, no existe mayor complejidad.

### 3.4.2 ESTADOS LÍMITE DE COMPORTAMIENTO

Los estados límite (niveles de desempeño estructural) se usan para cuantificar cada aspecto del comportamiento. El criterio actual pretende diseñar un sistema estructural para sustentar un nivel predefinido de daño bajo un nivel predefinido de intensidad sísmica incorporando así conceptos de ingeniería basados en el desempeño. Los ejemplos más prominentes son el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), propuestas del ATC 40 (ATC, 1996), FEMA 273/356 Y FEMA 440 (englobando este último a los dos anteriores).

**FIGURA 3.4 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SEGÚN VISION 2000**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

Aunque el enfoque de Vision 2000 es útil conceptualmente, los niveles de desempeño no incluyen un nivel de desempeño de “control de daños”, que es claramente de importancia económica. Por ejemplo, luego del sismo de Kobe en edificios aparcados de concreto reforzado diseñados de acuerdo con la filosofía “viga débil-columna fuerte” satisfaciendo el nivel de desempeño de “seguridad de vidas”, el costo de reparación de muchos lugares de acción inelástica, y por lo tanto de daños localizados, fue a menudo excesivo y antieconómico.

Actualmente, el nivel de desempeño implícito en la mayoría de los códigos de diseño sísmico es, de hecho, un nivel de desempeño de control de daños.



### 3.4.2.1 Estados límite de la sección

Con el fin de comprender mejor la relación entre los niveles de respuesta estructural y niveles de desempeño, es importante considerar la relación entre los estados límites de la estructura y sus miembros (elementos de concreto).

- (a) Estado límite de agrietamiento.- La aparición del agrietamiento generalmente marca el punto para un significativo cambio de rigidez. Este estado límite puede ser valioso para miembros que se espera que respondan elásticamente para el nivel del sismo de diseño.
- (b) Estado límite de primera fluencia.- Un segundo cambio relevante en la rigidez del miembro ocurre en la aparición de la fluencia en el refuerzo extremo de tensión. Este estado límite es útil para definir la apropiada rigidez elástica para ser usada en el análisis de sistemas dúctiles utilizando reglas de histéresis simplificadas, tal como la respuesta bilineal.
- (c) Estado límite de estallamiento.- La aparición del estallamiento del recubrimiento puede ser un estado límite significativo, particularmente para secciones no confinadas, o secciones sujetas a altos niveles de compresión axial, donde el estallamiento está típicamente asociado con el comienzo de la rigidez negativa incremental y la posible pérdida de resistencia repentina.
- (d) Estado límite de Pandeo.- La iniciación del pandeo del refuerzo longitudinal es un estado límite significativo. Incluyendo medidas correctivas a menudo requieren remover y reemplazar el miembro.
- (e) Estado límite último.- Un verdadero estado límite último se referiría a la incapacidad para soportar cargas impuestas, como cargas de gravedad sobre una viga, o fuerzas axiales en una columna. Sin embargo, la aparición de rigidez negativa incremental de las características de momento-curvatura, que está asociada con la caída de resistencia, es motivo de preocupación bajo respuesta dinámica, ya que implica la redistribución de la energía de deformación desde parte de la estructura que responden elásticamente hacia el interior del miembro con rigidez negativa. Esto tiene consecuencias potencialmente explosivas.

### 3.4.2.2 Estados límite de la estructura

Existe un número de diferentes estados límites o niveles de desempeño que se podrían considerar en el diseño, en Priestley *et al.*, 2007, se propone el estado límite de servicialidad, estado límite de control de daños y estado límite de supervivencia. Generalmente solo uno como es el “estado límite de control de daños”, o como máximo dos (con el “estado límite de servicialidad” como el segundo) serán distinguidos, excepto para circunstancias excepcionales. Donde más de un estado límite se considere, la resistencia requerida para satisfacer cada límite se determinará y con la más alta se ejecutará el diseño final.

- (a) Estado límite de servicialidad.- Relacionado con el nivel de “completamente operacional” de Vision 2000. No deben ser necesarias medidas correctivas significativas para una estructura que responde a este estado límite. No debe ocurrir desprendimiento del recubrimiento de hormigón, y aunque la fluencia del refuerzo debe ser aceptable en este estado límite, anchos de fisura residuales deben ser lo suficientemente pequeños de modo que el mortero de inyección no es necesario. Este estado límite puede ser directamente relacionado a límites de deformación en las fibras extremas de compresión del concreto y en el refuerzo extremo de tensión.
- (b) Estado límite de control de daños.- Éste no está directamente dirigido en el documento Vision 2000, pero es la base para la mayoría de las estrategias actuales de diseño sísmico. En este estado límite, una cierta cantidad de daño reparable es aceptable, pero el costo debe ser significativamente menor que el costo de reemplazo. Daños a edificios de concreto pueden incluir reemplazo del recubrimiento del concreto debido a estallamiento, y la formación de anchas grietas de flexión residuales necesitando la inyección de mortero para evitar corrosión posterior. Fracturas del refuerzo transversal o longitudinal, o pandeo del refuerzo longitudinal no deben suceder, y el núcleo del concreto en regiones de rotulas plásticas no debe ser reemplazado. Con estructuras bien diseñadas, este estado límite normalmente corresponde a factores de ductilidad de desplazamiento en el rango de  $3 \leq \mu_{\Delta} \leq 6$ .

### 3.4.3 ESPECTRO DE DISEÑO DE DESPLAZAMIENTOS

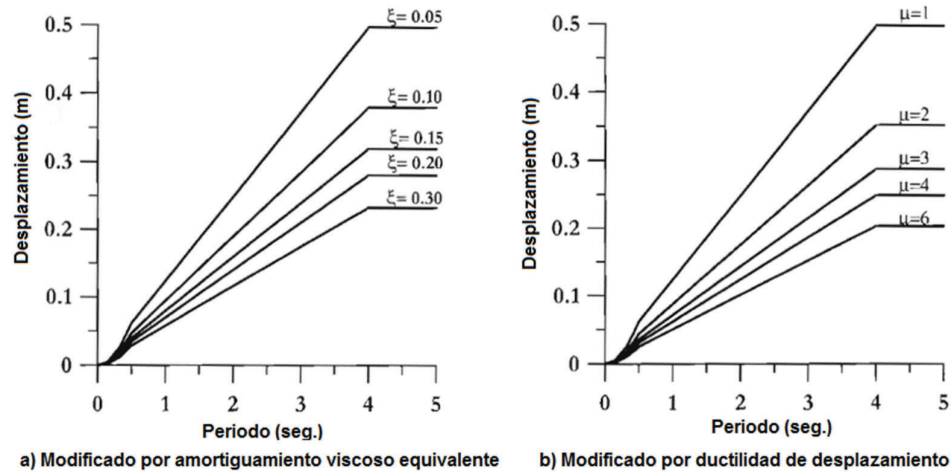
Como se observa de la Fig. 3,2(d), se utiliza el espectro de respuesta de desplazamiento en lugar de un espectro de aceleración para determinar la resistencia al cortante basal requerida. Es posible generar el espectro de desplazamiento desde el espectro de respuesta de aceleración existente, suponiendo que el pico de la respuesta es gobernada por las ecuaciones de respuesta de estado estacionario sinusoidal, pero esta suposición se vuelve cada vez más inexacta en periodos largos. La relación entre el desplazamiento y la aceleración se puede expresar como:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{A(T)} g \quad (3,3)$$

Donde,  $g$  es la aceleración debido a la gravedad, y  $S_{A(T)}$  es expresada como un múltiplo de  $g$ .

El diseño sísmico basado en desplazamientos, utilizando una representación de rigidez secante de respuesta estructural requiere una modificación del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para tener en cuenta la respuesta dúctil. La influencia de la ductilidad puede ser representada ya sea por amortiguamiento viscoso equivalente o directamente por el espectro de desplazamiento inelástico para diferentes niveles de ductilidad (Fig. 3,5). El uso del espectro modificado por diferentes niveles de amortiguamiento requiere relaciones entre ductilidad y amortiguamiento para ser desarrollados para diferentes características estructurales histeréticas, pero permite un espectro único de diseño para ser usado para todas las estructuras. El uso de espectro modificado por diferentes niveles de ductilidad es tal vez más directo, pero requiere los modificadores de ductilidad a ser determinados para cada regla histerética considerada.

**FIGURA 3.5 REPRESENTACIÓN DE RESPUESTA INELASTICA POR ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

Ya que el período de la estructura sustituta es mayor que el de la estructura elástica, es necesario que el espectro de desplazamiento continúe a períodos mayores que lo que se grafica comúnmente para los espectros de aceleración. También es apropiado poner un límite a los desplazamientos de respuesta pico ya que para periodos grandes los desplazamientos estructurales tienden a reducirse para al final ser iguales al desplazamiento pico del suelo. Los espectros para un amortiguamiento diferente del 5% son determinados usando el factor de modificación del Euro-Código EC8 de:

$$R_{\xi} = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{\alpha} \quad (3,4)$$

Donde,  $\alpha = 0,50$  y  $\xi$  es expresado como un coeficiente de amortiguamiento relacionado con el amortiguamiento crítico.

$$\Delta_{(T,\xi)} = \Delta_{(T,5)} \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (3,5)$$

### 3.4.4 MODELO EQUIVALENTE DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD

Para estructuras de múltiples grados de libertad (MDOF) la parte inicial del proceso de diseño requiere la determinación de las características de la estructura substituta equivalente SDOF. Las características requeridas son la masa equivalente, el desplazamiento de diseño, y el amortiguamiento efectivo. Cuando estos han sido determinados, el cortante basal de diseño para la estructura substituta puede ser determinado. El cortante basal es luego distribuido entre las masas de los elementos de la estructura real como fuerzas de inercia, y la estructura es analizada bajo estas fuerzas para determinar los momentos de diseño en lugares de posibles rotulas plásticas.

#### 3.4.4.1 Desplazamiento de diseño

Las características del desplazamiento de diseño de la estructura substituta dependen de los estados límites de desplazamiento o derivas del miembro más crítico de la estructura real, y una forma de desplazamiento asumida para la estructura. Esta forma de desplazamiento es la que corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de la excitación sísmica. Así los cambios de la forma elástica del primer modo que resultan de los cambios locales de rigidez del miembro causado por la acción inelástica en las rotulas plásticas son consideradas en el inicio del diseño. Representando al desplazamiento por la forma inelástica en vez de la forma elástica del primer modo que es consistente con las características de la estructura por su rigidez secante para la máxima respuesta. En efecto, las formas inelástica y elástica del primer modo son a menudo muy similares. El desplazamiento de diseño viene dado por:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} \quad (3,6)$$

Donde  $m_i$  y  $\Delta_i$  son la masas y desplazamientos de las  $n$  posiciones de masa significativas respectivamente. Para edificios de múltiples pisos, estas normalmente estarán en los  $n$  pisos del edificio.

Donde los límites de deformación gobiernan, el desplazamiento de diseño del miembro crítico puede ser determinado considerando que la deformación máxima a compresión del concreto  $\varepsilon_c$  y la deformación del refuerzo de tensión  $\varepsilon_s$  se desarrollan. Las deformaciones en estado límite son  $\varepsilon_{c,l}$  y  $\varepsilon_{s,l}$  para compresión del concreto y tensión del acero respectivamente. Estos generalmente no ocurren simultáneamente en la misma sección, ya que la profundidad del eje neutro  $c$  es fijada por la proporción del refuerzo, y la carga axial sobre la sección. Consecuentemente hay dos curvaturas de estado límite posibles, basadas en la compresión del concreto y la tensión del refuerzo respectivamente:

$$\phi_{l,c} = \varepsilon_{c,l} / c \quad (\text{Compresión del concreto}) \quad (3,7a)$$

$$\phi_{l,s} = \varepsilon_{s,l} / (d - c) \quad (\text{Tensión del refuerzo}) \quad (3,7b)$$

El menor de  $\phi_{l,c}$  y  $\phi_{l,s}$  gobernará el diseño estructural. El desplazamiento de diseño puede ahora ser estimado mediante:

$$\Delta_{d,l} = \Delta_y + \Delta_p = \phi_y (H + L_S)^2 / 3 + (\phi_{l} - \phi_y) L_p H \quad (3,8)$$

Donde  $\phi_l$  es el menor de  $\phi_{l,c}$  y  $\phi_{l,s}$ ,  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia,  $H$  es la altura del elemento,  $L_S$  es la altura efectiva adicional representando los efectos de la deformación de penetración y  $L_p$  es la longitud de la rótula plástica. Si el estado límite tiene un límite de deriva no estructural especificado por código  $\theta_c$  el desplazamiento dado por la siguiente ecuación debe ser comparado y el menor de los desplazamientos dados por estas últimas ecuaciones es el desplazamiento de diseño.

$$\Delta_{d\theta} = \theta_c H \quad (3,9)$$

El desplazamiento de fluencia se requiere por dos razones. Primero, si las consideraciones estructurales definen el desplazamiento límite, el desplazamiento de fluencia y curvatura de fluencia deben ser conocidas. Segundo, con el fin de calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, la ductilidad de desplazamiento

$\mu_{\Delta}$ , que depende del desplazamiento de fluencia. Analíticamente, para miembros de concreto reforzado, la curvatura de fluencia es esencialmente independiente del contenido de refuerzo y el nivel de carga axial, y solamente está en función de la deformación de fluencia y la profundidad de la sección.

$$\text{Columna Rectangular de concreto: } \phi_y = 2,10 \varepsilon_y / h_c \quad (3,10a)$$

$$\text{Muro Rectangular de concreto: } \phi_y = 2,00 \varepsilon_y / l_w \quad (3,10b)$$

Donde  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia del refuerzo a flexión,  $h_c$  y  $l_w$  son las profundidades de la sección de la columna y muro rectangular respectivamente. Para un muro en voladizo de baja altura el desplazamiento de fluencia puede ser satisfactoriamente aproximado para propósitos de diseño por la ecuación (3,11) y para un pórtico de concreto reforzado, la deriva de fluencia puede desarrollarse a partir de la expresión de curvatura de fluencia de la ecuación (3,12), así:

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_S)^2 / 3 \quad (3,11)$$

$$\theta_y = 0,50 \varepsilon_y L_b / h_b \quad (3,12)$$

Por otro lado, cuando aplican los límites de deriva del código, similares conclusiones se utilizan. Por ejemplo, el desplazamiento de diseño para edificios aporticados normalmente estará gobernado por límites de deriva en los pisos inferiores del edificio. Con un conocimiento del desplazamiento del elemento crítico y la forma del desplazamiento de diseño, los desplazamientos de las masas individuales están dados por:

$$\Delta_i = \delta_i \cdot \left( \Delta_c / \delta_c \right) \quad (3,13)$$

Donde  $\delta_i$  es la forma modal inelástica,  $\Delta_c$  es el desplazamiento de diseño en la masa crítica,  $c$ , y  $\delta_c$  es el valor de la forma modal en la masa  $c$ . Para edificios superiores a diez pisos, la amplificación dinámica de las derivas puede ser importante, y el límite de deriva de diseño necesitará ser reducido.

### 3.4.4.2 Formas de desplazamiento

(a) Edificios aporricados.- Las siguientes ecuaciones, aunque aproximadas, han demostrado ser adecuadas para propósitos de diseño de edificios regulares:

$$\delta_i = \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \quad \text{para } n \leq 4 \quad (3,14)$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_i}{H_n} \cdot \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad \text{para } n > 4 \quad (3,15)$$

Donde  $H_i$  y  $H_n$  son las alturas de nivel  $i$ , y del techo (nivel  $n$ ) respectivamente. Las formas de desplazamiento resultado de la ecuación (3,15) proporcionan una mejor correspondencia entre el desplazamiento previsto y los que resultan a partir del análisis inelástico tiempo-historia para edificios más altos, en comparación con el perfil lineal apropiado para edificios más cortos.

(b) Edificios con muros en voladizo.- Para este tipo de edificios la máxima deriva se producirá en el piso más alto. El valor de esta deriva puede estar limitado por el límite de deriva máxima del código, o por la capacidad de rotación plástica de las rotulas plásticas en la base. Asumiendo una distribución simple triangular de la curvatura del primer modo con la altura para la fluencia, para compensar la variación de tensión y deformación de corte, la deriva de fluencia  $\theta_y$  en lo más alto del muro será:

$$\begin{aligned} \theta_y &= \phi_y H_n / 2 \quad , \text{ donde } \phi_y = 2\varepsilon_y / l_w \quad , \text{ luego;} \\ \theta_y &= \varepsilon_y H_n / l_w \end{aligned} \quad (3,16)$$

Como una aproximación razonable, la rotación plástica puede ser concentrada en la base del muro. La deriva crítica en lo más alto del muro por lo tanto será:

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p = 1,0 \varepsilon_y H_n / l_w + (\phi_m - 2,0 \varepsilon_y / l_w) L_p \leq \theta_c \quad (3,17)$$



Donde  $\theta_p$  es la rotación plástica en lo más alto del muro correspondiente al estado límite de diseño,  $\phi_m$  es la curvatura en la base, y  $L_p$  es la longitud de la rótula plástica. El desplazamiento de fluencia para la altura  $H_i$  esta dado por:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) \quad (3,18)$$

Luego, el perfil de desplazamiento de diseño se determinará a partir de la ecuación (3,19a) para el caso de que la deriva de techo sea menor que el límite de deriva del código  $\theta_c$ , mientras que la ecuación (3,19b) se aplicará si el límite de deriva del código gobierna la deriva de techo, así:

$$\Delta_i = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right) L_p H_i \quad (3,19a)$$

$$\Delta_i = \Delta_y + (\theta_c - \theta_y) H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}\right) H_i \quad (3,19b)$$

### 3.4.4.3 Masa efectiva

A partir de la consideración de la participación de masas en el primer modo de vibración inelástico, la masa efectiva del sistema para la estructura substituta es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3,20)$$

Típicamente, la masa efectiva variará de aproximadamente el 70% de la masa total para muros en voladizo de múltiples pisos a más del 85% para edificios aporcionados de más de 20 pisos. El resto de la masa participa en los modos superiores de vibración. Aunque las reglas de combinación modal, tales como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática completa (CQC) pueden indicar un incremento significativo en la fuerza de corte

basal elástica por encima de la del primer modo inelástico, hay mucha menos influencia sobre el momento de volcamiento basal de diseño.

#### 3.4.4.5 Amortiguamiento viscoso equivalente

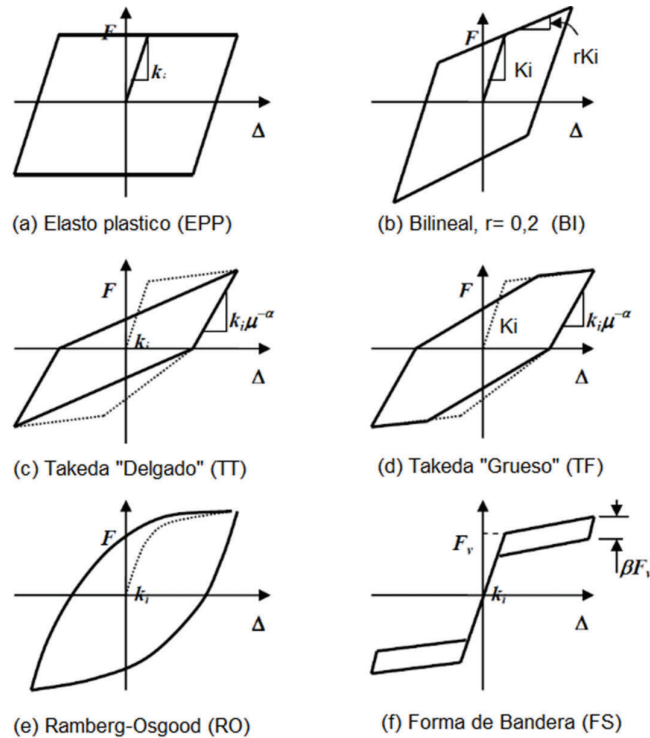
El procedimiento de diseño requiere relaciones entre ductilidad de desplazamiento y amortiguamiento viscoso equivalente, como se muestra en la Fig. 3,2(c). El amortiguamiento es la suma del amortiguamiento elástico y el histerético.

$$\xi_e = \xi_e + \xi_h \quad (3,21)$$

Donde el amortiguamiento histerético  $\xi_{hy}$  depende de la regla de histéresis apropiada para la estructura que está diseñándose. Normalmente, para estructuras de concreto, la relación de amortiguamiento elástico es tomada como 0,05 relacionada al amortiguamiento crítico.

Dos estudios independientes, basados en diferentes metodologías fueron utilizados para deducir los niveles de amortiguamiento viscoso equivalente. El primero involucro el uso de un gran número de acelerogramas reales de sismos, donde el amortiguamiento viscoso equivalente se calculó para cada registro, nivel de ductilidad, período efectivo y reglas de histéresis por separado, y luego promediados sobre los registros para proporcionar una relación para una determinada regla, ductilidad y período. El segundo estudio, usando una gama más amplia de reglas de histéresis fue basado en un número menor de acelerogramas espectrales compatibles artificiales donde los resultados del análisis elástico e inelástico fueron separadamente promediados, y comparados. En cada caso el amortiguamiento viscoso equivalente fue variado hasta que los resultados elásticos de la estructura substituta equivalente coincidiera con el modelo de histéresis real. La Fig. 3,6 describe las reglas de histéresis consideradas en el segundo estudio.

**FIGURA 3.6 REGLAS DE HISTERESIS CONSIDERADAS EN EL ANALISIS INELASTICO TIEMPO-HISTORIA**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

El estudio de Dwairi y Kowalsky (2007), representó la componente de respuesta histerética en la forma siguiente donde el coeficiente  $C$  depende de la regla de histéresis:

$$\xi_h = C \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (3,22)$$

El estudio de Grant *et al* (2005), que consideró una gama más amplia de reglas histeréticas, utilizando una formulación más compleja de la relación entre ductilidad y amortiguamiento viscoso equivalente, define la componente histerética mediante:

$$\xi_h = a \left( 1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right) \quad (3,23)$$

Si reconocemos que la ecuación simplificada (3,22) proporciona resultados casi idénticos para la expresión más completa de la ecuación (3,23), si la dependencia del periodo de la ecuación (3,23) se ignora, es posible incluir la dependencia de ductilidad del amortiguamiento elástico en el interior de la forma básica de la ecuación del amortiguamiento viscoso equivalente. Con el supuesto habitual del 5% de amortiguamiento elástico, la relación ductilidad-amortiguamiento es:

$$\xi_e = 0,05 + C \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (3,24)$$

Donde el coeficiente C varía entre 0,1 y 0,7 dependiendo de la regla de histéresis apropiada acorde al tipo de estructura y de material, así:

$$\text{Edificios con muros de concreto, (TT): } \xi_e = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu - 1}{\mu} \right) \quad (3,25a)$$

$$\text{Edificios aporricados de concreto, (TF): } \xi_e = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu} \right) \quad (3,25b)$$

El factor de ductilidad de diseño en su forma habitual es:  $\mu = \Delta_d / \Delta_y$

Amortiguamiento del sistema.- El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad de desplazamiento. Esto requiere la determinación de la demanda de ductilidad de desplazamiento de la estructura substituta. El desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  se determina con la ecuación (3,6) y el desplazamiento efectivo de fluencia  $\Delta_y$  necesita ser interpolado del perfil de desplazamientos en fluencia. Para pórticos es adecuado asumir que la deriva de fluencia es constante con la altura y por lo tanto el desplazamiento de fluencia es:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e \quad (3,26)$$

La altura efectiva de la estructura substituta puede ser definida por:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} \quad (3,27)$$

#### 3.4.4.6 Distribución de la fuerza de cortante basal de diseño

La fuerza de cortante basal debe ser distribuida como fuerza de diseño para las diversas masas discretizadas de la estructura, con el fin de que los momentos de diseño para las rotulas plásticas potenciales puedan ser establecidos. Asumiendo esencialmente la respuesta sinusoidal en la respuesta máxima, el cortante basal debe ser distribuido en proporción a las masas y desplazamiento en los lugares discretizados de masa. En consecuencia, la fuerza de diseño en la masa  $i$  es:

$$F_i = V_B \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3,28)$$

#### 3.4.4.7 Análisis de la estructura bajo las fuerzas de diseño

Con el fin de ser compatible con el concepto de estructura substituta que forma la base del DDBD, la rigidez del miembro debe ser representativa de la rigidez secante efectiva en la respuesta de desplazamiento de diseño. Dos métodos alternativos de análisis estructural bajo el vector de fuerza lateral de diseño representado por la ecuación (3,26) son sugeridos como apropiados para DDBD.

- Análisis basado en rigidez.
- Análisis basado en equilibrio.

El diseño basado en fuerzas convencional analizaría la estructura usando estimaciones de la rigidez elástica de los miembros. Estas estimaciones de rigidez es probable que estén significativamente en error, puesto que la rigidez depende de la resistencia, que no es conocida en esta etapa. Un enfoque más satisfactorio y simple para el análisis estructural se puede obtener únicamente desde las consideraciones de equilibrio.

### 3.4.5 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO POR CAPACIDAD

El DDBD es un procedimiento para determinar la resistencia requerida de los diferentes sistemas estructurales para asegurar que un estado de desempeño dado, definido por límites de deformaciones a flexión o derivas, es alcanzado bajo un nivel específico de intensidad sísmica. Desde esta resistencia de diseño, la capacidad de momento requerida en lugares destinados de rotulas plásticas puede ser determinada. Como con el diseño basado en fuerzas, es esencial asegurar que la acción inelástica ocurra únicamente en estos lugares destinados, y solo en el modo inelástico deseado. Medidas especiales se requieren para asegurar que rotulas plásticas no intencionales no ocurran en otros lugares del elemento, donde un adecuado detallamiento para ductilidad no ha sido previsto, y para asegurar que desplazamientos inelásticos de corte, que son acompañados por degradación rápida de resistencia, no se produzcan.

Otro factor que debe ser considerado es que las estimaciones conservadoras de la resistencia de los materiales normalmente se adoptarán cuando se determine el tamaño de los miembros, y la cantidad de acero de refuerzo. Si las resistencias de los materiales exceden los valores de diseño, como normalmente es el caso, entonces los momentos desarrollados en los lugares de la rótula plástica superarán los valores de diseño. Puesto que la respuesta es inelástica, es la resistencia actual, no la resistencia teórica de diseño que se desarrollara bajo el nivel de diseño de intensidad sísmica. Todos los momentos en toda la estructura correspondientes al primer modo inelástico serán entonces incrementados en esa proporción.

La resistencia requerida en estos lugares, o por otras acciones que las de flexión, se encuentran a partir de las consideraciones del diseño por capacidad. Resistencias básicas  $S_E$  para estos lugares y acciones correspondientes a la distribución de la fuerza en el primer modo son en consecuencia amplificadas por un factor de sobre-resistencia  $\phi^0$  para tener en cuenta la máxima sobrecapacidad

factible de flexión en los lugares de rotulas plásticas, y por un factor de amplificación dinámica  $\omega$  para representar el potencial incremento en las acciones de diseño debido a los efectos de los modos superiores. La relación entre resistencia de diseño  $S_D$  y la resistencia básica  $S_E$  es así:

$$\phi_S S_D = S_R = \phi^0 \omega S_E \quad (3,29)$$

Donde,  $S_R$  es la resistencia requerida confiable de la acción de diseño  $S$ , y  $\phi_S$  es el correspondiente factor de reducción de resistencia, un valor de  $\phi_S = 1$  debe ser adoptado para diseño a flexión de rotulas plásticas, pero valores de  $\phi_S < 1$  son apropiados para otras acciones y ubicaciones.

Para estructuras aporticadas, las fuerzas de corte y momento en vigas en otras posiciones que las de posibles rotulas plásticas son amplificados por el factor de sobre-resistencia a flexión. Ya que los modos superiores no son normalmente considerados para diseño de vigas, el factor de amplificación dinámica no es normalmente incluido. Sin embargo, se debe notar que la respuesta vertical es esencialmente un modo superior, y pueden amplificar los momentos de gravedad considerablemente. Una formulación estricta del diseño por capacidad es muy oportuna para tomar esto en cuenta.

Considerando, que existe un numero de razones por lo que la resistencia actual a flexión puede exceder la resistencia de diseño, una sección o acción que está protegida por capacidad necesitaría tomar este posible incremento de la resistencia de rotulas plásticas a flexión en cuenta, y ser diseñada para la acción apropiada en equilibrio con la resistencia aumentada de la rótula plástica. En adición a esto, el diseño básico para la rótula plástica puede ser basado en la estimación de la respuesta de un SDOF, como es el caso con el DDBD. La amplificación de la acción requerida para protección por capacidad debido a efectos de modos superiores debe también ser tomada en cuenta.

### 3.4.6 COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO

En la década de 1990 se fomentó la comprensión de que la resistencia era importante, pero solo en lo concerniente a ayudar a reducir desplazamientos o deformaciones, que pueden estar directamente relacionadas al potencial de daño, y de modo que la definición adecuada de la vulnerabilidad estructural debería por lo tanto estar relacionada a las deformaciones y no a la resistencia. Esta orientación dio lugar al desarrollo de varias alternativas filosóficas de diseño sísmico basadas más en capacidad de deformación que resistencia y que se han denominado filosofías de diseño basadas en desempeño. El alcance de éstos puede variar desde enfoques de diseño estructural destinados a producir estructuras seguras con riesgo de daño uniforme bajo niveles de sismicidad especificados, a enfoques más ambiciosos que buscan también combinar datos financieros asociados con pérdidas de uso, reparación y consideraciones de riesgo aceptable basados en el cliente.

De lo indicado anteriormente, el enfoque aplicado en este trabajo es el que proporciona al diseñador herramientas mejoradas para seleccionar la mejor alternativa estructural que satisfaga los estándares sociales de desempeño como los que actualmente se están definiendo en los códigos de diseño sísmico. Con relación a ese enfoque, el procedimiento denominado “Diseño Directo Basado en Desplazamientos” (DDBD), en el cual, se busca alcanzar un nivel de desempeño especificado, dispone de aplicabilidad a una amplia gama de tipos estructurales incluyendo edificios aporricados, edificios con muros, edificios duales muros/pórticos, puentes, estructuras sísmicamente aisladas, muelles, y un rango de materiales estructurales, incluyendo concreto reforzado y pretensado, acero estructural, mampostería y madera.

Actualmente el procedimiento DDBD puede ser considerado en una fase bastante completa de formulación, ya que desde su primera re-examinación que fue



presentada en 1993, y luego actualizada en 2003, ha tenido que volver a examinar una serie de arraigados principios básicos de la ingeniería sísmica y las consecuencias de estas indagaciones han sido:

- Revisión de los problemas asociados con la caracterización de la rigidez inicial de estructuras esperadas para responder inelásticamente al nivel de sismicidad de diseño.
- Revisión de la información sismológica para proveer datos más apropiados para el diseño basado en desplazamientos.
- Revisión de algunos de los fundamentos del análisis inelástico tiempo-historia, particularmente aspectos relacionados al modelado del amortiguamiento elástico.
- Desarrollo de ecuaciones relacionadas al amortiguamiento viscoso equivalente para demanda de ductilidad de diferentes sistemas estructurales.
- Desarrollo de metodologías alternativas para la determinación de los momentos de diseño en elementos estructurales a partir de fuerzas laterales de diseño.
- Revisión de las ecuaciones de diseño por capacidad para diferentes sistemas estructurales, y desarrollo de nuevas, ecuaciones y metodologías basadas en ductilidad.

Pero se puede evidenciar, una metodología de diseño sísmico práctica y simple, adecuada para su incorporación en los códigos en un formato razonablemente similar a los disponibles en la actualidad para el enfoque de “Fuerza Lateral Equivalente”, pero con una simulación de respuesta estructural mejorada.

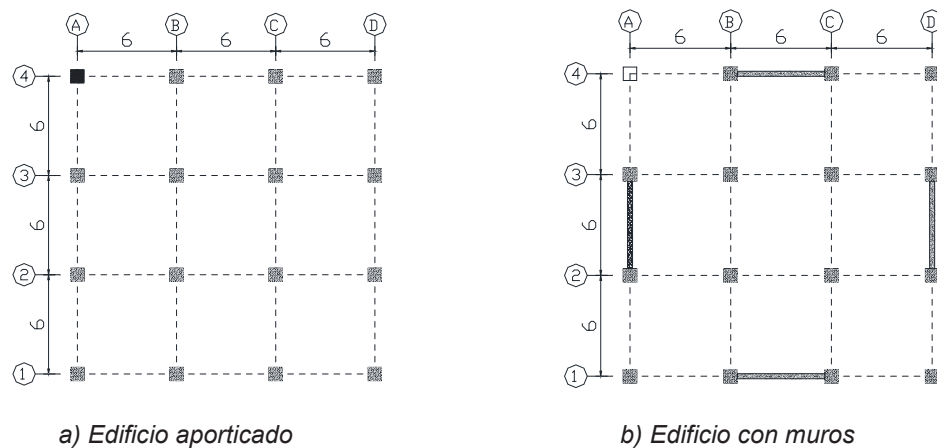
## CAPITULO 4

### EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS MEDIANTE EL MÉTODO PROPUESTO POR PRIESTLEY Y OTROS (2007)

#### 4.1 DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras consideradas para aplicar el método de diseño basado en desplazamientos propuesto por Priestley y otros (2007) son, un edificio aporticado de hormigón armado y un edificio con muros de corte, ambos edificios destinados al uso de oficinas, con una configuración estructural regular en planta y elevación, sitio de implantación la ciudad de Quito y su comportamiento está influenciado por solicitaciones del tipo de fuerzas gravitacionales y fuerzas sísmicas. La configuración estructural de los edificios mencionados se presenta en las Fig. 4,1 y 4,2 en la cual se puede observar la distribución en planta y en elevación de las estructuras destinadas a la aplicación del método DDBD.

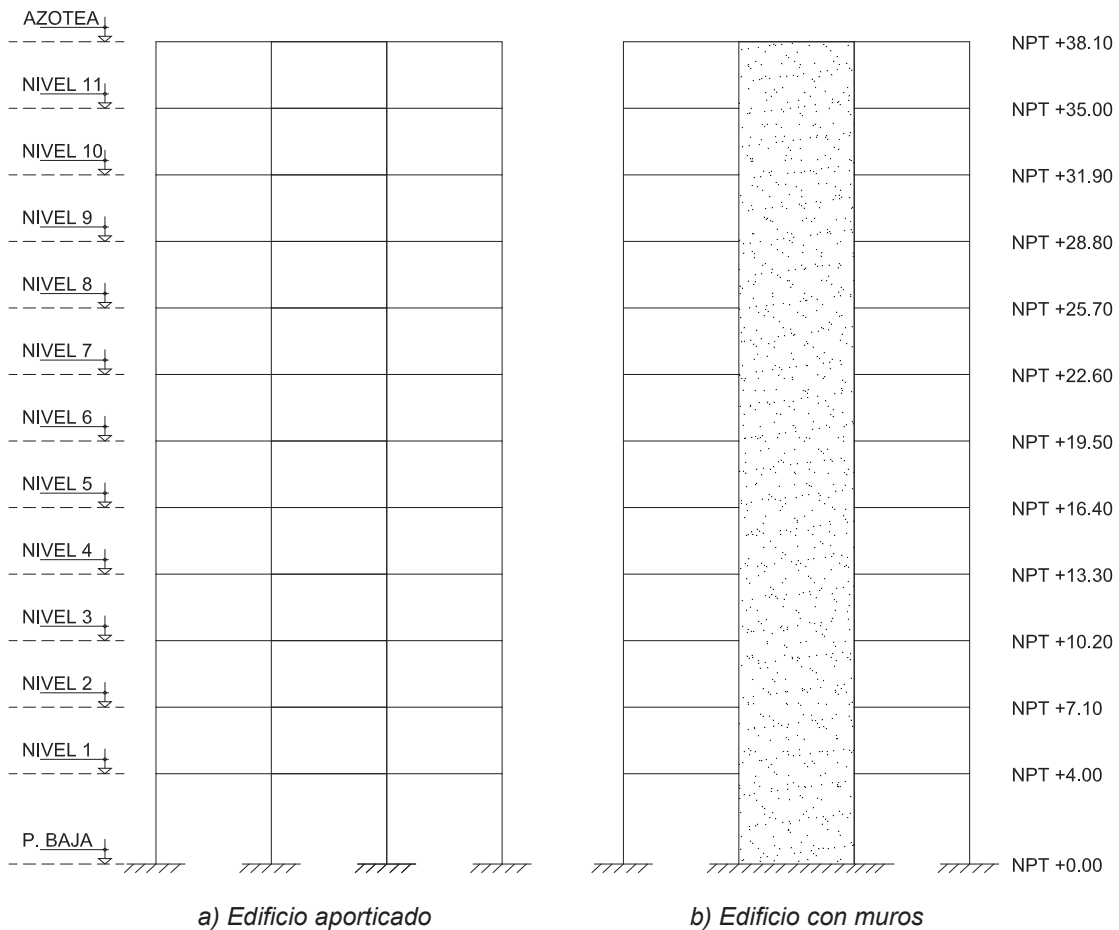
**FIGURA 4.1 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA.**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Los edificios tienen una planta definida por 3 vanos de 6 m de luz en cada una de las dos direcciones principales; disponen de doce pisos de altura cada edificio, con alturas de entrepiso de 3,10 m a excepción de la primera planta en la cual se ha dispuesto una altura de 4 m.

**FIGURA 4.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN.**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

## 4.2 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

Para definir la acción sísmica, se debe establecer las fuerzas laterales que se obtienen de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en el edificio, y

que de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC se considerarán los siguientes lineamientos para el cálculo y diseño de estas estructuras.

$$\text{Cortante basal de diseño, } V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W \quad (4,1)$$

Factor de importancia,  $I = 1$

Carga reactiva por sismo = Carga muerta total (no necesita considerar la carga viva).

Factor de reducción de respuesta estructural,  $R = 8$  (edificio aporticado).

Factor de reducción de respuesta estructural,  $R = 8$  (edificio con muros de corte).

Factor de configuración estructural en planta,  $\phi_P = 1$

Factor de configuración estructural en elevación,  $\phi_E = 1$

Aceleración espectral,  $S_a$ , que según el rango al que pertenece el período estructural  $T$  se consigue aplicando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad (4,2)$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad (4,3)$$

Zona Sísmica = V (el sitio donde se construirá la estructura es la ciudad de Quito)

Factor de Zona,  $Z = 0,40$  (amenaza sísmica alta)

Relación de ampliación espectral,  $\eta = 2,48$  (provincias de la Sierra)

Tipo de perfil de suelo = C (para una gran parte de los suelos de Quito).

Coefficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo:

$$F_a = 1,20 \quad F_d = 1,11 \quad F_s = 1,11$$

De donde se puede determinar los periodos límite:  $T_o$ ,  $T_c$  y  $T_L$ .

$$T_o = 0,10 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0,10 (1,11) \frac{1,11}{1,20} = 0,1027 \quad (4,4)$$

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0,55 (1,11) \frac{1,11}{1,20} = 0,5647 \quad (4,5)$$

$$T_L = 2,4 \cdot F_d = 2,4 (1,11) = 2,664 \quad (4,6)$$

$$\text{Periodo de Vibración, } T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (4,7)$$

Altura máxima de los edificios,  $h_n = 38,10 \text{ m}$

Para edificios apórticados de hormigón armado sin muros estructurales,  $C_t = 0,055$  y  $\alpha = 0,90$ .

$$T = 0.055 ( 38,10^{0,9} ) = 1,456 \text{ seg}$$

Para edificios apórticados de hormigón armado con muros estructurales,  $C_t = 0,055$  y  $\alpha = 0,75$ .

$$T = 0.055 ( 38,10^{0,7} ) = 0,843 \text{ seg}$$

#### 4.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

**Losas.**- En las edificaciones de este trabajo de investigación se considera:

- ✓ Vigas en los cuatro bordes de todos los vanos, interiores o exteriores.
- ✓ Se prevé la utilización de vigas descolgadas con un peralte aproximado de 3 veces el espesor de la losa.
- ✓ Las vigas sirven de apoyo a la losa evitando el punzonamiento sobre las columnas.
- ✓ Se verifica el tipo de comportamiento de la losa con el parámetro “alfa”, definido como la relación entre la inercia de la viga y la inercia de la losa.

Según las disposiciones del ACI-318, se utilizara la siguiente ecuación para determinar el espesor mínimo  $h$  para losas macizas:

$$h_{\min} = \frac{l_n \left( 0,80 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad (4,8)$$

De donde,

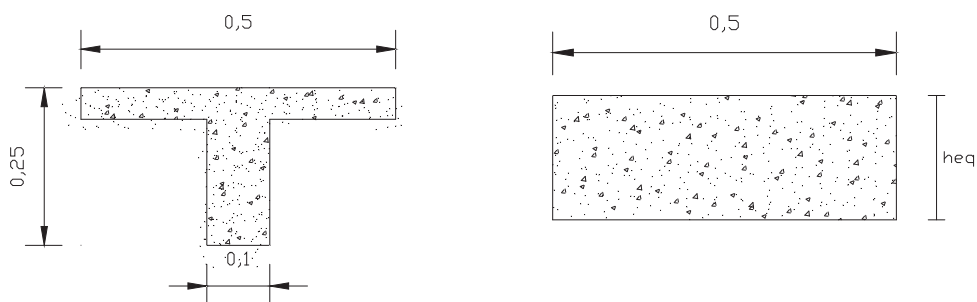
- Peralte o espesor de la losa maciza,  $h_{\text{mín}}$
- Luz libre en la dirección larga del panel,  $l_n = 5,60 \text{ m}$
- Esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de forma del panel,  $\beta = 1$
- Promedio de los valores de  $\alpha$ ,  $\alpha_m > 2$

Hasta se podría emplear la ecuación más severa, esto es cuando  $\alpha_m = 0,2$ .

$$h_{\text{mín}} = \frac{l_n \left( 0,80 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36} = \frac{560 \left( 0,80 + \frac{4200}{14000} \right)}{36} = 17,11 \text{ cm}$$

Se asume un espesor de losa alivianada de 25 cm, luego se calcula la inercia equivalente de losa maciza para verificar que el espesor de losa alivianada cumple con el requisito. Para esto se especifica alivianamientos con bloques de 20x20x40cm y un espesor de loseta de compresión de 5 cm.

**FIGURA 4.3 INERCIA EQUIVALENTE DE LOSA MACIZA**



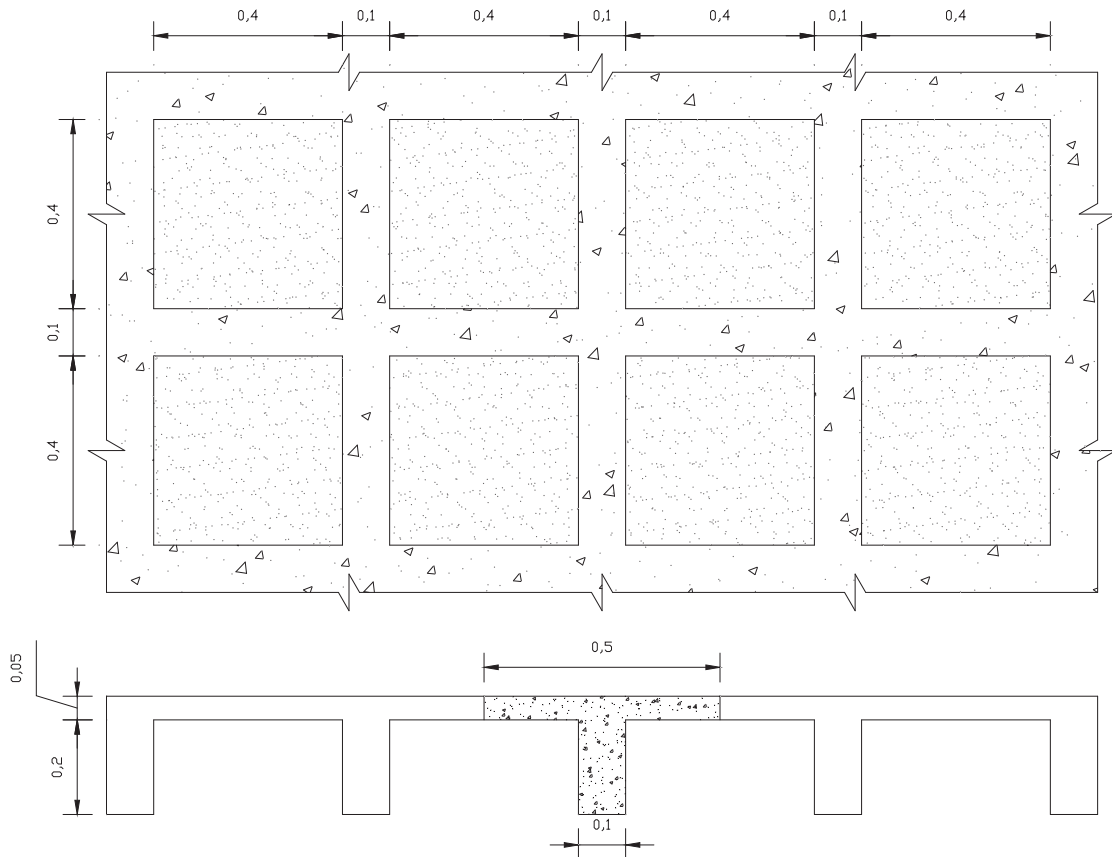
Elaborado por: José Luis Ordoñez

$$I_{VT} = 24548,62 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h_e^3}{12} \quad \therefore \quad h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}} = \sqrt[3]{\frac{24548,62 \times 12}{50}} = 18,06 \text{ cm} \quad (4,9)$$

La altura equivalente ( $h_{eq}$ ) de losa alivianada es mayor al espesor mínimo ( $h_{min}$ ) de losa requerido, en conclusión es satisfactoria para el diseño.

**FIGURA 4.4 PLANTA DE LOSA ALIVIANADA DE 25 CM DE ESPESOR**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

### Cargas aplicadas en los edificios.-

Carga muerta de la losa:

Peso de nervios	=	$0,1\text{m} \times 0,2\text{m} \times 3,6\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$	=	0,173	$\text{T/m}^2$
Peso de bloques	=	$8 \text{ unidades} \times 15 \text{ kg/m}^2$	=	0,120	$\text{T/m}^2$
Loseta de compresión	=	$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,05\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3$	=	0,120	$\text{T/m}^2$
Peso propio de Losa.....				<u>0,413</u>	$\text{T/m}^2$

Carga permanente:

Paredes		= 0,245	T/m <sup>2</sup>
Acabados		= 0,015	T/m <sup>2</sup>
Enlucidos	= 0,035 m x 1m x 1m x 2,2 T/m <sup>3</sup>	= 0,077	T/m <sup>2</sup>
Carga permanente.....		= 0,337	T/m <sup>2</sup>

Carga Viva:

Sobrecargas de uso, ocupación oficinas.....	= 0,250	T/m <sup>2</sup>
---	---------	------------------

**Vigas.-** Para estimar las cargas a la que están sometidas este tipo de elementos y proceder con el predimensionamiento, se necesita asumir secciones de viga, es así que:

Carga Viva.....	= 0,250	T/m <sup>2</sup>
Peso propio de Losa + Carga permanente.....	= 0,750	T/m <sup>2</sup>
Peso de vigas = 0,35m x 0,60m x 127,3m x 2,4 T/m <sup>3</sup> / 324m <sup>2</sup>	= 0,198	T/m <sup>2</sup>

Con ésto ya se puede calcular la carga última  $W_u$ , en la cual se está considerando una mayoración del 30% debida a la acción sísmica:

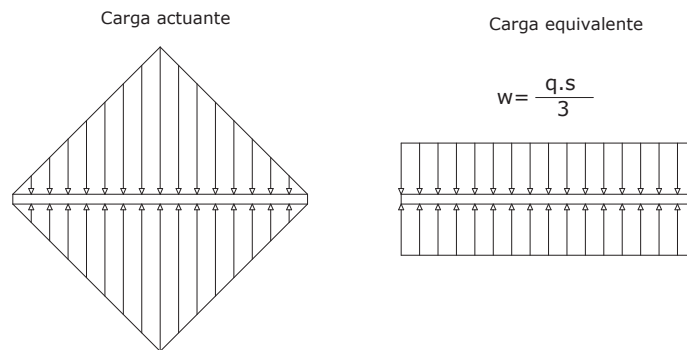
$$W_u = 1,3(1,4 C_M + 1,7C_V) = 1,3 (1,4 \times 0,948 + 1,7 \times 0,25) = 2,28 \text{ T/m}^2 \quad (4,10)$$

El ACI permite utilizar métodos aproximados para determinar momentos flectores en el diseño de vigas continuas siempre que la edificación disponga de vanos y alturas de entrepiso similares. Para utilizar este método se transforma la distribución de cargas triangulares que actúan sobre las vigas a cargas uniformemente distribuidas.

$$w = \frac{q \cdot s}{3} = \frac{2,28 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 6 \text{ m}}{3} \times 2 = 9,12 \frac{\text{T}}{\text{m}} \quad (4,11)$$



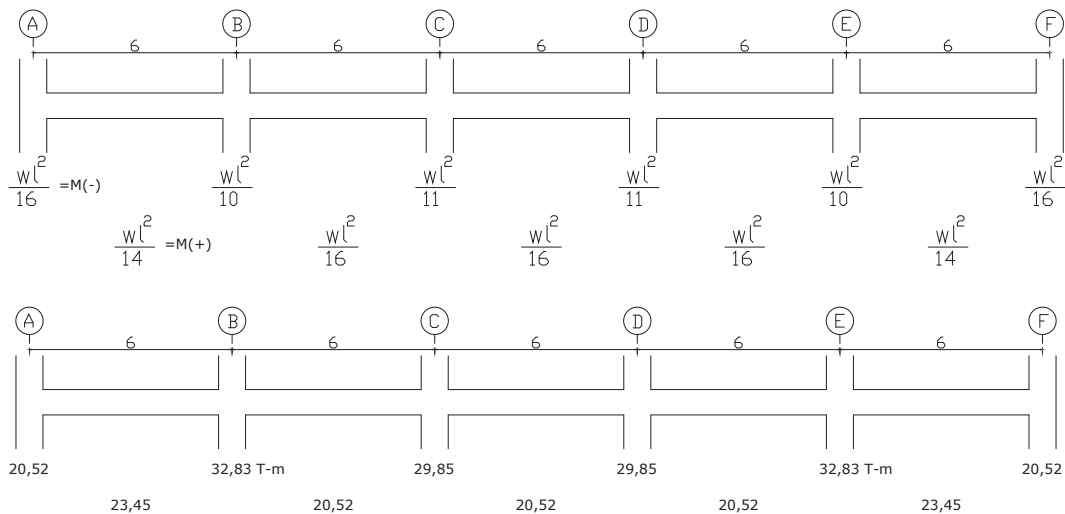
### FIGURA 4.5 TRANSFORMACIÓN DE CARGAS



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se procede a calcular los momentos flectores en el pórtico “2” aplicando lo propuesto por el código.

### FIGURA 4.6 MOMENTOS FLECTORES VIGA CONTINUA



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se diseña la viga con el momento máximo de 32,83 T-m y se elige un  $\rho = 1,1 \%$

$$q = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0,011 \cdot \frac{4200}{210} = 0,22 \quad (4,12)$$

$$K = q (1 - 0,59q) = 0,22(1 - 0,59 \times 0,22) = 0,1914 \quad (4,13)$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad (4,14)$$

$$bd^2 = \frac{M_u}{K \cdot \phi \cdot f'_c} = \frac{32,83 \times 10^5}{0,1914 \times 0,90 \times 210} = 90754,29 \text{ cm}^3$$

$$bd^2 = b \cdot (2b)^2 = 4b^3 \quad \therefore \quad 4b^3 = 90754,29 \quad \therefore \quad b = 28,31 \text{ cm}$$

Se asume las siguientes secciones de viga:

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm}$$

**Columnas.-** Se desarrolla la siguiente expresión:

$$P_u = 0,8 \cdot \phi [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y] \quad (4,15)$$

El área de acero de refuerzo será,  $A_s = 1\% \cdot A_g$

$$P_u = 0,8 \cdot \phi [0,85 \cdot 210 (A_g - 0,01A_g) + 0,01A_g \cdot 4200]$$

$$P_u = 0,8 \cdot 0,7 [218,72 A_g] = 122,48 A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{122,48} \quad (4,16)$$

Este valor se mayor por:

- ✓ 1,3 correspondiente a un 30% de acción sísmica.
- ✓ 1,5 producido por la combinación de (1,4D + 1,7L) para la carga vertical P.

$$A_g = 1,3 \times 1,5 \left( \frac{P}{122,48} \right) \times 1000 = 16 P \quad (P \text{ e } T \text{ y } A_g \text{ e } c^2)$$

Con los resultados de la aplicación de esta ecuación se definirán las secciones de columna para cada piso y luego mediante la modelación de la edificación en el programa ETABS se verificara que tanto las secciones de columnas como las de las vigas sean satisfactorias o en caso contrario se modificarán hasta encontrar las secciones adecuadas.

**TABLA 4.1 PREDISEÑO DE SECCIONES DE COLUMNAS**

EJE	AREA COOP.		P . npisos (t)	Ag=16*P (cm <sup>2</sup> )	SECCIÓN (cm)		
	DIMENSIONES	CANTIDAD			b		t
	( m x m )	( m <sup>2</sup> )			Calculado	Asumido	Asumido
A1	3.4 x 3.4	11,56	180,3360	2885,376	53,72	60	60
A2	3.4 x 6.0	20,40	318,2400	5091,840	71,36	80	80
<b>B1</b>	6.0 x 3.4	20,40	318,2400	5091,840	71,36	80	80
<b>B2</b>	6.0 x 6.0	36,00	561,6000	8985,600	94,79	<b>100</b>	<b>100</b>

n pisos = **12**

W<sub>T</sub> = 1,3

EJE	AREA COOP.		P . npisos (t)	Ag=16*P (cm <sup>2</sup> )	SECCIÓN (cm)		
	DIMENSIONES	CANTIDAD			b		t
	( m x m )	( m <sup>2</sup> )			Calculado	Asumido	Asumido
A1	3.4 x 3.4	11,56	135,2520	2164,032	46,52	50	50
A2	3.4 x 6.0	20,40	238,6800	3818,880	61,80	70	70
<b>B1</b>	6.0 x 3.4	20,40	238,6800	3818,880	61,80	70	70
<b>B2</b>	6.0 x 6.0	36,00	421,2000	6739,200	82,09	<b>90</b>	<b>90</b>

n pisos = **9**

W<sub>T</sub> = 1,3

EJE	AREA COOP.		P . npisos (t)	Ag=16*P (cm <sup>2</sup> )	SECCIÓN (cm)		
	DIMENSIONES	CANTIDAD			b		t
	( m x m )	( m <sup>2</sup> )			Calculado	Asumido	Asumido
A1	3.4 x 3.4	11,56	105,1960	1683,136	41,03	50	50
A2	3.4 x 6.0	20,40	185,6400	2970,240	54,50	60	60
<b>B1</b>	6.0 x 3.4	20,40	185,6400	2970,240	54,50	60	60
<b>B2</b>	6.0 x 6.0	36,00	327,6000	5241,600	72,40	<b>80</b>	<b>80</b>

n pisos = **7**

W<sub>T</sub> = 1,3

Elaborado por: José Luis Ordóñez

### 4.3 MODELIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS

Generalmente, todo proyecto de estructuras, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado, en esta etapa de creación del modelo se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que la conforman. Así, para realizar el análisis se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, asimismo, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales, de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

Para determinar los esfuerzos y deformaciones en las edificaciones se utilizan técnicas de análisis matricial y análisis por el método de elementos finitos, que involucran cálculos numéricos que son solventados mediante la utilización del programa ETABS para el análisis dinámico espectral.

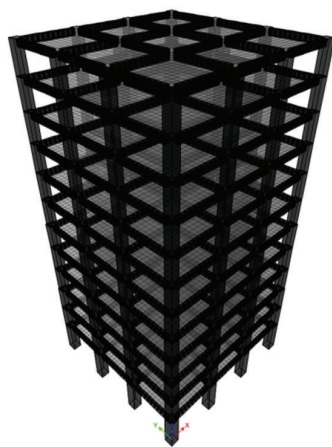
Se han considerado las siguientes características:

- Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo,  $f_y$ : 4200 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia especificada a la compresión del hormigón,  $f'_c$ : 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- Peso específico del hormigón,  $\gamma$ : 2400 Kg/m<sup>3</sup>
- Módulo de Poisson,  $\nu$ : 0.2
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo,  $E_s$ :  $2.04 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad para el hormigón,  $E_c$ :  $12000\sqrt{f'_c} = 173897$  Kg/cm<sup>2</sup>
- Inercias agrietadas: 0.5  $I_g$  vigas, 0.8  $I_g$  columnas.
- Inercia agrietada: 0.6  $I_g$  muros estructurales (dos primeros pisos del edificio).

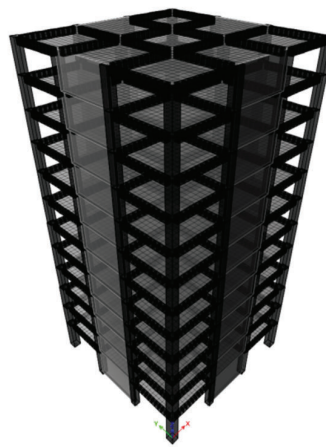
Una vez establecidas las geometrías de los edificios, las propiedades de los materiales constitutivos y las dimensiones de los elementos estructurales tipo

vigas, columnas, muros y losas se tiene el siguiente modelo, del cual se pueden definir también las propiedades dinámicas.

**FIGURA 4.7 ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES DE HORMIGÓN ARMADO**



a) Edificio aporticado



b) Edificio con muros

Elaborado por: José Luis Ordoñez

Utilizando el método de la combinación Cuadrática Completa (CQC) se obtuvo mediante el programa ETABS los modos de vibración respectivos. Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los resultados del análisis modal efectuado como son periodo y porcentajes de masa modal efectiva.

**TABLA 4.2 PORCENTAJE MASA MODAL EFECTIVA – EDIF. APORTICADO**

MODOS	PERIODO	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY
1	1,865	0,762	0	0	0,762	0
2	1,865	0	0,762	0	0,762	0,762
3	1,466	0	0	0,7582	0,762	0,762
4	0,59	0,1134	0	0	0,8754	0,762
5	0,59	0	0,1134	0	0,8754	0,8754
6	0,476	0	0	0,1158	0,8754	0,8754
7	0,314	0,0484	0	0	0,9239	0,8754
8	0,314	0	0,0484	0	0,9239	0,9239
9	0,257	0	0	0,0492	0,9239	0,9239

Elaborado por: José Luis Ordoñez

**TABLA 4.3 PORCENTAJE MASA MODAL EFECTIVA – EDIF. CON MUROS**

MODOS	PERIODO	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY
1	1,049	0	0,6855	0	0,0000	0,6855
2	1,049	0,6855	0	0	0,6855	0,6855
3	0,691	0	0	0,6796	0,6855	0,6855
4	0,239	0	0,1929	0	0,6855	0,8783
5	0,239	0,1929	0	0	0,8784	0,8784
6	0,155	0	0	0,1974	0,8784	0,8784
7	0,105	0,0248	0,042	0	0,9032	0,9204
8	0,105	0,042	0,0248	0	0,9452	0,9452
9	0,067	0	0	0,0685	0,9452	0,9452

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se observa que el comportamiento dinámico predominante en los dos primeros modos de ambos edificios es traslacional. Así también, para el noveno modo ya se ha cumplido con la participación de una masa modal acumulada mayor al 90% de la masa total de la estructura en las dos direcciones horizontales principales.

#### 4.3.1 FUERZAS DE DISEÑO POR CARGAS LATERALES

Para la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas, se necesita representar las sollicitaciones sísmicas determinando por ende el espectro de diseño “ $S_a(T)$ ”, el periodo de vibración “ $T$ ” y el cortante basal de diseño “ $V$ ”. Ahora, considerando el tipo de edificio tenemos:

Edificio aporticado sin muros estructurales, mediante el método 1 se determinó un periodo de vibración  $T = 1.456$  seg. y por medio del análisis modal se obtuvo  $T = 1.865$  seg., lo que representa una variación del 28%. En conclusión  $T > T_c$  y se aplicara la ecuación 4.3.

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 2,48 (0,40) 1,20 \left(\frac{0,5647}{1,865}\right)^1 = 0,3604$$

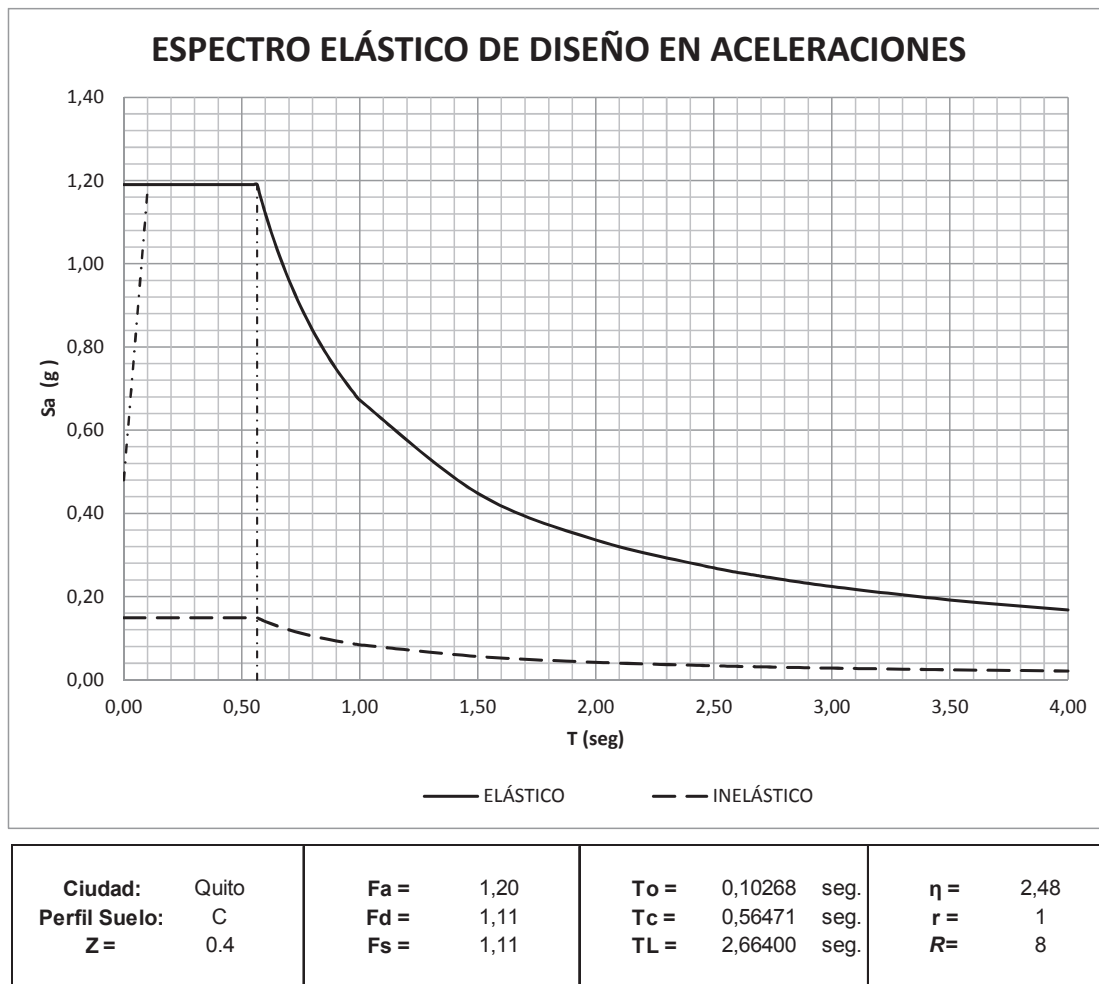
$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W = \frac{1 \times 0,3604}{8 \times 1 \times 1} W = 0,045 W$$

Edificio aporticado con muros estructurales, mediante el método 1 se determinó un periodo de vibración  $T = 0.843$  seg. y por medio del análisis modal se obtuvo  $T = 1.049$  seg., lo que representa una variación del 25%. En conclusión  $T > T_c$  y se aplicara la ecuación 4.3.

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 2,48 (0,40) 1,20 \left(\frac{0,5647}{1,049}\right)^1 = 0,641$$

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W = \frac{1 \times 0,641}{8 \times 1 \times 1} W = 0,080 W$$

**FIGURA 4.8 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES – NEC**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se determina a continuación la carga sísmica reactiva  $W$  compuesta por la carga muerta total de la estructura:

**TABLA 4.4 CARGA SÍSMICA REACTIVA EDIFICIO APORTICADO**

**CARGA MUERTA POR ELEMENTOS ESTRUCTURALES (PP).**

ELEMENTO	SECCIÓN	DESCRIPCIÓN	LONGITUD (m)	PESO (TON)
COLUMNA	100 x 100	L = 16 x 2 m + 32 x 3,1 m	131,20	315,22
COLUMNA	90 x 90	L = 48 x 3,1 m	148,80	289,58
COLUMNA	80 x 80	L = 96 x 3,1 m	297,60	457,61
VIGA	40 X 60	L = 6 m x 24 x 12 - 1m x 3 x 8 x 3 - 0,9 m x 3 x 8 x 3 - 0,8 m x 3 x 8 x 6	1476,29	851,26
LOSA	T	A = 0,5 X 0,25 - 0,4 X 0,2 = 0,045 m <sup>2</sup> L = (11 x 6 m x 2) x 9 x 12)	14256,00	1541,32
			<b>PP =</b>	<b>3454,99</b>

**CARGA MUERTA POR SOBRECARGA PERMANENTE.**

AREA (m <sup>2</sup> )	N PISOS	DESCRIPCIÓN	CARGA (T/m <sup>2</sup> )	PESO
324	11	A = 18 m x 18 m	0,337	1201,07
324	1	A = 18 m x 18 m	0,17	55,08
			<b>D</b>	<b>1256,15</b>

$$W = PP + D = \boxed{4711,14}$$

Elaborado por: José Luis Ordoñez

**TABLA 4.5 CARGA SÍSMICA REACTIVA EDIFICIO CON MUROS ESTRUCT.**

**CARGA MUERTA POR ELEMENTOS ESTRUCTURALES (PP).**

ELEMENTO	SECCIÓN	DESCRIPCIÓN	LONGITUD (m)	PESO (TON)
COLUMNA	90 x 90	L = 8 x 2 m + 16 x 3,1 m	65,60	127,66
COLUMNA	80 x 80	L = 24 x 3,1 m	74,40	114,40
COLUMNA	70 x 70	L = 8 x 2 m + 40 x 3,1 m + 96 x 3,1 m	437,60	515,18
VIGA	40 X 60	L = 6 m x 20 x 12 - 16,4 m x 3 - 15,2 m x 3 - 14,0 m x 6	1261,20	727,24
MURO	600 x 30	H = 2 m x 4 + 3,1 m x 11 x 4	144,40	624,48
LOSA	T	A = 0,5 X 0,25 - 0,4 X 0,2 = 0,045 m <sup>2</sup> L = (11 x 6 m x 2) x 9 x 12)	14256,00	1541,32
			<b>PP =</b>	<b>3650,28</b>

**CARGA MUERTA POR SOBRECARGA PERMANENTE.**

AREA (m <sup>2</sup> )	N PISOS	DESCRIPCIÓN	CARGA (T/m <sup>2</sup> )	PESO
324	11	A = 18 m x 18 m	0,337	1201,07
324	1	A = 18 m x 18 m	0,17	55,08
			<b>D</b>	<b>1256,15</b>

$$W = PP + D = \boxed{4906,43}$$

Elaborado por: José Luis Ordoñez



Entonces, el cortante basal por el método de la fuerza lateral equivalente tiene los siguientes valores según corresponde:

- Edificio Aporticado:  $V = 0,045W = 0,045 (4711,14 \text{ Ton}) = 212,0 \text{ Ton}$
- Edificio con muros:  $V = 0,080W = 0,080 (4906,43 \text{ Ton}) = 392,5 \text{ Ton}$

Ahora, en lo referente al cortante basal de diseño obtenido con el análisis modal espectral se han conseguido los siguientes resultados:

**TABLA 4.6 CORTANTES POR ANALISIS MODAL ESPECTRAL**

PISO	CORTANTE BASAL DE DISEÑO	
	Vx	Vy
12	36,05	36,05
11	67,26	67,26
10	89,53	89,53
9	105,33	105,33
8	116,96	116,96
7	126,58	126,58
6	136,13	136,13
5	146,78	146,78
4	158,44	158,44
3	170,35	170,35
2	180,64	180,64
1	187,17	187,17

a) Edificio aporticado

PISO	CORTANTE BASAL DE DISEÑO	
	Vx	Vy
12	53,27	53,27
11	105,75	105,75
10	143,34	143,34
9	171,69	171,69
8	194,89	194,89
7	215,63	215,63
6	235,64	235,64
5	255,39	255,39
4	274,13	274,13
3	290,86	290,86
2	304,05	304,05
1	312,28	312,28

b) Edificio con muros

Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se puede notar que existe una diferencia entre los valores de cortante basal conseguidos del método estático con los del método dinámico espectral, siendo los de este último menor pero que según lo indicado en la NEC no requieren de ajuste al no ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático.

También, a nivel de cada piso se presenta la diferencia de cortantes según uno u otro método, pero lo destacable de ello es que en los últimos dos o tres pisos de estos edificios los cortantes por el método dinámico son mayores manifestándose el efecto de los modos superiores en la amplificación dinámica y respuesta de

estas estructuras que acorde a los resultados presentados en las siguientes tablas son de mayor influencia en edificios aporricados que en los edificios con muros estructurales.

**TABLA 4.7 EFECTOS DE MODOS SUPERIORES DE VIBRACIÓN**

PISO	CORTANTE BASAL	
	ESTÁTICO	DINÁMICO
12	24,84	<b>36,05</b>
11	54,82	<b>67,26</b>
10	82,14	<b>89,53</b>
9	106,81	105,33
8	128,83	116,96

a) Edificio aporricado

PISO	CORTANTE BASAL	
	ESTÁTICO	DINÁMICO
12	44,76	<b>53,27</b>
11	100,89	<b>105,75</b>
10	152,05	143,34
9	198,24	171,69
8	239,46	194,89

b) Edificio con muros

Elaborado por: José Luis Ordoñez

#### 4.3.2 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS MAXIMAS QUE PRESENTAN LAS ESTRUCTURAS

Las derivas de piso de los edificios considerados en este análisis, ante las fuerzas especificadas por la norma y definidas aquí previamente, presentan valores descritos a continuación que no exceden los límites de deriva inelástica  $\Delta_M = 0,02$ .

**TABLA 4.8 DERIVAS MÁXIMAS DE PISO.**

PISO	$\Delta_M$ (A. ESTÁTICO)		$\Delta_M$ (A. DINÁMICO E.)	
	$\Delta_E$	R = 8	$\Delta_E$	R = 8
		0.75 R $\Delta_E$		0.75 R $\Delta_E$
12	0,0007	0,0045	0,0008	0,0049
11	0,0011	0,0064	0,0011	0,0067
10	0,0014	0,0086	0,0014	0,0085
9	0,0018	0,0109	0,0017	0,0100
8	0,0022	0,0129	0,0019	0,0111
7	0,0024	0,0146	0,0020	0,0121
6	0,0026	0,0155	0,0021	0,0125
5	0,0027	0,0160	0,0021	0,0129
4	0,0026	0,0159	0,0021	0,0128
3	0,0024	0,0145	0,0020	0,0120
2	0,0020	0,0122	0,0017	0,0102
1	0,0010	0,0062	0,0009	0,0052

a) Edificio aporricado

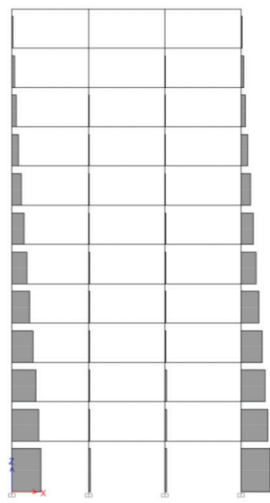
PISO	$\Delta_M$ (A. ESTÁTICO)		$\Delta_M$ (A. DINÁMICO E.)	
	$\Delta_E$	R = 8	$\Delta_E$	R = 8
		0.75 R $\Delta_E$		0.75 R $\Delta_E$
12	0,0014	0,0083	0,0011	0,0065
11	0,0014	0,0086	0,0011	0,0067
10	0,0015	0,0088	0,0011	0,0069
9	0,0015	0,0089	0,0012	0,0069
8	0,0015	0,0090	0,0012	0,0069
7	0,0015	0,0089	0,0011	0,0068
6	0,0014	0,0085	0,0011	0,0065
5	0,0013	0,0080	0,0010	0,0060
4	0,0012	0,0071	0,0009	0,0054
3	0,0010	0,0060	0,0007	0,0045
2	0,0007	0,0045	0,0006	0,0034
1	0,0004	0,0022	0,0003	0,0017

b) Edificio con muros

Elaborado por: José Luis Ordoñez

Los criterios de predimensionamiento empleados fueron correctos, logrando un control adecuado de desplazamientos y de alguna manera incidiendo en un armado sin congestión del acero de refuerzo. Con las fuerzas laterales actuantes y las deformaciones producidas en los elementos estructurales se presentan los respectivos diagramas de momento, corte y fuerza axial. Importante mencionar que esta estimación preliminar se realizó orientada a la aplicación del método DDBD donde el alcance es a nivel de diseño de la estructura.

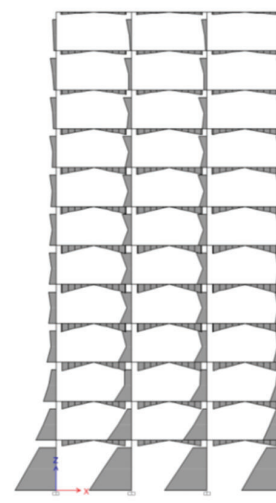
**FIGURA 4.9 DIAGRAMAS DE FUERZAS DEL ANALISIS DINÁMICO EN X**



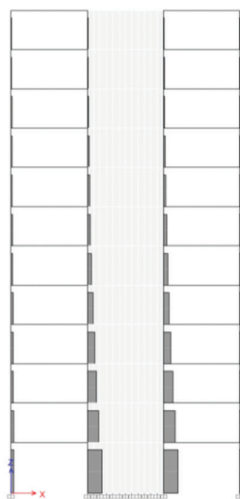
a) Axial – E. Aperticado



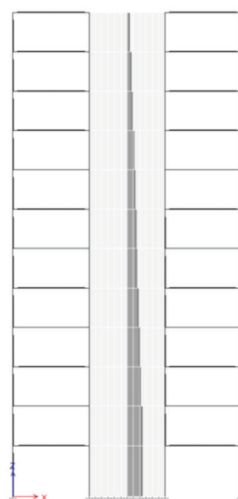
b) Corte – E. Aperticado



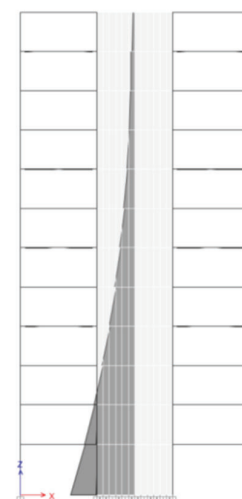
c) Momento – E. Aperticado



a) Axial – E. A. Muros



b) Corte – E. A. Muros



c) Momento – E. A. Muros

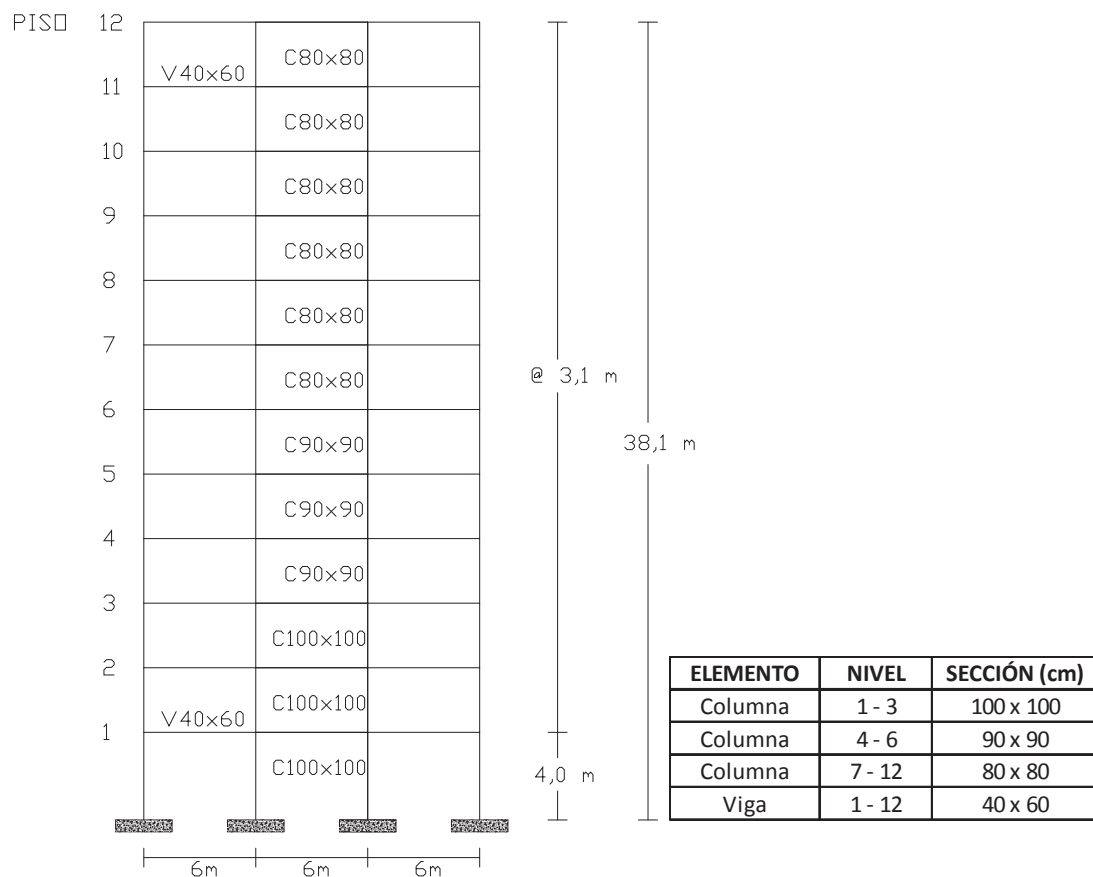
Elaborado por: José Luis Ordoñez

## 4.4 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO

### 4.4.1 CALCULO DE PARAMETROS DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA PARA EL EDIFICIO APORTICADO PRELIMINAR

Como dimensionamiento preliminar del edificio se utilizó el análisis modal espectral realizado en el capítulo anterior, en el cual se aplicaron los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC, obteniéndose como resultado los siguientes elementos para la estructura empleando los materiales de las características que se presentan en la tabla 4.9:

**FIGURA 4.10 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR PARA DDBD**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

**TABLA 4.9 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

CONCRETO			ACERO DE REFUERZO	
Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad $E_c = 12000 \cdot (f'c)^{0,5}$	Peso volumétrico	Esfuerzo nominal de fluencia	Módulo de elasticidad
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 173896,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2'040.000 \text{ Kg/cm}^2$

Elaborado por: José Luis Ordoñez

A continuación se desarrolla el método de diseño directo basado en desplazamientos “DDBD” mediante los siguientes pasos:

**Paso 1:** Seleccionar los límites de comportamiento

El estado límite para este estudio corresponde al límite de distorsión de diseño designado a restringir el daño no estructural considerando la importancia y función de la estructura. Es así que, para el límite de control de daños en estructuras de hormigón armado la NEC define un valor límite del 2% para las derivas de piso.

$\epsilon_y$  = Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal de la sección.

$$\epsilon_y = \frac{1,1 f_y}{E_s} = \frac{1,1 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2}{2040000 \text{ Kg/cm}^2} = 0,002265$$

$\theta_y$  = Distorsión de fluencia del piso para pórticos de concreto reforzado.

$$\theta_y = 0,50 \epsilon_y \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right) = 0,50 (0,002265) \cdot \left(\frac{600}{60}\right) = 0,011325$$

**Paso 2:** Cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente

Primeramente, es necesario especificar el desplazamiento del entrepiso crítico “ $\Delta_c$ ”, definido según el límite permisible impuesto a las derivas de piso:

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,02 \times 4,0 \text{ m} = 0,080 \text{ m}$$

Luego se determina la configuración deformada asociada al primer modo del comportamiento inelástico del sistema “  $\delta_i$  “, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta_i = \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \quad n \leq 4$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_i}{H_n} \cdot \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad n > 4$$

donde,

$H_i$  = altura correspondiente al nivel i

$H_n$  = altura total de la estructura

$$\delta_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{4,0 \text{ m}}{38,1 \text{ m}} \cdot \left( 1 - \frac{4,0 \text{ m}}{4 \times 38,1 \text{ m}} \right) = 0,1363 = \delta_c \text{ (primer nivel distorsión crítica)}$$

$$\delta_2 = \frac{4}{3} \cdot \frac{7,1 \text{ m}}{38,1 \text{ m}} \cdot \left( 1 - \frac{7,1 \text{ m}}{4 \times 38,1 \text{ m}} \right) = 0,2369$$

$$\delta_3 = \frac{4}{3} \cdot \frac{10,2 \text{ m}}{38,1 \text{ m}} \cdot \left( 1 - \frac{10,2 \text{ m}}{4 \times 38,1 \text{ m}} \right) = 0,3331$$

Aplicando este procedimiento para los demás niveles se obtiene:

$$\delta_4 = 0,4248$$

$$\delta_5 = 0,5122$$

$$\delta_6 = 0,5951$$

$$\delta_7 = 0,6736$$

$$\delta_8 = 0,7477$$

$$\delta_9 = 0,8174$$

$$\delta_{10} = 0,8827$$

$$\delta_{11} = 0,9436$$

$$\delta_{12} = 1,00$$

Con los datos encontrados se calcula los desplazamientos correspondientes al  $i$ ésimo nivel, mediante:

$$\Delta_i = \omega_0 \cdot \delta_i \cdot \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$$

$$\omega_0 = 1,15 - 0,0034 H_n \leq 1,0$$

$$\omega_0 = 1,15 - 0,0034 (38,1) = 1,02 \leq 1,0 \quad (\text{Se aplica } 1)$$

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= 0,1363 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,080 & \Delta_2 &= 0,2369 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,1390 \\ \Delta_3 &= 0,3331 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,1955 & \Delta_4 &= 0,4248 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,2493 \\ \Delta_5 &= 0,5122 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,3006 & \Delta_6 &= 0,5951 \cdot \left(\frac{0,080}{0,1363}\right) = 0,3493 \\ \Delta_7 &= 0,3953 & \Delta_8 &= 0,4388 & \Delta_9 &= 0,4797 \\ \Delta_{10} &= 0,5181 & \Delta_{11} &= 0,5538 & \Delta_{12} &= 0,5869 \end{aligned}$$

Ahora, considerando igualdad de trabajos de la estructura sustituta y el sistema real, para definir el desplazamiento de diseño del sistema equivalente se aplica la siguiente ecuación:

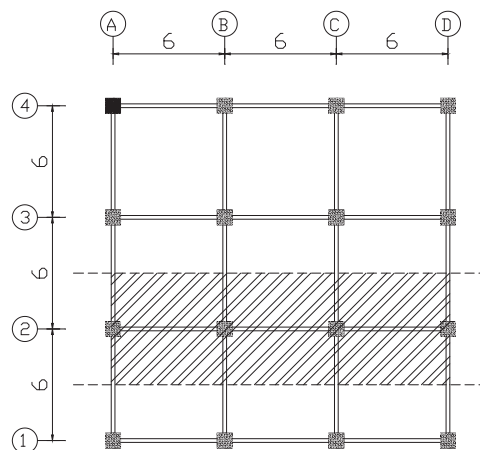
$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

donde,

$m_i$  = masa correspondiente al  $i$ ésimo nivel

Para proceder con el desarrollo de la ecuación anterior realizamos la determinación de las masas que dispone el pórtico "2" analizado para los doce niveles que lo componen:

**FIGURA 4.11 PORTICO ANALIZADO EN EL EDIFICIO APORTICADO**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

- Cargas de peso propio:

$$\text{Col. } 80 \times 80 = 24 \times 3,10 = 74,40 \times 0,8 \times 0,8 = 47,62 \text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 114,40 \text{ Ton}$$

$$\text{Col. } 90 \times 90 = 12 \times 3,10 = 37,20 \times 0,9 \times 0,9 = 30,132 \text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 72,40 \text{ Ton}$$

$$\text{Col. } 100 \times 100 = 8 \times 3,10 + 4 \times 4 = 40,8 \times 1 \times 1 = 40,80 \text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 98,03 \text{ Ton}$$

$$\text{Nervios T} = 9936 \times 0,50 = 4968 \text{m} \times 0,045 \text{m}^2 = 223,56 \text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 537,13 \text{ Ton}$$

$$\text{Viga } 40 \times 60 = 504 - 73,5 = 430,5 \times 0,4 \times 0,6 = 103,32 \text{m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 248,29 \text{ Ton}$$

---

**1070,23 Ton**

- Carga muerta adicional:

$$\text{Pisos } 1-11 = 6 \text{m} \times 18 \text{m} \times 0,337 \text{ T/m}^2 = 36,396 \text{ Ton} \times 11 \text{ pisos} = 400,36 \text{ Ton}$$

$$\text{Piso } 12 = 6 \text{m} \times 18 \text{m} \times 0,17 \text{ T/m}^2 = 18,36 \text{ Ton} \times 1 \text{ piso} = 18,36 \text{ Ton}$$

---

**418,72 Ton**

- Carga viva:

$$\text{Pisos } 1-12 = 6 \text{m} \times 18 \text{m} \times 0,250 \text{ T/m}^2 = 27,0 \text{ Ton} \times 12 \text{ pisos} = 324,00 \text{ Ton}$$

**TABLA 4.10 CÁLCULO DE MASAS DE PISO DEL PÓRTICO “2”**

PISO	PESOS (Ton)				MASA (Ton-s <sup>2</sup> /m)	
	Losas		Columnas	Vigas	Total Piso	Piso
12	18,360	44,760	9,534	20,989	93,643	9,549
11	36,396	44,760	19,067	20,989	121,213	12,360
10	36,396	44,760	19,067	20,989	121,213	12,360
9	36,396	44,760	19,067	20,989	121,213	12,360
8	36,396	44,760	19,067	20,989	121,213	12,360
7	36,396	44,760	19,067	20,989	121,213	12,360
6	36,396	44,760	21,599	20,585	123,341	12,577
5	36,396	44,760	24,132	20,585	125,874	12,835
4	36,396	44,760	24,132	20,585	125,874	12,835
3	36,396	44,760	26,962	20,198	128,316	13,085
2	36,396	44,760	29,792	20,198	131,147	13,373
1	36,396	44,760	34,117	20,198	135,471	13,814
Base			19,221		19,221	1,960

Elaborado por: José Luis Ordoñez



**TABLA 4.11 DATOS PARA CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO DEL SISTEMA EQUIVALENTE**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s <sup>2</sup> /m)	δi	Δi (m)	mi . Δi	mi . Δi <sup>2</sup>	mi . Δi . Hi
12	38,10	9,5489	1,0000	0,5869	5,6043	3,2892	213,5235
11	35,00	12,3602	0,9436	0,5538	6,8448	3,7904	239,5663
10	31,90	12,3602	0,8827	0,5181	6,4032	3,3172	204,2631
9	28,80	12,3602	0,8174	0,4797	5,9297	2,8447	170,7753
8	25,70	12,3602	0,7477	0,4388	5,4241	2,3803	139,4005
7	22,60	12,3602	0,6736	0,3953	4,8866	1,9319	110,4366
6	19,50	12,5773	0,5951	0,3493	4,3928	1,5343	85,6599
5	16,40	12,8355	0,5122	0,3006	3,8583	1,1598	63,2755
4	13,30	12,8355	0,4248	0,2493	3,2003	0,7979	42,5637
3	10,20	13,0846	0,3331	0,1955	2,5577	0,5000	26,0889
2	7,10	13,3732	0,2369	0,1390	1,8593	0,2585	13,2012
1	4,00	13,8142	0,1363	0,0800	1,1051	0,0884	4,4205
<b>Σ</b>		<b>149,8702</b>			<b>52,0663</b>	<b>21,8926</b>	<b>1313,17522</b>

Elaborado por: José Luis Ordoñez

El desplazamiento de diseño es:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{21,893}{52,066} = 0,4205 \text{ m}$$

**Paso 3:** Cálculo del desplazamiento de fluencia y obtención de la ductilidad del sistema.

Para calcular el desplazamiento de fluencia “Δ<sub>y</sub>” se necesita determinar primero la altura efectiva de la estructura sustituta “H<sub>e</sub>” por medio de:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{1313,175}{52,066} = 25,22 \text{ m}$$

Con lo que se tiene que:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e = 0,011325 \times 25,22 = 0,2856 \text{ m}$$

Calculado el desplazamiento de fluencia del sistema equivalente, y con el desplazamiento de diseño previamente calculado, se puede obtener la ductilidad de desplazamiento con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,4205 \text{ m}}{0,2856 \text{ m}} = 1,4723$$

**Paso 4:** Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta para pórticos puede ser conservadoramente relacionado con la demanda de ductilidad de desplazamiento de diseño, así:

$$\begin{aligned} \xi_e &= \xi_e + \xi_h \\ \xi_e &= 0,05 \quad ; \quad \xi_h = C \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \\ \xi_e &= 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \\ \xi_e &= 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{1,4723 - 1}{1,4723 \times \pi} \right) = 0,1077 \end{aligned}$$

El factor de corrección de amortiguamiento para determinar el desplazamiento de respuesta del periodo de esquina para un amortiguamiento del 10,77% es:

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi_e} \right)^\alpha = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,1077} \right)^{0,5} = 0,7404$$

Para el espectro de desplazamiento correspondiente al amortiguamiento del 5%, el máximo desplazamiento obtenido para el periodo  $T_L = 2,66$  seg. es  $\Delta_{L,5\%} = 0,5199$  m. Entonces, el correspondiente desplazamiento en el periodo de esquina " $T_L$ " para el amortiguamiento viscoso equivalente calculado será:

$$\Delta_{L, 10,7\%} = \Delta_{L, 5\%} \cdot R_\xi = 0,5199 \text{ m} \times 0,7404 = 0,3849 \text{ m}$$

Considerando los resultados obtenidos se puede decir que:

- La capacidad de desplazamiento de diseño " $\Delta_d = 0,4205$  m" excede la máxima posible demanda de desplazamiento espectral para el nivel de amortiguamiento calculado " $\Delta_{L, 10,77\%} = 0,3849$  m".

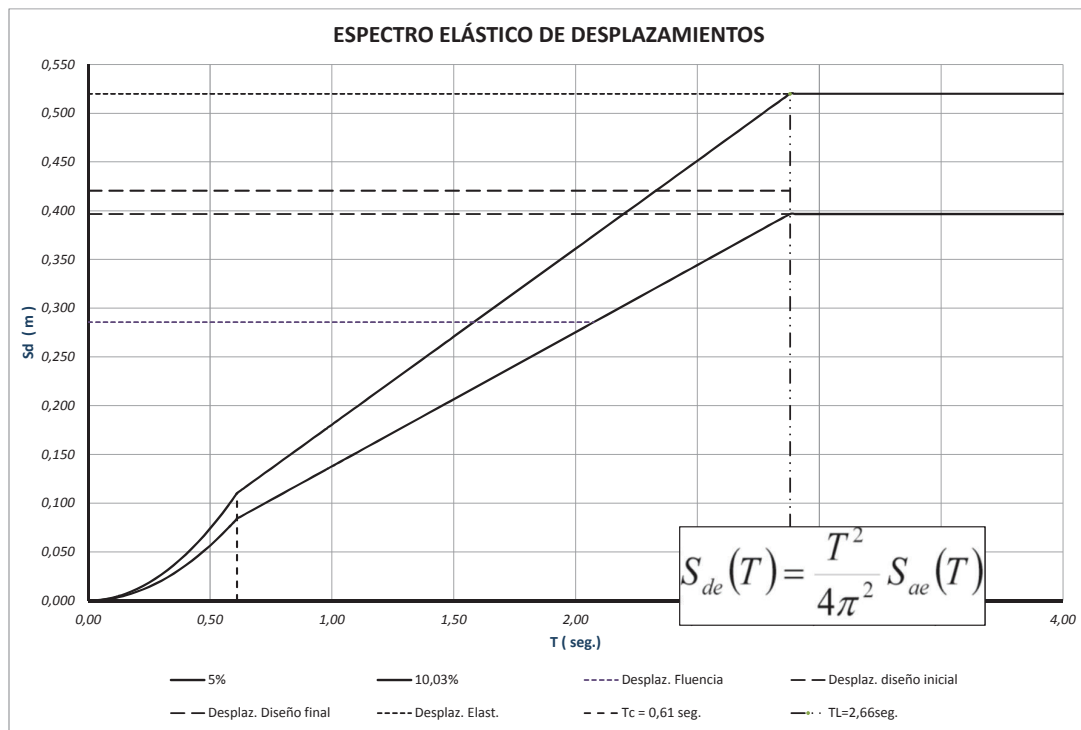
- El desplazamiento de fluencia “ $\Delta_y = 0,2856 \text{ m}$ ” es menor que el valor del 5% de amortiguamiento en el periodo de esquina “ $\Delta_{L, 5\%} = 0,5199 \text{ m}$ ”, esto significa que el periodo elástico es menor que  $T_L$  y que la respuesta inelástica ocurrirá.
- Se aplicara un método de solución de prueba y error para estimar el desplazamiento de respuesta final “ $\Delta_{df}$ ”, el cual se encuentra entre “ $\Delta_d = 0,4205 \text{ m}$ ” y “ $\Delta_{L, 10,77\%} = 0,3849 \text{ m}$ ”.

Luego de efectuar dos iteraciones se determinó que  $\Delta_d = 0,3966 \text{ m}$  :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,3966}{0,2856} = 1,3887 \quad ; \quad \xi_e = 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{1,3887 - 1}{1,3887 \times \pi} \right) = 0,1003$$

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,1003} \right)^{0,5} = 0,7628 \quad ; \quad \Delta_d = \Delta_{L, 1,0\%} = 0,5199 \times 0,7628 = 0,3966 \text{ m}$$

**FIGURA 4.12 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Luego de que se determinó el valor del desplazamiento de diseño final se corrige los datos obtenidos en el desarrollo del método DDBD, aplicando al desplazamiento “ $\Delta_i$ ” un factor de:

$$\Delta_d' / \Delta_d = 0,3966 / 0,4205 = 0,9432$$

**TABLA 4.12 DATOS PARA CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO DEL SISTEMA EQUIVALENTE (CORREGIDO)**

Piso , i	Altura, Hi ( m )	Masa, mi ( Ton * s <sup>2</sup> /m )	$\delta_i$	$\Delta_i$ ( m )	$\Delta_i$ correg.	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
12	38,10	9,5489	1,0000	0,5869	0,5536	5,2858	2,9260	201,3899
11	35,00	12,3602	0,9436	0,5538	0,5223	6,4558	3,3719	225,9528
10	31,90	12,3602	0,8827	0,5181	0,4886	6,0394	2,9509	192,6558
9	28,80	12,3602	0,8174	0,4797	0,4525	5,5927	2,5306	161,0709
8	25,70	12,3602	0,7477	0,4388	0,4139	5,1159	2,1175	131,4790
7	22,60	12,3602	0,6736	0,3953	0,3729	4,6089	1,7186	104,1610
6	19,50	12,5773	0,5951	0,3493	0,3294	4,1432	1,3648	80,7923
5	16,40	12,8355	0,5122	0,3006	0,2835	3,6390	1,0317	59,6798
4	13,30	12,8355	0,4248	0,2493	0,2352	3,0184	0,7098	40,1450
3	10,20	13,0846	0,3331	0,1955	0,1844	2,4124	0,4448	24,6064
2	7,10	13,3732	0,2369	0,1390	0,1311	1,7537	0,2300	12,4510
1	4,00	13,8142	0,1363	0,0800	0,0755	1,0423	0,0786	4,1693
$\Sigma$		<b>149,8702</b>				<b>49,1076</b>	<b>19,4752</b>	<b>1238,5533</b>

Elaborado por: José Luis Ordoñez

**Paso 5:** Cálculo de la rigidez efectiva del sistema estructural

De las consideraciones de la participación de masas en el primer modo inelástico de vibración, el sistema de masas efectivas para la estructura substituta es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{49,1076 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{0,3966 \text{ m}} = 123,820 \text{ T} \cdot \text{s}^2 / \text{m} \quad (82,6\% \text{ de la masa total})$$

La rigidez efectiva asociada a la respuesta máxima, se calcula en este caso considerando que  $T_e \approx T_L$ , así:

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \times \pi^2 \times 123,82 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{(2,88 \text{ seg.})^2} = 589,34 \text{ T/m}$$

**Paso 6:** Cálculo de la distribución de fuerzas en los entrepisos y cortante basal.

El cortante basal de diseño para la respuesta máxima es:

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d = 589,34 \text{ T/m} \times 0,3966 \text{ m} = 233,73 \text{ T}$$

Conforme a la tabla 4.12, el peso total del pórtico “2” es de 1469,73 T con lo que se tiene el cortante,  $V_b = 0,159 W$ . Luego, el cortante basal es distribuido verticalmente en proporción a la masa y la configuración deformada supuesta asociada al desplazamiento máximo del sistema estructural. En este caso se aplica la ecuación que incluye el control de deriva de los modos superiores:

$$F_i = F_t + 0,9 \cdot V_b \cdot \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4,17)$$

Donde, la fuerza  $F_t$  se asignó en 10% del cortante basal al nivel de techo y  $F_t = 0$  en los demás pisos.

$$F_1 = 0,10 \times 233,73 \text{ T} + 0,9 \times 233,73 \text{ T} \times \frac{5,2858 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{49,1076 \text{ T} \cdot \text{s}^2} = 23,37 + 22,64 = 46,01 \text{ T}$$

$$F_1 = 0 + 0,9 \times 233,73 \text{ T} \times \frac{6,4558 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{49,1076 \text{ T} \cdot \text{s}^2} = 0 + 27,65 \text{ T} = 27,65 \text{ T}$$

$$F_1 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{6,0394}{49,1076} = 25,87 \text{ T} \quad F_9 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{5,5927}{49,1076} = 23,96 \text{ T}$$

$$F_8 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{5,1159}{49,1076} = 21,91 \text{ T} \quad F_7 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{4,6089}{49,1076} = 19,74 \text{ T}$$

$$F_6 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{4,1432}{49,1076} = 17,75 \text{ T} \quad F_5 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{3,6390}{49,1076} = 15,59 \text{ T}$$

$$F_4 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{3,0184}{49,1076} = 12,93 \text{ T} \quad F_3 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{2,4124}{49,1076} = 10,33 \text{ T}$$

$$F_2 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{1,7537}{49,1076} = 7,51 \text{ T} \quad F_1 = 0,9 \times 233,73 \times \frac{1,0423}{49,1076} = 4,46 \text{ T}$$

**TABLA 4.13 DATOS PARA CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN LOS ENTREPISOS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s <sup>2</sup> /m)	$\delta_i$	$\Delta_i$ (m)	$\Delta_i$ correg.	$mi \cdot \Delta_i$	$mi \cdot \Delta_i^2$	$mi \cdot \Delta_i \cdot Hi$	Fi (Ton)	Vi (Ton)
12	38,10	9,5489	1,0000	0,5869	0,5536	5,2858	2,9260	201,3899	46,016	46,016
11	35,00	12,3602	0,9436	0,5538	0,5223	6,4558	3,3719	225,9528	27,655	73,671
10	31,90	12,3602	0,8827	0,5181	0,4886	6,0394	2,9509	192,6558	25,871	99,542
9	28,80	12,3602	0,8174	0,4797	0,4525	5,5927	2,5306	161,0709	23,958	123,499
8	25,70	12,3602	0,7477	0,4388	0,4139	5,1159	2,1175	131,4790	21,915	145,414
7	22,60	12,3602	0,6736	0,3953	0,3729	4,6089	1,7186	104,1610	19,743	165,157
6	19,50	12,5773	0,5951	0,3493	0,3294	4,1432	1,3648	80,7923	17,748	182,905
5	16,40	12,8355	0,5122	0,3006	0,2835	3,6390	1,0317	59,6798	15,588	198,494
4	13,30	12,8355	0,4248	0,2493	0,2352	3,0184	0,7098	40,1450	12,930	211,424
3	10,20	13,0846	0,3331	0,1955	0,1844	2,4124	0,4448	24,6064	10,334	221,757
2	7,10	13,3732	0,2369	0,1390	0,1311	1,7537	0,2300	12,4510	7,512	229,270
1	4,00	13,8142	0,1363	0,0800	0,0755	1,0423	0,0786	4,1693	4,465	<b>233,735</b>
$\Sigma$		<b>149,8702</b>				<b>49,1076</b>	<b>19,4752</b>	<b>1238,5533</b>	<b>233,735</b>	

Elaborado por: José Luis Ordoñez

Con los cortantes de piso encontrados hasta ahora, se obtienen en vigas de los pisos inferiores momentos en cara de columna que demandan una cuantía de refuerzo elevada, por lo que antes de proseguir con la aplicación del método DDBD se opta por modificar las secciones transversales de ambos tipos de elementos (vigas y columnas), las secciones finales se describen en la tabla 4,15.

**TABLA 4.14 MOMENTOS DE VIGAS EN CARA DE COLUMNA**

Vigas b x h (cm)	Columnas h <sub>ci</sub> x h <sub>ci</sub> (cm)	M.viga (Cara Colum.) (Ton-m)
40 x 60	80 x 80	<b>19,0763</b>
40 x 60	80 x 80	<b>30,5407</b>
40 x 60	80 x 80	<b>41,2656</b>
40 x 60	80 x 80	<b>51,1973</b>
40 x 60	80 x 80	<b>60,2823</b>
40 x 60	80 x 80	<b>68,4669</b>
40 x 60	90 x 90	<b>75,8245</b>
40 x 60	90 x 90	<b>82,2867</b>
40 x 60	90 x 90	<b>87,6469</b>
40 x 60	100 x 100	<b>91,9309</b>
40 x 60	100 x 100	<b>95,0451</b>
40 x 60	100 x 100	<b>96,8961</b>
0,00	0,00	<b>0,00</b>

Elaborado por: José Luis Ordoñez

$$\text{Piso}_1, A_{s,r} = \frac{M_u}{d} \times 30 = \frac{96,90}{54} \times 30 = 53,83 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,r}}{b \times d} = \frac{53,8 \text{ cm}^2}{40 \times 54} = 0,0249$$

**TABLA 4.15 DIMENSIONAMIENTO FINAL**

ELEMENTO	NIVEL	SECCIÓN (cm)
Columna	1 - 3	90 x 90
Columna	4 - 6	80 x 80
Columna	7 - 12	70 x 70
Viga	1 - 6	40 x 80
Viga	7 - 12	40 x 60

Elaborado por: José Luis Ordoñez

Debido a que se ha modificado las secciones de las vigas y conociendo que en el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos las dimensiones de las vigas controlan el diseño, se procede a desarrollar una vez más el método pero esta vez con las dimensiones definitivas de la estructura.

#### 4.4.2 CÁLCULO DE PARAMETROS DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA PARA EL EDIFICIO APORTICADO DEFINITIVO

Con las secciones definitivas del edificio aporticado se aplica el método DDBD para la determinación de parámetros de la estructura sustituta y para la presentación de estos resultados se abrevia el detalle de los cálculos realizados considerando que este procedimiento ya se explicó en el punto anterior:

**Paso 1:** Seleccionar los límites de comportamiento

$$\varepsilon_y = \frac{1,1 f_y}{E_s} = \frac{1,1 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2}{2040000 \text{ Kg/cm}^2} = 0,002265$$

$$\theta_y = 0,50 \varepsilon_y \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right) = 0,50 (0,002265) \cdot \left(\frac{600}{80}\right) = 0,008494$$

**Paso 2:** Cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,02 \times 4,0 \text{ m} = 0,080 \text{ m}$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_i}{H_n} \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n}\right) \quad n > 4$$

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

Determinación de las masas que dispone el pórtico analizado para los distintos niveles que lo componen:

- Cargas de peso propio:

$$\text{Col. } 70 \times 70 = 24 \times 3,10 \text{ m} = 74,40 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} = 36,46 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 87,49 \text{ Ton}$$

$$\text{Col. } 80 \times 80 = 12 \times 3,10 \text{ m} = 37,20 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} = 23,81 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 57,14 \text{ Ton}$$

$$\text{Col. } 90 \times 90 = 8 \times 3,10 \text{ m} + 4 \times 4 \text{ m} = 40,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 33,05 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 79,32 \text{ Ton}$$

$$\text{Nervios T} = 9936 \times 0,50 \text{ m} = 4968 \text{ m} \times 0,045 \text{ m}^2 = 223,56 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 537,13 \text{ Ton}$$

$$\text{Viga } 40 \times 60 = 252 \text{ m} - 29,4 \text{ m} = 222,6 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} = 53,42 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 128,22 \text{ Ton}$$

$$\text{Viga } 40 \times 80 = 252 \text{ m} - 35,7 \text{ m} = 216,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} = 69,22 \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 166,12 \text{ Ton}$$

---

**1055,42 Ton**

- Carga muerta adicional:

$$\text{Pisos }_{1-11} = 6 \text{ m} \times 18 \text{ m} \times 0,337 \text{ T/m}^2 = 36,396 \text{ Ton} \times 11 \text{ pisos} = 400,36 \text{ Ton}$$

$$\text{Piso }_{12} = 6 \text{ m} \times 18 \text{ m} \times 0,17 \text{ T/m}^2 = 18,36 \text{ Ton} \times 1 \text{ piso} = 18,36 \text{ Ton}$$

---

**418,72 Ton**

- Carga viva:

$$\text{Pisos }_{1-12} = 6 \text{ m} \times 18 \text{ m} \times 0,250 \text{ T/m}^2 = 27,0 \text{ Ton} \times 12 \text{ pisos} = \mathbf{324,00 \text{ Ton}}$$



TABLA 4.16 CÁLCULO DE MASAS DE PISO DEL PÓRTICO “2”

PISO	PESOS (Ton)				MASA (Ton-s <sup>2</sup> /m)	
	Losas		Columnas	Vigas	Total Piso	Piso
12	18,360	44,760	7,299	21,393	91,813	9,36
11	36,396	44,760	14,598	21,393	117,148	11,95
10	36,396	44,760	14,598	21,393	117,148	11,95
9	36,396	44,760	14,598	21,393	117,148	11,95
8	36,396	44,760	14,598	21,393	117,148	11,95
7	36,396	44,760	14,598	21,393	117,148	11,95
6	36,396	44,760	16,833	27,985	125,974	12,85
5	36,396	44,760	19,067	27,985	128,208	13,07
4	36,396	44,760	19,067	27,985	128,208	13,07
3	36,396	44,760	21,599	27,447	130,203	13,28
2	36,396	44,760	24,132	27,447	132,735	13,54
1	36,396	44,760	27,635	27,447	136,238	13,89
Base			15,569		15,569	1,59

Elaborado por: José Luis Ordoñez

TABLA 4.17 DATOS PARA CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO DEL SISTEMA EQUIVALENTE

Piso , i	Altura, Hi ( m )	Masa, mi ( Ton * s <sup>2</sup> /m )	δi	Δi ( m )	mi . Δi	mi . Δi <sup>2</sup>	mi . Δi . Hi
12	38,10	9,3600	1,0000	0,5869	5,4934	3,2241	209,2995
11	35,00	11,9500	0,9436	0,5538	6,6176	3,6646	231,6158
10	31,90	11,9500	0,8827	0,5181	6,1907	3,2071	197,4842
9	28,80	11,9500	0,8174	0,4797	5,7329	2,7503	165,1077
8	25,70	11,9500	0,7477	0,4388	5,2441	2,3013	134,7742
7	22,60	11,9500	0,6736	0,3953	4,7244	1,8678	106,7716
6	19,50	12,8500	0,5951	0,3493	4,4881	1,5675	87,5172
5	16,40	13,0700	0,5122	0,3006	3,9288	1,1810	64,4315
4	13,30	13,0700	0,4248	0,2493	3,2587	0,8125	43,3413
3	10,20	13,2800	0,3331	0,1955	2,5959	0,5074	26,4785
2	7,10	13,5400	0,2369	0,1390	1,8825	0,2617	13,3659
1	4,00	13,8900	0,1363	0,0800	1,1112	0,0889	4,4448
Σ		<b>148,8100</b>			<b>51,2684</b>	<b>21,4344</b>	<b>1284,6323</b>

Elaborado por: José Luis Ordoñez

El desplazamiento de diseño es:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{21,434}{51,268} = 0,4181 \text{ m}$$

**Paso 3:** Cálculo del desplazamiento de fluencia y obtención de la ductilidad del sistema

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{1284,632}{51,268} = 25,06 \text{ m}$$

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e = 0,008494 \times 25,06 = 0,2129 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,4181 \text{ m}}{0,2129 \text{ m}} = 1,9644$$

**Paso 4:** Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente

$$\xi_e = 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

$$\xi_e = 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{1,9644 - 1}{1,9644 \times \pi} \right) = 0,1383$$

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi_e} \right)^\alpha = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,1383} \right)^{0,5} = 0,665$$

Para el espectro de desplazamiento correspondiente al amortiguamiento del 5%, el máximo desplazamiento obtenido para el periodo  $T_L = 2,66 \text{ seg.}$  es  $\Delta_{L,5\%} = 0,445 \text{ m}$ . Entonces, el correspondiente desplazamiento en el periodo de esquina " $T_L$ " para el amortiguamiento viscoso equivalente calculado será:

$$\Delta_{L, 1,8\%} = \Delta_{L, 5\%} \cdot R_\xi = 0,445 \text{ m} \times 0,665 = 0,30 \text{ m}$$

Considerando los resultados obtenidos se puede decir que:

- La capacidad de desplazamiento de diseño " $\Delta_d = 0,4181 \text{ m}$ " excede la máxima posible demanda de desplazamiento espectral para el nivel de amortiguamiento calculado " $\Delta_{L, 13,83\%} = 0,30 \text{ m}$ ".
- El desplazamiento de fluencia " $\Delta_y = 0,2129 \text{ m}$ " es menor que el valor del 5% de amortiguamiento en el periodo de esquina " $\Delta_{L, 5\%} = 0,445 \text{ m}$ ", esto

significa que el período elástico es menor que  $T_L$  y que la respuesta inelástica ocurrirá.

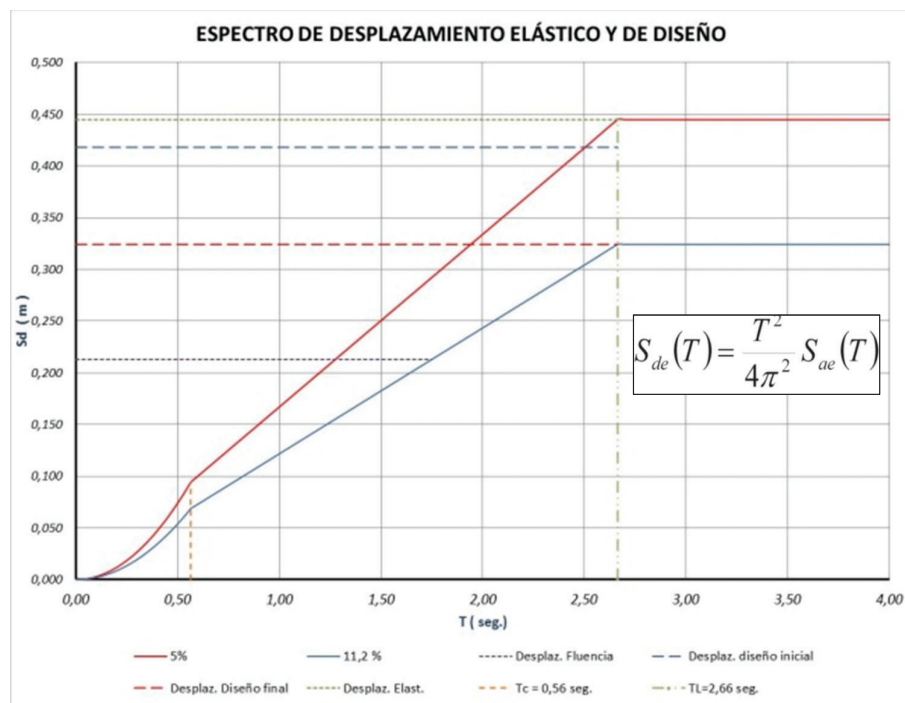
- Se aplicará un método de solución de prueba y error para estimar el desplazamiento de respuesta final “ $\Delta_{df}$ ”, el cual se encuentra entre “ $\Delta_d = 0,4181 \text{ m}$ ” y “ $\Delta_L, 13,83\% = 0,30 \text{ m}$ ”.

Luego de efectuar dos iteraciones se determinó que  $\Delta_d = 0,324 \text{ m}$  :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,324}{0,2129} = 1,522 \quad ; \quad \xi_e = 0,05 + 0,565 \cdot \left( \frac{1,522 - 1}{1,522 \times \pi} \right) = 0,112$$

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,112} \right)^{0,5} = 0,728 \quad ; \quad \Delta_d = \Delta_L, 1,2\% = 0,445 \times 0,728 = 0,324 \text{ m}$$

**FIGURA 4.13 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Luego de que se determinó el valor del desplazamiento de diseño final se corrige los datos obtenidos de la aplicación del método DDBD, aplicando al desplazamiento un factor de  $\Delta_{df}/\Delta_{di} = 0,8665$ .

**TABLA 4.18 DATOS PARA CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO DEL SISTEMA EQUIVALENTE (CORREGIDO)**

Piso , i	Altura, Hi ( m )	Masa, mi ( Ton * s <sup>2</sup> /m )	$\delta_i$	$\Delta_i$ ( m )	$\Delta_i$ correg.	mi . $\Delta_i$	mi . $\Delta_i^2$	mi . $\Delta_i . H_i$
12	38,10	9,3600	1,0000	0,5869	0,5085	4,7599	2,4206	181,3536
11	35,00	11,9500	0,9436	0,5538	0,4798	5,7340	2,7514	200,6902
10	31,90	11,9500	0,8827	0,5181	0,4489	5,3641	2,4079	171,1159
9	28,80	11,9500	0,8174	0,4797	0,4157	4,9674	2,0649	143,0624
8	25,70	11,9500	0,7477	0,4388	0,3802	4,5439	1,7278	116,7790
7	22,60	11,9500	0,6736	0,3953	0,3426	4,0936	1,4023	92,5153
6	19,50	12,8500	0,5951	0,3493	0,3026	3,8888	1,1769	75,8318
5	16,40	13,0700	0,5122	0,3006	0,2605	3,4042	0,8866	55,8285
4	13,30	13,0700	0,4248	0,2493	0,2160	2,8236	0,6100	37,5543
3	10,20	13,2800	0,3331	0,1955	0,1694	2,2493	0,3810	22,9431
2	7,10	13,5400	0,2369	0,1390	0,1205	1,6312	0,1965	11,5812
1	4,00	13,8900	0,1363	0,0800	0,0693	0,9628	0,0667	3,8513
<b><math>\Sigma</math></b>		<b>148,8100</b>				<b>44,4230</b>	<b>16,0926</b>	<b>1113,1068</b>

Elaborado por: José Luis Ordoñez

**Paso 5:** Cálculo de la rigidez efectiva del sistema estructural

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{44,4230 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{0,3623 \text{ m}} = 122,614 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m} \quad (82,4\% \text{ de la masa total})$$

La rigidez efectiva asociada a la respuesta máxima, se calcula en este caso considerando que  $T_e = T_L$ , así:

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \times \pi^2 \times 122,61 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{(2,88 \text{ seg.})^2} = 583,60 \text{ T}/\text{m}$$

**Paso 6:** Cálculo de la distribución de fuerzas en los entrepisos y cortante basal.

El cortante basal de diseño para la respuesta máxima es:

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d = 583,60 \text{ T/m} \times 0,3623 \text{ m} = 211,44 \text{ T}$$

Conforme a la tabla 4.18, el peso total del pórtico "2" es de 1459,33 T con el que se tiene un cortante,  $V_b = 0,145 \text{ W}$ . Ahora, el cortante basal es distribuido verticalmente en proporción a la masa y la configuración deformada supuesta asociada al desplazamiento máximo del sistema estructural. En este caso se aplica la ecuación que incluye el control de deriva de los modos superiores:

$$F_i = F_t + 0,9 \cdot V_b \cdot \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Donde, la fuerza  $F_t$  se asignó en 10% del cortante basal al nivel de techo y  $F_t = 0$  en los demás pisos.

$$F_{12} = 0,10 \times 211,44 \text{ T} + 0,9 \times 211,44 \text{ T} \times \frac{4,7599 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{44,4230 \text{ T} \cdot \text{s}^2} = 21,14 + 20,39 = 41,53 \text{ T}$$

$$F_1 = 0 + 0,9 \times 211,44 \text{ T} \times \frac{5,7340 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{44,4230 \text{ T} \cdot \text{s}^2} = 0 + 24,56 \text{ T} = 24,56 \text{ T}$$

**TABLA 4.19 DATOS PARA CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN LOS ENTREPISOS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s <sup>2</sup> /m)	$\delta_i$	$\Delta_i$ (m)	$\Delta_i$ correg.	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$	Fi (Ton)	Vi (Ton)
12	38,10	9,3600	1,0000	0,5869	0,5085	4,7599	2,4206	181,3536	41,534	41,534
11	35,00	11,9500	0,9436	0,5538	0,4798	5,7340	2,7514	200,6902	24,563	66,096
10	31,90	11,9500	0,8827	0,5181	0,4489	5,3641	2,4079	171,1159	22,978	89,075
9	28,80	11,9500	0,8174	0,4797	0,4157	4,9674	2,0649	143,0624	21,279	110,354
8	25,70	11,9500	0,7477	0,4388	0,3802	4,5439	1,7278	116,7790	19,465	129,818
7	22,60	11,9500	0,6736	0,3953	0,3426	4,0936	1,4023	92,5153	17,536	147,354
6	19,50	12,8500	0,5951	0,3493	0,3026	3,8888	1,1769	75,8318	16,658	164,013
5	16,40	13,0700	0,5122	0,3006	0,2605	3,4042	0,8866	55,8285	14,582	178,595
4	13,30	13,0700	0,4248	0,2493	0,2160	2,8236	0,6100	37,5543	12,096	190,691
3	10,20	13,2800	0,3331	0,1955	0,1694	2,2493	0,3810	22,9431	9,635	200,326
2	7,10	13,5400	0,2369	0,1390	0,1205	1,6312	0,1965	11,5812	6,987	207,313
1	4,00	13,8900	0,1363	0,0800	0,0693	0,9628	0,0667	3,8513	4,124	<b>211,438</b>
<b>Σ</b>		<b>148,8100</b>				<b>44,4230</b>	<b>16,0926</b>	<b>1113,1068</b>	<b>211,438</b>	

Elaborado por: José Luis Ordoñez

#### 4.4.3 ANÁLISIS DEL SISTEMA EQUIVALENTE Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El análisis de la estructura se realiza con las fuerzas de diseño obtenidas en el paso anterior. Con el objeto de determinar los momentos de diseño para la posición de articulaciones plásticas potenciales, el análisis de fuerzas laterales de la estructura bajo el vector de fuerza presentado previamente, debe basarse en rigideces consistentes con la respuesta del sistema asociada al desplazamiento inelástico máximo. Así, para edificios aporticados se utiliza una inercia de vigas reducidas y las columnas se diseñan por capacidad con la inercia agrietada sin ningún tipo de reducción, considerando que éstas últimas no presenten comportamiento inelástico, a excepción quizá de su base.

a.-) Fuerzas de corte y momentos de volteo de piso

$$OMT_i = \sum_{j=1}^1 F_i(H_j - H_i) \quad (4,18)$$

El momento de volteo en la base para el pórtico es:

$$OMT_B = 4728,02 + 211,44 (4,0 - 0) = 5573,77 \text{ T} - \text{m}$$

b.-) Momentos en base de columnas

El momento resistente total proporcionado en la base de la columna es:

$$\sum M_c = V_B \times 0,70 H_1 = 211,44 \text{ T} \times 0,70 \cdot 4,0 \text{ m} = 592,03 \text{ T} - \text{m}$$

Este valor es el 10% del total en la base para OTM.

c.-) Cortantes sísmicos de viga en un extremo del vano correspondiente al diseño de fuerzas laterales

$$\sum_{i=1}^n V_B = T = \left( \sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_c \right) / L_B \quad (4,19)$$

$$\sum_{i=1}^n V_B = T = (5573,77 - 592,03) / 18 = 276,76 T$$

Para garantizar que las derivas no excedan los límites de diseño, es importante que la distribución vertical de cortantes en vigas corresponda con la demanda sísmica, asignando el cortante total de las vigas obtenido con la ecuación anterior a las vigas en proporción con los cortantes de piso del nivel por debajo de la viga que está siendo considerada. Así:

$$V_B = T \cdot \frac{V_{s,i}}{\sum_{i=1}^n V_{s,i}} \quad , \quad \text{donde} \quad V_{s,i} = \sum_{k=i}^n F_k$$

$$V_B = 276,76 T \times \frac{V_{s,i}}{1736,61 T}$$

#### d.-) Momentos sísmicos de viga en un extremo del vano

Estos momentos de diseño sísmico que corresponden a la fuerza lateral de diseño son calculados en las caras de las columnas. Así por ejemplo, si asumimos columnas de 0,80x0.80m tendríamos distancias libre de vano de 5,20 m y el promedio de los momentos sísmicos positivos y negativos serán:

$$M_{B,i} = V_{B,i} \cdot \frac{L_1 - h_c}{2} = 276,76 T \times \frac{V_{s,i}}{1736,61 T} \cdot \frac{6,0 \text{ m} - h_c}{2} = 0,07968 V_{s,i} (6 \text{ m} - h_c)$$

$$M_{B,7-1} = 0,07968 V_{s,i} (6 - 0,7) , \quad M_{B,1} = 0,07968 \times 41,534 (5,3) = 17,54 T - m$$

$$M_{B,4-6} = 0,07968 V_{s,i} (6 - 0,8) , \quad M_{B,6} = 0,07968 \times 164,013 (5,2) = 67,96 T - m$$

$$M_{B,1-3} = 0,07968 V_{s,i} (6 - 0,9) , \quad M_{B,3} = 0,07968 \times 200,326 (5,1) = 81,41 T - m$$

**TABLA 4.20 MOMENTOS DE VOLTEO Y MOMENTOS SÍSMICOS DE VIGAS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Fi (Ton)	Vsi (Ton)	Mom. Volteo (T - m)	VBi L=6,0 m (Ton)	MBi (Eje Colum.) (Ton - m)	Vigas b x h (cm)	Columnas hci x hci (cm)	MBi (Cara Colum.) (Ton-m)
12	38,10	41,534	41,534	0,00	6,6193	19,8578	40 x 60	70 x 70	17,5411
11	35,00	24,563	66,096	128,7549	10,5338	31,6015	40 x 60	70 x 70	27,9146
10	31,90	22,978	89,075	333,6540	14,1959	42,5877	40 x 60	70 x 70	37,6191
9	28,80	21,279	110,354	609,7857	17,5871	52,7614	40 x 60	70 x 70	46,6059
8	25,70	19,465	129,818	951,8822	20,6892	62,0677	40 x 60	70 x 70	54,8265
7	22,60	17,536	147,354	1354,3194	23,4839	70,4517	40 x 60	70 x 70	62,2323
6	19,50	16,658	164,013	1811,1172	26,1388	78,4163	40 x 80	80 x 80	67,9608
5	16,40	14,582	178,595	2319,5562	28,4628	85,3883	40 x 80	80 x 80	74,0032
4	13,30	12,096	190,691	2873,2006	30,3904	91,1713	40 x 80	80 x 80	79,0151
3	10,20	9,635	200,326	3464,3413	31,9260	95,7781	40 x 80	90 x 90	81,4114
2	7,10	6,987	207,313	4085,3517	33,0396	99,1189	40 x 80	90 x 90	84,2510
1	4,00	4,124	211,438	4728,0229	33,6969	101,0908	40 x 80	90 x 90	85,9272
0	0,00	0,00	211,438	5573,7740	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ			1736,606		276,7638				

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Los momentos sísmicos de las vigas deben ser comparados con los momentos de gravedad factorados, y el mayor de ellos adoptado para el diseño. Es así que, los momentos por cargas de gravedad a los que se encuentra sometido el pórtico sujeto a este método de diseño se estiman mediante el siguiente procedimiento:

- Se aplica una reducción a la carga viva mediante la siguiente ecuación y se obtiene:

$$L_r = L_o \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_L \cdot A_T}} \right) = 2,40 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{2 \times 36}} \right) = 1,893 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0,193 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad (4,20)$$

- Se determina la carga muerta y carga viva actuante expresadas en cargas distribuidas uniformes:

$$\text{Carga muerta}_{p-p} = (0,414 + 0,1131 + 0,337) \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 6\text{m} = 5,18 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

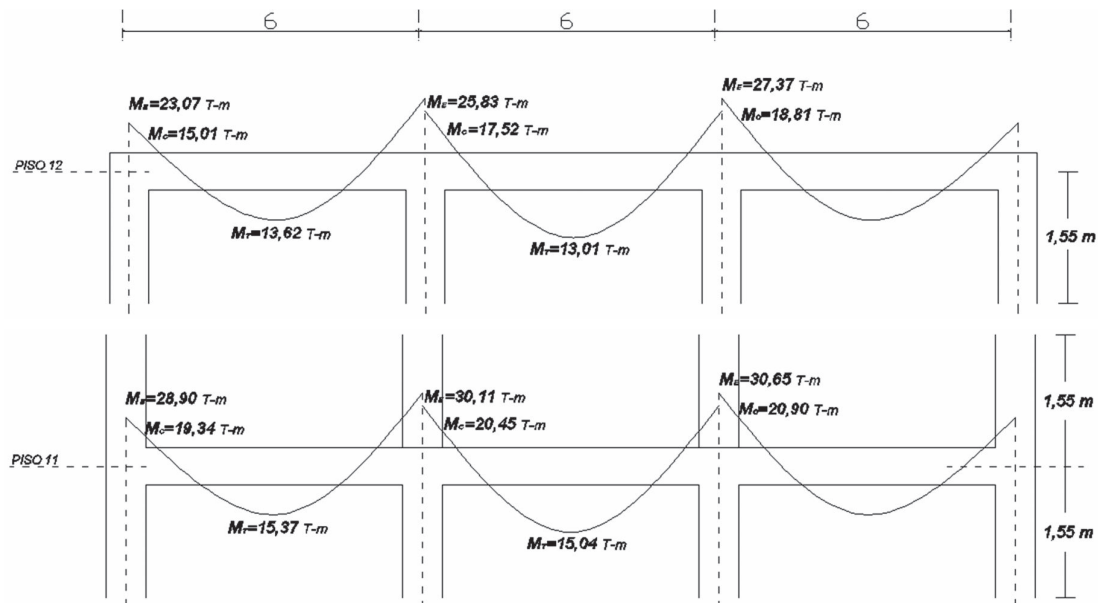
$$\text{Carga muerta}_p = (0,414 + 0,1131 + 0,170) \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 6\text{m} = 4,18 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva}_{p-p} = (0,193) \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 6\text{m} = 1,16 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$



- Se presentan los resultados de momentos gravitacionales en el eje y cara de columna para la combinación 1,4D+1,7L en los pisos 11 y 12. Estos resultados se comparan con los momentos sísmicos obtenidos con el método DDBD y se utiliza el mayor según corresponda.

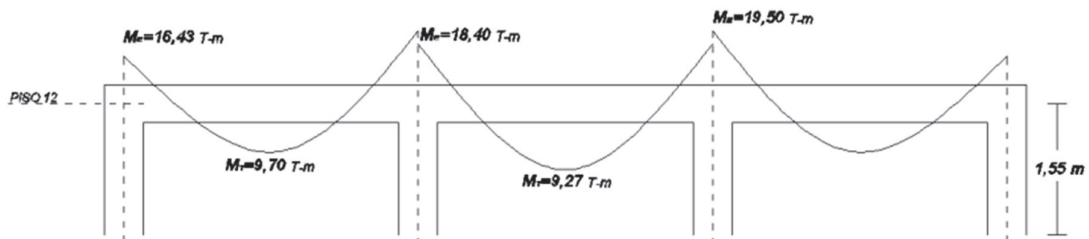
**FIGURA 4.14 DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR 1.4CM + 1.7 CV**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

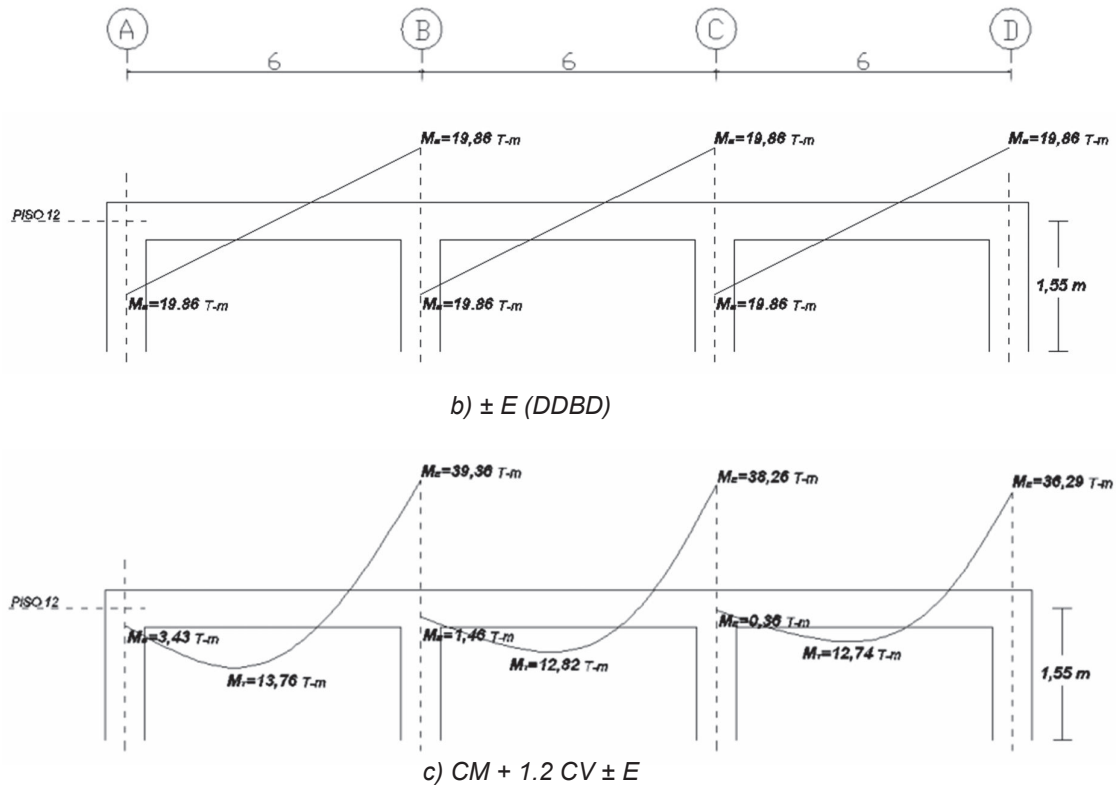
De los momentos obtenidos para los pisos 12 y 11, en este caso únicamente en el último piso los momentos por cargas gravitacionales superan a los momentos por sismo resultantes del método DDBD. Por lo cual, en ese nivel se obtienen los momentos de diseño para la combinación  $U=CM + 1.2CV \pm E$  (según Paulay y Priestley, 1992) y se permite reducir estos momentos mayorados calculados.

**FIGURA 4.15 DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR CM + 1.2CV ± E**



a)  $CM + 1.2 CV$

FIGURA 4.15 CONTINUACIÓN



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se realiza la redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión con las siguientes consideraciones:

- Secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo de cualquier vano de elementos continuos sometidos a flexión en no más de  $1000\epsilon_t$ .
- La redistribución de momentos debe hacerse solamente si  $\epsilon_t \geq 0,0075$  en la sección en la que se está reduciendo el momento.

$$\text{Coef. resistencia: } \frac{M_u}{\phi f_c' \cdot b \cdot d^2} = 0,85 \beta_1 \cdot r \left( 1 - \frac{\beta_1 \cdot r}{2} \right) \quad , \text{ donde } r = \frac{0,003}{\epsilon_t + 0,003}$$

$$\frac{M_u}{0,9 \times 2100 \times 0,4 \times 0,54^2} = 0,85 \times 0,85 \cdot r \left( 1 - \frac{0,85 \cdot r}{2} \right)$$

$$0,614r^2 - 1,445r + 0,009072M_u = 0$$

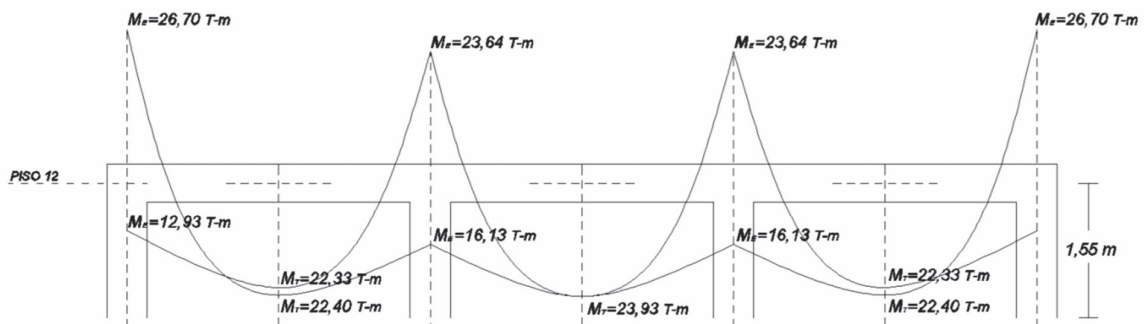
Para los momentos negativos:

$$M_u = 39,36 \text{ T} - \text{m}, \quad r = 0,2806, \quad \varepsilon_t = 0,0077 \quad \text{corresponde al } 7,7\%$$

$$M_u = 38,26 \text{ T} - \text{m}, \quad r = 0,2715, \quad \varepsilon_t = 0,0080 \quad \text{corresponde al } 8,0\%$$

$$M_u = 36,29 \text{ T} - \text{m}, \quad r = 0,2556, \quad \varepsilon_t = 0,0087 \quad \text{corresponde al } 8,7\%$$

**FIGURA 4.16 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS – PISO 12**



Elaborado por: José Luis Ordoñez

Se verifica que se mantiene el equilibrio estático después de la redistribución de los momentos,  $\Sigma_M = 12,93 + 47,28 + 32,26 + 26,70 = 119,17 \text{ T-m}$ .

**e.-) Fuerzas de cortante de diseño en vigas**

El cortante de diseño en vigas es estimado con sobre-resistencia a flexión de las rotulas plásticas, la sobre-resistencia puede resultar a partir de resistencias del material (particularmente resistencia de fluencia del refuerzo) excediendo los valores de diseño, endurecimiento por deformación, y el suministro de más área de acero de refuerzo que la necesaria para satisfacer las demandas de momento.

Se define el valor de cargas gravitacionales sobre las vigas del pórtico representativo apropiadas para el caso de carga sísmica.

Carga por peso propio 1 al 6:  $PP_{1-6} = 0,7680 \text{ T/m}$

Carga por peso propio 7 al 12:  $PP_{7-1} = 0,576 \text{ T/m}$

Carga muerta para pisos 1 al 6:  $CM_{1-6} = 0,8989 \text{ T/m}^2$

Carga muerta para pisos 7 al 11:  $CM_{7-1} = 0,8641 \text{ T/m}^2$

Carga muerta para azotea, 12:  $CM_1 = 0,6971 \text{ T/m}^2$

Carga viva para pisos 1 al 12:  $CV_{1-1} = 0,1930 \text{ T/m}^2$

$$W_{g,1-6} = 0,7680 \text{ T/m} + \left( 6 \text{ m} \times \left( 0,1930 \text{ T/m}^2 + 0,8989 \text{ T/m}^2 \right) \right) = 7,3194 \text{ T/m}$$

$$W_{g,7-1} = 0,5760 \text{ T/m} + \left( 6 \text{ m} \times \left( 0,1930 \text{ T/m}^2 + 0,8641 \text{ T/m}^2 \right) \right) = 6,9186 \text{ T/m}$$

$$W_{g,1} = 0,5760 \text{ T/m} + \left( 6 \text{ m} \times \left( 0,1930 \text{ T/m}^2 + 0,6971 \text{ T/m}^2 \right) \right) = 5,9166 \text{ T/m}$$

Acogiendo lo sugerido en [33] se asume un valor de sobrerresistencia de  $\phi^{\circ}=1,35$ .

$$M_x = M^0_{E,i;} + \left( M^0_{E,d} - M^0_{E,i;} \right) \frac{x}{L_v} + \frac{W_g \cdot L_v}{2} \cdot x - \frac{W_g \cdot x^2}{2} \quad (4,21)$$

$$M_{x;7} = 1,35 (70,4517) - 2(1,35)(70,4517) \cdot \left( \frac{x}{6} \right) + \frac{(6,9186)(6) \cdot x}{2} - \frac{(6,9186)x^2}{2}$$

$$M_{x=3;7} = 31,1337 \text{ T} - \text{m}$$

$$V_x = \frac{2 \phi^0 M_{B,v}}{L_{ij}} + \frac{W_g L_{ij}}{2} - W_g \cdot x \quad (4,22)$$

$$V_{x;7} = \frac{2(1,35)(62,2323)}{5,30} + \frac{6,9186(5,30)}{2} - 6,9186 \cdot x$$

$$V_{x=0;7} = 50,0376 \text{ T} \quad ; \quad V_{x=2,6 ;7} = 31,7033 \text{ T}$$

**TABLA 4.21 MOMENTOS Y CORTANTES DE TRAMO, CORTANTES DE BORDE EN VIGAS**

Piso , i	Altura, Hi ( m )	Columnas hci x hci (cm)	Vigas b x h (cm)	MBi (Eje Colum.) ( Ton - m )	Mx, Tramo (x= 3,0 m) ( Ton - m )	Vx, Tramo (Centro Tr.) ( Ton )	Vcc, Borde (Cara Colum.) ( Ton )
12	38,10	70 x 70	40 x 60	<b>26,7000</b>	<b>23,9300</b>	<b>7,1369</b>	<b>23,4409</b>
11	35,00	70 x 70	40 x 60	<b>31,6015</b>	31,1337	14,2207	32,5550
10	31,90	70 x 70	40 x 60	<b>42,5877</b>	31,1337	19,1644	37,4987
9	28,80	70 x 70	40 x 60	<b>52,7614</b>	31,1337	23,7426	42,0769
8	25,70	70 x 70	40 x 60	<b>62,0677</b>	31,1337	27,9305	46,2647
7	22,60	70 x 70	40 x 60	<b>70,4517</b>	31,1337	31,7033	50,0376
6	19,50	80 x 80	40 x 80	<b>78,4163</b>	32,9373	35,2873	54,3178
5	16,40	80 x 80	40 x 80	<b>85,3883</b>	32,9373	38,4247	57,4552
4	13,30	80 x 80	40 x 80	<b>91,1713</b>	32,9373	41,0271	60,0575
3	10,20	90 x 90	40 x 80	<b>95,7781</b>	32,9373	43,1002	61,7646
2	7,10	90 x 90	40 x 80	<b>99,1189</b>	32,9373	44,6035	63,2680
1	4,00	90 x 90	40 x 80	<b>101,0908</b>	32,9373	45,4909	64,1553
0	0,00						

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**f.-) Fuerzas de cortante de diseño en columnas**

Por la configuración del pórtico “2” de este edificio, los cortantes de piso son divididos entre las columnas interiores y exteriores en proporción de participación de 1:2, de tal manera que el  $V_F$  de pórtico se asigna en 1/3 y un 1/6 para las columnas interiores y exteriores respectivamente. Teniendo en cuenta además que las columnas forman parte de pórticos espaciales sismo-resistentes, cuando ocurre la entrada biaxial en esta estructura con longitudes de vanos y resistencias de vigas iguales en las direcciones ortogonales, los cortantes en columnas se obtienen de la siguiente expresión:

$$\text{Col. exterior, Piso 7: } V_{E,1} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{2} \cdot V_s = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{2} \cdot (147,354 \text{ T}) = 34,7317 \text{ T}$$

$$\text{Col. interior, Piso 7: } V_{E,1} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{2} \cdot V_s = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{2} \cdot (147,354 \text{ T}) = 69,4633 \text{ T}$$

Los códigos de diseño sísmico generalmente incluyen disposiciones más restrictivas para las fuerzas de corte del diseño por capacidad en columnas, en reconocimiento de las consecuencias potencialmente catastróficas de fallas por

cortante en columnas. En la amplificación dinámica de cortantes en columnas, el requerimiento básico es que la fuerza de corte de diseño debe ser al menos tan alta como el más bajo de los cortantes correspondientes a la contribución de momento de viga por sobre-resistencia, y el cortante perteneciente al desarrollo de capacidad de momentos probables en la parte superior e inferior de la columna. Priestley *et al.*, 2007, presenta la siguiente expresión del factor de amplificación dinámica para los máximos cortantes factibles en columnas que se incrementaran en los pórticos de dos direcciones bajo ataque biaxial:

$$\phi_s V_{N,2} \geq \sqrt{2} \left( \phi^0 \cdot V_{E,1} + 0,1 \mu / \sqrt{2} \cdot V_{E,b} \right) \leq \frac{M_t^0 + M_b^0}{H_c} \quad (4,23)$$

$$\mu^0 = \frac{\mu}{\sqrt{2} \cdot \phi^0} = \frac{1,7017}{\sqrt{2} \cdot (1,35)} = 0,89 < 1, \quad \text{entonces } \mu^0 = 1$$

$$V_{U,2-n} = \sqrt{2} \left( 1,35 \left( \frac{1}{6} \right) (147,354 \text{ T}) + 0,1 (1) \cdot (211,438 \text{ T}) \right) = 76,79 \text{ T}$$

$$V_{U,2-n} = 2 (76,79) = 153,58 \text{ T}$$

**TABLA 4.22 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTANTE DE COLUMNAS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	Vsi (Ton)	VEe1 (Columna Ext.) (Ton)	VEi1 (Columna Int.) (Ton)	VUe,2 (Columna Ext.) (Ton)	VUi,2 (Columna Int.) (Ton)
12	38,10	70 x 70	41,534	9,7896	19,5792	<b>43,1178</b>	<b>86,2356</b>
11	35,00	70 x 70	66,096	15,5791	31,1582	<b>50,9336</b>	<b>101,8672</b>
10	31,90	70 x 70	89,075	20,9951	41,9902	<b>58,2452</b>	<b>116,4905</b>
9	28,80	70 x 70	110,354	26,0106	52,0212	<b>65,0161</b>	<b>130,0323</b>
8	25,70	70 x 70	129,818	30,5985	61,1970	<b>71,2098</b>	<b>142,4196</b>
7	22,60	70 x 70	147,354	34,7317	69,4634	<b>76,7896</b>	<b>153,5792</b>
6	19,50	80 x 80	164,013	38,6581	77,3163	<b>82,0903</b>	<b>164,1806</b>
5	16,40	80 x 80	178,595	42,0952	84,1905	<b>86,7304</b>	<b>173,4608</b>
4	13,30	80 x 80	190,691	44,9462	89,8924	<b>90,5792</b>	<b>181,1583</b>
3	10,20	90 x 90	200,326	47,2173	94,4345	<b>93,6451</b>	<b>187,2903</b>
2	7,10	90 x 90	207,313	48,8642	97,7284	<b>95,8685</b>	<b>191,7370</b>
1	4,00	90 x 90	<b>211,438</b>	49,8364	99,6727	<b>97,1809</b>	<b>194,3618</b>

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**g.-) Momentos de diseño en columnas**

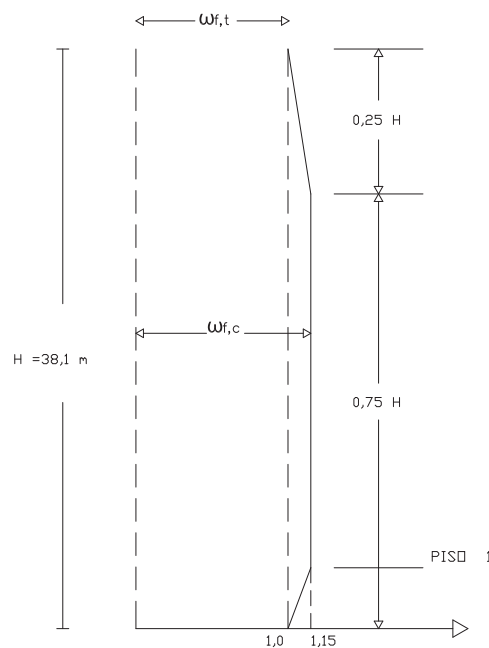
El cortante de columna se amplificó a partir de los valores correspondientes a las fuerzas laterales de diseño, sin embargo el factor de reducción de resistencia relacionado a la resistencia a flexión es tomado como unidad, basado en que una tendencia conservadora adecuada está presente en los valores para sobre-resistencia y factor de amplificación dinámica. El factor de amplificación dinámica de momentos  $\omega_f$  es así aplicado mediante:

$$M_N \geq \phi^0 \cdot \omega_f \cdot M_E \quad (4,24)$$

$$\omega_{f,c} = 1,15 + 0,13 (\mu^0 - 1) = 1,15 + 0,13 (1 - 1) = 1,15$$

$$\omega_{f,t} = 1,0$$

**FIGURA 4.17 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE MOMENTOS DE COLUMNA**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

$$M_{N,i-1} \geq 1,35 (1,15)(142,964 \text{ T} - \text{m}) = 221,952 \text{ T} - \text{m}$$

$$M_{N,e-1} \geq 1,35 (1,098)(47,614 \text{ T} - \text{m}) = 70,556 \text{ T} - \text{m}$$

**TABLA 4.23 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE MOMENTOS DE COLUMNAS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	MBi (Eje Colum.) (Ton - m)	VEi1 (Colum. Int.) (Ton)	MC1,f (Colum. Int.) (Ton - m)	MC1,f (Colum. Ext.) (Ton - m)	$\omega_f$	MAC,int. (Eje Viga) (Ton - m)	MAC,ext. (Eje Viga) (Ton - m)	Vigas b x h (cm)	MUC,int. (Cara Viga) (Ton - m)	MUC,ext. (Cara Viga) (Ton - m)
12	38,10	<b>26,7000</b>	19,5792	75,5190	59,7030	<b>1,000</b>	101,951	80,599	40 x 60	76,0800	54,7284
11	35,00	<b>31,6015</b>	31,1582	44,6913	35,3315	<b>1,049</b>	63,279	50,026	40 x 60	37,4079	24,1554
11				44,6913	35,3315	<b>1,049</b>	63,279	50,026		32,7184	19,4660
10	31,90	<b>42,5877</b>	41,9902	60,2280	47,6144	<b>1,098</b>	89,247	70,556	40 x 60	58,6864	39,9955
10				60,2280	47,6144	<b>1,098</b>	89,247	70,556		54,2995	35,6085
9	28,80	<b>52,7614</b>	52,0212	74,6158	58,9890	<b>1,146</b>	115,484	91,298	40 x 60	80,5371	56,3511
9				74,6158	58,9890	<b>1,146</b>	115,484	91,298		76,4745	52,2886
8	25,70	<b>62,0677</b>	61,1970	87,7770	69,3938	<b>1,150</b>	136,274	107,734	40 x 60	97,2641	68,7242
8				87,7770	69,3938	<b>1,150</b>	136,274	107,734		93,5479	65,0080
7	22,60	<b>70,4517</b>	69,4634	99,6337	78,7674	<b>1,150</b>	154,681	122,286	40 x 60	111,9555	79,5605
7				99,6337	78,7674	<b>1,150</b>	154,681	122,286		108,6076	76,2126
6	19,50	<b>78,4163</b>	77,3163	110,8974	87,6721	<b>1,150</b>	172,168	136,111	40 x 80	110,7365	74,6792
6				110,8974	87,6721	<b>1,150</b>	172,168	136,111		106,4959	70,4386
5	16,40	<b>85,3883</b>	84,1905	120,7573	95,4670	<b>1,150</b>	187,476	148,213	40 x 80	121,8035	82,5403
5				120,7573	95,4670	<b>1,150</b>	187,476	148,213		118,0914	78,8282
4	13,30	<b>91,1713</b>	89,8924	128,9357	101,9326	<b>1,150</b>	200,173	158,250	40 x 80	130,7884	88,8661
4				128,9357	101,9326	<b>1,150</b>	200,173	158,250		127,7094	85,7871
3	10,20	<b>95,7781</b>	94,4345	135,4507	107,0832	<b>1,150</b>	210,287	166,247	40 x 80	137,8239	93,7833
3				135,4507	107,0832	<b>1,150</b>	210,287	166,247		135,3711	91,3305
2	7,10	<b>99,1189</b>	97,7284	140,1752	110,8183	<b>1,150</b>	217,622	172,045	40 x 80	142,7059	97,1292
2				140,1752	110,8183	<b>1,150</b>	217,622	172,045		140,9272	95,3505
1	4,00	<b>101,0908</b>	99,6727	142,9640	113,0230	<b>1,150</b>	221,952	175,468	40 x 80	145,2568	98,7733
1				142,9640	113,0230	<b>1,150</b>	221,952	175,468		144,2069	97,7234
0	0,00			<b>197,3419</b>	<b>98,6710</b>	<b>1,000</b>	<b>197,342</b>	<b>98,671</b>			

Elaborado por: José Luis Ordóñez

#### h.-) Cargas axiales en columnas

Para la determinación de los requisitos de refuerzo de flexión y cortante en las columnas del edificio, se necesita también conocer las fuerzas axiales. Estas se pueden encontrar a partir de las cargas de gravedad, más las fuerzas axiales contribuidas por las fuerzas de cortante sísmico de las vigas. Advertir que se deben considerar los cortantes en vigas desde ambas direcciones ortogonales para columnas de esquina duplicando la contribución sísmica para la fuerza axial de columna. Además, para reducir los niveles de fuerzas axiales en columnas se debe rediseñar siempre que la fuerza de levantamiento en la columna de esquina en tensión sea demasiado elevada.



Carga viva reducida,  $i$  ( $T/m^2$ ):

$$L_{R,7} = \left( 2,40 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1(6 \times 18)}} \right) \right) / 9,8 = 0,1689 \text{ T/m}^2$$

Axial por  $CV_R$ , (T):

$$CV_{R,7} = 0,1689 (6)(18) = 18,2431 \text{ T}$$

Axial por Carga Sísmica Piso,  $i$  (T):

$$CS_{P,7} = 1,35 (70,4517) \left( \frac{1}{3} \right) = 31,7033 \text{ T}$$

**TABLA 4.24 CARGAS AXIALES DE COLUMNA EXTERIOR**

Piso, $i$	Altura, $H_i$ (m)	Axial por CM, $i$ (T)	Axial por CM, Acum. (T)	Carga Viva Reducida, $i$ ( $T/m^2$ )	Axial por $CV_R$ (T)	MBi (Eje Colum.) (Ton-m)	Carga Sísmica Piso, $i$ (T)	Carga Sísmica Acum. (T)	Factor Reduc. C.S.A. (T)	Carga Sísmica Diseño (T)
12	38,10	17,2534	<b>17,2534</b>	0,2449	<b>4,4082</b>	26,7000	12,0150	12,0150	1,00	<b>12,0150</b>
11	35,00	22,0841	<b>39,3375</b>	0,2449	<b>8,8163</b>	31,6015	14,2207	26,2357	0,95	<b>24,9239</b>
10	31,90	22,0841	<b>61,4216</b>	0,2135	<b>11,5304</b>	42,5877	19,1644	45,4001	0,93	<b>42,2221</b>
9	28,80	22,0841	<b>83,5058</b>	0,1931	<b>13,9048</b>	52,7614	23,7426	69,1427	0,91	<b>62,9199</b>
8	25,70	22,0841	<b>105,5899</b>	0,1792	<b>16,1277</b>	62,0677	27,9305	97,0732	0,89	<b>86,3951</b>
7	22,60	22,0841	<b>127,6740</b>	0,1689	<b>18,2431</b>	70,4517	31,7033	128,7764	0,86	<b>110,7477</b>
6	19,50	24,0555	<b>151,7295</b>	0,1609	<b>20,2771</b>	78,4163	35,2873	164,0638	0,84	<b>137,8136</b>
5	16,40	24,6141	<b>176,3436</b>	0,1545	<b>22,2465</b>	85,3883	38,4247	202,4885	0,81	<b>164,0157</b>
4	13,30	24,6141	<b>200,9576</b>	0,1492	<b>24,1632</b>	91,1713	41,0271	243,5156	0,79	<b>192,3773</b>
3	10,20	25,1318	<b>226,0895</b>	0,1446	<b>26,0358</b>	95,7781	43,1002	286,6158	0,77	<b>220,6941</b>
2	7,10	25,7649	<b>251,8544</b>	0,1408	<b>27,8708</b>	99,1189	44,6035	331,2192	0,75	<b>248,4144</b>
1	4,00	26,6407	<b>278,4950</b>	0,1374	<b>29,6731</b>	101,0908	45,4909	376,7101	0,72	<b>271,2313</b>
0	0,00	3,8922	<b>282,3873</b>		<b>29,6731</b>			376,7101		<b>271,2313</b>
$\Sigma$		<b>282,3873</b>								

Combo U1 (CM+CV <sub>R</sub> )	Combo U2 (CM+CV <sub>R</sub> +CS)	Combo U3 (CM+CV <sub>R</sub> -CS)
21,6615	33,6765	9,6465
48,1538	73,0777	23,2299
72,9520	115,1741	30,7299
97,4105	160,3304	34,4906
121,7176	208,1127	35,3225
145,9172	256,6649	35,1694
172,0066	309,8201	34,1930
198,5901	362,6058	34,5744
225,1209	417,4982	32,7435
252,1253	472,8194	31,4311
279,7251	528,1396	31,3107
308,1681	579,3994	36,9368
312,0603	583,2916	40,8290

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Carga viva reducida,  $i$  ( $T/m^2$ ):

$$L_{R,7} = \left( 2,40 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1(6 \times 9)}} \right) \right) / 9,8 = 0,2135 \text{ T/m}^2$$

Axial por  $CV_R$ , (T):

$$CV_{R,7} = 0,2135(6)(9) = 11,5304 \text{ T}$$

Axial por Carga Sísmica Piso,  $i$  (T):

$$CS_{P,7} = 2 (1,35) (70,4517) \left( \frac{2}{6} \right) = 63,4065 \text{ T}$$

**TABLA 4.25 CARGAS AXIALES DE COLUMNA ESQUINERA**

Piso, $i$	Altura, $H_i$ (m)	Axial por CM, $i$ (T)	Axial por CM, Acum. (T)	Carga Viva Reducida, $i$ ( $T/m^2$ )	Axial por $CV_R$ (T)	MBi (Eje Colum.) (Ton-m)	Carga Sísmica Piso, $i$ (T)	Carga Sísmica Acum. (T)	Factor Reduc. C.S.A. (T)	Carga Sísmica Diseño (T)
12	38,10	10,0479	<b>10,0479</b>	0,2449	<b>2,2041</b>	26,7000	24,0300	24,0300	1,00	<b>24,0300</b>
11	35,00	13,0185	<b>23,0665</b>	0,2449	<b>4,4082</b>	31,6015	28,4413	52,4713	0,95	<b>49,8478</b>
10	31,90	13,0185	<b>36,0850</b>	0,2766	<b>7,4685</b>	42,5877	38,3289	90,8002	0,93	<b>84,4442</b>
9	28,80	13,0185	<b>49,1036</b>	0,2478	<b>8,9192</b>	52,7614	47,4852	138,2855	0,91	<b>125,8398</b>
8	25,70	13,0185	<b>62,1221</b>	0,2281	<b>10,2628</b>	62,0677	55,8609	194,1464	0,89	<b>172,7903</b>
7	22,60	13,0185	<b>75,1407</b>	0,2135	<b>11,5304</b>	70,4517	63,4065	257,5529	0,86	<b>221,4955</b>
6	19,50	14,5011	<b>89,6418</b>	0,2022	<b>12,7404</b>	78,4163	70,5747	328,1275	0,84	<b>275,6271</b>
5	16,40	14,9728	<b>104,6146</b>	0,1931	<b>13,9048</b>	85,3883	76,8495	404,9770	0,81	<b>328,0314</b>
4	13,30	14,9728	<b>119,5875</b>	0,1856	<b>15,0318</b>	91,1713	82,0542	487,0312	0,79	<b>384,7547</b>
3	10,20	15,4266	<b>135,0141</b>	0,1792	<b>16,1277</b>	95,7781	86,2003	573,2315	0,77	<b>441,3883</b>
2	7,10	15,9667	<b>150,9808</b>	0,1737	<b>17,1970</b>	99,1189	89,2070	662,4385	0,75	<b>496,8289</b>
1	4,00	16,7185	<b>167,6993</b>	0,1689	<b>18,2431</b>	101,0908	90,9817	753,4202	0,72	<b>542,4626</b>
0	0,00	3,8922	<b>171,5915</b>		<b>18,2431</b>			753,4202		<b>542,4626</b>
$\Sigma$		<b>171,5915</b>								

Combo U1 (CM+CV <sub>R</sub> )	Combo U2 (CM+CV <sub>R</sub> +CS)	Combo U3 (CM+CV <sub>R</sub> -CS)
12,25	36,28	-11,78
27,47	77,32	-22,37
43,55	128,00	-40,89
58,02	183,86	-67,82
72,38	245,18	-100,41
86,67	308,17	-134,82
102,38	378,01	-173,24
118,52	446,55	-209,51
134,62	519,37	-250,14
151,14	592,53	-290,25
168,18	665,01	-328,65
185,94	728,40	-356,52
189,83	732,30	-352,63

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Según Priestley *et al.*, 2007, en muchos casos para edificios de menos de 12 pisos las fuerzas axiales en columnas no tienen que ser calculadas de forma explícita, siempre que los contenidos de refuerzo para compresión y tensión de columnas exteriores son promediados, usando las cargas de gravedad sobre las columnas como las fuerzas axiales apropiadas para todos los niveles del edificio y no solo para las columnas de la base.

Para las columnas interiores las fuerzas axiales por cortante sísmico, en este edificio aporticado regular con vanos de 6 m en todas las direcciones, se contrarrestan y no se consideran.

**TABLA 4.26 CARGAS AXIALES DE COLUMNA INTERIOR**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Axial por CM, i (T)	Axial por CM, Acum. (T)	Carga Viva Reducida, i (T/m <sup>2</sup> )	Axial por CVR (T)	Combo U <sub>1</sub> = CM+CV <sub>R</sub>
12	38,10	29,6258	29,6258	0,2449	8,8163	38,4422
11	35,00	37,4626	67,0885	0,1931	13,9048	80,9932
10	31,90	37,4626	104,5511	0,1689	18,2431	122,7942
9	28,80	37,4626	142,0137	0,1545	22,2465	164,2602
8	25,70	37,4626	179,4763	0,1446	26,0358	205,5121
7	22,60	37,4626	216,9389	0,1374	29,6731	246,6120
6	19,50	39,9049	256,8437	0,1317	33,1951	290,0388
5	16,40	40,4635	297,3072	0,1272	36,6258	333,9330
4	13,30	40,4635	337,7707	0,1234	39,9820	377,7527
3	10,20	40,9428	378,7134	0,1202	43,2758	421,9893
2	7,10	41,5759	420,2893	0,1175	46,5164	466,8057
1	4,00	42,4516	462,7409	0,1151	49,7108	512,4517
0	0,00	3,8922	466,6331	0,1151	49,7108	<b>516,3439</b>
<b>Σ</b>		<b>466,6331</b>				

Elaborado por: José Luis Ordóñez

#### i.-) Diseño de elementos

Para diseñar los elementos estructurales del edificio aporticado se siguieron los lineamientos plasmados en el método de “Diseño Directo Basado en

Desplazamientos" (DDBD) según Priestley *et al.*, 2007. El edificio debe cumplir con los criterios de desempeño definidos para los niveles de intensidad sísmica especificados para Quito que se han respaldado en la NEC y que se describen en este procedimiento de diseño. Además, se considera:

- Las resistencias de diseño de los materiales para las zonas de articulación plástica:

$$\text{Compresión del concreto: } f'_{ce} = 1,3 f'_c = 1,3 \left( 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 273 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo: } f'_{ye} = 1,1 f_y = 1,1 \left( 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 4620 \text{ Kg / cm}^2$$

- Las resistencias características de los materiales se usan sin amplificación para zonas protegidas por diseño por capacidad.
- NO se aplican factores de reducción de resistencia del material en la determinación de la resistencia a flexión de articulaciones plásticas.
- Si se aplican los factores normales de reducción de resistencia del material en la determinación de la resistencia de las acciones protegidas por capacidad.
- Se realizó una combinación apropiada de los efectos gravitacionales y sísmicos, protegiendo los elementos de acuerdo con los principios de diseño por capacidad para que permanecieran dentro del rango elástico de respuesta y se localizaron las articulaciones plásticas en vigas y base de columnas de planta baja para las deformaciones inelásticas.

Para el diseño de vigas se definen los momentos nominales sísmicos y los momentos nominales por carga vertical utilizando valores de  $\phi = 1$  y de  $\phi = 0,90$  respectivamente para que luego de ser comparados utilizar el mayor. Se puede notar que en la azotea el momento por carga vertical predomina.

**TABLA 4.27 REFUERZO LONGITUDINAL EN EXTREMOS DE VIGA**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Vigas b x h (cm)	M <sub>Bi</sub> (Eje Colum.) (Ton - m)	M <sub>Bi</sub> (Cara Colum.) (Ton-m)	M <sub>Gi</sub> , (1.4CM+1.7CV) (Eje Colum.) (Ton - m)	M <sub>Gi</sub> , (1.4CM+1.7CV) (Cara Colum.) (Ton-m)	$r = \frac{M_v}{\phi \cdot I_c' \cdot L \cdot C'}$	$\rho$	Acero de Refuerzo Calculado (cm <sup>2</sup> )
12	38,10	40 x 60	19,8578	<b>17,5411</b>	27,37	<b>18,81</b>	0,065635096	0,0040	8,73
11	35,00	40 x 60	31,6015	<b>27,9146</b>	30,65	20,90	0,087664146	0,0055	11,84
10	31,90	40 x 60	42,5877	<b>37,6191</b>	30,65	20,90	0,118140330	0,0076	16,31
9	28,80	40 x 60	52,7614	<b>46,6059</b>	30,65	20,90	0,146362722	0,0096	20,65
8	25,70	40 x 60	62,0677	<b>54,8265</b>	30,65	20,90	0,172178939	0,0115	24,83
7	22,60	40 x 60	70,4517	<b>62,2323</b>	30,65	20,90	0,195436597	0,0133	28,77
6	19,50	40 x 80	78,4163	<b>67,9608</b>	30,65	20,90	0,113650734	0,0072	21,43
5	16,40	40 x 80	85,3883	<b>74,0032</b>	30,65	20,90	0,123755467	0,0079	23,51
4	13,30	40 x 80	91,1713	<b>79,0151</b>	30,65	20,90	0,132136950	0,0085	25,27
3	10,20	40 x 80	95,7781	<b>81,4114</b>	30,65	20,90	0,136144194	0,0088	26,11
2	7,10	40 x 80	99,1189	<b>84,2510</b>	30,65	20,90	0,140892908	0,0092	27,13
1	4,00	40 x 80	101,0908	<b>85,9272</b>	30,65	20,90	0,143695949	0,0094	27,73

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**TABLA 4.28 REFUERZO LONGITUDINAL EN CENTRO DE TRAMO DE VIGA**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Vigas b x h (cm)	M <sub>x</sub> , Tramo (x= 3,0 m) (Ton - m)	$r = \frac{M_v}{\phi \cdot I_c' \cdot L \cdot C'}$	$\rho$	Acero de Refuerzo Calculado (cm <sup>2</sup> )
12	38,10	40 x 60	<b>23,9300</b>	0,083500684	0,00520	11,24
11	35,00	40 x 60	<b>31,1337</b>	0,108637076	0,00689	14,89
10	31,90	40 x 60	<b>31,1337</b>	0,108637076	0,00689	14,89
9	28,80	40 x 60	<b>31,1337</b>	0,108637076	0,00689	14,89
8	25,70	40 x 60	<b>31,1337</b>	0,108637076	0,00689	14,89
7	22,60	40 x 60	<b>31,1337</b>	0,108637076	0,00689	14,89
6	19,50	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12
5	16,40	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12
4	13,30	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12
3	10,20	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12
2	7,10	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12
1	4,00	40 x 80	<b>32,9373</b>	0,061201125	0,00376	11,12

Elaborado por: José Luis Ordóñez

El refuerzo transversal, por ejemplo para las vigas del piso 7 consiste de:

$$V_C = 0,53\sqrt{f'_{cb}}bd = 0,53\sqrt{273}(40)(54) = 18915 \text{ kg}$$

$$4V_C = 4(18915) = 75660 \text{ Kg}$$

Los cortantes por cargas gravitacionales factorados son menores que los cortantes por sismo, entonces  $V_C = 0$  y  $V_n = V_s$  en las zonas de articulación plástica.

$$V_{U, s-7} = 50,04 \text{ T}$$

$$V_{n,m\acute{a}x.} = 50,04 / 0,85 = 58,90 \text{ T} < 4V_C, \text{ OK}$$

$$A_v/S = V_u / (df_y) = 58900 / (54 \times 4200) = 0,2597 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

El refuerzo transversal en extremos de viga debe consistir en estribos cerrados de confinamiento, que en la mayoría de los casos, los estribos requeridos para el diseño de cortante son suficientes para cumplirlo. Estos deben disponerse en longitudes  $2h$  a cada lado en secciones en las que puedan formarse rótulas plásticas y no debe ser mayor que el menor de:  $S \leq \frac{d}{4}$ ,  $6d_b$  y  $200 \text{ mm}$ .

$$\frac{d}{4} = \frac{540}{4} = 135 \text{ mm}$$

$$6d_b = 6(22) = 132 \text{ mm}$$

Para todas las vigas, se colocará en ambos extremos en una longitud de  $1600 \text{ mm}$ , 4 ramas de  $10 \text{ mm}$  @  $120 \text{ mm}$  desde la cara de la columna y en regiones donde sea de menor importancia este tipo de refuerzo se colocará a un máximo de  $S \leq \frac{d}{2}$ .

En lo referente a las columnas, considerando que en todos los niveles del edificio aporticado se tiene secciones cuadradas y con el acero de refuerzo dispuesto simétricamente, se optó por utilizar los diagramas de interacción uniaxiales mediante la aplicación del programa “CSI Column”, en el cual, a partir de la sección transversal y el tipo de armaduras se validaron las cargas axiales y momentos actuantes según la ubicación en planta de cada columna.

El refuerzo transversal, por ejemplo para las columnas del piso 7 consiste de:

$$V_{U, s-7} = 153,58 \text{ T}$$

$$V_C = 0,53\sqrt{f'_c}cbd = 0,53\sqrt{210}(70)(64) = 34408 \text{ kg}$$

$$4V_C = 4(34408) = 137632 \text{ Kg}$$

$$V_s = (V_n - V_C) = \left(153580/0,85 - 34408\right) = 146274 \text{ kg}$$

$V_s$  es 6% >  $4V_C$ , es OK considerando el factor de sobre – resistencia utilizado.

Separación de estribos:  $6d_b = 132\text{mm}$ , se elige 100mm.

$$A_S = 0,3Sh''f'_c(A_g/A_c - 1)/f_y = 0,3(10)(70 - 7)(210)(4900/3869 - 1)/4200$$

$$A_S = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 0,09Sh''f'_c \frac{c}{f_y} = \frac{0,09(10)(63)(210)}{4200} = 2,84 \text{ cm}^2, \quad \text{OK}$$

La longitud de la zona de confinamiento  $L_0$  medida a partir de la cara de cada nudo, no puede ser menor que:  $h_c$ ,  $h_n/6$ ,  $450\text{m}$ . Así, para este piso se obtiene 4 ramas de 10mm@100mm en 450mm en cabeza y pie de columna, y en el centro espaciamientos de 125mm. Pero el cálculo de refuerzo por corte da:

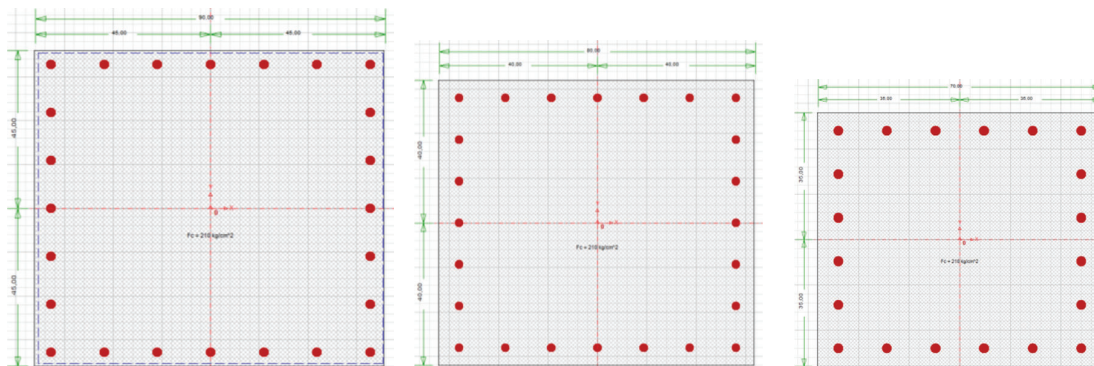
$$A_V = (153580/(0,85 \times 70 \times 64) - 0,53\sqrt{210}) \times 70 \times 10 / 4200 = 5,44 \text{ cm}^2$$

Con lo que finalmente el requisito de corte predomina y se colocará 5 ramas de 12mm @ 100 y 125 mm según corresponda.

**TABLA 4.29 REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE COLUMNA INTERIOR Y EXTERIOR**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	Mu, c-int. (Cara Viga) (Ton - m)	Pu, c-int. Combo U1 = CM+CV <sub>R</sub>	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	As Ref. Long. (varillas)	V <sub>Ui,2</sub> (Columna Int.) (Ton)	Av Ref. Tran. (varillas)
12	38,10	70 x 70	76,0800	38,4422	76,026	0,0155	20ø22mm	86,2356	5 ramas ø12mm
11	35,00	70 x 70	37,4079	80,9932	76,026	0,0155	20ø22mm	101,8672	5 ramas ø12mm
10	31,90	70 x 70	58,6864	122,7942	76,026	0,0155	20ø22mm	116,4905	5 ramas ø12mm
9	28,80	70 x 70	80,5371	164,2602	76,026	0,0155	20ø22mm	130,0323	5 ramas ø12mm
8	25,70	70 x 70	97,2641	205,5121	76,026	0,0155	20ø22mm	142,4196	5 ramas ø12mm
7	22,60	70 x 70	111,9555	246,6120	76,026	0,0155	20ø22mm	153,5792	5 ramas ø12mm
6	19,50	80 x 80	110,7365	290,0388	75,398	0,0118	24ø20mm	164,1806	5 ramas ø12mm
5	16,40	80 x 80	121,8035	333,9330	75,398	0,0118	24ø20mm	173,4608	5 ramas ø12mm
4	13,30	80 x 80	130,7884	377,7527	75,398	0,0118	24ø20mm	181,1583	5 ramas ø12mm
3	10,20	90 x 90	137,8239	421,9893	91,231	0,0113	24ø22mm	187,2903	5 ramas ø12mm
2	7,10	90 x 90	142,7059	466,8057	91,231	0,0113	24ø22mm	191,7370	5 ramas ø12mm
1	4,00	90 x 90	145,2568	512,4517	91,231	0,0113	24ø22mm	194,3618	5 ramas ø12mm
0	0,00			516,3439					

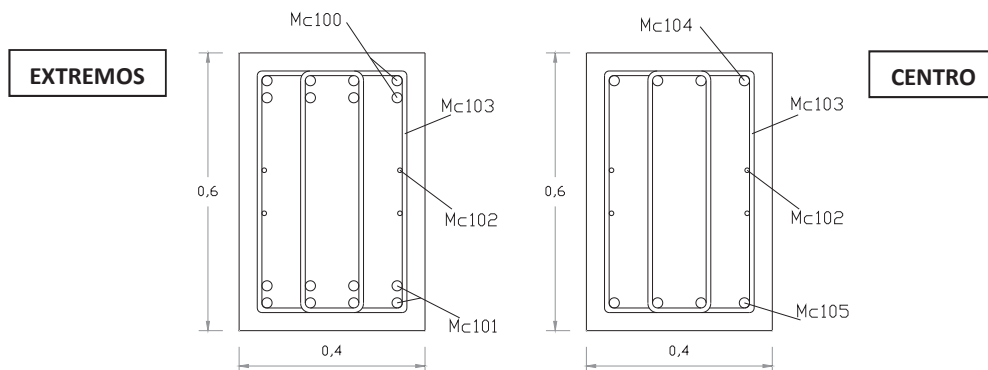
Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	MUC,ext. (Cara Viga) (Ton - m)	Pu, c-ext. Combo U2 (CM+CV <sub>R</sub> +CS)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	As Ref. Long. (varillas)	V <sub>Ue,2</sub> (Columna Ext.) (Ton)	Av Ref. Tran. (varillas)
12	38,1	70 x 70	54,7284	33,68	62,832	0,0128	20ø20mm	43,1178	4 ramas ø12mm
11	35	70 x 70	24,1554	73,08	62,832	0,0128	20ø20mm	50,9336	4 ramas ø12mm
10	31,9	70 x 70	39,9955	115,17	62,832	0,0128	20ø20mm	58,2452	4 ramas ø12mm
9	28,8	70 x 70	56,3511	160,33	62,832	0,0128	20ø20mm	65,0161	4 ramas ø12mm
8	25,7	70 x 70	68,7242	208,11	62,832	0,0128	20ø20mm	71,2098	4 ramas ø12mm
7	22,6	70 x 70	79,5605	256,66	62,832	0,0128	20ø20mm	76,7896	4 ramas ø12mm
6	19,5	80 x 80	74,6792	309,82	75,398	0,0118	24ø20mm	82,0903	4 ramas ø12mm
5	16,4	80 x 80	82,5403	362,61	75,398	0,0118	24ø20mm	86,7304	4 ramas ø12mm
4	13,3	80 x 80	88,8661	417,50	75,398	0,0118	24ø20mm	90,5792	4 ramas ø12mm
3	10,2	90 x 90	93,7833	472,82	91,231	0,0113	24ø22mm	93,6451	4 ramas ø12mm
2	7,1	90 x 90	97,1292	528,14	91,231	0,0113	24ø22mm	95,8685	4 ramas ø12mm
1	4	90 x 90	98,7733	579,40	91,231	0,0113	24ø22mm	97,1809	4 ramas ø12mm
0	0			583,29					



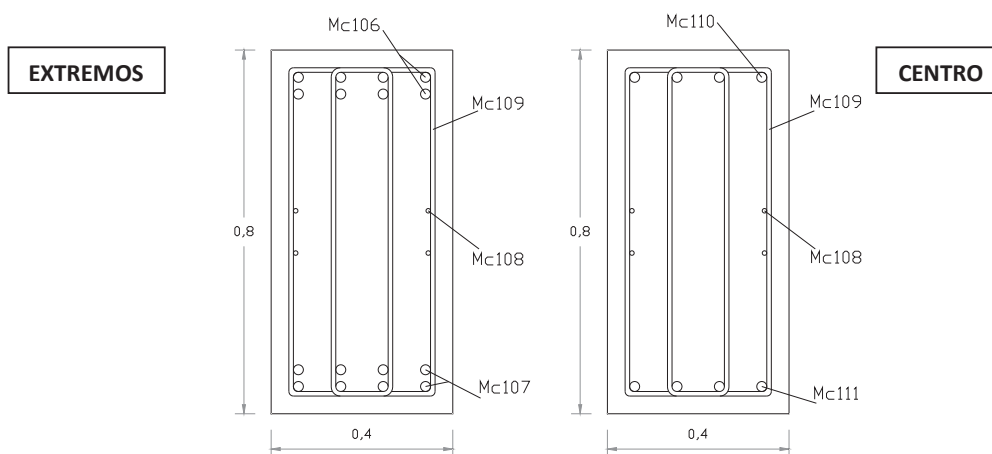
Elaborado por: José Luis Ordóñez



TABLA 4.30 DETALLE DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS



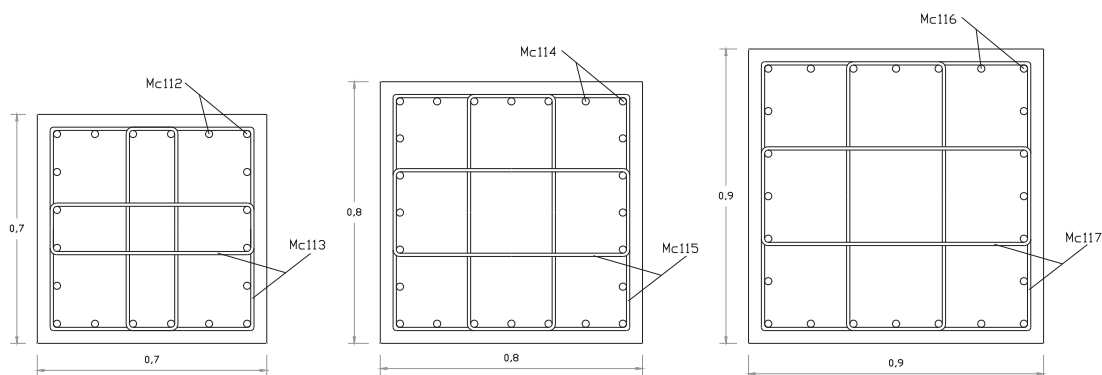
Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc100	Mc101	Mc102	Mc103	Mc104	Mc105
12	38,1	8 $\phi$ 14mm	8 $\phi$ 14mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 14mm	4 $\phi$ 14mm
11	35	8 $\phi$ 14mm	8 $\phi$ 14mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 14mm	4 $\phi$ 14mm
10	31,9	8 $\phi$ 16mm	8 $\phi$ 16mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 16mm	4 $\phi$ 16mm
9	28,8	8 $\phi$ 18mm	8 $\phi$ 18mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 18mm	4 $\phi$ 18mm
8	25,7	8 $\phi$ 20mm	8 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 20mm
7	22,6	8 $\phi$ 22mm	8 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm



Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc106	Mc107	Mc108	Mc109	Mc110	Mc111
6	19,5	8 $\phi$ 20mm	8 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 20mm
5	16,4	8 $\phi$ 20mm	8 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 20mm
4	13,3	8 $\phi$ 20mm	8 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 20mm	4 $\phi$ 20mm
3	10,2	8 $\phi$ 22mm	8 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm
2	7,1	8 $\phi$ 22mm	8 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm
1	4	8 $\phi$ 22mm	8 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 10mm	4 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm

Elaborado por: José Luis Ordóñez

TABLA 4.31 DETALLE DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

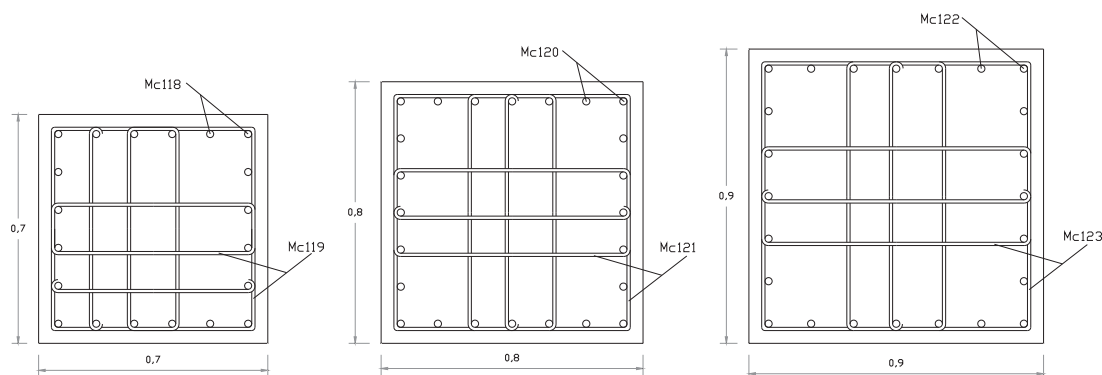


## COLUMNAS EXTERIORES

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc112	Mc113
12	38,1	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
11	35	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
10	31,9	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
9	28,8	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
8	25,7	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
7	22,6	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc114	Mc115
6	19,5	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
5	16,4	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm
4	13,3	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 12mm

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc116	Mc117
3	10,2	24 $\phi$ 22mm	4 R $\phi$ 12mm
2	7,1	24 $\phi$ 22mm	4 R $\phi$ 12mm
1	4	24 $\phi$ 22mm	4 R $\phi$ 12mm



## COLUMNAS INTERIORES

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc118	Mc119
12	38,1	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
11	35	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
10	31,9	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
9	28,8	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
8	25,7	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
7	22,6	20 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc120	Mc121
6	19,5	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm
5	16,4	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm
4	13,3	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm

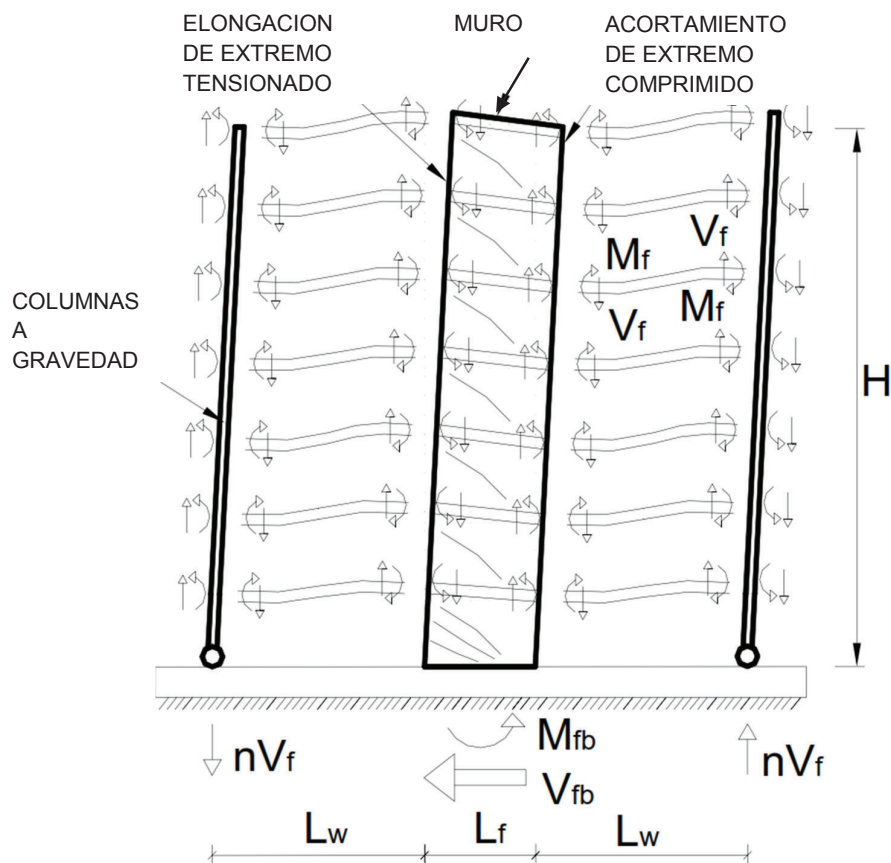
Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc122	Mc123
3	10,2	24 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
2	7,1	24 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm
1	4	24 $\phi$ 22mm	5 R $\phi$ 12mm

Elaborado por: José Luis Ordóñez

#### 4.4.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA PARA EL EDIFICIO CON MUROS ESTRUCTURALES PRELIMINAR

Un caso habitual en edificios de concreto reforzado con muros como los elementos principales resistentes a fuerzas laterales es el aporcado entre muros y columnas a gravedad por medio de vigas o losas de piso. La figura 4.18 muestra una representación esquemática del caso indicado, asumiendo un estado de respuesta altamente no-lineal de los muros, con el desarrollo de una rotula plástica en su base.

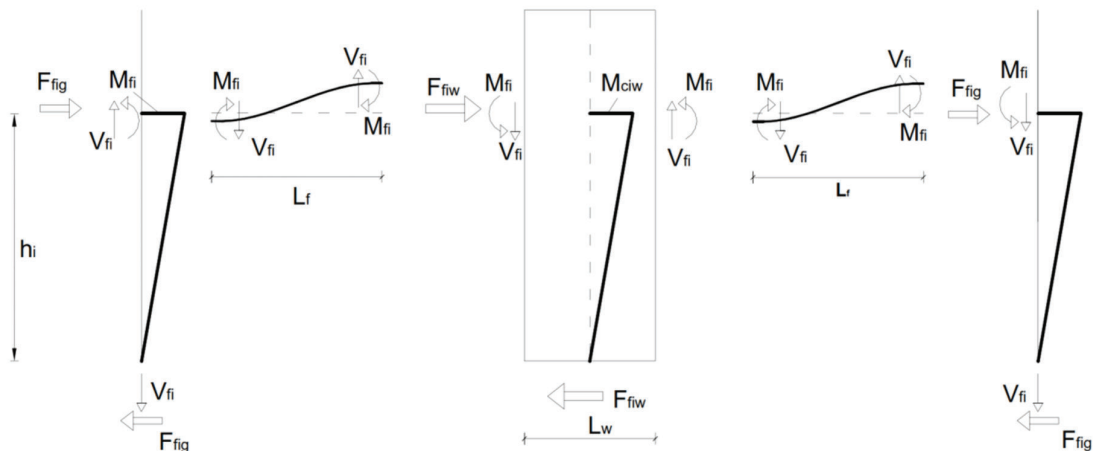
**FIGURA 4.18 ESTADO DEFORMADO DE EDIFICIO CON MUROS CON UNA ROTULA PLASTICA DESARROLLADA EN LA BASE DEL MURO**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

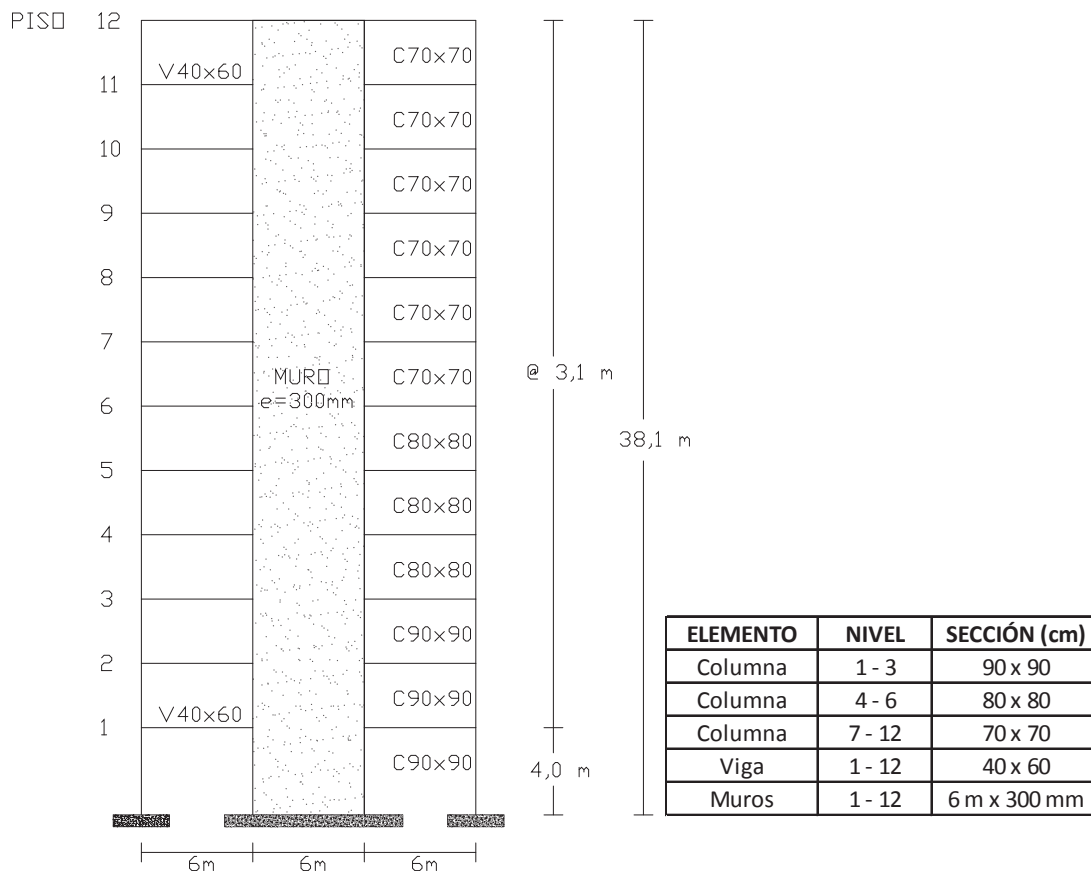
Para este caso, la no variación de la carga axial de muro ocurre debido a las reacciones de la fuerza de corte del pórtico. Así, la capacidad de momento de la base del muro no cambia debido al pórtico. Las reacciones de la fuerza de corte y momento flector de pórtico resultan en un momento flector en la línea central del muro. La fuerza lateral en el muro es al menos dos veces más grande que las fuerzas de corte atraídas desde las columnas a gravedad. La acumulación de las reacciones de la fuerza de corte de pórtico resulta en una tensión y fuerza de compresión sobre la columna a gravedad izquierda y derecha respectivamente.

**FIGURA 4.19 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE FUERZAS DESARROLLADAS DEBIDO A LA MOVILIZACIÓN DEL MECANISMO PLASTICO DEL PORTICO EN EL PISO**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

De la misma manera que se procedió en el edificio aporticado, en el capítulo anterior también se realizó el dimensionamiento preliminar del edificio con muros, considerando los requisitos de la norma en un análisis modal espectral de esta estructura. Los elementos y sus materiales de este edificio se presentan en las figuras a continuación y es el punto de partida para la aplicación del DDBD a este segundo sistema estructural.

**FIGURA 4.20 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR PARA DDBD**

Elaborado por: José Luis Ordóñez

El sistema adicional de fuerzas laterales debido a la movilización del mecanismo plástico de pórtico tiene que ser resistida principalmente por los muros y luego por las columnas a gravedad. Dependiendo de la capacidad a momento relativa de los elementos de pórtico y la capacidad a momento de la base del muro, la fuerza de corte adicional resultante debido al pórtico puede ser de orden similar o incluso exceder los cortantes correspondientes a la resistencia a flexión del muro solo.

**TABLA 4.32 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

CONCRETO			ACERO DE REFUERZO	
Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad $E_c = 12000 \cdot (f'c)^{0,5}$	Peso volumétrico	Esfuerzo nominal de fluencia	Módulo de elasticidad
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 173896,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2'040.000 \text{ Kg/cm}^2$

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Con la cronología siguiente se aplica el método DDBD:

**Paso 1:** Asignación del porcentaje del cortante basal a pórticos y muros

Considerando la distribución de los pórticos y muros del edificio se decide asignar el 30% del cortante basal a los pórticos:  $\beta_F = 0,30$ . Así:

$$V_F = \beta_F \cdot V_B \quad (4,25)$$

$$V_W = (1 - \beta_F)V_B = (1 - 0,30)V_B = 0,70V_B$$

**Paso 2:** Definición de la altura de inflexión en muros

El momento de volcamiento total resultante de las fuerzas laterales se muestra en la figura 4.21, junto con la distribución vertical del momento de volcamiento para los pórticos. La distribución vertical de los momentos de muro, mostrada en la figura 4.21 (f) se encuentra restando la distribución lineal de momentos de pórtico desde el total de momentos. Para el presente caso implica un punto de inflexión en el muro en una altura  $H_{CF}$ . Esta altura de inflexión es un parámetro importante en la determinación de los desplazamientos de diseño del muro.

**FIGURA 4.21 DISTRIBUCIÓN SUGERIDA DE FUERZAS LATERALES Y MOMENTOS DE VOLCAMIENTO EN EL EDIFICIO CON MUROS**

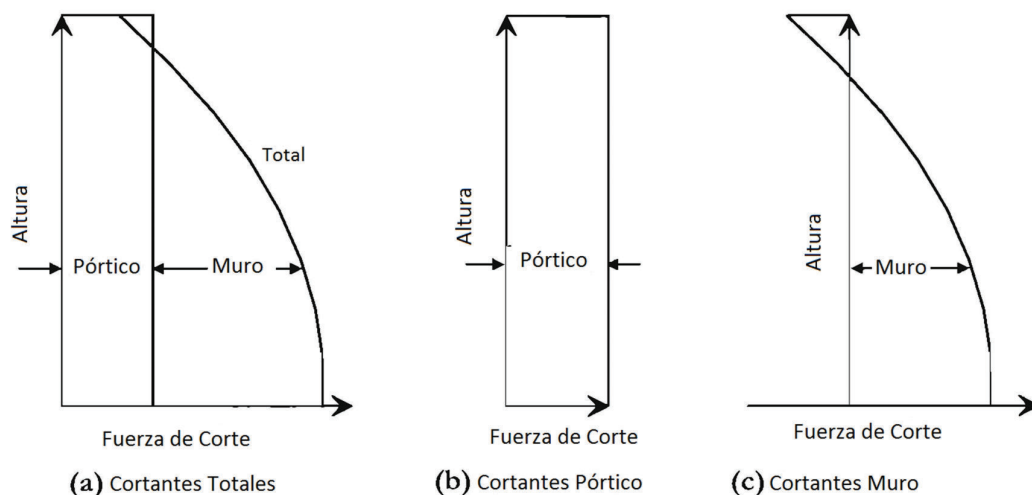
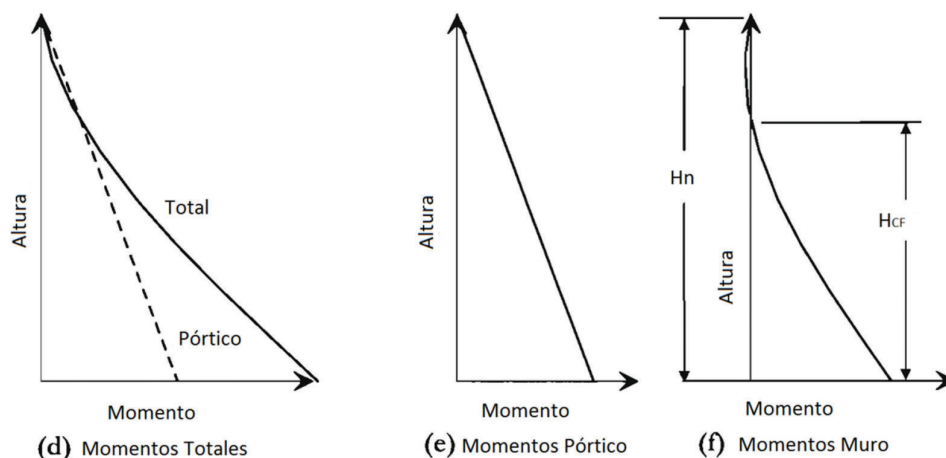


FIGURA 4.21 CONTINUACIÓN

FUENTE: Priestley *et al.*, 2007TABLA 4.33 CÁLCULOS PRELIMINARES PARA DETERMINAR  $H_{CF}$ 

Piso , i	Altura, $H_i$ (m)	Masa, $m_i$ (Ton * s <sup>2</sup> /m)	$m_i \cdot H_i$	$F_i$ (rel.)	$V_{T,i}$ (rel.)	$MOTM,i$ (rel.)	$V_{F,i}$ frame	$V_{W,i}$ wall	$M_{W,i}$ wall
12	38,10	30,6583	1168,082	0,1142	0,1142	0,00	0,30	-0,1858	0,00
11	35,00	41,8872	1466,051	0,1434	0,2576	0,3541	0,30	-0,0424	-0,576
10	31,90	41,8872	1336,200	0,1307	0,3882	1,1526	0,30	0,0882	-0,707
9	28,80	41,8872	1206,350	0,1180	0,5062	2,3562	0,30	0,2062	-0,434
8	25,70	41,8872	1076,500	0,1053	0,6115	3,9254	0,30	0,3115	0,205
7	22,60	41,8872	946,650	0,0926	0,7041	5,8210	0,30	0,4041	1,171
6	19,50	42,2723	824,310	0,0806	0,7847	8,0036	0,30	0,4847	2,424
5	16,40	42,7280	700,739	0,0685	0,8532	10,4361	0,30	0,5532	3,926
4	13,30	42,7280	568,282	0,0556	0,9088	13,0809	0,30	0,6088	5,641
3	10,20	43,1739	440,374	0,0431	0,9518	15,8981	0,30	0,6518	7,528
2	7,10	43,6903	310,201	0,0303	0,9822	18,8487	0,30	0,6822	9,549
1	4,00	45,6307	182,523	0,0178	1,0000	21,8934	0,30	0,7000	11,663
0	0,00	0,00	0,000	0,0000	1,0000	25,8934	0,30	0,7000	14,463
$\Sigma$		500,3173	10226,262	1,00					

Elaborado por: José Luis Ordóñez

$$H_C = 25,70 + 3,1 \times \frac{0,205}{0,639} = 26,69 \text{ m}$$

**Paso 3:** Desplazamiento de fluencia de muros

La resistencia de fluencia esperada del acero de refuerzo es  $f_{ye} = 1,1 f_y$ . Con lo que inicialmente se había obtenido que:

$$\varepsilon_y = \frac{1,1 f_y}{E_s} = \frac{1,1 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2}{2040000 \text{ Kg/cm}^2} = 0,002265$$

La curvatura de fluencia para los muros son determinadas mediante la siguiente expresión:

$$\phi_y = 2,0 \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 2,0 \frac{0,002265}{6} = 0,000755/\text{m}$$

Es razonable representar el perfil de curvatura del muro siendo lineal desde la curvatura de fluencia en la base a cero en el punto de inflexión ( $H_{CF}$ ). Es también razonable, y conservador, asumir que la curvatura por encima del punto de inflexión es cero cuando los desplazamientos de fluencia de piso lo determinen. Sobre la base de estos supuestos, el perfil de desplazamiento de fluencia puede ser encontrado desde un análisis estándar de área-momento. Entonces:

Para  $H_i \leq 26,69$  m:

$$\Delta_y = \phi_y \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_C} \right) = 0,000755 \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 \times 26,69} \right)$$

$$\Delta_y = 0,000755 \left( \frac{4^2}{2} - \frac{4^3}{160,14} \right) = 0,0057$$

$$\Delta_y = 0,000755 \left( \frac{25,70^2}{2} - \frac{25,70^3}{160,14} \right) = 0,1693$$

Para  $H_i > 26,69$  m:

$$\Delta_y = \phi_y \left( \frac{H_C H_i}{2} - \frac{H_C^2}{6} \right) = 0,000755 \left( \frac{26,69 \times H_i}{2} - \frac{26,69^2}{6} \right)$$

$$\Delta_y = 0,000755 \left( \frac{26,69 \times 28,80}{2} - \frac{26,69^2}{6} \right) = 0,2005$$

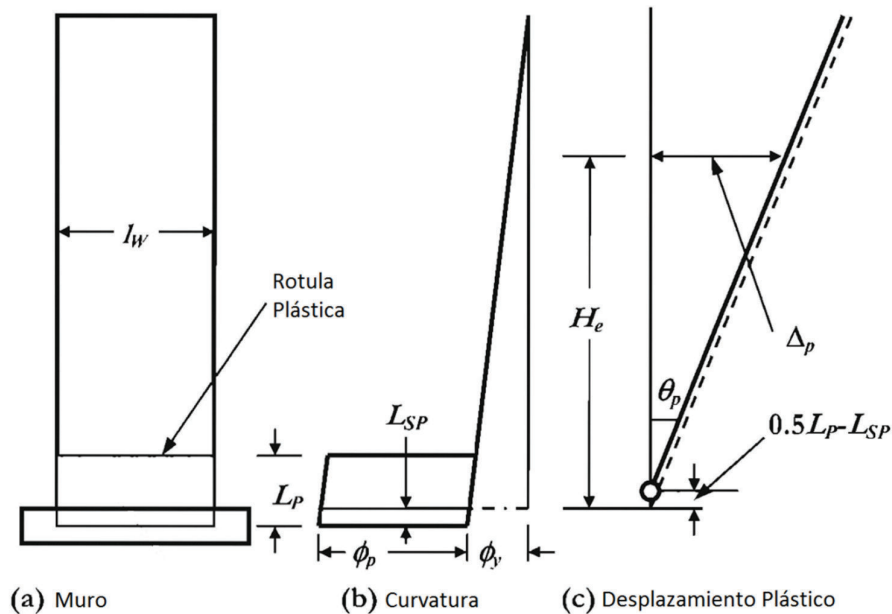
$$\Delta_y = 0,000755 \left( \frac{26,69 \times 38,10}{2} - \frac{26,69^2}{6} \right) = 0,2942$$



#### Paso 4: Perfil de desplazamiento de diseño

Es una razonable aproximación que la rotación plástica sea considerada para estar concentrada en el extremo del miembro. La longitud de la rótula plástica equivalente sobre las que la curvatura plástica  $\phi_p$  es considerada constante como  $L_p = k.L_c + L_{SP}$  donde  $L_c$  es la distancia desde la sección crítica hasta el punto de inflexión, y  $L_{SP}$  es la longitud de la penetración de la deformación en la cimentación. En realidad el centro de la rotación plástica debe estar estrictamente concentrado en el centro de la rótula plástica.

**FIGURA 4.22 DEFORMACIÓN PLÁSTICA DE UN MURO EN CANTILIVER**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

Para estructuras con muros, la longitud de la rótula plástica es más probable que sea influenciada por efectos de cambios de tensión que es el caso con vigas y columnas. Por lo tanto, debe haber un término adicional en la ecuación de la rótula plástica relacionada a la longitud del muro  $I_w$ .

Es así que, para definir este perfil de desplazamiento se debe verificar primero si las deformaciones del material gobiernan las derivas.

a.-) Deformaciones del material de muro

La longitud de penetración de la deformación unitaria,  $L_{sp}$  es:

$$L_S = 0,022 \cdot f_y \cdot d_b \quad ; \quad (f_y \text{ en MPa})$$

$$L_S = 0,022 \times 462 \times 0,022 = 0,224 \text{ m}$$

Factor para longitud de rótula plástica:

$$k = 0,2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0,2(1,35 - 1) = 0,07 \leq 0,08 \quad (\text{OK})$$

La altura efectiva en esta instancia del método es desconocida, pero un valor promedio para muros es  $H_e = 0,75 H_n = 0,75 \times 38,1 = 28,58 \text{ m}$ . Pero como  $H_{CF} < H_e$ , se utiliza  $H_{CF}$  en los cálculos del perfil de desplazamientos. Así:

Longitud de rótula plástica:

$$L_p = k \cdot H_C + 0,1 \cdot l_w + L_S = 0,07 \times 26,69 + 0,1 \times 6 + 0,224 = 2,69 \text{ m}$$

Desplazamiento de fluencia de azotea:

$$\Delta_y = \phi_y (H_n + L_S)^2 / 3 = 0,000755 \times (38,1 + 0,224)^2 / 3 = 0,370 \text{ m}$$

Deriva de fluencia de azotea:

$$\theta_y = \varepsilon_y H_n / l_w = \phi_y (H_n + L_S) / 2 = 0,000755 \times (38,1 + 0,224) / 2 = 0,0145$$

Deriva de fluencia al nivel  $H_{CF}$ :

$$\theta_y = \phi_y \cdot H_C / 2 = 0,000755 \times 26,69 / 2 = 0,0101$$

Rotación plástica en base a la deformación unitaria:

$$\theta_p = \left(0,072/l_w - \phi_y\right) \cdot L_p = \left(0,072/6 - 0,000755\right) \times 2,69 = 0,0302$$

Deriva al nivel H<sub>CF</sub> en base a la deformación unitaria:

$$\theta_c = \theta_y + \theta_p = 0,0101 + 0,0302 = 0,0403$$

Ésta es mayor que el límite de deriva especificado de **0,02**, por lo tanto la deformación unitaria del material no gobierna la respuesta para el diseño del muro de 6 m. Para edificios con muros de más de seis pisos la situación más común de diseño será que los desplazamientos de diseño son gobernados por los límites de derivas del código.

Es importante distinguir entre casos donde el diseño es gobernado por derivas de un muro más flexible y casos donde el diseño es gobernado por la deformación unitaria del material de un muro más rígido.

b.-) Límites de derivas

Debido a que el edificio es alto (>10 pisos) se debe considerar la corrección por amplificación de derivas. En la tabla 4.33 se observa que el momento de volcamiento de base llevado por los pórticos es la diferencia entre el total OMT y el momento en muro.

$$M_{O,F} = 25,893 - 14,463 = 11,430 \quad (\text{por fuerza de cortante basal unitaria})$$

$$\omega_\theta = \left(1 - \left(\frac{n-5}{100}\right) \cdot \left(\frac{M_{O,F}}{M_O} + 0,25\right)\right) = \left(1 - \left(\frac{12-5}{100}\right) \left(\frac{11,430}{25,893} + 0,25\right)\right) = 0,952$$

La deriva de diseño será entonces:

$$\theta_C = 0,952 \times 0,02 = 0,019$$

La máxima deriva plástica admisible es en consecuencia:

$$\theta_P = \theta_C - \theta_y = 0,019 - 0,0101 = 0,0089$$

El correspondiente perfil de desplazamiento de diseño es entonces determinado mediante:

$$\Delta_D = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \theta_p H_i =$$

$$\Delta_D = \Delta_y + 0,0089 H_i$$

**TABLA 4.34 PERFIL DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO**

Piso, i	Altura, H <sub>i</sub> (m)	Masa, m <sub>i</sub> (Ton * s <sup>2</sup> /m)	Δ <sub>y</sub> (m)	Δ <sub>p</sub> (m)	Δ <sub>D</sub> (m)	m <sub>i</sub> · Δ <sub>D</sub> <sup>2</sup>	m <sub>i</sub> · Δ <sub>D</sub>	m <sub>i</sub> · Δ <sub>D</sub> · H <sub>i</sub>
12	38,10	30,6583	0,2942	0,3391	0,6333	12,2972	19,4167	739,7782
11	35,00	41,8872	0,2630	0,3115	0,5745	13,8250	24,0643	842,2512
10	31,90	41,8872	0,2318	0,2839	0,5157	11,1389	21,6004	689,0512
9	28,80	41,8872	0,2005	0,2563	0,4569	8,7426	19,1364	551,1278
8	25,70	41,8872	<b>0,1693</b>	0,2287	0,3980	6,6363	16,6726	428,4859
7	22,60	41,8872	<b>0,1384</b>	0,2011	0,3395	4,8288	14,2220	321,4162
6	19,50	42,2723	<b>0,1086</b>	0,1736	0,2821	3,3649	11,9265	232,5675
5	16,40	42,7280	<b>0,0807</b>	0,1460	0,2267	2,1958	9,6863	158,8551
4	13,30	42,7280	<b>0,0557</b>	0,1184	0,1741	1,2944	7,4370	98,9119
3	10,20	43,1739	<b>0,0343</b>	0,0908	0,1251	0,6752	5,3990	55,0696
2	7,10	43,6903	<b>0,0173</b>	0,0632	0,0805	0,2834	3,5185	24,9813
1	4,00	45,6307	<b>0,0057</b>	0,0356	0,0413	0,0780	1,8863	7,5452
0	0,00	0,0000	<b>0,0000</b>	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
<b>Σ</b>		<b>500,3173</b>			<b>3,8477</b>	<b>65,3604</b>	<b>154,9659</b>	<b>4150,0408</b>

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**Paso 5:** Desplazamiento de diseño de sistema equivalente SDOF.

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D)} = \frac{65,3604}{154,9659} = 0,422 \text{ m}$$

**Paso 6:** Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D)} = \frac{4150,0408}{154,9659} = 26,78 \text{ m}$$

**Paso 7:** Amortiguamiento Equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente para usarse en el DDBD necesita ser un promedio ponderado del amortiguamiento previsto por los pórticos y por los muros, cada uno de los cuales tienen diferentes demandas de ductilidad de desplazamiento. El amortiguamiento elástico equivalente para usarse en el diseño es por lo tanto:

$$\xi_s = \frac{\xi_w M_{O',w} + \xi_F M_{O',F}}{M_{O'}}$$

El amortiguamiento asociado con la ductilidad del muro ( $\xi_w$ ) y la respuesta del pórtico ( $\xi_F$ ) requieren que las demandas de ductilidad del muro y del pórtico estén separadamente evaluadas.

## a.-) Muros

Se determina el desplazamiento de fluencia de la estructura substituta SDOF en la que se utiliza el valor de  $H_e$  si esta es mayor que  $H_{CF}$ :

$$\Delta_{ir} = \phi_y \left( \frac{H_C H_e}{2} - \frac{H_C^2}{6} \right) = 0,000755 \left( \frac{26,69 \times 26,78}{2} - \frac{26,69^2}{6} \right) = 0,180 \text{ m}$$

$$\mu_w = \frac{\Delta_D}{\Delta_y} = \frac{0,422}{0,180} = 2,344$$

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) = 0,05 + 0,444 \left( \frac{2,344 - 1}{2,344 \pi} \right) = 0,1310$$

b.-) Pórticos

$$\theta_y = 0,50 \varepsilon_y \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right) = 0,50 (0,002265) \cdot \left(\frac{600}{60}\right) = 0,011325$$

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{(\theta_y H_e)} = \frac{0,422}{(0,011325 \times 26,78)} = 1,391$$

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi}\right) = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,391 - 1}{1,391\pi}\right) = 0,1006$$

$$\xi_S = \frac{\xi_W M_{O',W} + \xi_F M_{O',F}}{M_{O'}} = \frac{0,1310 \times 14,463 + 0,1006 \times 11,430}{25,893} = 0,1176$$

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_e}\right)^\alpha = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,1176}\right)^{0,5} = 0,7132$$

Para el espectro de desplazamiento correspondiente al amortiguamiento del 5%, el máximo desplazamiento obtenido para el periodo  $T_L=2,664$  seg. es  $\Delta_{L,5\%} = 0,4449$  m. Por lo que, el desplazamiento en el periodo de esquina “ $T_L$ ” para el amortiguamiento viscoso equivalente calculado será:

$$\Delta_{L, 1,7\%} = \Delta_{L, 5\%} \cdot R_\xi = 0,4449 \text{ m} \times 0,7132 = 0,3173 \text{ m}$$

La capacidad de desplazamiento de diseño “ $\Delta_D = 0,422$  m” excede la máxima posible demanda de desplazamiento espectral para el nivel de amortiguamiento calculado “ $\Delta_{L, 11,76\%} = 0,3173$  m”. Por lo que, al igual que en el edificio aporricado se emplea un método de solución de prueba y error para estimar el desplazamiento de respuesta final “ $\Delta_{DF}$ ”, el cual se encuentra entre “ $\Delta_D = 0,422$  m” y “ $\Delta_{L, 11,76\%} = 0,3173$  m”.

Luego de efectuar dos iteraciones se determinó que  $\Delta_D = 0,34403$  m :

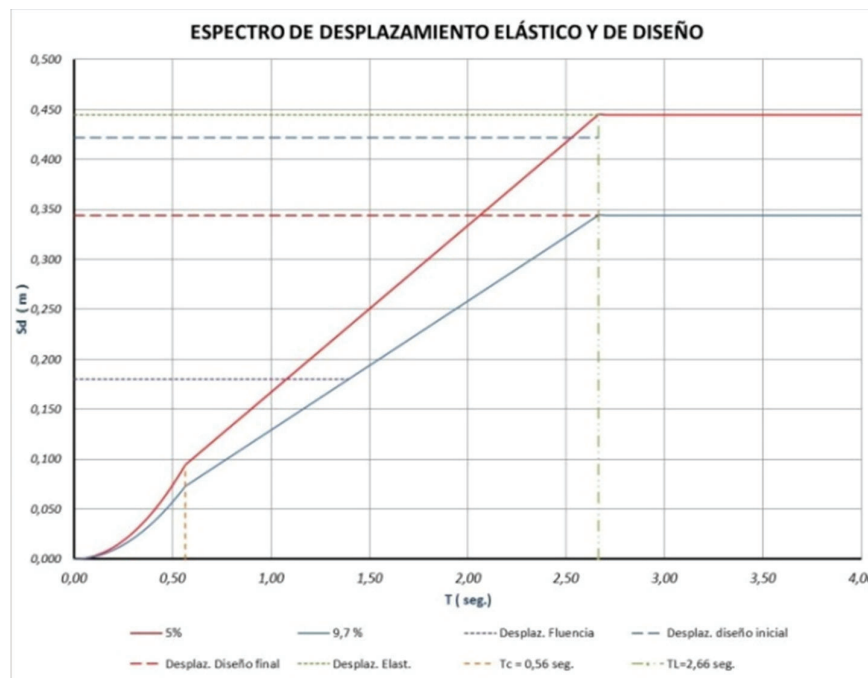
$$\mu_W = \frac{0,34403}{0,180} = 1,9113 \quad ; \quad \xi_W = 0,05 + 0,444 \left(\frac{1,9113 - 1}{1,9113\pi}\right) = 0,1174$$

$$\mu_F = \frac{0,34403}{(0,011325 \times 26,78)} = 1,1344 \quad ; \quad \xi_F = 0,05 + 0,565 \left( \frac{1,1344 - 1}{1,1344\pi} \right) = 0,0713$$

$$\xi_s = \frac{\xi_w M_{O',w} + \xi_F M_{O',F}}{M_{O'}} = \frac{0,1174 \times 14,463 + 0,0713 \times 11,430}{25,893} = 0,0970$$

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,0970} \right)^{0,5} = 0,7735 \quad ; \quad \Delta_D = \Delta_{L, 9,7\%} = 0,4449 \times 0,7735 = 0,344 \text{ m}$$

**FIGURA 4.23 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

Considerando que el desplazamiento de diseño fue modificado, será necesario corregir los desplazamientos de piso y luego de estos ajustes verificar los valores del proceso de diseño del DDBD hasta aquí obtenidos.

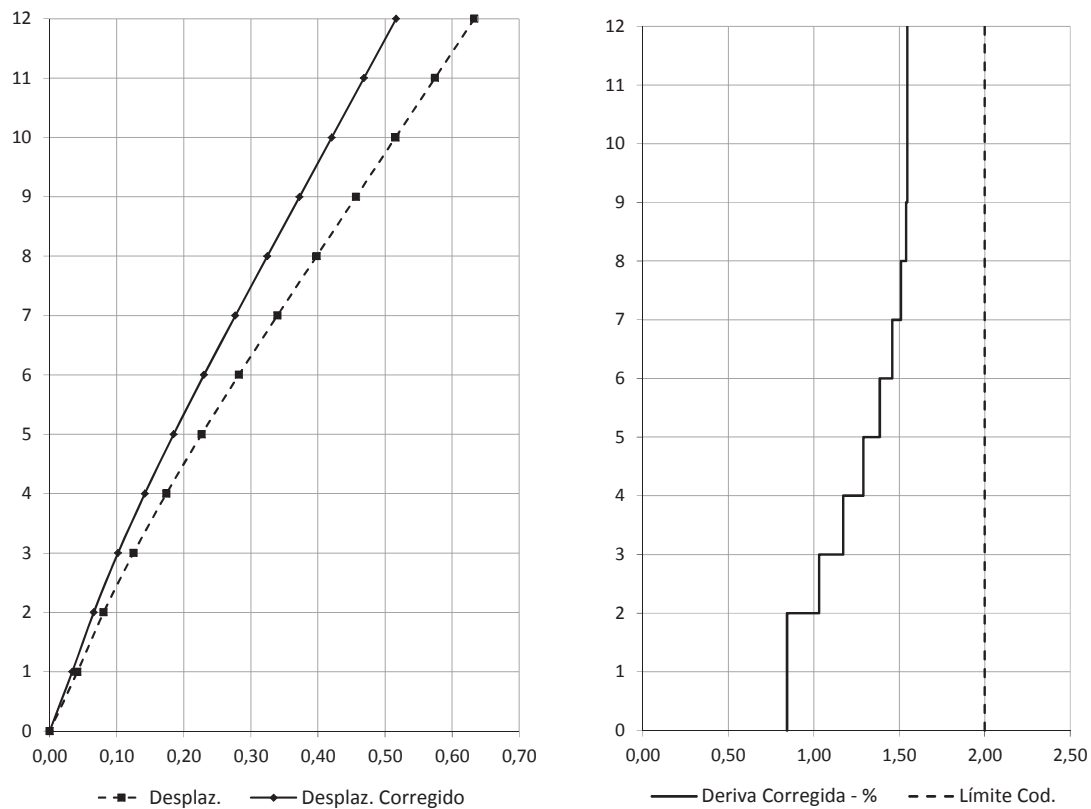
Se corrige por:

$$\frac{\Delta_{D,f}}{\Delta_{D,i}} = \frac{0,3440}{0,4220} = 0,8152$$

**TABLA 4.35 PERFIL DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (CORREGIDO)**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s <sup>2</sup> /m)	$\Delta y_i$ (m)	$\Delta p_i$ (m)	$\Delta D_i$ (m)	$\Delta D_i$ Corregido (m)	$m_i \cdot \Delta D_i^2$	$m_i \cdot \Delta D_i$	$m_i \cdot \Delta D_i \cdot H_i$
12	38,10	30,6583	0,2942	0,3391	0,6333	<b>0,516545</b>	8,1802	15,8364	603,3672
11	35,00	41,8872	0,2630	0,3115	0,5745	<b>0,468568</b>	9,1966	19,6270	686,9447
10	31,90	41,8872	0,2318	0,2839	0,5157	<b>0,420591</b>	7,4097	17,6174	561,9939
9	28,80	41,8872	0,2005	0,2563	0,4569	<b>0,372614</b>	5,8157	15,6077	449,5029
8	25,70	41,8872	<b>0,1693</b>	0,2287	0,3980	<b>0,324640</b>	4,4145	13,5983	349,4755
7	22,60	41,8872	<b>0,1384</b>	0,2011	0,3395	<b>0,276923</b>	3,2122	11,5995	262,1488
6	19,50	42,2723	<b>0,1086</b>	0,1736	0,2821	<b>0,230112</b>	2,2384	9,7274	189,6833
5	16,40	42,7280	<b>0,0807</b>	0,1460	0,2267	<b>0,184895</b>	1,4607	7,9002	129,5631
4	13,30	42,7280	<b>0,0557</b>	0,1184	0,1741	<b>0,141960</b>	0,8611	6,0656	80,6731
3	10,20	43,1739	<b>0,0343</b>	0,0908	0,1251	<b>0,101993</b>	0,4491	4,4034	44,9150
2	7,10	43,6903	<b>0,0173</b>	0,0632	0,0805	<b>0,065683</b>	0,1885	2,8697	20,3748
1	4,00	45,6307	<b>0,0057</b>	0,0356	0,0413	<b>0,033716</b>	0,0519	1,5385	6,1539
0	0,00	0,0000	<b>0,0000</b>	0,0000	0,0000	<b>0,000000</b>	0,0000	0,0000	0,0000
$\Sigma$		<b>500,3173</b>			<b>3,8477</b>		<b>43,4785</b>	<b>126,3911</b>	<b>3384,7962</b>

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**FIGURA 4.24 PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO**


Elaborado por: José Luis Ordóñez



$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D)} = \frac{43,4785}{126,3911} = 0,344 \text{ m}$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D)} = \frac{3384,7962}{126,3911} = 26,78 \text{ m}$$

**Paso 8:** Fuerza de cortante en la base

a.-) Periodo efectivo.- Al igualarse los valores para  $\Delta_D$  y  $\Delta_{2,66, 9,70\%}$  el valor del periodo de esquina del espectro de desplazamientos es tomado para el periodo efectivo, con lo cual se tiene que:  $T_e = 2,66$  seg.

b.-) Masa efectiva.-

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_D)}{\Delta_D} = \frac{126,3911 \text{ T} \cdot \text{s}^2}{0,344 \text{ m}} = 367,416 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m} \quad (73,4\% \text{ de masa total})$$

c.-) Rigidez efectiva.-

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \times \pi^2 \times 367,416 \text{ T} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{(2,66 \text{ seg.})^2} = 2050,00 \text{ T}/\text{m}$$

c.-) Cortante Basal.-

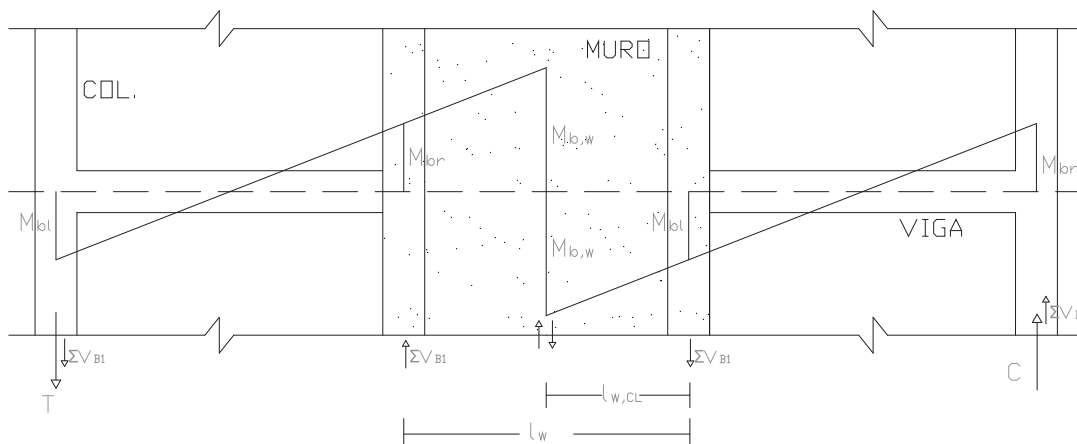
$$V_B = K_e \cdot \Delta_D = 2050 \times 0,344 = 705,20 \text{ T} \quad (14,4 \% \text{ del peso total})$$

El cortante basal es luego distribuido entre los muros y pórticos de conformidad con la elección inicial de factor  $\beta_F$ , y los lugares de rotulas plásticas requeridos (bases de muro, extremos de viga y bases de columna).

**Paso 9:** Diseño a flexión de la base del muro

$$M_{w,B} = M_{w,i=0} (V_B) = 14,463 (705,20) = 10199,31 \text{ T} - \text{m}$$

Este momento es compartido entre los dos muros externos, que corresponde a un momento de diseño de 5100 T-m por cada muro.

**FIGURA 4.25 REDUCCIÓN DE MOMENTO EN EL MURO DESDE LAS VIGAS**

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Debido a las vigas del pórtico dispuestas a ambos extremos del muro, como indica la figura 4.25, la reducción en la demanda de momento ocurre desde las vigas acopladas en cada extremo, la fuerza axial en el muro no estará influenciada por la acción sísmica, y la reducción en el momento de base del muro será balanceada por el par de fuerzas axiales desarrollado en las columnas extremas opuestas.

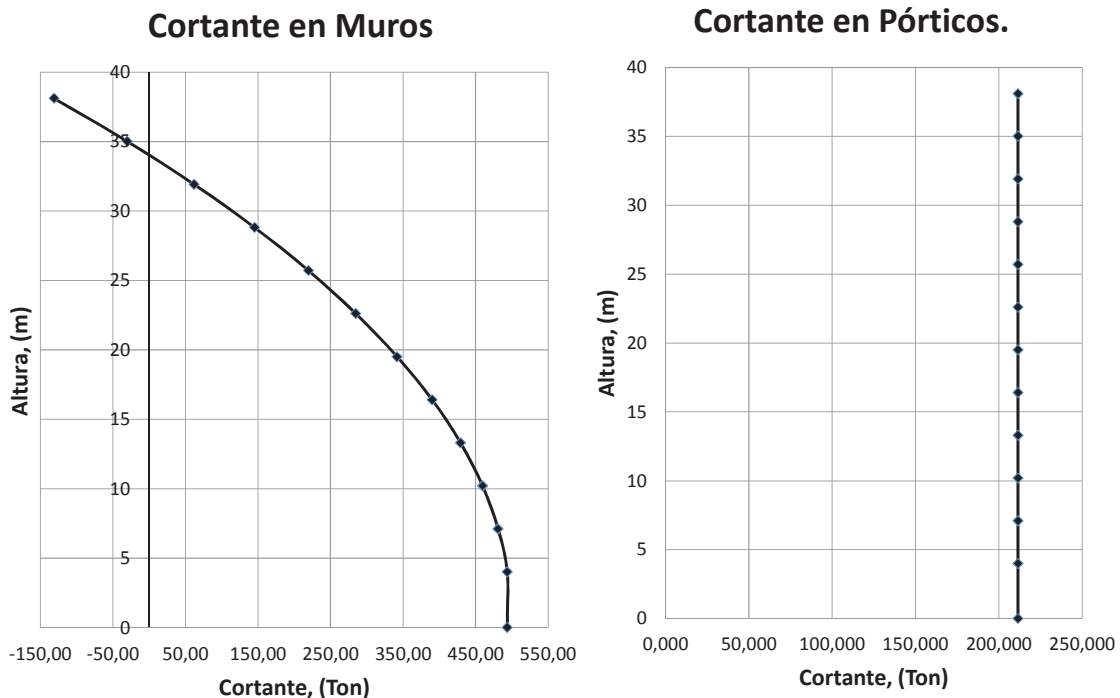
**TABLA 4.36 MOMENTOS Y CORTANTES EN PORTICOS Y MURO**

Piso, i	Altura, H <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> (Ton)	V <sub>T,i</sub> (Ton)	V <sub>F,i</sub> frame (Ton)	V <sub>w,i</sub> wall (Ton)	M <sub>F,i</sub> frame (Ton-m)	M <sub>w,i</sub> wall (Ton-m)
12	38,1	80,551	80,551	211,560	-131,009	0,000	0,00
11	35	101,098	181,649	211,560	-29,911	655,836	-406,129
10	31,9	92,144	273,793	211,560	62,233	1311,672	-498,853
9	28,8	83,190	356,983	211,560	145,423	1967,508	-305,931
8	25,7	74,235	431,218	211,560	219,658	2623,344	144,879
7	22,6	65,281	496,498	211,560	284,938	3279,180	825,817
6	19,5	56,844	553,343	211,560	341,783	3935,016	1709,126
5	16,4	48,323	601,665	211,560	390,105	4590,852	2768,652
4	13,3	39,189	640,854	211,560	429,294	5246,688	3977,978
3	10,2	30,368	671,222	211,560	459,662	5902,524	5308,789
2	7,1	21,391	692,613	211,560	481,053	6558,360	6733,741
1	4	12,587	705,200	211,560	493,640	7214,196	8225,006
0	0	0,000	705,200	<b>211,560</b>	493,640	8060,436	<b>10199,566</b>
		<b>705,2</b>					

Elaborado por: José Luis Ordóñez

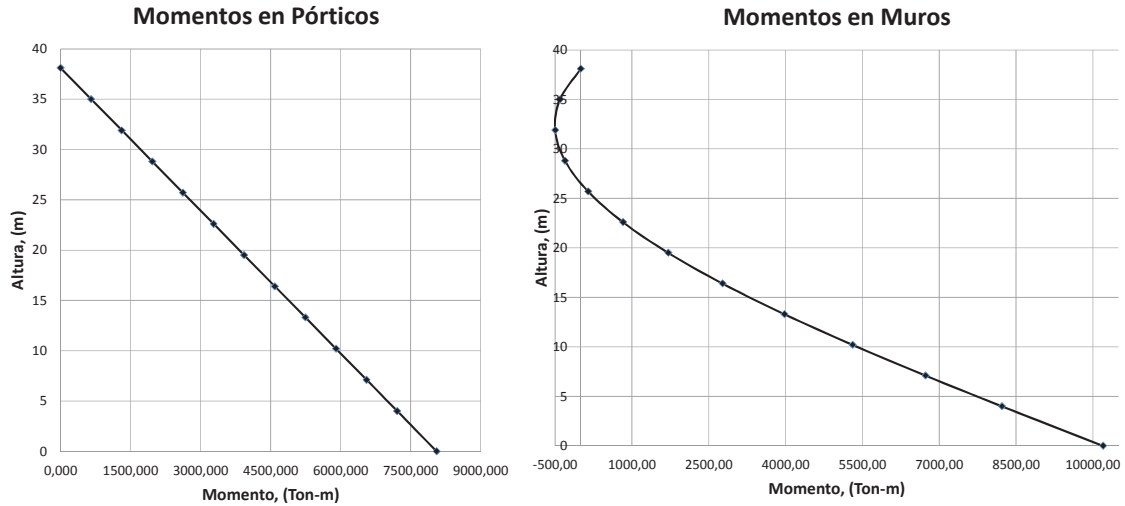
Como ya se ha mencionado en párrafos previos, dos opciones de diseño subjetivas se hicieron antes de iniciar los cálculos del diseño; como es a) la proporción de cortante de pórticos y b) la distribución vertical de resistencia de vigas de pórticos. Ya que la respuesta de desplazamiento será efectivamente controlada por la rigidez de los muros, hay poco peligro de un mecanismo de piso blando por desarrollos de desplazamientos del pórtico, y hay mucha más libertad de elección a disposición del diseñador. Según Paulay, T. (2002), se sugiere una distribución de resistencia de vigas que resultan en cortantes de pórtico constantes en todos los niveles. Luego, la fuerza lateral llevada por los muros se encuentra restando la fuerza lateral de pórticos a las fuerzas laterales totales, las fuerzas de cortante y momentos resultantes de la distribución de fuerzas laterales utilizada en este edificio con muros se presentan en la siguiente figura:

**FIGURA 4.26 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL EN EDIFICIO CON MUROS**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

**FIGURA 4.27 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN EDIFICIO CON MUROS**

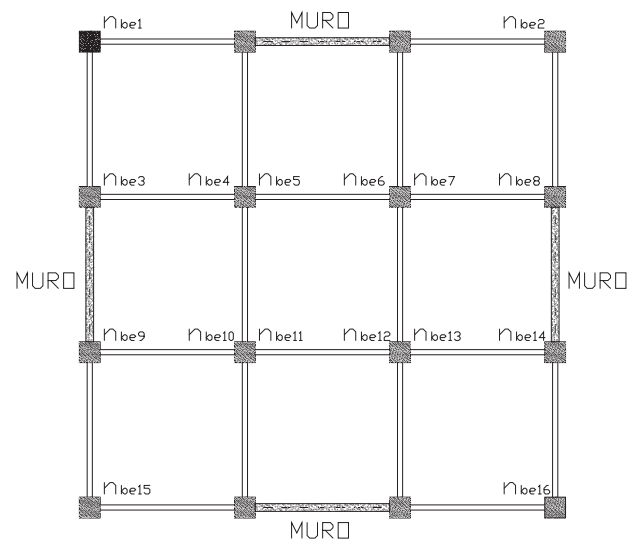


Elaborado por: José Luis Ordóñez

**Paso 10:** Diseño a flexión de viga de pórtico

El diseño fue basado en el supuesto de resistencia de vigas iguales en todos los niveles del edificio, incluyendo las del nivel superior en las cuales la capacidad de momento requerido puede ser la mitad de este.

**FIGURA 4.28 NÚMERO DE EXTREMOS DE VIGAS ( $\eta_{b,x}$ ) DE PÓRTICO EN UNIONES DE VIGA-COLUMNNA**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

$$V_F = \beta_F \times V_B = 0,3 \times 705,20 \text{ T} = 211,56 \text{ T}$$

$$M_b = \frac{V_F H_s}{\eta_b} = \frac{211,56 \text{ T} \times 3,10 \text{ m}}{16} = 40,99 \text{ T} - \text{m}$$

A su vez, esta demanda de momento fue reducida para encontrar el momento de diseño en la cara de las columnas y con ellos, para las secciones de viga respectivas a cada piso, se define la cantidad del acero de refuerzo.

$$\text{Niveles 1 - 3, colum. } 90 \times 90, \quad M_b = 13,22(6 - 0,9)/2 = 33,71 \text{ T} - \text{m}$$

$$\text{Niveles 4 - 6, colum. } 80 \times 80, \quad M_b = 13,22(6 - 0,8)/2 = 34,37 \text{ T} - \text{m}$$

$$\text{Niveles 7 - 12, colum. } 70 \times 70, \quad M_b = 13,22(6 - 0,7)/2 = 35,03 \text{ T} - \text{m}$$

**TABLA 4.37 REFUERZO LONGITUDINAL EN EXTREMOS DE VIGA**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Vigas b x h (cm)	M <sub>bi</sub> (Cara Colum.) (Ton-m)	$r = \frac{M_b}{\phi \cdot I_c \cdot L_c}$	$\rho$	Acero de Refuerzo Calculado (cm <sup>2</sup> )
12	38,10	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
11	35,00	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
10	31,90	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
9	28,80	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
8	25,70	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
7	22,60	40 x 60	<b>35,0300</b>	0,110009446	0,00699	15,09
6	19,50	40 x 60	<b>34,3700</b>	0,107936759	0,00685	14,79
5	16,40	40 x 60	<b>34,3700</b>	0,107936759	0,00685	14,79
4	13,30	40 x 60	<b>34,3700</b>	0,107936759	0,00685	14,79
3	10,20	40 x 60	<b>33,7100</b>	0,105864072	0,00670	14,48
2	7,10	40 x 60	<b>33,7100</b>	0,105864072	0,00670	14,48
1	4,00	40 x 60	<b>33,7100</b>	0,105864072	0,00670	14,48

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se seleccionó un diseño donde todos los momentos de vigas son iguales, permitiendo la eficiencia en el diseño y construcción a partir del mismo tamaño de vigas en todos los niveles excepto el techo.

$$M_{7,x=3} = 6,919 \text{ T/m} \times 6\text{m} \times \frac{3\text{m}}{2} - 6,919 \text{ T/m} \times 3\text{m} \times \frac{3\text{m}}{2} = 31,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$V_{7,x=3} = 2(1,35)(35,04 \text{ T} - \text{m}) / (5,3\text{m}) + 6,919 \text{ T/m} (5,3\text{m}) / 2 - 6,919 \text{ T/m} (2,65\text{m})$$

$$V_{7,x=3} = 17,85 \text{ Ton}$$

$$V_{7,x=0} = 2(1,35)(35,04 \text{ T} - \text{m}) / (5,3\text{m}) + 6,919 \text{ T/m} (5,3\text{m}) / 2 = 36,19 \text{ Ton}$$

**TABLA 4.38 MOMENTOS Y CORTANTES DE TRAMO, CORTANTES DE BORDE EN VIGAS**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	Vigas b x h (cm)	Vbi L= 6,0 m (Ton)	Mbi (Eje Colum.) (Ton - m)	Mbi (Cara Colum.) (Ton-m)	Mx, Tramo (x= 3,0 m) (Ton - m)	Vx, Tramo (Centro Tr.) (Ton)	Vcc, Borde (Cara Colum.) (Ton)
12	38,10	70 x 70	40 x 60	6,611	20,490	17,520	26,625	8,925	24,604
11	35,00	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
10	31,90	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
9	28,80	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
8	25,70	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
7	22,60	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
6	19,50	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
5	16,40	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
4	13,30	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
3	10,20	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
2	7,10	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
1	4,00	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
0	0,00								

Elaborado por: José Luis Ordóñez

El refuerzo longitudinal en el centro del tramo de vigas se determina mediante:

$$k = \frac{32,94 \times 100000}{0,9 (273)(40)(54^2)} = 0,1149$$

$$\rho = \left( \frac{273}{4620} \right) \left( \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 \times 0,1149}}{1,18} \right) = 0,00733$$

$$A_{s,x=3} = 15,82 \text{ cm}^2$$

El refuerzo transversal, por ejemplo para las vigas del piso 7 consiste de:

$$V_C = 0,53\sqrt{f'c}bd = 0,53\sqrt{273}(40)(54) = 18915 \text{ kg}$$

$$4V_C = 4(18915) = 75660 \text{ Kg}$$

Los cortantes por cargas gravitacionales factorados son mayores que los cortantes por sismo en las zonas de articulación plástica, entonces:

$$V_{U, s-7} = 36,185 \text{ T}$$

$$V_s = \frac{V_{uññ} - \phi V_C}{\phi} = \frac{36,185\text{T} - 0,85(18,915\text{T})}{0,85} = 23,66 \text{ T} < 4V_C \quad , \text{OK}$$

$$A_v/s = V_s / (df_y) = 23660 / (54 \times 4200) = 0,1043 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

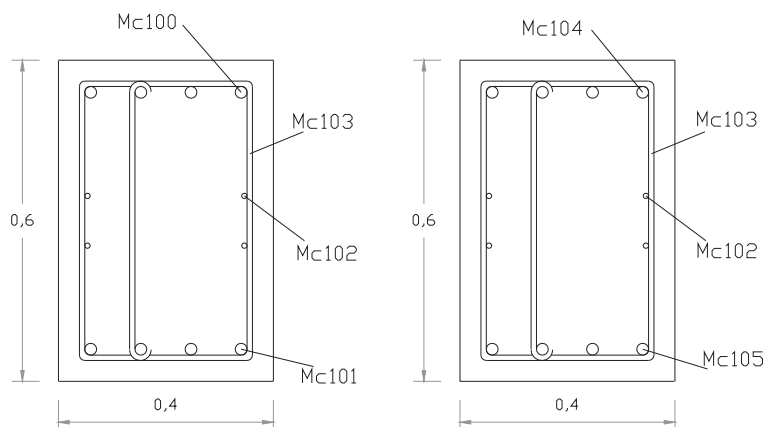
En cambio, para los pisos inferiores los cortantes por sismo son mayores que las cargas gravitacionales factoradas y se obtiene un valor de  $A_v = 2,44 \text{ cm}^2$ .

El refuerzo transversal en extremos de viga dispone de un espaciamiento que no debe ser mayor que el menor de:  $S \leq \frac{d}{4}$ ,  $6d_b$  y 200 mm.

$$\frac{d}{4} = \frac{540}{4} = 135 \text{ mm}$$

$$6d_b = 6(20) = 120 \text{ mm}$$

Para todas las vigas, se colocará en ambos extremos en una longitud de 1200 mm, 3 ramas de 10mm @ 120mm desde la cara de la columna y en regiones donde sea de menor importancia este tipo de refuerzo se colocará a un máximo de  $S \leq \frac{d}{2}$ .

**TABLA 4.39 DETALLE DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS**

Piso , i	Altura, Hi ( m )	Mc100	Mc101	Mc102	Mc103	Mc104	Mc105
12	38,1	4 $\phi$ 18mm	4 $\phi$ 18mm	4 $\phi$ 10mm	3 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 18mm	4 $\phi$ 18mm
1 - 11	4 - 35	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 10mm	3 R $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 22mm	4 $\phi$ 22mm

Elaborado por: José Luis Ordóñez

### Paso 11: Diseño de columnas

La interacción entre los pórticos y muros requiere que una proporción significativa del cortante basal total sea llevado por cada uno de los tipos estructurales, y se recomienda que las siguientes reglas para diseño por capacidad solo se apliquen cuando la proporción de cortante basal asignado a los pórticos resida dentro del rango de  $0,2 \leq \beta_F \leq 0,6$  y con esto, generalmente se reduce la influencia de respuesta de modos superiores para ambos (muros y pórticos).

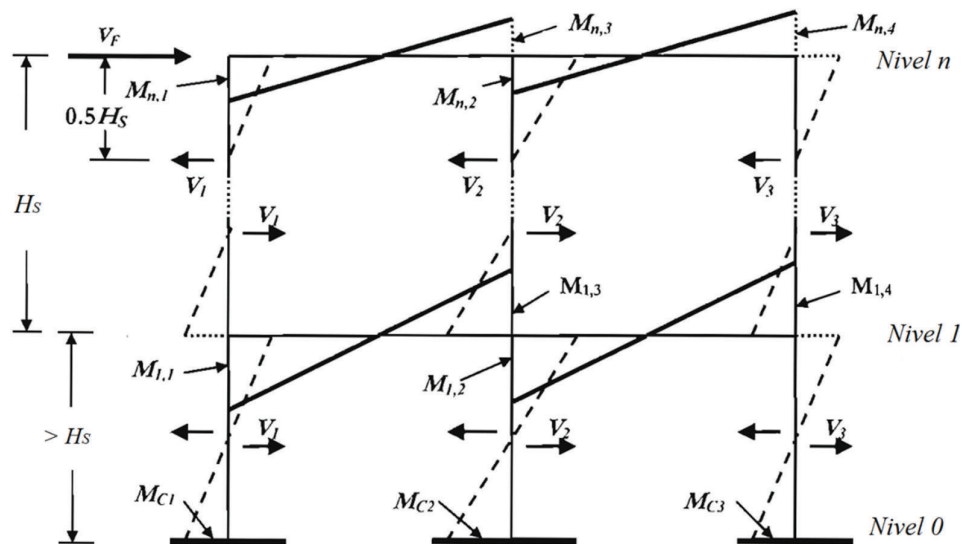
El diseñador puede seleccionar la forma en la que la fuerza total de cortante  $V_F$  es distribuida entre las diferentes columnas en reconocimiento de las distintas fuerzas axiales de las mismas, y para optimizar el diseño a flexión de vigas. Es así que, según el tipo y disposición de las columnas en este edificio, se tiene:



Para columnas exteriores:  $V_{c,e} = V_F / \eta_{f,c} = 211,56 / 16 = 13,22 \text{ T}$

Para columnas interiores:  $V_{c,il} = 2 \times V_{c,e} = 26,44 \text{ T}$

**FIGURA 4.29 MOMENTOS Y CORTANTES DE PÓRTECO,  $V_F$**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

Como se observa en la figura 4.29, se considera la distribución de momentos inducida en el pórtico por  $V_F$ , en el edificio todas las alturas de piso sobre la planta baja son iguales a  $H_S = 3,10 \text{ m}$  y para las columnas ubicadas desde los niveles 1 al 12 la demanda de momentos es:

$$\Sigma M_C = \Sigma V_C H_S / 2 = 0,5 V_F \cdot H_S \quad , \quad M_C = 0,5 V_i \cdot H_S$$

Para columnas exteriores:  $M_C = 0,5 (13,22) \cdot (3,1) = 20,49 \text{ T - m}$

Para columnas interiores:  $M_C = 0,5 (26,44) \cdot (3,1) = 40,98 \text{ T - m}$

Con el fin de mantener el cortante de piso requerido en el primer nivel que dispone de mayor altura de entrepiso que los superiores, la capacidad a momento de las columnas en la base ( $> H_S = 4,0 \text{ m}$ ) necesita ser estimada mediante la siguiente expresión:

$$M_C = V_{c,i} \times H_0 - 0,5 \sum M_b$$

Para base de columnas exteriores:  $M_C = 13,22 \times 4 - 0,5 \times 40,99 = 32,39 \text{ T - m}$

Para base de columnas interiores:  $M_C = 2 \times 32,39 = 64,78 \text{ T - m}$

Para columnas exteriores:  $M_C / M_C = 32,39 \text{ T - m} / 20,49 \text{ T - m} = 1,58$

Para columnas interiores:  $M_C / M_C = 64,78 \text{ T - m} / 40,98 \text{ T - m} = 1,58$

Con estas consideraciones, la resistencia a flexión requerida en columna para satisfacer los requisitos de diseño por capacidad se determina mediante:

$$\phi_f M_C \geq M^0 = 1,3 \phi^0 M_C$$

Con niveles de ductilidad de viga normalmente siendo bajos como en este caso ( $\mu_F = 1.13 < 2,5$ ), el factor de sobre-resistencia asociado con la articulación de la viga puede asumir un valor de  $\phi^0 = 1,2$  ya que las consecuencias de fluencia de columna son menores. Como los momentos de columna fueron encontrados para ser solo débilmente dependiente de la demanda de ductilidad y los cortantes de columna no están en gran medida influenciados por ella, ni por la variación en las características del acelerograma, la ductilidad no se incluye en la ecuación anterior ni en la siguiente:

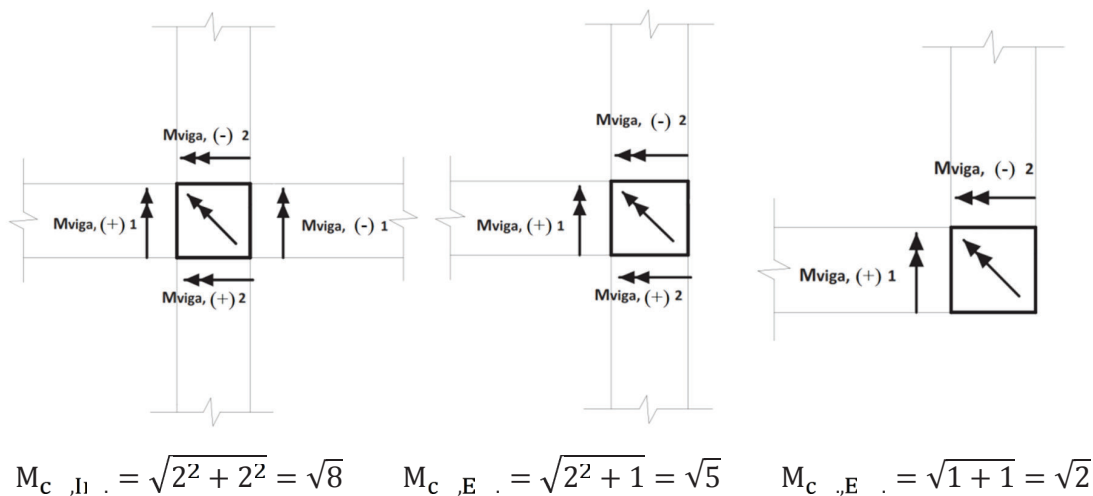
$$\phi_V V_C \geq V^0 = 1,3 \phi^0 V_C$$

Los cortantes y momentos para columnas (excepto para rotulas de columnas P.B.) se han diseñado para fuerzas amplificadas por un factor de  $1,3 \phi^0 = 1,56$ . Pero también, las columnas en la base tienen una demanda de momento del 58% mayor que en niveles superiores y con ello superan el factor de amplificación

ocasionando que las mismas dimensiones de las columnas podrían ser usadas en toda la altura del edificio.

Como las columnas se someten a demandas de momento biaxiales, los momentos encontrados arriba serán amplificados como se realizó anteriormente en el edificio aporticado, aunque normalmente habrá igual probabilidad que la máxima excitación sísmica ocurra en alguna dirección (incluyendo la diagonal) con respecto a los ejes principales, y además la resistencia del edificio en la dirección diagonal es mayor que en la dirección paralela a uno de los ejes X ó Y.

**FIGURA 4.30 ATAQUE BIAxIAL POR EXCITACIÓN SISMICA EN COLUMNAS**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007.

Tomando en cuenta el eje "2" de este edificio, donde se presenta la configuración de pórtico sin muros, los cortantes de piso son divididos entre las columnas interiores y exteriores en proporción de participación de 1:2, de tal manera que el  $V_F$  de pórtico se asigna en 1/3 y un 1/6 para las columnas interiores y exteriores respectivamente.

**TABLA 4.40 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTANTE DE COLUMNAS**

Piso, i	Altura, Hi ( m )	Columnas hci x hci (cm)	Vsi ( Ton )	VEe1 (Columna Ext.) ( Ton )	VEi1 (Columna Int.) ( Ton )	VUe,2 (Columna Ext.) ( Ton )	VUi,2 (Columna Int.) ( Ton )
12	38,10	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
11	35,00	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
10	31,90	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
9	28,80	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
8	25,70	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
7	22,60	70 x 70	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
6	19,50	80 x 80	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
5	16,40	80 x 80	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
4	13,30	80 x 80	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
3	10,20	90 x 90	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
2	7,10	90 x 90	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
1	4,00	90 x 90	211,560	49,8652	99,7303	<b>77,7897</b>	<b>155,5793</b>
0	0,00						

Elaborado por: José Luis Ordóñez

$$V_{E,1:1-1} = 1/6 \sqrt{2}(V_s) = 1/6 \sqrt{2}(211,56) = 49,87 \text{ Ton}$$

$$V_{E,1:1-1} = 1/3 \sqrt{2}(V_s) = 1/3 \sqrt{2}(211,56) = 99.73 \text{ Ton}$$

$$V_{U,2:1-1} = 1/6 \sqrt{2}(1,3 \times 1,2)(V_c) = 1/6 \sqrt{2}(1,3 \times 1,2)(211,56) = 77,79 \text{ Ton}$$

$$V_{U,2:1-1} = 2 \times V_{U,2:1-1} = 155,58 \text{ Ton}$$

De igual manera, se amplifica los momentos en columnas considerando el ataque biaxial inclusive para los momentos en la base de columnas de planta baja y para encontrar los momentos en los bordes libres de columnas se utiliza el cortante ultimo amplificado  $V_{U,2}$ ,  $V_{U,2}$  según corresponda.

TABLA 4.41 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE MOMENTOS DE COLUMNAS

Piso, i	Altura, Hi (m)	M <sub>Bi</sub> (Eje Colum.) (Ton - m)	M <sub>C1,f</sub> (Colum. Int.) (Ton - m)	M <sub>C1,f</sub> (Colum. Ext.) (Ton - m)	M <sub>AC,int.</sub> (Eje Viga) (Ton - m)	M <sub>AC,ext.</sub> (Eje Viga) (Ton - m)	Vigas b x h (cm)	M <sub>UC,int.</sub> (Cara Viga) (Ton - m)	M <sub>UC,ext.</sub> (Cara Viga) (Ton - m)
12	38,10	<b>20,4900</b>	57,9545	45,8170	90,409	71,475	40 x 60	43,7352	24,8008
11	35,00	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
11			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
10	31,90	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
10			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
9	28,80	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
9			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
8	25,70	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
8			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
7	22,60	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
7			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
6	19,50	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
6			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
5	16,40	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
5			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
4	13,30	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
4			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
3	10,20	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
3			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
2	7,10	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
2			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
1	4,00	<b>40,9900</b>	57,9686	45,8282	90,431	71,492	40 x 60	43,7572	24,8182
1			57,9686	45,8282	90,431	71,492		43,7572	24,8182
0	0,00		<b>91,6128</b>	<b>72,4262</b>	<b>91,613</b>	<b>72,426</b>			

Elaborado por: José Luis Ordóñez

$$M_{C,f-7} = \frac{2\sqrt{2}(40,99)}{2} = 57,9686 \text{ Ton - m}$$

$$M_{A,ii.-7} = 1,3 \times 1,2 \times 57,9686 \text{ Ton - m} = 90,431 \text{ Ton - m}$$

$$M_{U,ii.-7} = 90,431 - (0,5 \times 0,60 \times 155,5793) = 43,7572 \text{ Ton - m}$$

$$M_{C,f-B,ii.} = \sqrt{2} (64,78 \text{ Ton - m}) = 91,6128 \text{ Ton - m}$$

$$M_{C,f-B,e.} = \sqrt{5} (32,39 \text{ Ton - m}) = 74,4262 \text{ Ton - m}$$

Después de la amplificación se mantiene la estrecha relación numérica entre los momentos en columnas de base y de niveles superiores.

Las fuerzas axiales se encuentran a partir de las cargas de gravedad, más las fuerzas axiales contribuidas por las fuerzas de cortante sísmico de las vigas. Considerando las características y configuración del edificio con muros, las cargas axiales de columnas interiores son meramente gravitacionales, mientras que para las columnas exteriores se calculan en la tabla 4.41.

**TABLA 4.42 CARGAS AXIALES DE COLUMNA ESQUINERA**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Axial por CM, i (T)	Axial por CM, Acum. (T)	Carga Viva Reducida, i (T/m <sup>2</sup> )	Axial por CVR (T)	Mbi (Eje Colum.) (Ton - m)	Carga Sísmica Piso, i (T)	Carga Sísmica Acum. (T)	Factor Reduc. C.S.A. (T)	Carga Sísmica Diseño (T)
12	38,10	10,0479	<b>10,0479</b>	0,2449	<b>2,2041</b>	20,4900	22,1292	22,1292	1,00	<b>22,1292</b>
11	35,00	13,0185	<b>23,0665</b>	0,2449	<b>4,4082</b>	40,9900	44,2692	66,3984	0,95	<b>63,0785</b>
10	31,90	13,0185	<b>36,0850</b>	0,2766	<b>7,4685</b>	40,9900	44,2692	110,6676	0,93	<b>102,9209</b>
9	28,80	13,0185	<b>49,1036</b>	0,2478	<b>8,9192</b>	40,9900	44,2692	154,9368	0,91	<b>140,9925</b>
8	25,70	13,0185	<b>62,1221</b>	0,2281	<b>10,2628</b>	40,9900	44,2692	199,2060	0,89	<b>177,2933</b>
7	22,60	13,0185	<b>75,1407</b>	0,2135	<b>11,5304</b>	40,9900	44,2692	243,4752	0,86	<b>209,3887</b>
6	19,50	13,4222	<b>88,5629</b>	0,2022	<b>12,7404</b>	40,9900	44,2692	287,7444	0,84	<b>241,7053</b>
5	16,40	13,8906	<b>102,4535</b>	0,1931	<b>13,9048</b>	40,9900	44,2692	332,0136	0,81	<b>268,9310</b>
4	13,30	13,8906	<b>116,3441</b>	0,1856	<b>15,0318</b>	40,9900	44,2692	376,2828	0,79	<b>297,2634</b>
3	10,20	14,3620	<b>130,7060</b>	0,1792	<b>16,1277</b>	40,9900	44,2692	420,5520	0,77	<b>323,8250</b>
2	7,10	14,8989	<b>145,6049</b>	0,1737	<b>17,1970</b>	40,9900	44,2692	464,8212	0,75	<b>348,6159</b>
1	4,00	15,6465	<b>161,2514</b>	0,1689	<b>18,2431</b>	40,9900	44,2692	509,0904	0,72	<b>366,5451</b>
0	0,00	3,8922	<b>165,1436</b>		<b>18,2431</b>			509,0904		<b>366,5451</b>
<b>Σ</b>		<b>165,1436</b>								

Combo U1 (CM+CV <sub>R</sub> )	Combo U2 (CM+CV <sub>R</sub> +CS)	Combo U3 (CM+CV <sub>R</sub> -CS)
12,25	34,38	-9,88
27,47	90,55	-35,60
43,55	146,47	-59,37
58,02	199,02	-82,97
72,38	249,68	-104,91
86,67	296,06	-122,72
101,30	343,01	-140,40
116,36	385,29	-152,57
131,38	428,64	-165,89
146,83	470,66	-176,99
162,80	511,42	-185,81
179,49	546,04	-187,05
183,39	549,93	-183,16

Elaborado por: José Luis Ordóñez

TABLA 4.43 CARGAS AXIALES DE COLUMNA INTERIOR

Piso, i	Altura, Hi (m)	Axial por CM, i (T)	Axial por CM, Acum. (T)	Carga Viva Reducida, i (T/m <sup>2</sup> )	Axial por CVR (T)	Combo U <sub>1</sub> = CM+CV <sub>R</sub>
12	38,10	29,6258	29,6258	0,2449	8,8163	38,4422
11	35,00	37,4626	67,0885	0,1931	13,9048	80,9932
10	31,90	37,4626	104,5511	0,1689	18,2431	122,7942
9	28,80	37,4626	142,0137	0,1545	22,2465	164,2602
8	25,70	37,4626	179,4763	0,1446	26,0358	205,5121
7	22,60	37,4626	216,9389	0,1374	29,6731	246,6120
6	19,50	37,9059	254,8448	0,1317	33,1951	288,0399
5	16,40	38,4645	293,3093	0,1272	36,6258	329,9351
4	13,30	38,4645	331,7738	0,1234	39,9820	371,7558
3	10,20	38,9823	370,7561	0,1202	43,2758	414,0319
2	7,10	39,6153	410,3714	0,1175	46,5164	456,8878
1	4,00	40,4911	450,8625	0,1151	49,7108	500,5733
0	0,00	3,8922	454,7547	0,1151	49,7108	<b>504,4655</b>
<b>Σ</b>		<b>454,7547</b>				

Elaborado por: José Luis Ordóñez

El refuerzo transversal, por ejemplo para columna interior del piso 7 consiste de:

$$V_{U, s-7} = 155,58 \text{ T}$$

$$V_C = 0,53\sqrt{f'_c}cbd = 0,53\sqrt{210}(70)(64) = 34408 \text{ kg}$$

$$4V_C = 4(34408) = 137632 \text{ Kg}$$

$$V_S = (V_n - V_C) = \left( \frac{155580}{0,85} - 34408 \right) = 148627 \text{ kg} < 4V_C$$

$V_S$  es 8% >  $4V_C$ , es OK considerando el factor de sobre – resistencia utilizado.

Separación de estribos:  $6d_b = 120\text{mm}$ , se elige 100mm.

$$A_S = 0,3Sh''f'_c(A_g/A_c - 1)/f_y = 0,3(10)(70 - 7)(210)(4900/3869 - 1)/4200$$

$$A_S = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 0,09Sh''f' \frac{c}{f_y} = \frac{0,09(10)(63)(210)}{4200} = 2,84 \text{ cm}^2, \quad \text{OK}$$

La longitud de la zona de confinamiento  $L_0$  medida a partir de la cara de cada nudo, no puede ser menor que:  $h_c, h_n/6, 450\text{m}$  . Así, para este piso se obtiene 4 ramas de 10mm@100mm en 450mm en cabeza y pie de columna, y en el centro espaciamientos de 125mm. Pero el cálculo de refuerzo por corte da:

$$A_V = \left( \frac{155580}{0,85 \times 70 \times 64} - 0,53\sqrt{210} \right) \times 70 \times 10 / 4200 = 5,53 \text{ cm}^2$$

Con lo que finalmente el requisito de corte predomina y se colocará 5 ramas de 12mm @ 100 y 125 mm según corresponda.

Considerando que en todos los niveles del edificio con muros se tiene secciones de columnas cuadradas y con el acero de refuerzo dispuesto simétricamente, se optó por utilizar los diagramas de interacción uniaxiales mediante la aplicación del programa "CSI Column":

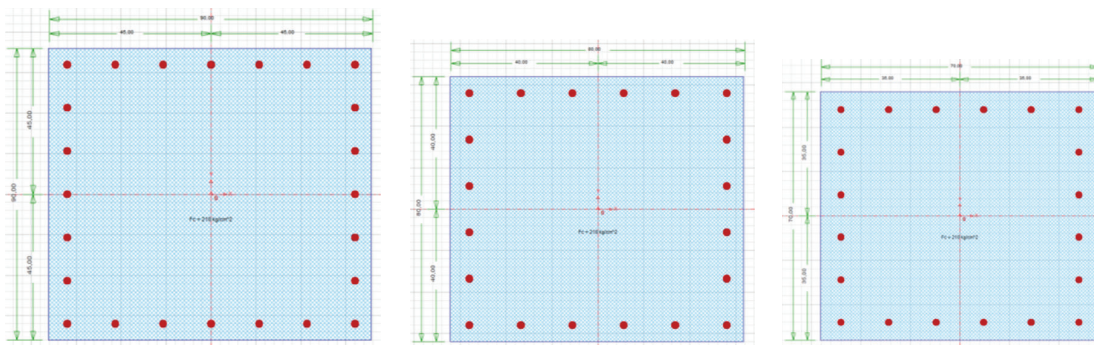
**TABLA 4.44 REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE COLUMNA INTERIOR Y EXTERIOR**

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	Mu, c-int. (Cara Viga) (Ton - m)	Pu, c-int. Combo U1 = CM+CVR	As (cm2)	ρ	As Ref. Long. (varillas)	VUi,2 (Columna Int.) (Ton)	Av Ref. Tran. (varillas)
12	38,10	70 x 70	43,7352	38,4422	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
11	35,00	70 x 70	43,7572	80,9932	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
10	31,90	70 x 70	43,7572	122,7942	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
9	28,80	70 x 70	43,7572	164,2602	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
8	25,70	70 x 70	43,7572	205,5121	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
7	22,60	70 x 70	43,7572	246,6120	50,89	0,0104	20ø18mm	155,579	5 ramas ø12mm
6	19,50	80 x 80	43,7572	288,0399	62,83	0,0098	20ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
5	16,40	80 x 80	43,7572	329,9351	62,83	0,0098	20ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
4	13,30	80 x 80	43,7572	371,7558	62,83	0,0098	20ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
3	10,20	80 x 90	43,7572	414,0319	75,4	0,0093	24ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
2	7,10	90 x 90	43,7572	456,8878	75,4	0,0093	24ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
1	4,00	90 x 90	43,7572	500,5733	75,4	0,0093	24ø20mm	155,579	5 ramas ø12mm
0	0,00			504,4655					



TABLA 4.44 CONTINUACIÓN

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	MUC,ext. (Cara Viga) (Ton - m)	Pu, c-ext. Combo U2 (CM+CV <sub>R</sub> +CS)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	As Ref. Long. (varillas)	VUe,2 (Columna Ext.) (Ton)	Av Ref. Tran. (varillas)
12	38,1	70 x 70	24,8008	34,38	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
11	35,0	70 x 70	24,8182	90,55	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
10	31,9	70 x 70	24,8182	146,47	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
9	28,8	70 x 70	24,8182	199,02	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
8	25,7	70 x 70	24,8182	249,68	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
7	22,6	70 x 70	24,8182	296,06	50,89	0,0104	20ø18mm	77,7897	4 ramas ø10mm
6	19,5	80 x 80	24,8182	343,01	62,83	0,0098	20ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
5	16,4	80 x 80	24,8182	385,29	62,83	0,0098	20ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
4	13,3	80 x 80	24,8182	428,64	62,83	0,0098	20ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
3	10,2	90 x 90	24,8182	470,66	75,4	0,0093	24ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
2	7,1	90 x 90	24,8182	511,42	75,4	0,0093	24ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
1	4,0	90 x 90	24,8182	546,04	75,4	0,0093	24ø20mm	77,7897	4 ramas ø10mm
0	0,0			549,93					



Fuente: José Luis Ordóñez

Hasta este paso, como resultado de aplicar el método DDBD ya se dispone del diseño de las vigas en todos los niveles y también de las columnas interiores y esquineras del edificio con muros.

TABLA 4.45 DETALLE DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS.

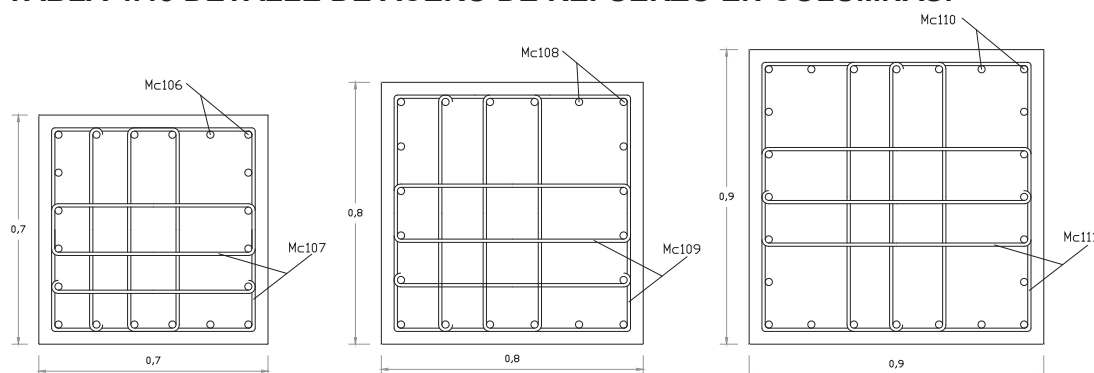
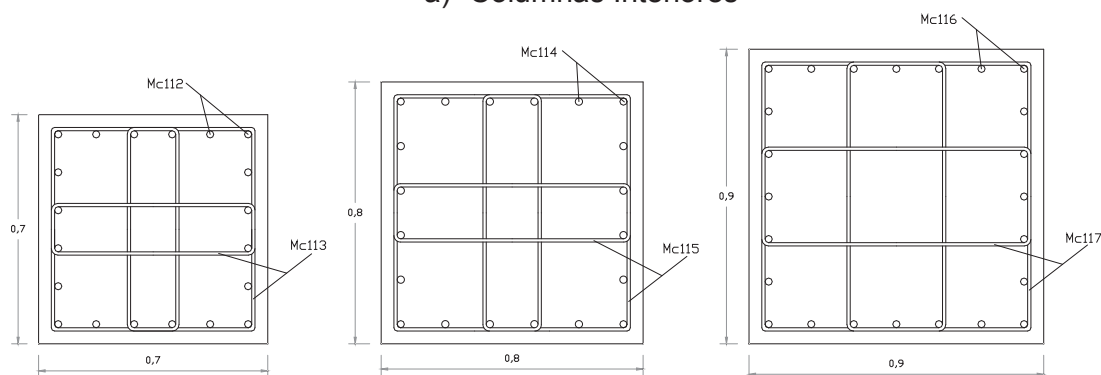


TABLA 4.45 CONTINUACIÓN

Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc106	Mc107	Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc108	Mc109	Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc110	Mc111
12	38,1	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm	6	19,5	20 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm	3	10,2	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm
11	35	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm	5	16,4	20 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm	2	7,1	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm
10	31,9	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm	4	13,3	20 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm	1	4	24 $\phi$ 20mm	5 R $\phi$ 12mm
9	28,8	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm								
8	25,7	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm								
7	22,6	20 $\phi$ 18mm	5 R $\phi$ 12mm								

a) Columnas Interiores



Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc112	Mc113	Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc114	Mc115	Piso, i	Altura, Hi (m)	Mc116	Mc117
12	38,1	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm	6	19,5	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm	3	10,2	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm
11	35	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm	5	16,4	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm	2	7,1	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm
10	31,9	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm	4	13,3	20 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm	1	4	24 $\phi$ 20mm	4 R $\phi$ 10mm
9	28,8	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm								
8	25,7	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm								
7	22,6	20 $\phi$ 18mm	4 R $\phi$ 10mm								

b) Columnas Exteriores

Elaborado por: José Luis Ordóñez

### Paso 12: Diseño por capacidad para muros

Es adecuado utilizar una envolvente de momento bilineal de la forma de la figura 4.31, con dependencia clara en la demanda de ductilidad tomada como la del sistema en lugar de la demanda de ductilidad del muro. Aunque puede ser ocasionalmente no conservador, proporciona un buen promedio de acuerdo con la demanda de momento de media altura del muro. La ductilidad de desplazamiento del sistema se puede encontrar desde la fuerza de corte basal ponderada por la demanda de ductilidad.

$$\mu_s = \frac{\mu_w V_{w,B} + \mu_F V_{F,B}}{V_B} = \frac{1,9113 \times 0,7 + 1,1344 \times 0,3}{1} = 1,678$$

a.-) Momento a media altura.- Se encuentra el periodo elástico  $T_i$  y se emplea un factor de sobre-resistencia para diseño por capacidad que solo incluya el componente resultante del endurecimiento por deformación y no por el exceso de resistencia a la fluencia.

$$T_i \approx \frac{T_e}{\sqrt{\mu}} = \frac{2,66}{\sqrt{1,678}} = 2,05 \text{ seg.}$$

Cuando se considera el endurecimiento por deformación en el método DDBD para determinar el refuerzo a flexión requerido en la base del muro se utiliza para el diseño a flexión  $\phi^0=1$  y cuando no se considera  $\phi^0=1,2$ . Mientras que para el diseño a corte, el valor de  $\phi^0$  debe incluir una tolerancia por sobre-resistencia de materiales y exceso de refuerzo a flexión sobre la requerida para proporcionar la resistencia de diseño, que normalmente debe ser determinado por un análisis de momento curvatura pero para estructuras simples o regulares el esfuerzo de diseño involucrado en determinar este factor puede ser excesivo permitiéndose allí usar valores conservadores de  $\phi^0=1,18$ .

$$M_{0,5}^0 = C_{1,T} \cdot \phi^0 \cdot M_B$$

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 T_i \left( \frac{\mu_s}{\phi^0} - 1 \right) = 0,4 + 0,075 \times 2,05 \times \left( \frac{1,678}{1} - 1 \right) = 0,504$$

$$M_{0,5}^0 = C_{1,T} \cdot \phi^0 \cdot M_B = 0,504 \times 1 \times M_w = 0,504 M_w$$

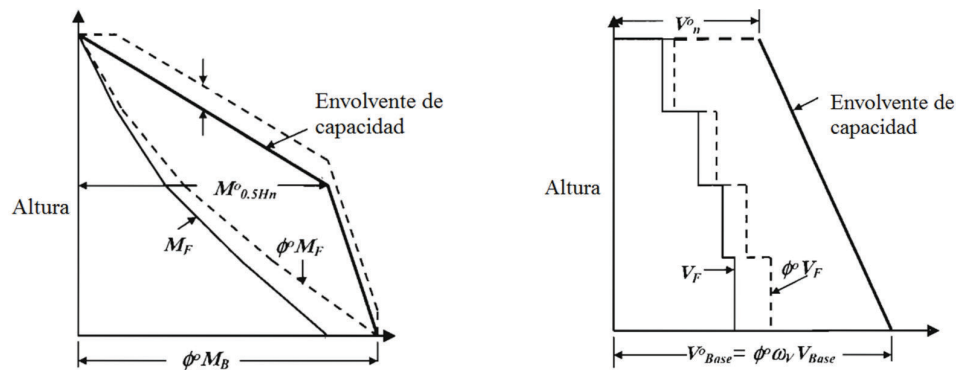
$$M_{0,5}^0 = 0,504 (5100 \text{ T} - \text{m}) = 2570,40 \text{ T} - \text{m}$$

b.-) Fuerza de cortante en el muro.- La envolvente de capacidad de fuerza de corte es definida por una línea recta entre la base y la parte superior del muro, como indica la figura 4.31. La fuerza de corte basal de diseño por capacidad está relacionada a la fuerza de corte basal del método DDBD, así:

$$V_B^0 = \phi^0 \cdot \omega_V \cdot V_{W,B}$$

Según Priestley *et al.*, 2007, para muros en cantiléver se encontró que la envolvente lineal era excesivamente conservadora en la base, mientras que en la parte superior es un poco no conservadora y considerando que resultados de análisis inelásticos tiempo historia indican una fuerte dependencia en la demanda de ductilidad, se recomienda la aplicación de las siguientes ecuaciones modificadas:

**FIGURA 4.31 ENVOLVENTE DE CAPACIDAD DE FUERZA DE CORTE**



FUENTE: Priestley *et al.*, 2007

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2 (T_i - 0,5) = 0,4 + 0,2 (2,05 - 0,5) = 0,71 < 1,15 \quad , \text{OK}$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_S}{\phi^0} C_{2,T} = 1 + \frac{1,678}{1,18} \times 0,71 = 2,00$$

$$V_B^0 = \phi^0 \cdot \omega_V \cdot V_{W,B} = 1,18 \times 2,00 \times 0,5 (0,7 \times 705,20) = 582,50 \text{ Ton}$$

$$V_n^0 = 0,4 \cdot V_B^0 = 0,4 \times 602,55 \text{ Ton} = 241,02 \text{ T}$$

Se tiene que tomar en cuenta los efectos de tener vigas de pórtico hacia ambos lados de los muros y específicamente, las vigas vinculadas en cada extremo de cada muro generan la reducción de demanda de momento en los mismos. Entonces, se realizan los cálculos pertinentes para obtener este momento ajustado, así:

Momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario:

$$M_b = V_F H_s / \eta_b = 0,30 \times 3,10 \text{ m} / 16 = 0,058125$$

Momento unitario a la derecha y a la izquierda del muro por la pendiente del diagrama de momento de la viga vinculada:

$$M_{b,w} \text{ -D} = M_b + (M_b - M_b) l_{w,C} / L_b = -0,0581 + (-0,0581 - 0,0581) 3 / 6$$

$$M_{b,w} \text{ -D} = -0,1162$$

$$M_{b,w} \text{ -I} = M_b + (M_b - M_b) l_{w,C} / L_b = 0,0581 + (0,0581 + 0,0581) 3 / 6$$

$$M_{b,w} \text{ -I} = 0,1162$$

Momento en la base de muros luego de aplicar la reducción de momentos:

$$M_{w,i=0} = 14,463 - (0,2324 \times 12) = 11,67$$

$$M_{w,B} = M_{w,i=0} (V_B) = 11,67 (705,20) = 8229,68 \text{ T - m}$$

Este momento es compartido entre los dos muros externos, que corresponde a un momento de diseño de 4114,84 T-m por cada muro.

Según Paulay y Priestley (1992), donde los efectos de la carga gravitacional se combinan con los efectos resultantes de la respuesta dúctil de la estructura, con la sobre-resistencia siendo desarrollada en las articulaciones plásticas, poco o ninguna reserva de resistencia es necesaria. Por lo tanto, donde se use procedimientos de diseño por capacidad para satisfacer el estado límite de supervivencia pueden usarse las primeras dos ecuaciones y para un nivel 2 correspondiente a estado límite de control de daños las combinaciones de diseño de cargas y fuerzas son las dos últimas, así:

$$(1) \quad U = D + L + E \quad ; \quad (2) \quad U = 0,9 D + E$$

$$(3) \quad U \geq 1,4D + 1,7L \quad ; \quad (4) \quad U \geq D + 1,3 L + E$$

Ahora, las cargas y fuerzas actuantes para el diseño de muro son:

**TABLA 4.46 MOMENTO, AXIAL Y CORTANTE PARA DISEÑO DE MUROS**

Carga	M (Ton-m)	P (Ton)	V (Ton)		
D	3,35	329,54	2,5	Piso 6	
L	1,01	58,62	0,76		
E	363,88	0	407,73		
Datos geometría muro	A (m <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )		
Cab.=70x70, e=25cm	2,305	3,35	11,962		
Combinación	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Vu (Ton)	σ <sub>máx.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>mín.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
D + L + E	368,24	388,16	410,99	192,4526	38,595023
0,9 D + E	<b>366,895</b>	<b>296,586</b>	409,98	164,91745	<b>11,621839</b>
1,4 D + 1,7 L	6,407	561,01	4,792	168,30574	165,62878
D + 1,3 L + E	<b>368,543</b>	<b>405,746</b>	411,218	<b>197,74982</b>	43,765652

Carga	M (Ton-m)	P (Ton)	V (Ton)		
D	5,65	556,05	4,22	Piso 10	
L	1,66	96,23	1,25		
S	2548,95	0	518,86		
Datos geometría muro	A (m <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )		
Cab.=80x80, e=30cm	2,84	3,4	15,103		
Combinación	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Vu (Ton)	σ <sub>máx.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>mín.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
D + L + E	2556,26	652,28	524,33	728,15762	-339,8957
0,9 D + E	<b>2554,035</b>	<b>500,445</b>	522,658	682,50381	<b>-384,6199</b>
1,4 D + 1,7 L	10,732	942,061	8,033	282,61731	278,13328
D + 1,3 L + E	<b>2556,758</b>	<b>681,149</b>	524,705	<b>736,85362</b>	-331,4078

Carga	M (Ton-m)	P (Ton)	V (Ton)		
D	6,89	678,35	5,15	Base	
L	2,01	116,43	1,51		
S	4115,00	0	582,5		
Datos geometría muro	A (m <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )		
Cab.=80x80, e=40cm	3,36	3,4	16,275		
Combinación	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Vu (Ton)	σ <sub>máx.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>mín.</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
D + L + E	4123,90	794,78	589,16	1098,063	-624,9797
0,9 D + E	<b>4121,201</b>	<b>610,515</b>	587,135	1042,6584	<b>-679,2566</b>
1,4 D + 1,7 L	13,063	1147,621	9,777	344,28285	338,82489
D + 1,3 L + E	<b>4124,503</b>	<b>829,709</b>	589,613	<b>1108,5845</b>	-614,7101

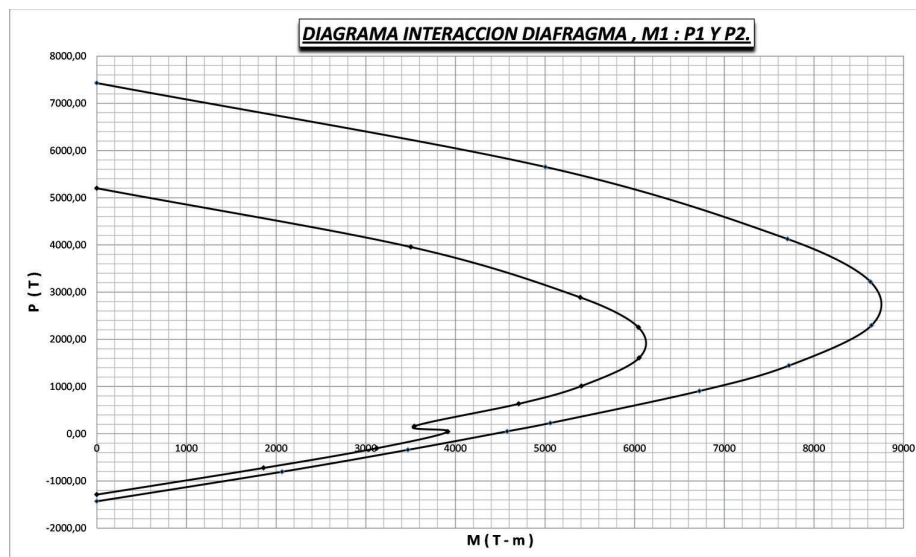
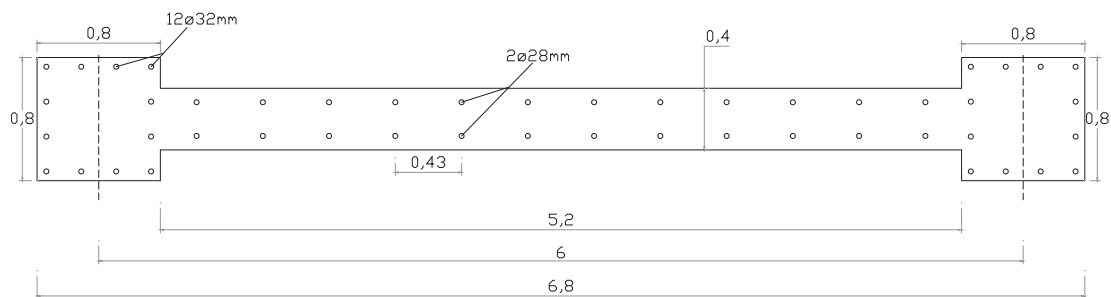
Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se calcularon los máximos y mínimos esfuerzos presentes por las combinaciones de carga descritas:

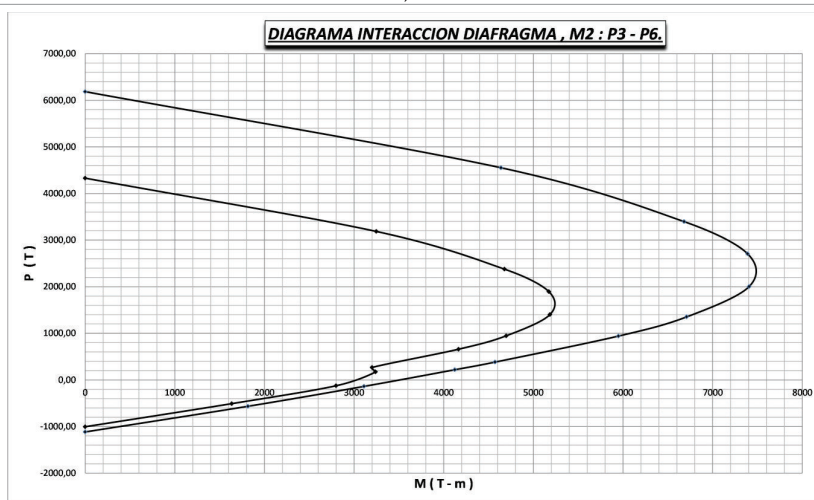
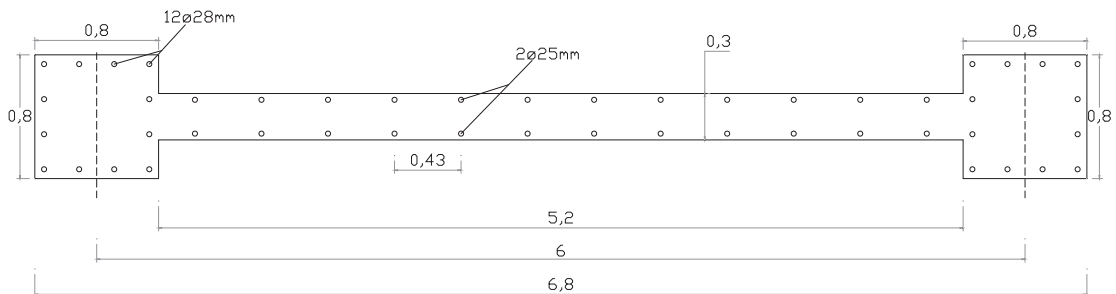
$$\sigma_{\text{máx.}} = P_u/A + M_u \cdot Y/I \quad ; \quad \sigma_{\text{mín.}} = P_u/A - M_u \cdot Y/I$$

De las dos combinaciones seleccionadas, el que tenga el menor  $P_u$  será el más crítico para flexo-compresión y aunque el diafragma solo absorbe carga axial en los dos cabezales, es importante que las características del muro ubiquen al  $P_u$  bajo la carga balanceada. Se define las secciones del muro, sus refuerzos y se elabora el diagrama de interacción del diafragma:

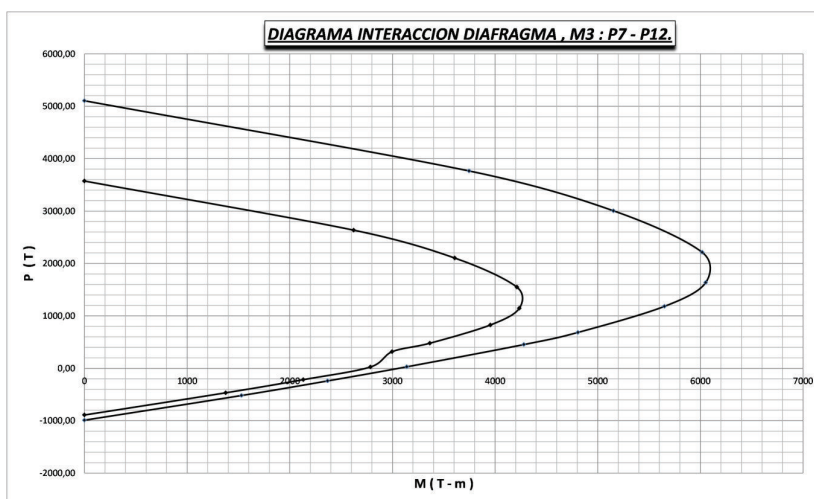
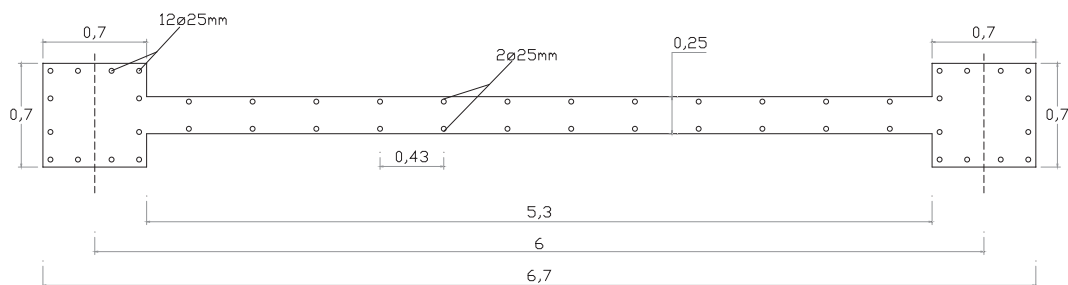
**FIGURA 4.32 CARACTERÍSTICAS DEL MURO ESTRUCTURAL**



a) Muro estructural para piso 1 y 2.



b) Muro estructural para piso 3 al 6.



c) Muro estructural para piso 7 al 12



Como ejemplo se revisa el diseño de muro denominado M1. De los diagramas de interacción verificamos que el diseño del muro es aceptable para flexo-compresión.

Muro Tipo 1:

$$(1) \text{ Para } \phi P_n = 610 \rightarrow \phi M_n = 4600 > 4122, \text{ OK}$$

$$(2) \text{ Para } \phi P_n = 830 \rightarrow \phi M_n = 5100 > 4125, \text{ OK}$$

El diseño sismo-resistente de un diafragma consiste en diseñar muy bien a corte este elemento:

Muro Tipo 1:

$$V_u = 588 \times 1,43 = 840,84 \text{ T}$$

$$V_u = 590 \times 1,43 = 843,70 \text{ T}$$

$$V_u = 588 \times \frac{4600/0,7}{4122} = 937 \text{ T}$$

$$V_u = 590 \times \frac{5100/0,7}{4125} = 1042 \text{ T} \rightarrow \text{GOBIERNA}$$

$$V_u \leq \phi V_n \leq 2,65\sqrt{f'_c} b_w \cdot d = 2,65\sqrt{273}(40)(640) = 1121 \text{ T}, \text{ OK}$$

Se procede con el diseño a corte:

$$\phi V_n = 0,85A_c (0,53\sqrt{f'_c} + \rho_s \cdot f_y)$$

$$\rho_s = \frac{2 \times 6,1575}{40 \times 43} = 0,00716 > 0,0025, \text{ OK}$$

$$\phi V_n = 0,85(40 \times 680)(0,53\sqrt{273} + 0,00716 \times 4620) = 967 \text{ T}, \text{ SE ACEPTA}$$

El muro estructural es un elemento bien grande, donde las cargas se dirigen hacia los extremos, por lo cual se confina los cabezales para resistir toda la carga axial actuante y su diseño consiste básicamente en chequear el cabezal para la condición siguiente y si no pasa se aumentará la sección del cabezal o el acero de refuerzo.

$$P_{u,c} \leq 0,56 P_o$$

$$P_{u,c} = P_{u,d} / 2 + M_{u,d} / l$$

$$(1) \quad P_{u,c} = 610,515 / 2 + 4121,201 / 6 = 992,12 \text{ Ton}$$

$$(2) \quad P_{u,c} = 829,709 / 2 + 4124,503 / 6 = 1102,27 \text{ Ton}$$

La sección de los cabezales es de 80 x 80 cm con un  $\rho = 0,015$

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + A_s f_y$$

$$P_o = 0,85 (273) \cdot (6400) + (12 \times 8,0425) \times 4620 = 1931 \text{ Ton}$$

$$0,56(1931 \text{ Ton}) = 1082 \text{ Ton}$$

El  $P_{u,c} = 1102,27 \text{ Ton}$  es apenas 2%  $> 0,56 P_o$  entonces, SE ACEPTA

El refuerzo transversal, por confinamiento de cabezales de muro consiste de:

$$A_s = 0,3Sh'' f'_c (A_g/A_c - 1) / f_y = 0,3(15)(80 - 7)(210)(6400/5213 - 1) / 4200$$

$$A_s = 3,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,09Sh'' \frac{f'_c}{f_y} = \frac{0,09(15)(73)(210)}{4200} = 4,93 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{OK}$$

Así, para este nivel del muro se obtiene 4 ramas de 12mm@150mm.

## 4.5 VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su sección 7.1.2, indica que el DBD constituye una alternativa y complemento al DBF para el diseñador y que puede ser utilizado para el diseño sísmo resistente de edificios aporricados de hormigón armado y edificios con muros estructurales. Además, menciona que los criterios para aplicar el método de diseño basado en desplazamientos (DBD) pueden obtenerse en “Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)”, es así que, este trabajo de tesis aplica el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD), el cual es un método simple para determinar la resistencia requerida de rotulas plásticas para satisfacer un estado límite de desempeño especificado, definido por deformaciones o derivas límites. Combinado con requisitos de diseño por capacidad definidos aquí en instancias previas, ofrecería un completo enfoque de diseño sísmico para estructuras relativamente simples y regulares sin tener la necesidad de efectuar verificación del diseño, más aun si se trata de edificaciones de uso normal.

El DDBD, puede también ser usado para proporcionar estimaciones preliminares de resistencias de miembros para estructuras que no se ajustan a los criterios de “simples y regulares”. En estos últimos casos, y en los casos en que la estructura tiene una importancia especial o esencial, debido a la función o el costo, se requerirá la verificación del diseño por análisis adicionales. El análisis modal elástico generalmente es considerado inadecuado para verificaciones de diseño, esto deja básicamente dos candidatos para métodos de análisis aceptables: análisis tiempo-historia (no considerado en el presente trabajo debido a que la NEC no lo establece como requisito), y el análisis no-lineal estático (pushover).

EL análisis pushover implica un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un vector gradualmente creciente de fuerzas o desplazamientos, que representan el patrón esperado de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura. Tiene la habilidad de rastrear la formación, y la rotación plástica de rotulas en la estructura, y por lo tanto puede ser de valor en la

verificación del diseño. Con el pushover lo que se obtiene es esencialmente una respuesta de fuerza-desplazamiento generalizada en la estructura. Conocida la demanda de desplazamiento, el análisis pushover puede llevarse a cabo hasta que el desplazamiento en algún lugar característico alcanza la demanda evaluada, y por lo tanto las deformaciones unitarias inelásticas locales y derivas estructurales pueden ser determinadas. Así, suposiciones hechas en el enfoque de diseño directo basado en desplazamientos sobre la deformación de la estructura pueden ser probadas.

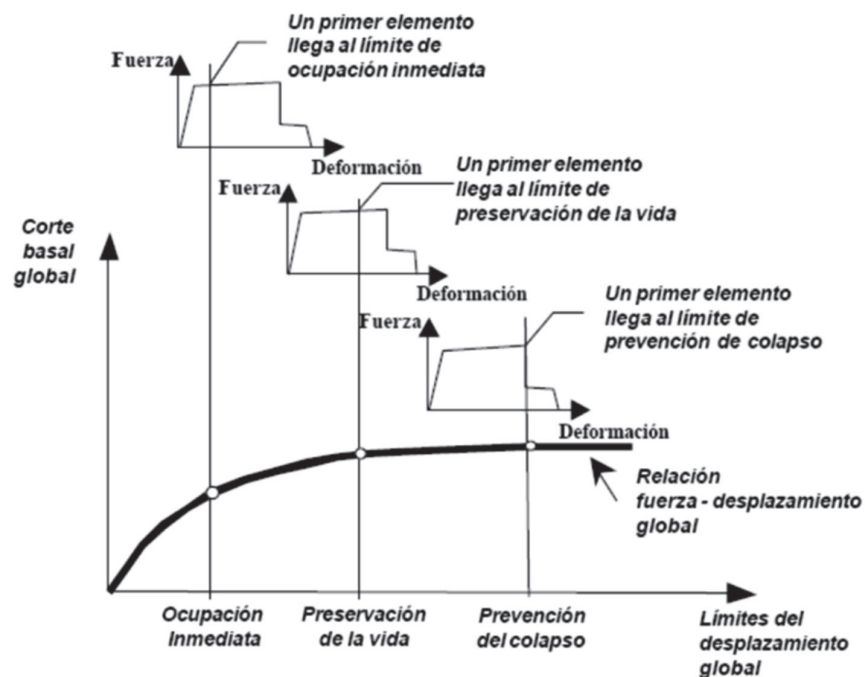
#### **4.5.1 ANÁLISIS DE LOS MODELOS**

Se implementó un análisis pushover, con la versión no lineal del programa SAP2000, en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 y el reporte FEMA 273, a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo. El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (hinges), en particular se ha considerado la posibilidad de formación de rotulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3 hinge). Para ello se realizó básicamente el siguiente procedimiento:

1. Se construyó la geometría general de los edificios.
2. Se definió los materiales y secciones con sus respectivos armados longitudinales, transversales y torsionales establecidos en el diseño basó en desplazamientos.
3. Se asignó la carga repartida sobre cada nivel de piso en las vigas correspondientes, equivalentes a las empleadas en el análisis lineal tridimensional.
4. Basado en el armado de cada elemento, para la creación de la sección se asignó el armado correspondiente de manera que sea chequeado y no diseñado.

5. Se asignó la forma de carga lateral por piso.
6. Selección del nudo de control y asignar el desplazamiento tope.
7. Asignar la ubicación de los mecanismos de disipación de energía, para la presente edificación se empleó 5 % de la luz en ambos extremos de cada elemento estructural tipo “frame”.
8. Se asignó el estado de carga gravitacional “CGNL”.
9. Se asignó el estado de carga AENL (Análisis Estático No Lineal), de forma que inicie una vez se ha dado la deformación total debida a la carga gravitacional.
10. Una vez que ya se han definido los casos de carga pushover, se ejecuta el análisis no lineal, el programa ya puede representar la curva de capacidad de la estructura, graficada considerando el cortante de base y el desplazamiento en el nodo de control de la estructura; luego se recurre a establecer la forma de encontrar el punto de desempeño.

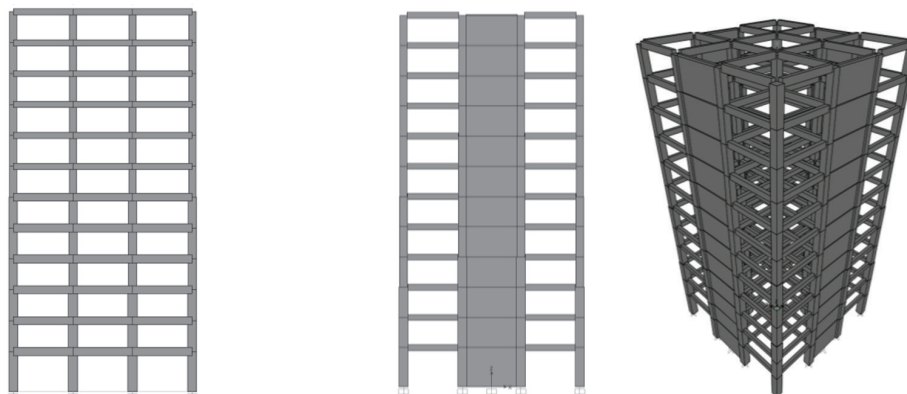
**FIGURA 4.33 PLANTEAMIENTO CONCEPTUAL DEL “PUSHOVER”**



FUENTE: FEMA (1997)

Para la representación de los modelos sujetos a este análisis, conceptualmente se trata de dos edificaciones regulares de 12 pisos tipo aporticada y con muros estructurales, de comportamiento tipificable, cuyo modelo ha sido implementado como un ensamblaje tridimensional de elementos unidimensionales.

**FIGURA 4.34 MODELOS MATEMATICOS DE LAS EDIFICACIONES.**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

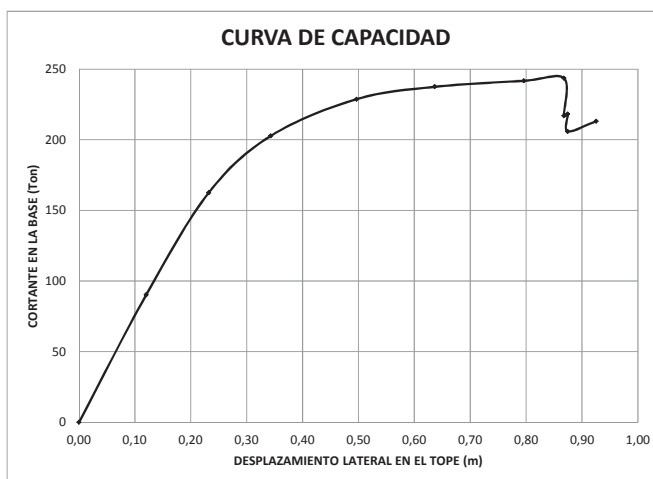
#### 4.5.2 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL EDIFICIO APORTICADO

Se visualiza los datos de la curva de capacidad en formato de tabla, en la que se presentan los valores de la fuerza cortante en la base para cada nivel de desplazamiento en el techo y el número de rótulas formadas.

**TABLA 4.47 CURVA PUSHOVER – AENL.**

Paso	Desplaz. m	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	Da E	Total
0	0,0000	0,00	168	0	0	0	0	0	0	168
1	0,1204	90,26	167	1	0	0	0	0	0	168
2	0,2321	162,48	147	21	0	0	0	0	0	168
3	0,3433	202,77	129	39	0	0	0	0	0	168
4	0,4964	228,71	109	38	21	0	0	0	0	168
5	0,6364	237,48	94	36	38	0	0	0	0	168
6	0,7959	241,75	92	26	33	17	0	0	0	168
7	<b>0,8677</b>	<b>243,64</b>	92	15	38	22	0	0	1	168
8	0,8677	217,03	90	14	38	20	0	0	6	168
9	0,8745	218,10	90	14	36	21	0	0	7	168
10	0,8745	205,92	88	16	34	21	0	0	9	168
11	0,9253	213,10	87	17	32	22	0	0	10	168

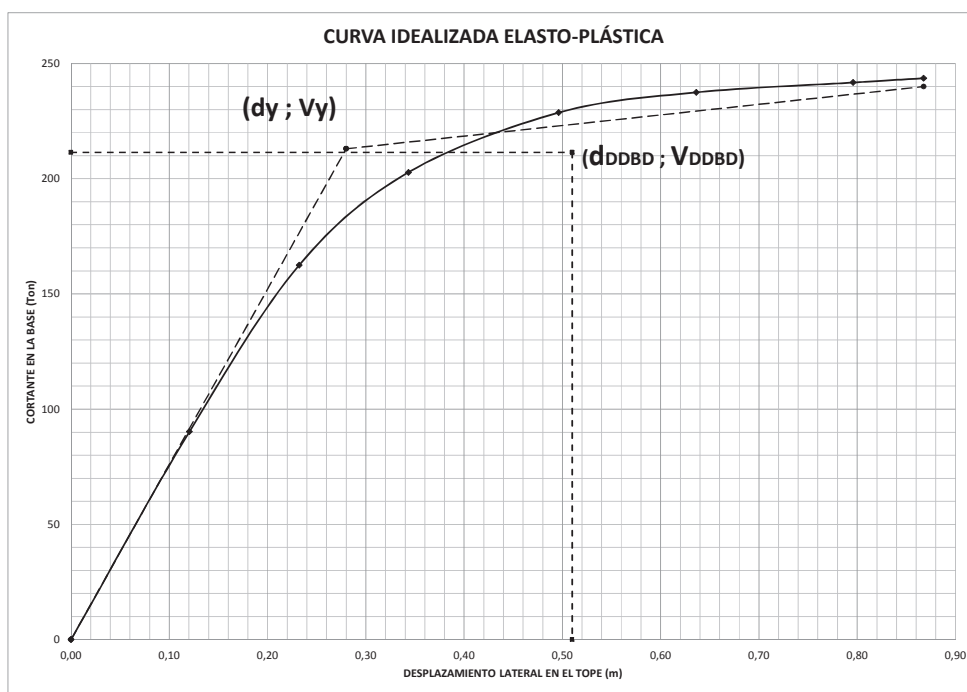
TABLA 4.47 CONTINUACIÓN



Elaborado por: José Luis Ordóñez

Respetando el concepto de “igualdad de energía” (áreas iguales) se realizó la idealización elasto-plástica de la curva de capacidad, que luego de un proceso iterativo se llegó a definir el desplazamiento de fluencia ( $d_y = 0,28\text{m}$ ;  $V_y = 213\text{ Ton}$ ).

FIGURA 4.35 CURVA IDEALIZADA ELASTO-PLÁSTICA

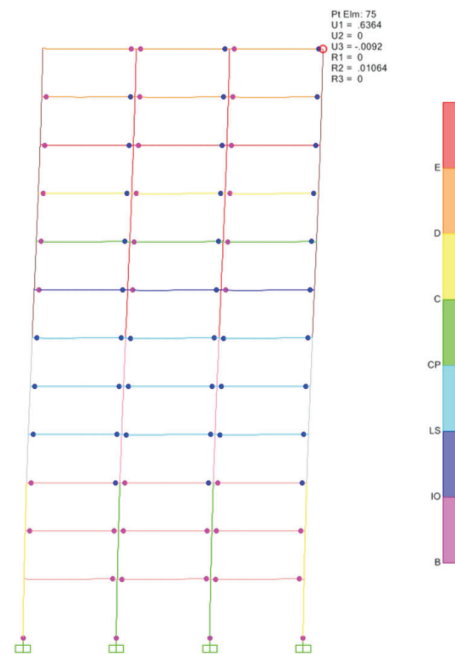


Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se destacan de la curva de capacidad las características de trabajo del edificio, entre ellas el punto de mecanismo plástico considerado para el paso en el cual se inicia la fluencia en todas las cuatro columnas de planta baja.

Primera Fluencia:	0,12 m ; 90,26 Ton
Idealización elasto – plástica:	0,28 m ; 213,00 Ton
Mecanismo Plástico:	0,64 m ; 237,48 Ton
Cortante máximo:	0,87 m ; 243,64 Ton
Cortante de diseño – DDBD:	0,38 m ; 211,44 Ton
Parámetros de Diseño – DDBD:	0,51 m ; 211,44 Ton

**FIGURA 4.36 INICIO DEL MECANISMO PLÁSTICO**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

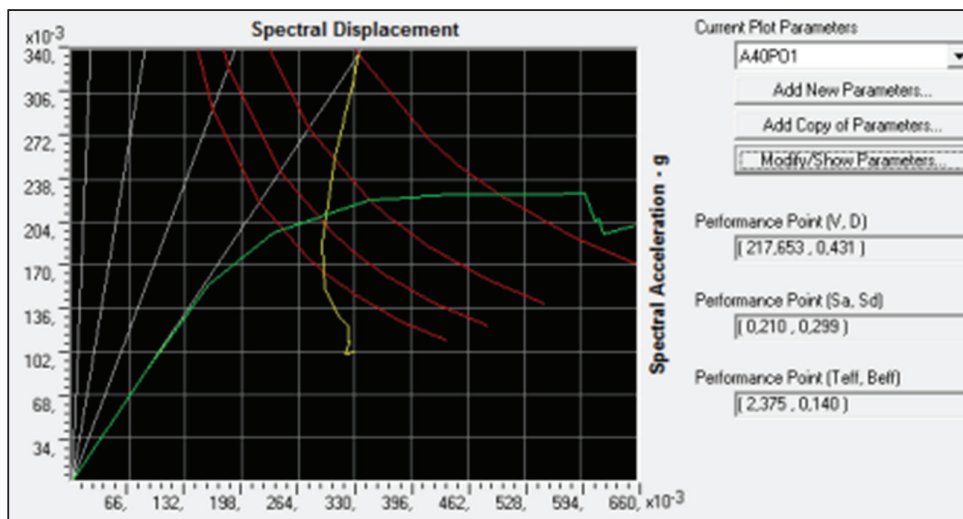
El valor de la sobre-resistencia del edificio es:

$$\text{Sobre - resistencia} = \frac{213,00}{211,44} = 1,01$$

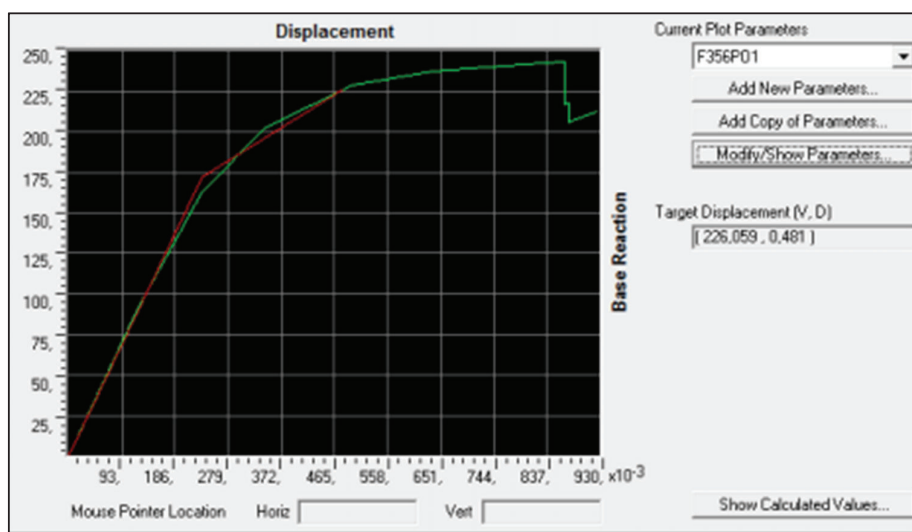


Del edificio aporticado se presentan los valores del punto de desempeño con sus parámetros, obtenidos con el programa mediante los códigos ATC o el FEMA y aplicando la función espectral respectiva según la NEC para la ciudad de Quito.

**TABLA 4.48 DEMANDAS INELASTICAS POR MÉTODO**

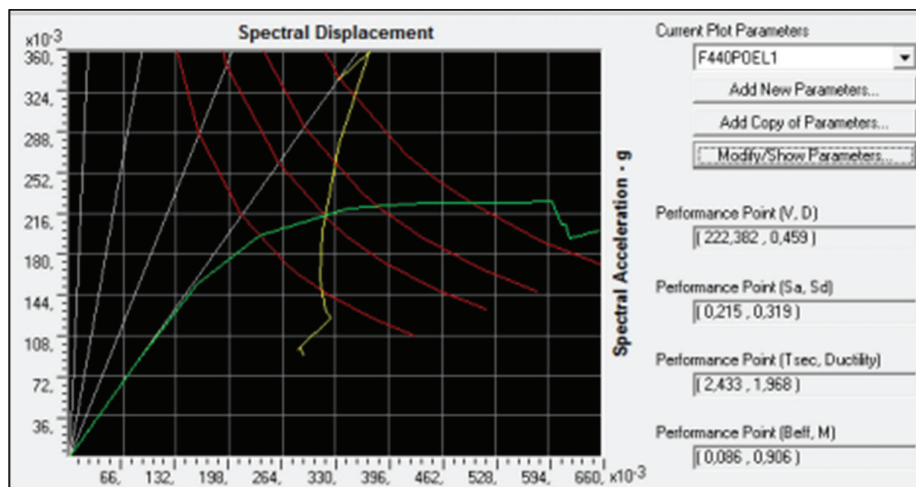


a) Espectro de Capacidad, ATC-40

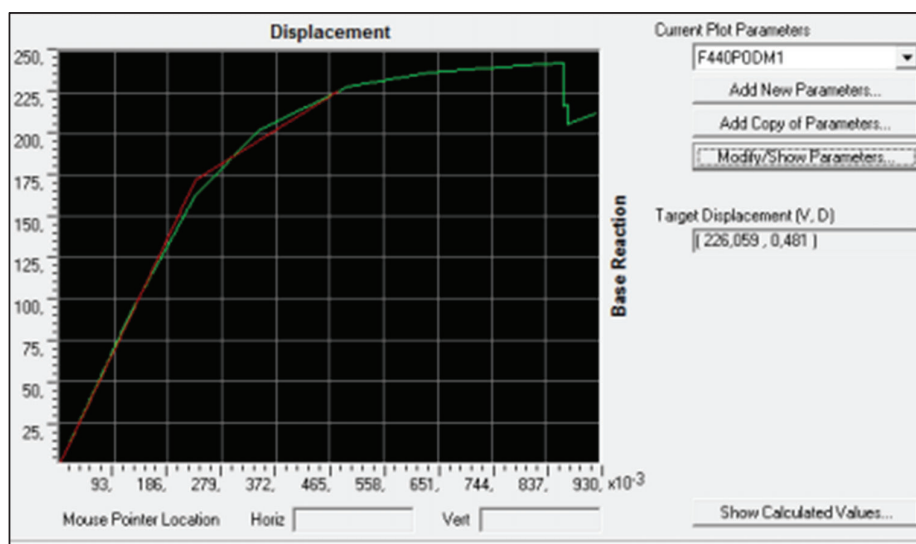


b) Método de los Coeficientes, FEMA-356

TABLA 4.48 CONTINUACIÓN



c) Linealización Equivalente, FEMA-440



d) Método de los Coeficientes Modificado, FEMA-440

MÉTODO	TARGET GLOBAL MDOF - X		COORDENADAS A-D, SDOF - X		SISTEMA SDOF		
	Vb (Ton)	Dt (m)	Sa (g)	Sd (m)	Tefect. (seg.)	Amortig. Efect. (%)	Ductilidad $\mu$
DDBD	211,44	0,509	-	0,362	2,88	12,42	1,702
ATC - 40	217,65	0,431	0,210	0,299	2,38	14,00	
COEFICIENTES FEMA-356	226,06	0,481	0,429	-			
LINEALIZACIÓN EQUIV. FEMA-440	222,38	0,459	0,215	0,319	2,43	8,60	1,968
COEFICIENTES MODIF. FEMA-440	226,06	0,481	0,429				

e) Resumen DDBD, ATC , FEMA

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Para visualizar en que paso del análisis la estructura alcanza su respuesta máxima se utilizan las tablas de datos de las gráficas de intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda del ATC-40 o el FEMA.

**TABLA 4.49 PASO DE MÁXIMA RESPUESTA - PUSHOVER**

PASO	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand
0	2,002	0,0500	0,0000	0,0000	0,3344	0,3360
1	2,002	0,0500	0,0841	0,0845	0,3344	0,3360
2	2,040	0,0587	0,1593	0,1541	0,3284	0,3177
<b>3</b>	<b>2,195</b>	<b>0,1005</b>	<b>0,2345</b>	<b>0,1959</b>	<b>0,3067</b>	<b>0,2562</b>
→ Paso de Máxima Respuesta						
<b>4</b>	<b>2,509</b>	<b>0,1687</b>	<b>0,3461</b>	<b>0,2213</b>	<b>0,2925</b>	<b>0,1870</b>
5	2,808	0,2228	0,4432	0,2263	0,2957	0,1510
6	3,129	0,2542	0,5502	0,2263	0,3129	0,1287
7	3,260	0,2623	0,5983	0,2267	0,3222	0,1221
8	3,455	0,2954	0,6099	0,2057	0,3231	0,1090
9	3,460	0,2931	0,6149	0,2067	0,3246	0,1091
10	3,584	0,3305	0,6207	0,1945	0,3187	0,0998
11	3,627	0,3130	0,6583	0,2014	0,3310	0,1013

a) Espectro de Capacidad, ATC-40

PASO	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility
0	0,0000	0,0000	0,3344	0,3360	2,0018	2,0018	0,0500	1,0000
1	0,0841	0,0845	0,3344	0,3360	2,0018	2,0018	0,0500	1,0000
2	0,1593	0,1541	0,3716	0,3595	2,2679	2,0399	0,0814	1,8949
<b>3</b>	<b>0,2345</b>	<b>0,1959</b>	<b>0,3335</b>	<b>0,2785</b>	<b>2,1779</b>	<b>2,1954</b>	<b>0,0709</b>	<b>1,7133</b>
→ Paso de Máxima Respuesta								
<b>4</b>	<b>0,3461</b>	<b>0,2213</b>	<b>0,3142</b>	<b>0,2009</b>	<b>2,3555</b>	<b>2,5092</b>	<b>0,0913</b>	<b>2,0505</b>
5	0,4432	0,2263	0,3097	0,1581	2,5522	2,8079	0,1131	2,3618
6	0,5502	0,2263	0,3166	0,1302	2,8200	3,1286	0,1411	2,7495
7	0,5983	0,2267	0,3248	0,1231	2,9592	3,2596	0,1547	2,9486
8	0,6099	0,2057	0,2834	0,0956	2,8011	3,4552	0,1392	2,7227
9	0,6149	0,2067	0,2865	0,0963	2,8274	3,4602	0,1418	2,7602
10	0,6207	0,1945	0,2899	0,0908	2,7539	3,5845	0,1344	2,6555
11	0,6583	0,2014	0,2895	0,0886	2,9469	3,6273	0,1535	2,9309

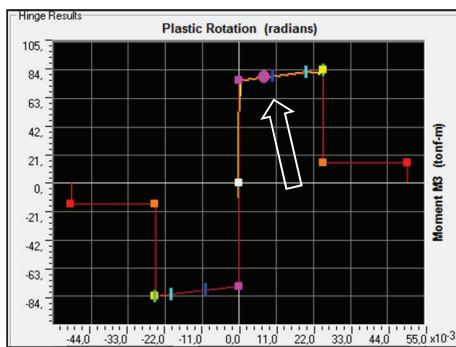
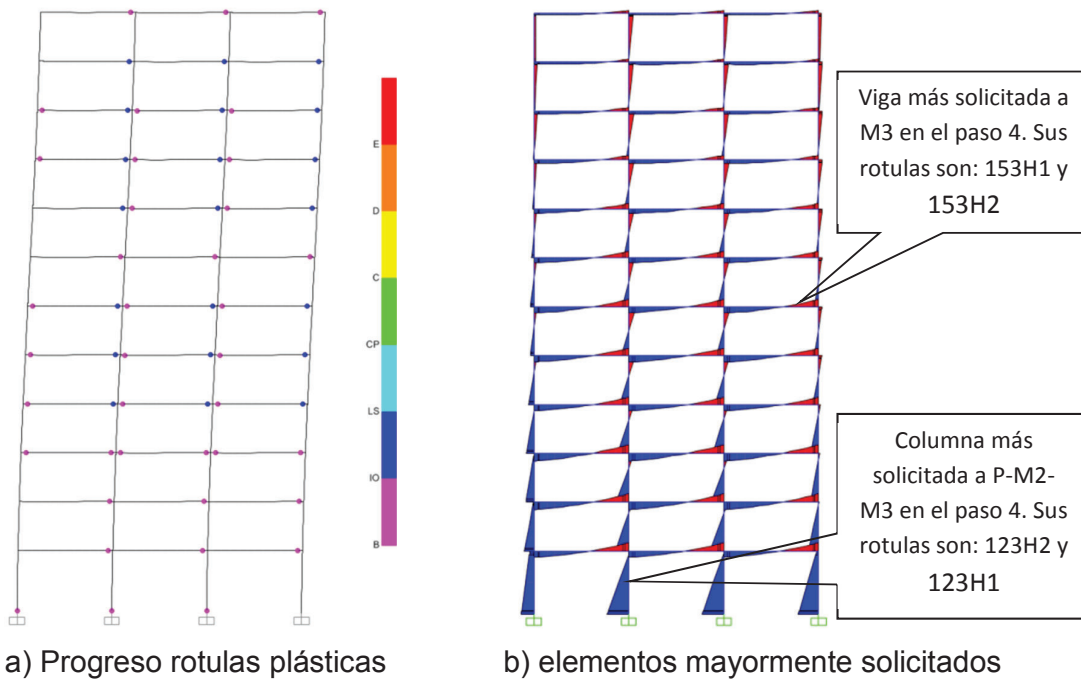
b) Linealización Equivalente, FEMA-440

Elaborado por: José Luis Ordóñez

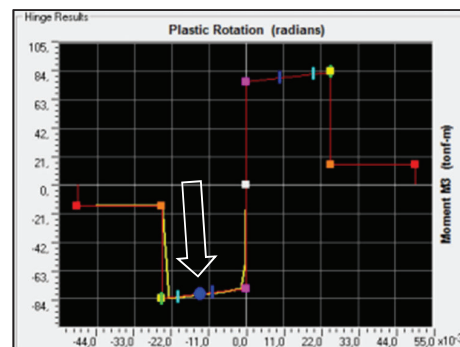
Se puede observar que en ambas tablas correspondientes a los dos códigos referidos, la máxima respuesta ocurre entre el paso 3 y 4, ahora bien, como una forma de evaluar el desempeño del edificio aporricado se verifica para el paso 4 (referente al target de la edificación) si los elementos principales de la estructura como vigas y columnas están dentro del nivel de desempeño de Control de Daños

que se estableció previamente para el diseño. Para ésto, se presenta el progreso de las rotulas plásticas, los elementos donde ocurre la mayor sollicitación para la carga lateral y la condición gradual de sus rotulas plásticas.

**FIGURA 4.37 EVALUACIÓN DE RESULTADOS**



153H1(Auto M3)



153H2(Auto M3)

Select Load Case

AENL

Step 4

Current Hinge Data

Hinge DOF	M3
M3	78.5633
Plastic R3	7.327E-03
Plastic R3 Max	7.327E-03
Plastic R3 Min	0.
Hinge State	$\beta$ to $\leq C$
Hinge Status	A to $\leq IO$

VIGA

Select Load Case

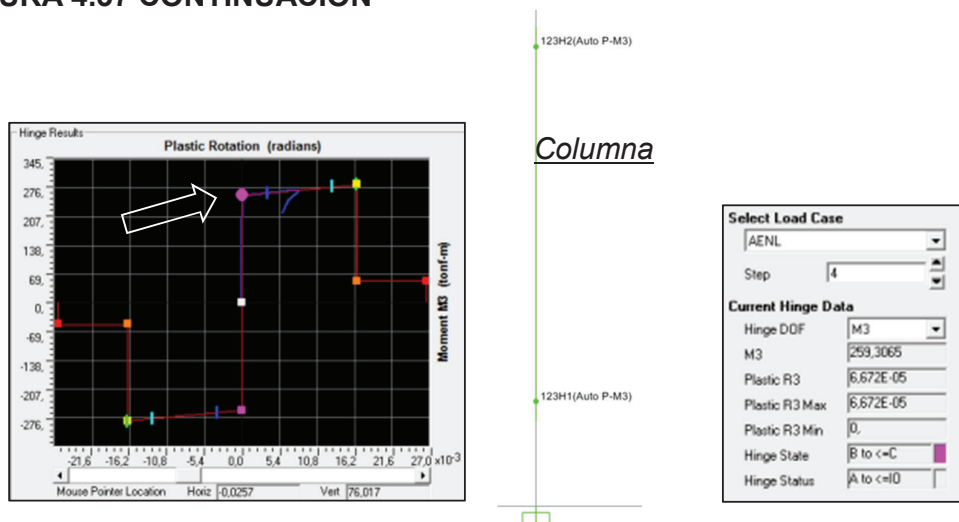
AENL

Step 4

Current Hinge Data

Hinge DOF	M3
M3	-80.449
Plastic R3	-0.0135
Plastic R3 Max	0.
Plastic R3 Min	-0.0135
Hinge State	$\beta$ to $\leq C$
Hinge Status	IO to $\leq LS$

FIGURA 4.37 CONTINUACIÓN



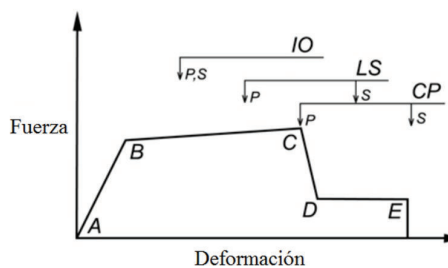
c) Condición gradual de rotulas plásticas

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Para evaluar la capacidad de los miembros estructurales y ubicarlos en determinado nivel de desempeño, se aplicó los criterios de aceptación del FEMA 356 que se ilustra a continuación, obteniendo el siguiente resultado:

TABLA 4.50 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN FEMA 356 DESDE EL SAP2000.

NIVEL		VIGAS	COLUMNAS
Ocupación Inmediata	IO	0,0100	0,0030
Seguridad de Vida	LS	0,0200	0,0120
Prevención de Colapso	CP	0,0250	0,0150



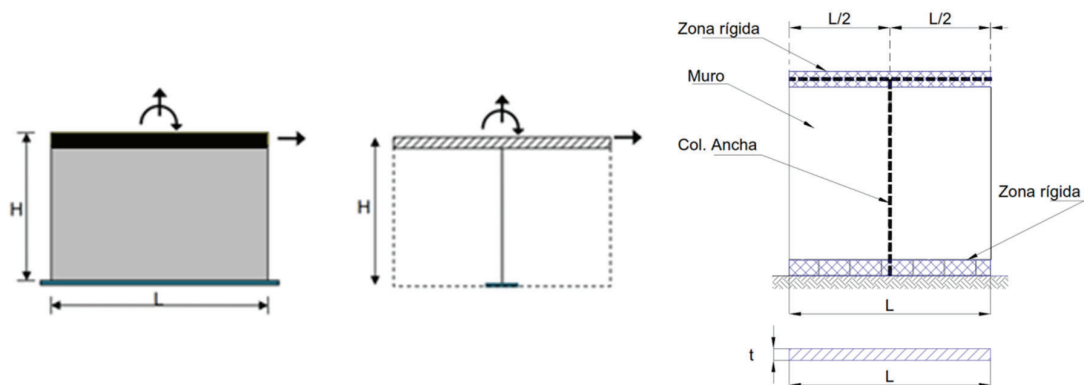
Elemento	Ident. Element.	Caso	Paso	Solicit.	Ident. Rótula	Distancias		P Tonf	M3 Tonf-m	R3Plastic Radians	Condición Rótula	Posición Rótula	Criterio Aceptación
						Relat.	Abs.						
Columna	123	AENL	4	Auto P-M3	123H1	0,05	0,2	-524,58	259,31	0,000067	B to C	A to IO	Ocupación Inmediata
Columna	123	AENL	4	Auto P-M3	123H2	0,95	3,8	-516,88	3,27	0,000000	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Viga	153	AENL	4	Auto M3	153H1	0,05	0,3	0	78,56	0,007327	B to C	A to IO	Ocupación Inmediata
Viga	153	AENL	4	Auto M3	153H2	0,95	5,7	0	-80,45	-0,013503	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida

Elaborado por: José Luis Ordóñez

### 4.5.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL EDIFICIO CON MUROS ESTRUCTURALES

Aunque actualmente existe variedad de modelos de análisis estructural para muros, no todos son directamente aplicables al análisis no lineal, de los métodos aplicables para el modelado del edificio con muros, se utilizó el que emplea elementos “frame” para representar los muros estructurales, específicamente mediante el modelo de columna ancha equivalente. En este método, los muros se idealizan como columnas anchas ubicadas en el eje centroidal del muro y además se debe considerar también en el modelo que la porción de las vigas que se encuentran dentro de la mitad correspondiente del muro modelado como columna ancha son infinitamente rígidas a flexión.

**FIGURA 4.38 MODELO DE COLUMNA ANCHA**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

Este esquema tiene en cuenta las deformaciones por cortante, que sumadas a las zonas rígidas de las columnas, generan modificaciones en las matrices de rigidez del modelo estructural, dando una buena precisión con respecto al esquema real (Bazán & Meli, 1998). Adicionalmente, las características no lineales del elemento muro pueden ser modeladas considerando rótulas plásticas, y dependiendo del objetivo del análisis éstas pueden estar ubicadas en las zonas plásticas en los extremos del elemento o distribuidas en su longitud (Fahjan et al., 2010).

El FEMA 356 propone propiedades y criterios de aceptabilidad para estas rótulas plásticas en términos de momento-rotación bilineal para muros dominados por flexión, y deriva para muros dominados por cortante.

**TABLA 4.51 PARAMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD NÚMÉRICA PARA PROCEDIMIENTOS NO-LINEALES. MIEMBROS CONTROLADOS POR FLEXIÓN**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary <sup>4</sup>			
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Shear walls and walls segments</b>										
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w I_w f_c}$	$\frac{Shear}{t_w I_w \sqrt{f_c}}$	Confined Boundary <sup>1</sup>								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
<b>ii. Columns supporting discontinuous shear walls</b>										
Transverse reinforcement <sup>2</sup>										
Conforming			0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
<b>iii. Shear wall coupling beams</b>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{t_w I_w \sqrt{f_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
	≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	
1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318.										
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at spacing ≤ d/2, and (b) strength of hoops V <sub>s</sub> ≥ required shear of column.										
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups V <sub>s</sub> ≥ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.										
4. For secondary coupling beams spanning < 8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.										

FUENTE: FEMA 356

**TABLA 4.52 PARAMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN NÚMERICA PARA PROCEDIMIENTOS NO-LINEALES. MIEMBROS CONTROLADOS POR CORTANTE**

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>1</sup>		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>1</sup>					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary <sup>4</sup>		
				LS	CP	LS	CP		
<b>i. Shear walls and walls segments</b>									
All shear walls and segments <sup>2</sup>	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
<b>ii. Shear wall coupling beams<sup>4</sup></b>									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	$\frac{Shear}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.02	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.018	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. For a shear wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.

2. For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be  $\leq 0.15A_g f_c$ ; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

4. For secondary coupling beams spanning  $< 8'-0"$ , with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

FUENTE: FEMA 356

Para el análisis no lineal estático del edificio con muros, se definieron dos tipos de rótulas plásticas de distinta naturaleza, la primera de tipo flexión (M3) y la segunda de naturaleza por corte (V2), ambas son asignadas al principio y final de la luz de los muros.

### Definición de rótulas a flexión para muros (M3)

Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros se determinan según la tabla 4.51, ítem i del FEMA 356. Del diseño de la estructura



se tienen 3 configuraciones de refuerzo longitudinal distribuido sobre los cabezales de los muros. La tabla 4.53 agrupa dichas configuraciones en función del acero proporcionado.

**TABLA 4.53 REFUERZO PRINCIPAL EN CABEZALES DE MURO**

TIPO	Refuerzo Longt.	As (cm2)	As' (cm2)	$\rho$
1	12 $\phi$ 32 + 12 $\phi$ 32	96,51	96,51	1,51%
2	12 $\phi$ 28 + 12 $\phi$ 28	73,89	73,89	1,15%
3	12 $\phi$ 25 + 12 $\phi$ 25	58,91	58,91	1,20%

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se verifican que para cada tipo de refuerzo presente se analicen las mayormente solicitadas, de este modo, las propiedades de las rótulas definidas abarcan todas las demás.

**Tipo 1:** Condiciones a verificar

(1) Datos en: libras-fuerza, pulgadas y PSI.

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = \frac{0 + 2420000 \text{ lbf}}{24,84 \text{ pulg.} \cdot (240 \text{ pulg.}) \cdot 3000 \text{ psi}} = 0,135 \approx 0,10$$

(2) Datos en: libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{1859000 \text{ lbf}}{24,84 \text{ pulg.} \cdot (240 \text{ pulg.}) \cdot \sqrt{3000 \text{ psi}}} = 5,7 \approx 6$$

(3) Bordes: Confinados.

(4) Según los puntos (1), (2) y (3), los valores para los criterios de aceptación corresponden la segunda fila de la tabla 4.51, así se obtiene:

<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
0,010	0,015	0,40	0,004	0,008	0,010

**Tipo 2:** Condiciones a verificar

(1) Datos en: libras-fuerza, pulgadas y PSI.

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = \frac{0 + 1687400 \text{ lbf}}{23,06 \text{ pulg.} (240 \text{ pulg.}) \cdot 3000 \text{ psi}} = 0,102 \approx 0,10$$

(2) Datos en: libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{1652200 \text{ lbf}}{23,06 \text{ pulg.} (240 \text{ pulg.}) \cdot \sqrt{3000 \text{ psi}}} = 5,5 \approx 6$$

(3) Bordes: Confinados.

(4) Según los puntos (1), (2) y (3), los valores para los criterios de aceptación pertenecen a la segunda fila de la tabla 4.51, así se obtiene:

<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
0,010	0,015	0,40	0,004	0,008	0,010

**Tipo 3:** Condiciones a verificar

(1) Datos en: libras-fuerza, pulgadas y PSI.

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = \frac{0 + 581458 \text{ lbf}}{19,09 \text{ pulg.} (240 \text{ pulg.}) \cdot 3000 \text{ psi}} = 0,042 < 0,10$$

(2) Datos en: libras-fuerza, pulgada y PSI.

$$\frac{V_u}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{1293698 \text{ lbf}}{19,09 \text{ pulg.} (240 \text{ pulg.}) \cdot \sqrt{3000 \text{ psi}}} = 5,2 \approx 6$$

(3) Bordes: Confinados.

(4) Según los puntos (1), (2) y (3), los valores para los criterios de aceptación corresponden a la segunda fila de la tabla 4.51, así se obtiene:

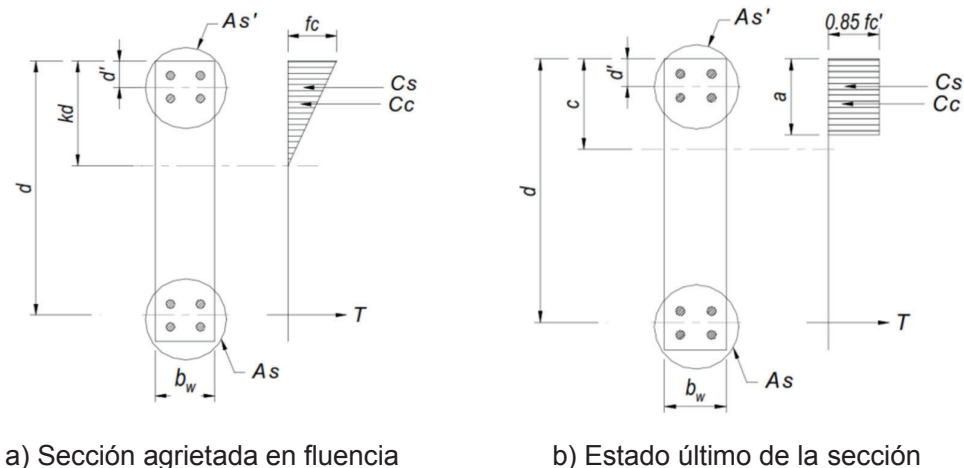
<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
0,010	0,015	0,40	0,004	0,008	0,010

Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia ( $M_y$ ) y del momento último ( $M_u$ ), los cuales se presentan en la tabla 4.54. Estos momentos definen la pendiente del tramo B-C (respuesta lineal con rigidez reducida) de la curva de la rótula plástica por flexión.

**TABLA 4.54 MOMENTOS DE FLUENCIA Y MOMENTOS ULTIMOS DE MURO**

PARÁMETRO / RESULTADOS	MURO		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
lt (cm)	680	680	670
lw (cm)	600	600	600
d (cm)	640	640	635
d' (cm)	40	40	35
As o A's (cm <sup>2</sup> )	96,51	73,89	58,91
bw (cm)	40	30	25
Es (Kg/cm <sup>2</sup> )	2040000	2040000	2040000
Ec (Kg/cm <sup>2</sup> )	173896,5	173896,5	173896,5
fy (Kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200
n = Es/Ec	11,7311	11,7311	11,7311
εy = fy/Es	0,00206	0,00206	0,00206
ρ = ρ' = As / bw x d	0,00377	0,00385	0,00371
n x ρ	0,044225	0,045146	0,043533
k =	0,230614	0,232335	0,228283
εs'	0,000449862	0,000455487	0,000461977
fs'	917,7189233	929,193282	942,4335395
fc'máx.	107,3129098	108,3562305	105,9071309
ø	0,9	0,9	0,9
<b>Momentos de Fluencia (My) =</b>	<b>235602649,3</b>	<b>180402482,2</b>	<b>142983957,7</b>
εc	0,003	0,003	0,003
fc'	210	210	210
Coef. "A"	6069	4551,75	3793,125
Coef. "B"	185299,2	141868,8	113107,2
Coef. "C"	23625648	18088272	12618522
c	48,96706	49,3527	44,663
εs'	0,000549373	0,000568522	0,000649061
εs	0,036210032	0,035903647	0,039652755
<b>Momentos Ultimos (Mu) =</b>	<b>245061149,4</b>	<b>187704595,1</b>	<b>149533006,3</b>
Pendiente del tramo B -C	0,040	0,040	0,046

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**FIGURA 4.39 IDEALIZACIÓN DE LA SECCIÓN DE LOS MUROS**

a) Sección agrietada en fluencia

b) Estado último de la sección

Elaborado por: José Luis Ordóñez

### Definición de rótulas a Corte para muros (V2)

Los valores de los parámetros numéricos  $d$ ,  $e$  y  $c$ , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte en muros son determinados según la tabla 4.52, ítem i del FEMA 356. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte ( $V_y$ ).

Condiciones a verificar:

(1) Para muros de corte y segmentos de muro cuyo comportamiento inelástico es gobernado por corte, la fuerza axial sobre el miembro debe cumplir la ecuación siguiente, de otro modo, el miembro será tratado como un componente controlado por fuerza.

$$P_u \leq 0,15 \cdot A_g \cdot f'_c$$

Muro Tipo 1:  $1100000 \text{ Kg} \leq 0,15 \times 33600 \text{ cm}^2 \times 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  , SE ACEPTA

Muro Tipo 2:  $767000 \text{ Kg} \leq 0,15 \times 28400 \text{ cm}^2 \times 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  , OK

Muro Tipo 3:  $264300 \text{ Kg} \leq 0,15 \times 23050 \text{ cm}^2 \times 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  , OK

(2) Se verifica que para todos los cuatro muros y en toda la altura del edificio, se cumple con la ecuación previa, por lo tanto los parámetros de modelación son los siguientes:

<b>d</b>	<b>e</b>	<b>c</b>	<b>IO</b>	<b>LS</b>	<b>CP</b>
0,0075	0,020	0,40	0,0040	0,0060	0,0075

(3) Estos valores deben ser transformados a deformación, factorizándolos por la longitud del elemento, es decir 400 y 310 cm para muros tipo 1 y demás respectivamente:

	<b>Δd</b>	<b>Δe</b>	<b>ΔIO</b>	<b>ΔLS</b>	<b>ΔCP</b>
Muro Tipo 1:	cm 3,00	cm 8,00	cm 1,60	cm 2,40	cm 3,00

	<b>Δd</b>	<b>Δe</b>	<b>ΔIO</b>	<b>ΔLS</b>	<b>ΔCP</b>
Muro Tipo 2 y 3:	cm 2,33	cm 6,20	cm 1,24	cm 1,86	cm 2,33

(4) El valor de la resistencia máxima al corte del muro está definido por la cantidad de acero de refuerzo y la sección en la dirección de la fuerza cortante.

**Tipo 1:**

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{4,524 \cdot (4200) \cdot 640}{15} = 810700 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,53 (\sqrt{210}) \cdot 40 \cdot (640) = 196619 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx.}} = V_c + V_s = 1007 \text{ Ton}$$

**Tipo 2:**

$$V_{\text{máx.}} = 958 \text{ Ton}$$

**Tipo 3:**

$$V_{\text{máx.}} = 933 \text{ Ton}$$

**TABLA 4.55 DEFINICIÓN DE RÓTULAS A FLEXIÓN PARA MUROS (M3)**

*Muro Tipo 1*

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.4	-0.015
D	-0.4	-0.01
C	-1.04	-0.01
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.04	0.01
D	0.4	0.01
E	0.4	0.015

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E  
 Drops To Zero  
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF 2356 Positive Negative  
 Use Yield Rotation Rotation SF 1 Steel Objects Only

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4.000E-03	
Life Safety	8.000E-03	
Collapse Prevention	0.01	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type  
 Moment - Rotation  
 Moment - Curvature  
 Hinge Length  
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters  
 Hysteresis Type Isotropic  
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

*Muro Tipo 2*

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.4	-0.015
D	-0.4	-0.01
C	-1.04	-0.01
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.04	0.01
D	0.4	0.01
E	0.4	0.015

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E  
 Drops To Zero  
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF 1804 Positive Negative  
 Use Yield Rotation Rotation SF 1 Steel Objects Only

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4.000E-03	
Life Safety	8.000E-03	
Collapse Prevention	0.01	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type  
 Moment - Rotation  
 Moment - Curvature  
 Hinge Length  
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters  
 Hysteresis Type Isotropic  
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

*Muro Tipo 3*

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.4	-0.015
D	-0.4	-0.01
C	-1.046	-0.01
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.046	0.01
D	0.4	0.01
E	0.4	0.015

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E  
 Drops To Zero  
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF 1423 Positive Negative  
 Use Yield Rotation Rotation SF 1 Steel Objects Only

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4.000E-03	
Life Safety	8.000E-03	
Collapse Prevention	0.01	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type  
 Moment - Rotation  
 Moment - Curvature  
 Hinge Length  
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters  
 Hysteresis Type Isotropic  
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Elaborado por: José Luis Ordóñez

TABLA 4.56 DEFINICIÓN DE RÓTULAS A CORTE (V2)

Muro Tipo 1

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0,4	-8
D	-0,4	-3
C	-1	-3
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	3
D	0,4	3
E	0,4	8

Symmetric

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF  Positive  Negative

Use Yield Disp (Steel Objects Only) Disp SF  Positive  Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive  Negative

Life Safety Positive  Negative

Collapse Prevention Positive  Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Muro Tipo 2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0,4	-6,2
D	-0,4	-2,33
C	-1	-2,33
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	2,33
D	0,4	2,33
E	0,4	6,2

Symmetric

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF  Positive  Negative

Use Yield Disp (Steel Objects Only) Disp SF  Positive  Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive  Negative

Life Safety Positive  Negative

Collapse Prevention Positive  Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Muro Tipo 3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0,4	-6,2
D	-0,4	-2,33
C	-1	-2,33
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	2,33
D	0,4	2,33
E	0,4	6,2

Symmetric

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF  Positive  Negative

Use Yield Disp (Steel Objects Only) Disp SF  Positive  Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive  Negative

Life Safety Positive  Negative

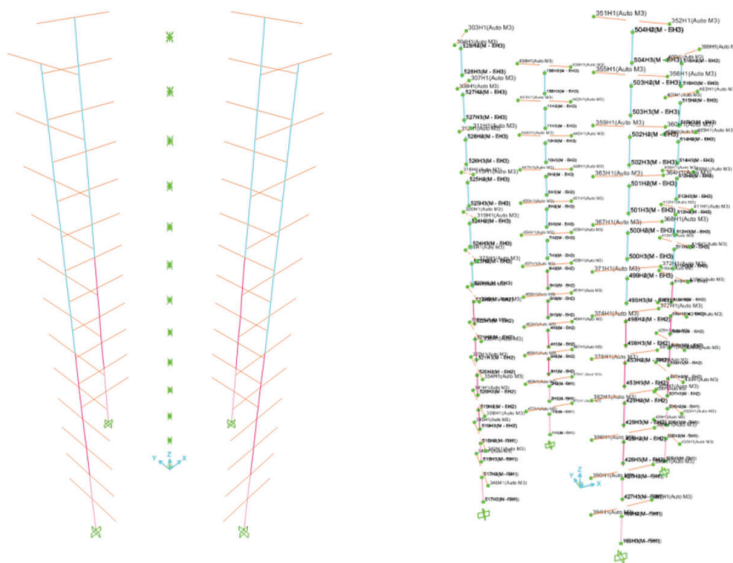
Collapse Prevention Positive  Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Elaborado por: José Luis Ordóñez

**FIGURA 4.40 MODELACIÓN DE MUROS Y ROTULAS PLASTICAS**



Elaborado por: José Luis Ordóñez

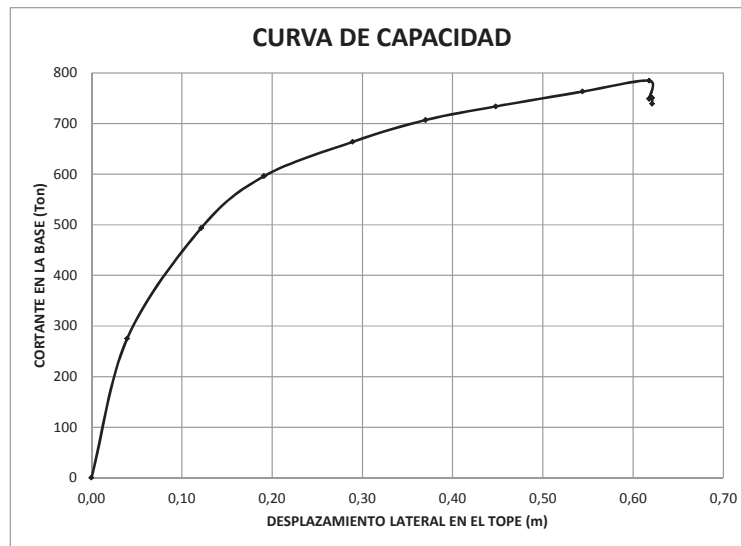
Una vez aplicado el análisis pushover se puede visualizar los datos de la curva de capacidad en formato de tabla, en la que se presentan los valores de la fuerza cortante en la base para cada nivel de desplazamiento en el techo y el número de rótulas formadas por cada nivel.

**TABLA 4.57 CURVA PUSHOVER – AENL**

Paso	Desplaz. m	Cortante Basal Ton	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	Total
0	0,0000	0,0000	864	96	0	0	0	0	0	960
1	0,0396	275,1546	862	98	0	0	0	0	0	960
2	0,1215	493,5458	854	106	0	0	0	0	0	960
3	0,1911	595,9561	754	206	0	0	0	0	0	960
4	0,2892	663,8426	710	248	2	0	0	0	0	960
5	0,3701	706,9386	680	236	44	0	0	0	0	960
6	0,4478	733,7554	650	202	108	0	0	0	0	960
7	0,5438	763,1544	636	190	98	<b>36</b>	0	0	0	960
8	<b>0,6176</b>	<b>784,7079</b>	632	178	86	56	0	0	8	960
9	0,6176	748,7115	632	174	80	60	0	0	14	960
10	0,6208	750,6924	632	174	76	60	0	0	18	960
11	0,6209	738,7646	632	174	76	60	0	0	18	960
12	0,6232	740,8141	632	174	74	54	0	0	26	960
13	0,5943	685,3939	632	174	74	54	0	0	26	960



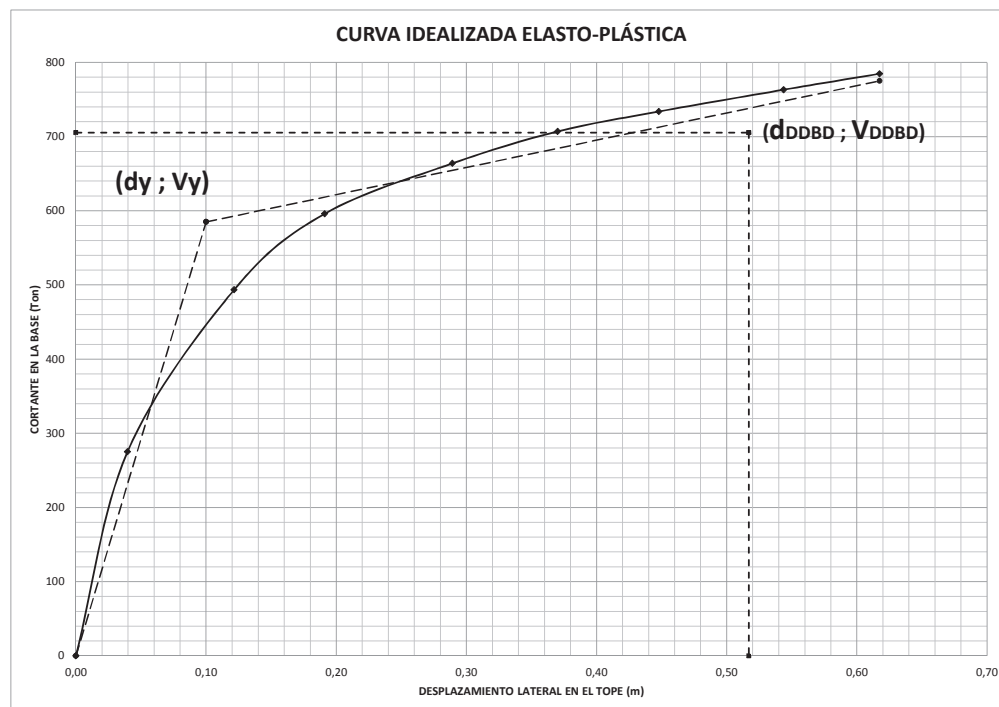
TABLA 4.57 CONTINUACIÓN



Elaborado por: José Luis Ordóñez

Respetando el concepto de “igualdad de energía” (áreas iguales) se realizó la idealización elasto-plástica de la curva de capacidad, que luego de un proceso iterativo se llegó a definir el desplazamiento de fluencia ( $d_y = 0,10\text{m}$ ;  $V_y = 585\text{ Ton}$ ).

FIGURA 4.41 CURVA IDEALIZADA ELASTO-PLÁSTICA

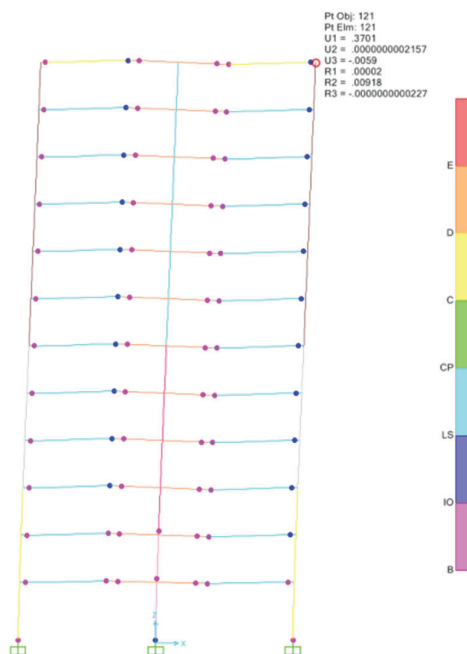


Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se destacan de la curva de capacidad las características de trabajo del edificio, entre ellas el punto de mecanismo plástico considerado para el paso en el cual se inicia la fluencia en todas las columnas y muro de planta baja.

Primera Fluencia:	0,04 m ; 275,15 Ton
Idealización elasto – plástica:	0,10 m ; 585,00 Ton
Mecanismo Plástico:	0,37 m ; 706,94 Ton
Cortante máximo:	0,62 m ; 784,71 Ton
Cortante de diseño – DDBD:	0,37 m ; 705,20 Ton
Parámetros de Diseño – DDBD:	0,517 m ; 705,20 Ton

**FIGURA 4.42 INICIO DEL MECANISMO PLÁSTICO**



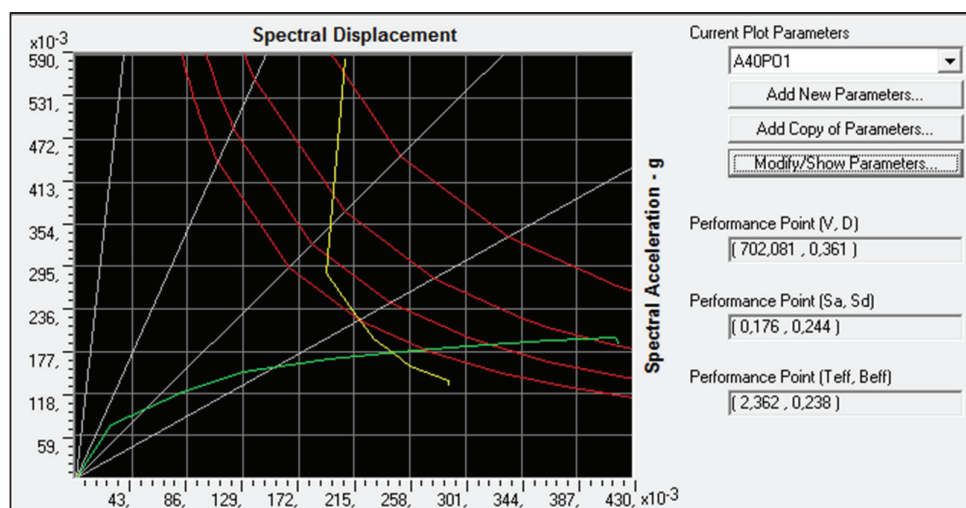
Elaborado por: José Luis Ordóñez

El valor de la sobre-resistencia del edificio es:

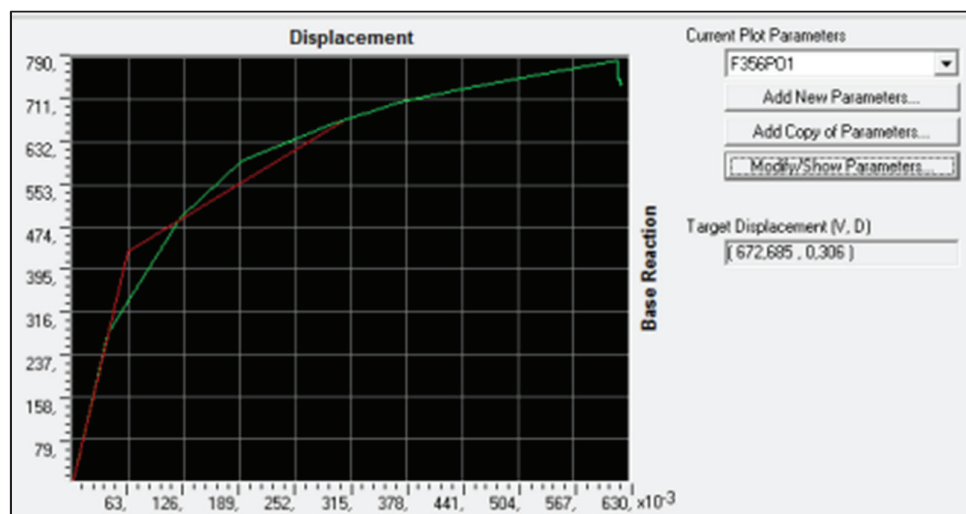
$$\text{Sobre - resistencia} = \frac{775,00}{705,20} = 1,10$$

Del edificio con muros se presentan los valores del punto de desempeño con sus parámetros, obtenidos con el programa mediante los códigos ATC o el FEMA y aplicando la función espectral respectiva según la NEC para la ciudad de Quito.

**TABLA 4.58 DEMANDAS INELASTICAS POR MÉTODO**

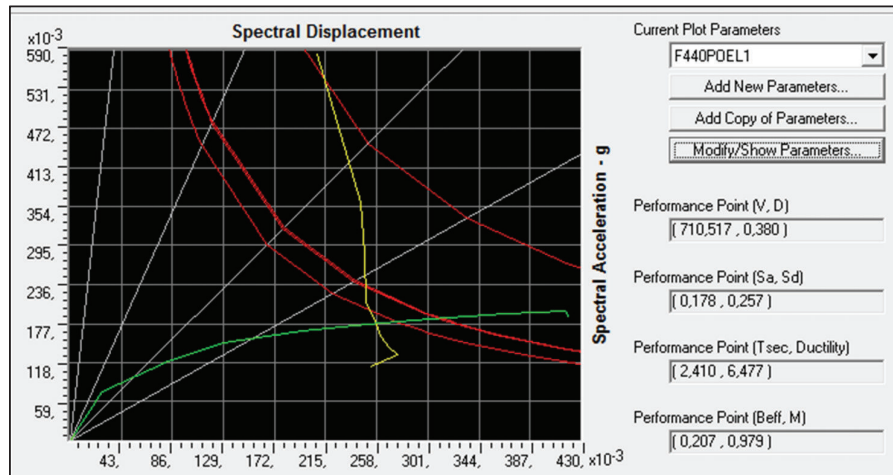


a) Espectro de Capacidad, ATC-40

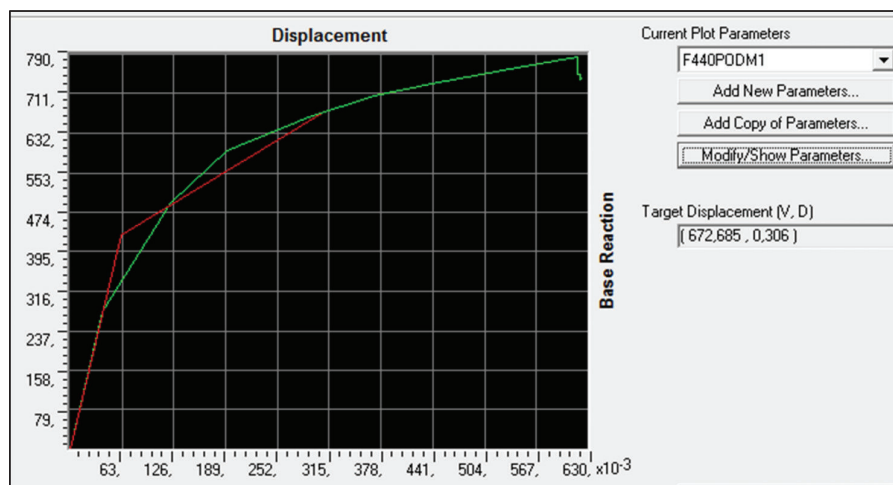


b) Método de los Coeficientes, FEMA-356

TABLA 4.58 CONTINUACIÓN



c) Linealización Equivalente, FEMA-440



d) Método de los Coeficientes Modificado, FEMA-440

MÉTODO	TARGET GLOBAL MDOF - X		COORDENADAS A-D, SDOF - X		SISTEMA SDOF		
	Vb (Ton)	Dt (m)	Sa (g)	Sd (m)	Tefect. (seg.)	Amortig. Efect. (%)	Ductilidad $\mu$
DDBD	705,2	0,516	-	0,344	2,66	9,70	1,678
ATC - 40	702,08	0,361	0,176	0,244	2,36	23,80	
COEFICIENTES FEMA-356	672,69	0,306	0,451	-			
LINEALIZACIÓN EQUIV. FEMA-440	710,52	0,38	0,178	0,257	2,41	20,70	6,47
COEFICIENTES MODIF. FEMA-440	672,69	0,306	0,451				

e) Resumen DDBD, ATC , FEMA

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Para visualizar en que paso del análisis la estructura alcanza su respuesta máxima utilizamos las tablas de datos de las gráficas de intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda del ATC-40 o el FEMA.

**TABLA 4.59 PASO DE MÁXIMA RESPUESTA - PUSHOVER**

PASO	Teff	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand
0	1,1971	0,0500	0,0000	0,0000	0,2079	0,5841
1	1,1971	0,0500	0,0264	0,0741	0,2079	0,5841
2	1,6536	0,1744	0,0822	0,1210	0,1939	0,2854
3	1,8811	0,1947	0,1293	0,1471	0,2112	0,2403
4	2,1805	0,2279	0,1955	0,1655	0,2296	0,1944
5	<b>2,3852</b>	<b>0,2391</b>	<b>0,2500</b>	<b>0,1769</b>	<b>0,2457</b>	<b>0,1738</b>
→ Paso de Máxima Respuesta						
6	<b>2,5742</b>	<b>0,2500</b>	<b>0,3023</b>	<b>0,1836</b>	<b>0,2583</b>	<b>0,1569</b>
7	2,7800	0,2575	0,3669	0,1911	0,2759	0,1437
8	2,9208	0,2608	0,4165	0,1965	0,2883	0,1361
10	2,9818	0,2743	0,4185	0,1890	0,2882	0,1302
12	2,9852	0,2738	0,4200	0,1867	0,2887	0,1284

a) Espectro de Capacidad, ATC-40

PASO	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility
0	0,0000	0,0000	0,2079	0,5841	1,1971	1,1971	0,0500	1,0000
1	0,0264	0,0741	0,2079	0,5841	1,1971	1,1971	0,0500	1,0000
2	0,0822	0,1210	0,2443	0,3596	1,8382	1,6536	0,1652	3,1162
3	0,1293	0,1471	0,2483	0,2824	2,0510	1,8811	0,2007	4,3326
4	0,1955	0,1655	0,2489	0,2107	2,2222	2,1805	0,2042	5,4330
5	<b>0,2500</b>	<b>0,1769</b>	<b>0,2564</b>	<b>0,1815</b>	<b>2,3688</b>	<b>2,3852</b>	<b>0,2072</b>	<b>6,3752</b>
→ Paso de Máxima Respuesta								
6	<b>0,3023</b>	<b>0,1836</b>	<b>0,2606</b>	<b>0,1583</b>	<b>2,4866</b>	<b>2,5742</b>	<b>0,2055</b>	<b>7,1413</b>
7	0,3669	0,1911	0,2688	0,1400	2,6235	2,7800	0,2058	8,1527
8	0,4165	0,1965	0,2756	0,1300	2,7203	2,9208	0,2048	8,9561
10	0,4185	0,1890	0,2575	0,1163	2,6552	2,9818	0,2056	8,4069
12	0,4200	0,1867	0,2525	0,1123	2,6626	2,9852	0,2055	8,4678

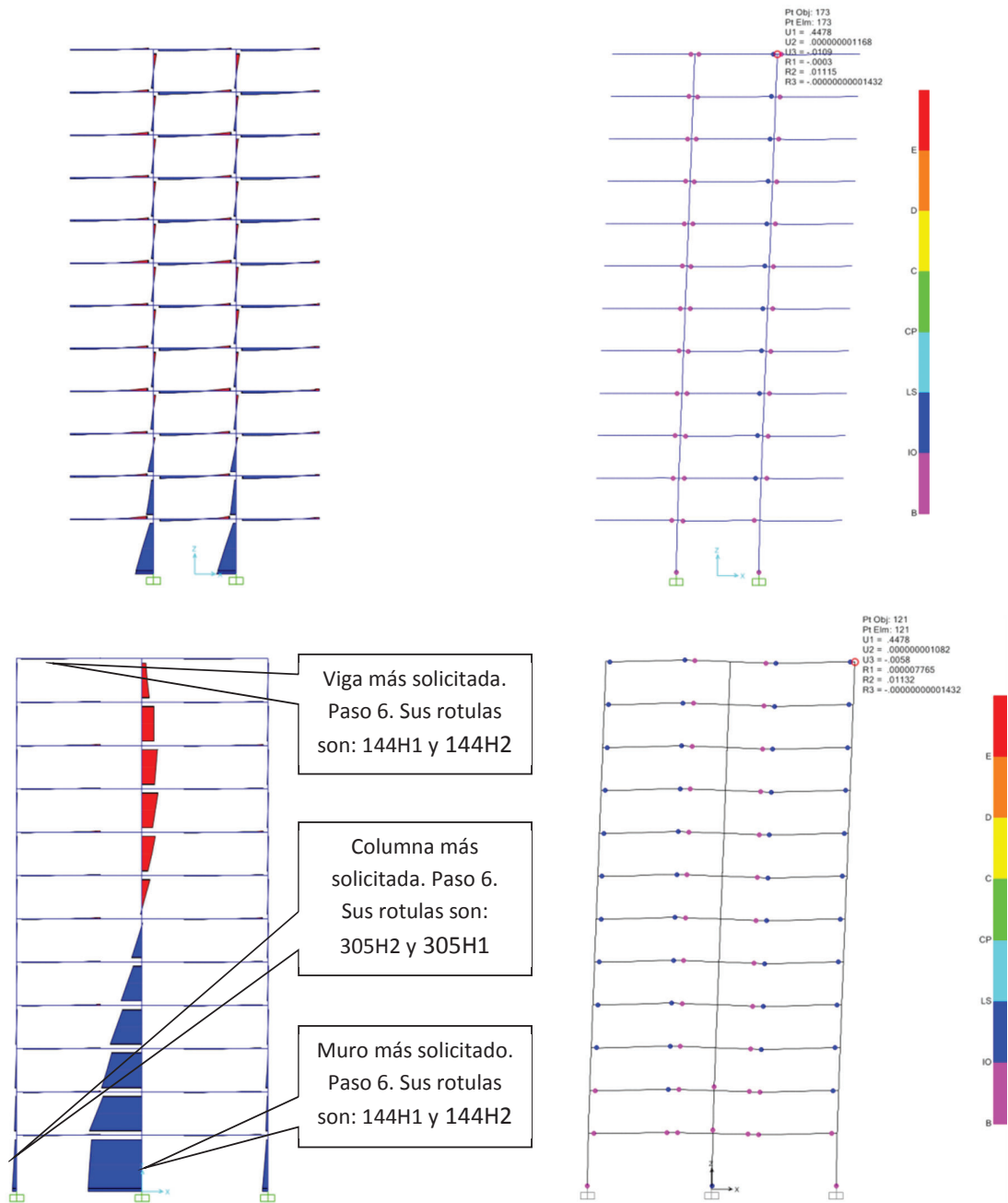
b) Linealización Equivalente, FEMA-440

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Se puede observar que en ambas tablas correspondientes a los dos códigos referidos, la máxima respuesta ocurre entre el paso 5 y 6, ahora bien, como una forma de evaluar el desempeño del edificio con muros se verifica para el paso 6 (referente al target de la edificación) si los elementos principales de la estructura como vigas, columnas y muros están dentro del nivel de desempeño de Control

de Daños que se estableció previamente para el diseño. Para esto, se presenta el progreso de las rotulas plásticas, los elementos donde ocurre la mayor sollicitación para la carga lateral y la condición gradual de sus rotulas plásticas.

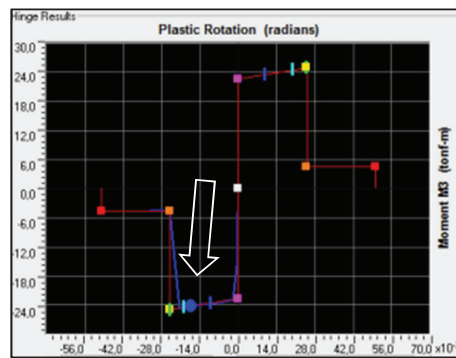
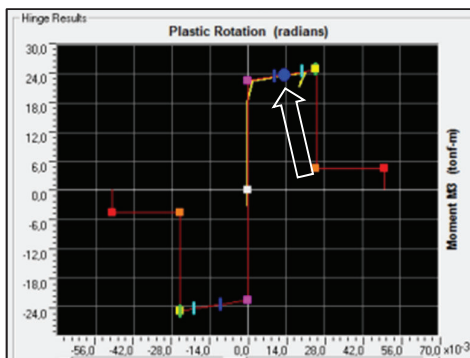
**FIGURA 4.43 EVALUACIÓN DE RESULTADOS**



a) Elementos mayormente solicitados

b) Progreso rotulas plásticas.

FIGURA 4.43 CONTINUACIÓN



144H1(Auto M3)

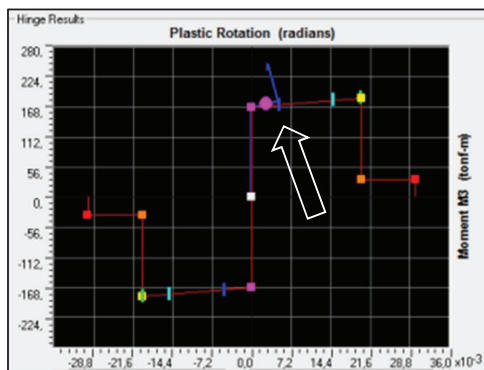
144H2(Auto M3)

Select Load Case: AENL  
 Step: 6  
 Current Hinge Data:  
 Hinge DOF: M3  
 M3: 23.7221  
 Plastic R3: 0.0134  
 Plastic R3 Max: 0.0134  
 Plastic R3 Min: 0  
 Hinge State: B to <=C  
 Hinge Status: ID to <=LS

VIGA

Select Load Case: AENL  
 Step: 6  
 Current Hinge Data:  
 Hinge DOF: M3  
 M3: -24.2669  
 Plastic R3: -0.0172  
 Plastic R3 Max: 0  
 Plastic R3 Min: -0.0172  
 Hinge State: B to <=C  
 Hinge Status: ID to <=LS

305H2(Auto P-M2-M3)

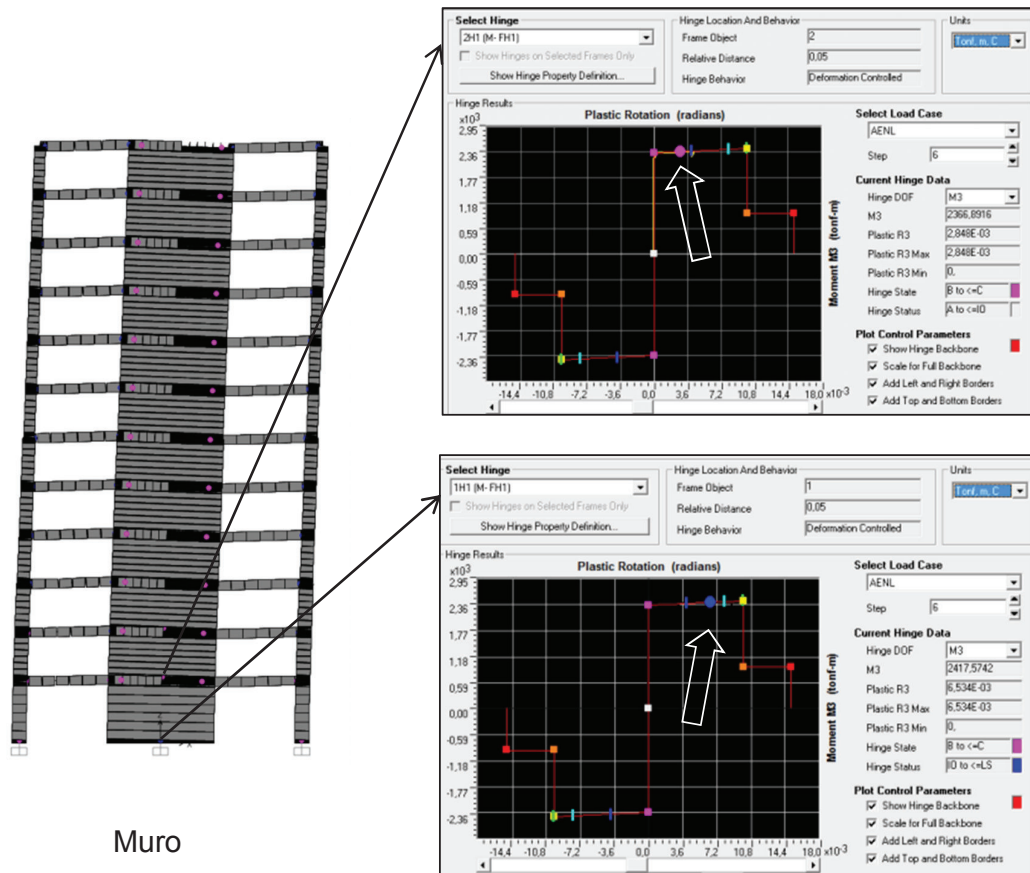


Columna

305H1(Auto P-M2-M3)

Select Load Case: AENL  
 Step: 6  
 Current Hinge Data:  
 Hinge DOF: M3  
 M3: 174.5788  
 Plastic R3: 2.619E-03  
 Plastic R3 Max: 2.619E-03  
 Plastic R3 Min: 0  
 Hinge State: B to <=C  
 Hinge Status: A to <=ID

FIGURA 4.43 CONTINUACIÓN



Muro

c) Condición gradual de rotulas plásticas

Elaborado por: José Luis Ordóñez

Para evaluar la capacidad de los miembros estructurales y ubicarlos en determinado nivel de desempeño, se aplicó los criterios de aceptación del FEMA 356 que se ilustra a continuación, y se obtuvo el siguiente resultado:

TABLA 4.60 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN FEMA 356 DESDE EL SAP2000

Elemento	Ident. Element.	Caso	Paso	Solicit.	Ident. Rótula	Distancias		P Tonf	V3 Tonf	M3 Tonf-m	R3Plastic Radians	Condición Rótula	Posición Rótula	Criterio Aceptación
						Relat.	Abs.							
Muro	1	AENL	6	M- FH1	1H1	0,05	0,2	0,00	0,00	2417,57	0,006534	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Muro	1	AENL	6	M- SH1	1H2	0,95	3,8	0,00	39,41	0,00	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Muro	1	AENL	6	M- SH1	1H3	0,05	0,2	0,00	39,41	0,00	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Muro	1	AENL	6	M- FH1	1H4	0,95	3,8	0,00	0,00	2279,64	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Muro	169	AENL	6	M- FH1	169H1	0,05	0,2	0,00	0,00	2417,57	0,006534	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Muro	169	AENL	6	M- SH1	169H2	0,95	3,8	0,00	39,41	0,00	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Muro	169	AENL	6	M- SH1	169H3	0,05	0,2	0,00	39,41	0,00	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Muro	169	AENL	6	M- FH1	169H4	0,95	3,8	0,00	0,00	2279,64	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata



TABLA 4.60 CONTINUACIÓN

Elemento	Ident. Element.	Caso	Paso	Solicit.	Ident. Rótula	Distancias		P Tonf	V3 Tonf	M3 Tonf-m	R3Plastic Radians	Condición Rótula	Posición Rótula	Criterio Aceptación
						Relat.	Abs.							
Viga	48	AENL	6	Auto M3	48H1	0,05	0,3	0,00	0,00	23,72	0,013358	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	48	AENL	6	Auto M3	48H2	0,95	5,7	0,00	0,00	-24,29	-0,017245	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	72	AENL	6	Auto M3	72H1	0,05	0,3	0,00	0,00	23,88	0,013596	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	72	AENL	6	Auto M3	72H2	0,95	5,7	0,00	0,00	-24,23	-0,016665	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	120	AENL	6	Auto M3	120H1	0,05	0,3	0,00	0,00	23,88	0,013596	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	120	AENL	6	Auto M3	120H2	0,95	5,7	0,00	0,00	-24,23	-0,016665	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	144	AENL	6	Auto M3	144H1	0,05	0,3	0,00	0,00	23,72	0,013358	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Viga	<b>144</b>	AENL	6	Auto M3	144H2	0,95	5,7	0,00	0,00	-24,29	<b>-0,017245</b>	B to C	IO to LS	Seguridad de Vida
Columna	302	AENL	6	uto P-M2-M	302H1	0,05	0,2	-47,49	0,00	174,58	0,002619	B to C	A to IO	Ocupación Inmediata
Columna	302	AENL	6	uto P-M2-M	302H2	0,95	3,8	-40,00	0,00	70,86	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata
Columna	<b>305</b>	AENL	6	uto P-M2-M	305H1	0,05	0,2	-47,49	0,00	174,58	<b>0,002619</b>	B to C	A to IO	Ocupación Inmediata
Columna	305	AENL	6	uto P-M2-M	305H2	0,95	3,8	-40,00	0,00	70,86	0	A to B	A to IO	Ocupación Inmediata

Elaborado por: José Luis Ordóñez

## CAPITULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

Luego de haber evaluado los resultados obtenidos, se puede concluir que los objetivos planteados para el desarrollo de este trabajo de tesis se han podido cumplir. Con respecto al método directo basado en desplazamientos (DDBD) que se aplicó para el diseño de los dos edificios de doce pisos con diferente sistema estructural, específicamente se rescata los siguientes aspectos relacionados con la metodología, herramienta informática y resultados finales:

- Una vez terminado el diseño de estas edificaciones, se considera que el método DDBD es de aplicación relativamente más sencilla que el método de las fuerzas, incentivando de alguna manera su utilización. La principal característica de su sencillez radica en que el DDBD logra sustituir la estructura real por una equivalente de SDOF. Por supuesto, esto tiene mucho que ver con que si la estructura es regular o con muchas particularidades en la distribución geométrica y estructural como las que mayoritariamente se están proyectando dentro de la arquitectura pública.
  
- Se encontró que los resultados analíticos están generalmente de acuerdo con los parámetros de diseño determinados desde la representación efectiva de un grado de libertad (SDOF) en el modo fundamental. Esto es en parte, una consecuencia del respeto de la distribución de masas y consideración explícita del perfil de desplazamiento de fluencia que resulta en una mejor estimación de las demandas de diseño de ductilidad de desplazamiento.

- Conforme a sus fundamentos de diseño y al entendimiento conceptual previo de la respuesta esperada de la estructura, del diseño por capacidad y del diseño por desempeño , el DDBD entregó resultados aceptables para ambos edificios (con mayor nivel de aceptabilidad para el edificio aporticado), detectándose errores mínimos, mostrando con esto que el procedimiento empleado está en un rango de exactitud tolerable con tendencia de los valores de los parámetros estimados hacia los valores de los parámetros reales.
- El diseño por capacidad, si bien es una herramienta de diseño valiosa, no debe ser aplicado sin consideraciones de sus efectos sobre la respuesta y propiedades de cada pórtico. Si bien la inclusión de procedimientos de diseño por capacidad aspira a garantizar la seguridad estructural, no se debe suponer que también produce un sistema que ejecutará satisfactoriamente un encuentro con un determinado punto de desempeño.
- Basado en principios de la dinámica estructural y la noción de las características modales instantáneas se determinó el efecto de los modos superiores en la respuesta de los edificios, considerando su sistema estructural y su incidencia de acuerdo al nivel de piso.
- Basado en principios de mecánica estructural y análisis plástico se determinó el efecto de la interacción entre los muros y el sistema de gravedad en edificios de muros de hormigón armado. Se emplearon expresiones simples de las fuerzas laterales adicionales, momentos de flexión y fuerzas de corte. De esta forma: a) se determinó la fuerza de corte máxima requerida para el diseño por capacidad de los muros y b) se estimó el aumento de la capacidad a momento del sistema y pudo ser empleada para reducir la resistencia a flexión requerida de los muros.

- Se puede observar a partir de los resultados analíticos que el factor de reducción “R”, usado en el diseño basado en fuerzas no puede representar efectivamente a todos los pórticos dentro de un sistema estructural específico con diferentes dimensiones de elementos. Como resultado, los factores de modificación de respuesta deben ser período-dependientes y en función tanto de la sobre-resistencia y del desplazamiento de fluencia. Imaginar un procedimiento futuro de diseño sísmico que incorpore los mejores aspectos del diseño basado en fuerzas y del DDBD no está fuera de la realidad.
- Como se ilustra en este documento, el método propuesto es relativamente simple con las únicas complejidades derivadas de la determinación del grado de amortiguamiento equivalente y perfiles de desplazamiento. A pesar de lo elegante que pueda parecer el procedimiento, no está sin limitaciones. Conceptualmente, este procedimiento debe limitarse a pórticos regulares con periodos fundamentales menores que dos segundos, pórticos a momento más altos (hasta dieciséis pisos) y pórticos con períodos más largos indican un incremento en la contribución de los modos superiores limitando así el procedimiento DDBD. Se recomienda además limitar el procedimiento a aquellas estructuras con un período equivalente que no exceda los cuatro segundos.
- En el edificio con muros estructurales, si se aumenta el porcentaje que resisten los pórticos, aumenta tanto el desplazamiento de diseño como la masa efectiva, por el contrario disminuye la altura efectiva. De esta manera se considera el aumento del período, y se configura una estructura equivalente de SDOF más flexible. En edificios en altura y con muros flexibles, para que el método DDBD, arroje resultados coherentes es necesario partir de la premisa que los pórticos resisten más del 30% del cortante en la base.

- Existe una lógica relación entre niveles de daño y niveles de desempeño en los elementos estructurales tipo vigas, columnas y muros, y de los edificios en general, donde el diseño por capacidad direccionó el surgimiento de los elementos mecánicos resultantes. (columna fuerte-viga débil).
- En edificios de gran altura, que trabajan frente a cargas laterales mediante muros estructurales, con el método DDBD el desplazamiento de diseño que se obtiene es alto, en este caso a nivel de azotea el valor fue de 51,6 cm.
- Para ambos edificios el cortante sísmico basal obtenido por el método DDBD es considerablemente superior al cortante obtenido por el método de las fuerzas. Motivo de esto, en el análisis modal espectral se mantuvo un nivel conservador en el límite de derivas de piso, para que así estos edificios sirvan como pre-diseño para la aplicación del método directo basado en desplazamientos.
- El método de análisis no-lineal estático (pushover), a pesar de las limitaciones ya discutidas, constituye una herramienta que permite explorar el grado de incursión no-lineal de las estructuras, llevándolas a desarrollar toda su capacidad, además muestra el nivel de fallas presente en los edificios paso a paso, otorga una mejor percepción de la respuesta post-fluencia de los pórticos del edificio permitiendo identificar la secuencia de plastificaciones y las diferentes ubicaciones o grados de daño de la estructura.
- La verificación realizada mediante el análisis estático no lineal de las estructuras diseñadas, indican que los desplazamientos obtenidos con el método DDBD comparado con el punto de desempeño según FEMA 440,

son mayores en un 11% y 36% para el edificio aporticado y el edificio con muros respectivamente.

- Tomando como valor referencial el corte basal producto del análisis modal espectral, en el análisis pushover las estructuras estudiadas tiene la capacidad de desarrollar aproximadamente un 120% más de corte basal asociado a la máxima deflexión lateral en azotea.
- En el análisis pushover, la estructura aporticada desarrollo una deformación lateral máxima del último piso de 46 cm y un corte basal asociado a dicho nivel de deflexión de 222 Ton. Hasta este punto de desempeño todas las rotulas plásticas que se llegaron a formar están dentro del límite de “Seguridad de Vida”. Estos resultados verifican los parámetros del diseño realizado con el método DDBD, en el cual se obtuvo un desplazamiento de 51 cm para 211,44 Ton.
- En el análisis pushover, el edificio con muros estructurales desarrollo una deformación lateral máxima de azotea de 38 cm y un corte basal asociado a dicho nivel de deflexión de 710 Ton. Hasta este punto de desempeño todas las rotulas plásticas que se llegaron a formar están dentro del límite de “Seguridad de Vida”. Estos resultados verifican los parámetros del diseño realizado con el método DDBD, en el cual se obtuvo un desplazamiento de 52 cm para 705,2 Ton.
- Cabe recalcar, que una de las estructuras fue analizada con muros modelados con el método de columna ancha equivalente y a pesar de que existen otros métodos que no se han explorado aquí, los resultados presentados en este trabajo han sido generados bajo la suposición de que este método ha sido adecuado para modelar las características no lineales de los muros.

## 5.2 RECOMENDACIONES

Con la finalidad de ampliar los alcances de la aplicación del método diseño directo basado en desplazamientos se recomienda que en el futuro se realicen las siguientes investigaciones:

- Diseñar otro tipo de estructuras con diferentes materiales y otras demandas sísmicas, tomando en cuenta las consideraciones pertinentes a fin de comparar cuantitativamente la precisión y versatilidad de esta metodología.
- Estudiar la precisión en los resultados obtenidos por este método al incluir los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), interacción suelo estructura, acumulación del daño y torsión para hacer extensiva su aplicación a diferentes configuraciones estructurales en tres dimensiones.
- Se deben realizar trabajos experimentales locales que permitan validar los parámetros utilizados en el procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos aquí estudiado, con lo cual se aumente la confianza y su práctica regular en el ámbito del diseño estructural.
- Se recomienda que siempre que se utilice un programa para análisis y diseño de estructuras se revise detenidamente como éste realiza dicho análisis y si los resultados que se obtiene se encuentran dentro del rango de lo esperado para los valores de entrada que se ingresan al programa. Un error de esta índole puede alterar significativamente los resultados y las decisiones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aguilera, M.A., (2011), “Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
2. Alba, F. (2005), “Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
3. Alemán, L.X. y Naranjo, L.F., (2011), “Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Carrera de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
4. Aschheim, M.A. and Black, E.F. (2000), “Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation”, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, 317-336.
5. ATC (1996) “ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete Buildings volume 1”, Applied Technology Council, Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA, EUA.
6. Ayala, G. (1999), “Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque”, Conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.
7. Basilio, I. (2003), “Procedimiento de diseño sísmico por desempeño para edificios altos basado en un método simplificado de análisis no lineal”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Programa de Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.



8. Bazán, E y Meli, R. (2001), "Diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, México D.F.
9. CEN (1996), European Prestandard ENV: Eurocode 8, "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures", Comité Europeen de Normalisation, Brussels.
10. Chopra K. y Goel K. "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra", Earthquake Spectra, Vo. 17, No. 1, Febrero 2001 pp. 47 – 64.
11. Chopra K. "Dinamics of Structures" Theory and aplications to Earthquake engineering, section 7.10 Second edition, Prentice Hall.
12. CSI (2012), "SAP 2000 Version 14", Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
13. Cueva, R.A. y González, D.X., (2013), "Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando el programa ETABS", Tesis de grado en Ingeniería Civil, Carrera de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
14. DDF (2004), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias", Diario Oficial de la Federación, México.
15. FEMA 273 (1997), "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency (FEMA).
16. fib Bulletin 25 (2003), "Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings", Federal Emergency Management Agency (FEMA).

17. Goel K. y Chopra K. "Improved Direct Displacement-based Design Procedure for Performance-Based Seismic Design of Structures", Structural Congress and Exposition 2001, Mayo 2001, Washington, D.C.
18. Kowalsky J. "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges", Earthquake Engineering Structures Dynamics 2002; 31: pp. 729-747.
19. Kowalsky J. "Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges", A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for degree Doctor of Philosophy in Engineering Science (Structural Engineering), Universidad de California, San Diego, 1997.
20. López, S.E., Castellanos, H., Ayala A. G. (2009), "Método de diseño sísmico por desplazamientos para marcos regulares de concreto reforzado", Decimoséptimo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
21. López, S.E., (2009), "Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
22. Medina, E.J., (2010), "Evaluación de métodos de análisis inelástico en SAP para estructuras de hormigón armado", Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
23. Méndez, T.D., (2011), "Estudio comparativo de métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos aplicados a estructuras reticulares de concreto reforzado", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
24. Moehle, J. P. (1992), "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", Earthquake Spectra, 8(3), pp. 403-428.

25. Muto, et. al., (1960), Muto, K., et. al, “Non-Linear Response Analyzers and Application to Earthquake Resistant Design”, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 649-668.
26. NEC-11, Capítulo 2 - “Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente”, Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de Construcción. Gobierno Nacional de la República del Ecuador.
27. Ordaz, M., Montoya, C. (2005), “DEGTA A4 Versión 5.1 ”, Programa de análisis espectral de señales, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
28. Park, R., Paulay, T. (1975), “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, Inc., Canada.
29. Panagiotakos., B., Fardis. (2001), “Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate”, ACI Structural Journal, V. 98, No. 2, March-April 2001.
30. Paulay, T., y M.J.N. Priestley, (1992). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. Nueva York, Wiley and Sons, 744 pp.
31. Prakash, V., Powell, G.H., Campbell, S. (1993), “DRAIN 2DX Versión 1.10”, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
32. Priestley, M. J. N. (1998), “Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 31, No. 4, diciembre 1998, pp. 246-258.
33. Priestley, M. J. N., Calvi, G. M, Kowalsky, M. J. (2007), “Displacement Based Seismic Design of Structures”, IUSS Press, Pavia, Italia.

34. Recoder, I., (2011), “Diseño preliminar basado en desplazamientos de marcos momento-resistentes con amortiguadores viscosos”, Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
35. Requena, M. (1999), “Método aproximado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
36. Sánchez, A., (2006), “Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzado ubicados en la zona del Lago del Distrito Federal”, Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, México.
37. Sánchez, M.E., (2010), “Implementación del diseño directo basado en desplazamientos para pórticos con disipadores de energía”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador.
38. Sandoval, P. (2000), “Procedimiento de diseño sísmico por desempeño basado en un método simplificado de análisis no lineal”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
39. SEAOC. (1995), Vision 2000, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
40. Shibata, A, Sozen, M. (1976), “Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete”, Jour. Str. Div. ASCE, 102, 6.
41. Terzic, U. (2006), “Direct Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Frame Buildings Structures”, Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería Sísmica e Ingeniería Sismológica de la Universidad “SS. Cyril and Methodius”, Skopje, Macedonia.

42. Tjhin T. N., Aschheim M. A. y Wallace J. W., "Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Wall Buildings", Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7th NCEE), Boston, Massachusetts, 2002.
43. Varela, J. (1996), "Evaluación del comportamiento de un edificio alto de concreto reforzado, diseñado con los reglamentos de México y el Japón", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPI, UNAM, México.
44. Veletsos and Newmark (1960), "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 895-912.
45. Viera, L.P., (2004), "Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado", Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
46. Wallace W., "A Designers Guide to Displacements-Based Design of RC Structural Walls" Handout, CE243A, Behaviour and Design of RC Structural Elements, Fall 1998, Department of Engineering, University of California Los Angeles.

