

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESCUELA DE POSGRADO EN INGENIERÍA Y CIENCIAS

**ALGUNAS CONSIDERACIONES RESPECTO DE LOS EFECTOS
DE LOS MODOS SUPERIORES EN ESTRUCTURAS
APORTICADAS**

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DE LA MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

OSWALDO VINICIO ORTIZ VARGAS

oswortiz@gmail.com

DIRECTOR DE TESIS: ING. ROBERTO ARELLANO BUENO

arellano@server.epn.edu.ec

Quito, octubre de 2013

DECLARACIÓN

Yo, Oswaldo Ortiz Vargas, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido 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 en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

OSWALDO ORTIZ VARGAS

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el señor Oswaldo Vinicio Ortiz Vargas, bajo mi supervisión.

ING. ROBERTO ARELLANO BUENO
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Se expresa un especial agradecimiento al Ing. Roberto Arellano por encaminar este proyecto hacia su culminación.

DEDICATORIA

A mi padre, **Luis Enrique Ortiz Sierra** in memoriam.

A mi adorada madre, **Judith Vargas Lozada**.

“Cuán terriblemente utilitarios somos ¿verdad? Queremos utilizarlo todo para nuestro beneficio, o para beneficiar a algún otro. ¿Cuál es la utilidad de una flor a la vera del camino? ¿Sirve de algo la humildad? ¿Cuál es la utilidad del amor? No ser ambicioso en un mundo lleno de ambición, ¿tiene eso alguna utilidad? Ser bondadoso, ser amable, ser generoso: estas cosas no son de ninguna utilidad para un hombre que carezca de generosidad. Una persona libre es completamente inútil para un hombre que está dominado por la ambición. Y como la mayoría de nosotros estamos enredados en la ambición, en el deseo de éxito, esa persona es de muy escasa significación.....”

Jidhu Krishnamurti

CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.2 Alcance.....	4
2 APROXIMACIONES DE DISEÑO QUE CONSIDERAN LOS EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES.....	6
2.1 Introducción.....	6
2.2 Amplificación Dinámica en el Diseño por Fuerza Lateral Equivalente.....	8
2.2.1 Amplificación de Momentos.....	9
2.2.2 Amplificación de Cortantes.....	12
2.3 Análisis Modal Espectral.....	14
2.4 Diseño Basado en Desplazamientos.....	20
2.4.1 Niveles de Desempeño y Estados Límite.....	23
2.4.1.1 Niveles de Desempeño.....	25
2.4.1.2 Estados Límite de la Estructura.....	27
2.4.2 Fundamentos del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.....	31
2.4.3 Estructuras de varios grados de libertad en el DDBD.....	35
2.4.3.1 Desplazamiento de Diseño.....	35
2.4.3.2 Formas de Desplazamientos.....	37
2.4.3.3 Masa Efectiva.....	38
2.4.3.4 Amortiguamiento Viscoso equivalente.....	38
2.4.3.5 Desplazamiento de fluencia de edificios aporricados.....	40
2.4.3.6 Distribución de la Fuerza Cortante Basal.....	42
2.4.3.7 Un comentario a la Sección 2.8 de la NEC-11.....	42
2.4.3.8 Aplicabilidad del DDBD.....	45
2.4.3.9 Análisis de la estructura bajo las fuerzas laterales diseño.....	47
2.4.4 Amplificación Dinámica en el DDBD.....	56
2.4.4.1 Amplificación de derivas y desplazamientos.....	56
2.4.4.2 Amplificación de Momentos.....	63
2.4.4.3 Amplificación de Cortantes.....	68

3 EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) TOMANDO EN CUENTA LA INFLUENCIA DE LOS MODOS SUPERIORES.....	72
3.1 Introducción.....	72
3.2 Pros y Contras del Análisis Pushover en la Evaluación de Desempeño Sísmico.....	78
3.2.1 Propósito.....	78
3.2.2 Definiciones.....	80
3.2.3 El desplazamiento en el tope de la estructura (target).....	86
3.2.3.1 Modificación por Resistencia a la Fluencia.....	88
3.2.3.2 Modificación por Degradación de Rigidez o pinching.....	90
3.2.3.3 Modificación por Degradación de Resistencia.....	91
3.2.3.4 Modificación por Efecto P-Delta.....	92
3.2.3.5 Modificación por Amortiguamiento viscoso efectivo.....	94
3.2.4 Patrones de Carga lateral.....	96
3.2.5 Implementación del Análisis Pushover.....	99
3.2.6 Limitaciones del Análisis Pushover.....	103
3.1 El Método del Espectro de Capacidad.....	105
3.3.1 El procedimiento de Linealización Equivalente.....	106
3.3.2 Conversión de la Curva de Capacidad y la Demanda Espectral a Formatos Espectrales aceleración- desplazamiento.....	111
3.3.3 Procedimiento Aproximado para identificar Mecanismos de Falla debido a los efectos de los modos superiores.....	114
3.3.3.1 Procedimiento Pushover Modal.....	114
3.4 Análisis Pushover Modal (Chopra y Goel, 2002).....	117
3.4.1 Mejoramientos del MPA.....	119
3.4.2 Algunos Resultados de la Aplicación del MPA.....	123
3.5 El Método N2.....	125
3.5.1 Descripción del Método N2.....	126
3.5.2 Limitaciones del Método N2.....	137
3.6 El Método N2-Extendido.....	138
3.6.1 Descripción del Método N2 Extendido.....	139

4	DEFINICIÓN DE UN CASO DE ESTUDIO PARA DISEÑO Y ANÁLISIS CONSIDERANDO LA AFECTACIÓN DE LOS MODOS SUPERIORES.....	144
4.1	Modelamiento del edificio y parámetros de diseño	144
4.1.1	Prediseño del edificio.....	147
4.2	Realización del Análisis Modal Espectral.....	152
4.2.1	Espectro Elástico de Aceleraciones según la NEC-1.....	152
4.2.2	Cálculo de las masas e inercias rotacionales.....	156
4.2.3	Cargas verticales, sísmicas y combinaciones de carga.....	157
4.3	Presentación de Resultados.....	159
4.3.1	Periodos, masas efectivas y formas modales.....	159
4.3.2	Desplazamientos y Derivas.....	160
4.3.3	Cortantes de Piso.....	163
4.3.3.1	Distribución de Cortantes de Piso por el Método de la Fuerza Lateral Equivalente.....	166
4.3.4	Efectos de Segundo Orden.....	170
4.3.5	Fuerzas Internas.....	173
5	DISEÑO DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL DDBD.....	178
5.1	Generación del espectro de desplazamientos de diseño según la NEC-11.....	179
5.2	Parámetros de Diseño para el método DDBD.....	181
5.2.1	Parámetros de diseño del pórtico representativo.....	185
5.2.1.1	Distribución del Cortante basal a los pisos.....	194
5.3	Análisis estructural conforme al DDBD.....	195
5.4	Diseño de las secciones.....	222
5.4.1	Diseño de Vigas.....	222
5.4.2	Diseño de Columnas.....	229
5.4.3	Chequeo de conexiones.....	239
5.5	Presentación de resultados.....	241
6	VERIFICACIÓN DEL DISEÑO: CASO DE ESTUDIO.....	249
6.1	Utilización del programa SAP para obtener la Curva de Capacidad.....	250

6.1.1	Características del modelo matemático empleado.....	251
6.1.2	Presentación de resultados del Análisis Modal Elástico para el edificio diseñado.....	255
6.1.3	Curva de Capacidad del edificio analizado.....	259
6.2	Aplicación del Método N2 Básico.....	265
6.2.1	Demanda sísmica para el sistema equivalente SDOF.....	266
6.3	Aplicación del Método N2 Extendido	273
6.3.1	Corrección de desplazamientos y derivas de piso por efectos de los modos superiores.....	273
6.3.2	Deformaciones locales y fuerzas internas (rotaciones de junta y momentos) corregidos por los efectos de los modos superiores.....	278
6.3.3	Verificación del diseño (DDBD vs N2-Extendido).....	288
6.4	Identificación de posibles mecanismos de falla debido a los efectos de los modos superiores	296
6.4.1	Comparación de la Curva de Capacidad (pushover) versus el espectro de diseño NEC11 (quito, perfil de suelo tipo C), para el 2° Modo de Vibración en la dirección X.....	296
6.4.2	Efectos bidireccionales.....	302
6.5	Presentación de resultados.....	308
7	CONCLUSIONES	
7.1	Sumario.....	309
7.2	Conclusiones.....	311
7.3	Recomendaciones para futuros estudios.....	321
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	323

LISTADO DE TABLAS

Capítulo 2

Aproximaciones de Diseño que consideran los Efectos de los modos superiores

2.1: Características de los pórticos estudiados por Priestley (2003).....	17
2.2: Probabilidad de excedencia para diferentes categorías estructurales.....	30
2.3: Límites de deformación del material vs niveles de desempeño.....	36
2.4: Límites de derivas de piso vs niveles de desempeño.....	36

Capítulo 3

El análisis estático no lineal (pushover) tomando en cuenta la influencia de los modos superiores

3.1: Deformaciones y Estados Límite.....	102
3.2: Variación del valor κ , ATC-40.....	109
3.3: Tipos de comportamiento estructural, ATC-40.....	109
3.4: Factores de reducción espectral vs amortiguamiento, ATC-40.....	109
3.5: Factores de reducción espectral vs amortiguamiento, ATC-40.....	109

Capítulo 4

Definición de un caso de estudio para diseño y análisis que considere la afectación de los modos superiores

4.1: Prediseño de columnas interiores.....	149
4.2: Prediseño de columnas exteriores.....	149
4.3: Predimensionado de vigas.....	151
4.4: Resumen de datos para el espectro elástico de diseño	155
4.5: Periodos elásticos, masas efectivas	159
4.6: Desplazamientos inelásticos y derivas máximas de piso, nudo 16.....	160
4.7: Derivas máximas de piso, dirección X, análisis multimodal.....	163
4.8: Peso total del edificio.....	164

4.9: Cortantes de piso del análisis modal espectral.....	165
4.10: Chequeo rápido del cortante basal.....	166
4.11: Cortantes de piso obtenidos por la Fuerza Lateral Equivalente.....	168
4.12: Comparación de Cortantes de piso Dinámico y Estático NEC-11.....	169
4.13: Composición modal del cortante basal (AME).....	170
4.14: Derivas de piso en el Centro de Masas (AME).....	171
4.15: Cálculo de la carga vertical P_i	172
4.16: Efectos de segundo orden; Índice de Estabilidad Q_i	172

Capítulo 5

Diseño de un Edificio de hormigón armado utilizando el DDBD

5.1: Valores para las ecuaciones del espectro de desplazamientos.....	180
5.2.a: Peso de los elementos por piso.....	184
5.2.b: Cálculo de la masa para cada pórtico.....	184
5.3: Cálculos para obtener la estructura sustituta el pórtico.....	186
5.4: Uso de la Ec. 2.31 para el cálculo de amortiguamiento.....	186
5.5: Chequeos de los parámetros de diseño del DDBD.....	191
5.6: Resumen de parámetros del DDBD.....	192
5.7: Resultados por uso de diferentes valores de periodos T_L	194
5.8: Fuerzas de piso en pórtico representativo.....	195
5.9: Momentos de Volteo, al eje y de diseño de vigas.....	196
5.10: Momentos de tramo, cortantes de borde y de tramo de vigas.....	207
5.11: Amplificación de cortantes de columnas.....	209
5.12: Amplificación de momentos de columnas del edificio.....	212
5.13: Momentos de diseño columnas del edificio.....	214
5.14.a: Cargas axiales: Columna Interior.....	216
5.14.b: Cargas axiales: Columna Exterior.....	218
5.14.c: Cargas axiales: Columna Esquinera.....	221
5.15.a: Acero positivo en los extremos de vigas.....	225
5.15.b: Acero positivo en los tramos de vigas.....	227
5.15.c: Acero transversal en articulaciones plásticas.....	227
5.16.a: Diseño de Columna Interior.....	232

5.16.b: Diseño de Columna Exterior.....	234
5.16.b: Diseño de Columna Esquinera.....	236
5.17: Criterios de evaluación de cortante, columna interior.....	238
5.18: Chequeo de conexiones viga–columna.....	239

Capítulo 6

Verificación del Diseño: caso de estudio

6.1: Características del modelo matemático empelado en el pushover.....	252
6.2: Criterios de aceptación en vigas de hormigón armado FEMA-356.....	253
6.3: Criterios de aceptación en columnas H.A.,FEMA-356.....	254
6.4: Masas e inercias para el modelo 3 GDL por piso.....	255
6.5: Características dinámicas del edificio diseñado.....	255
6.6: Forma modal Φ_i , 1° Modo Sentido X.....	256
6.7: Desplazamientos máximos y derivas de piso (AME).....	257
6.8: Curva pushover para el sentido X (1° Modo).....	261
6.9: Coordenadas A-D , demanda inelástica.....	267
6.10: Demandas inelásticas obtenidas por varios métodos.....	271
6.11.a: Corrección de desplazamientos por efectos-modos superiores.....	274
6.11.b: Corrección de derivas de piso por efectos de modos superiores.....	275
6.12: Valores Límite de rotaciones en los niveles de desempeño	280
6.13: Corrección de rotaciones de junta y momentos de viga, Pórtico 1.....	283
6.14: Corrección de momentos de columna C1 por modos superiores	286
6.15: Resultados: Diseño (DDBD) vs Análisis (N2 –Extendido).....	290
6.16: Momentos en vigas y columnas, pórtico 1 por DDBD y N2–Extendido.....	294
6.17: Momentos en vigas y columnas, pórtico 2 por DDBD y N2–Básico.....	295
6.18: Curva de Capacidad para el 2° Modo sentido X.....	299
6.19: Coordenadas A-D para el 2° modo de vibración sentido X.....	300
6.20: Curva de Capacidad Bidireccional.....	305

LISTADO DE FIGURAS

Capítulo 2

Aproximaciones de Diseño que consideran los Efectos de los modos superiores

2.1: Cortante basal y el método de la fuerza lateral equivalente.....	7
2.2: Factores de amplificación dinámica de momentos de columnas.....	10
2.3: Magnificaciones de momentos en una columna de un piso.....	13
2.4: Cortantes de piso para pórticos obtenidos por varios métodos.....	18
2.5: Cortantes de piso obtenidos para pórticos de 16 y 20 pisos	20
2.6: Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura	22
2.7: Relación entre Niveles de desempeño y sismos de diseño	26
2.8: Estados Límite de la sección y de la estructura.....	30
2.9: Estructura equivalente y rigidez efectiva.....	34
2.10: Relación Ductilidad vs Amortiguamiento de varios materiales.....	34
2.11: Espectros de diseño para desplazamientos.....	35
2.12: Modelo Histerético ancho de Takeda.....	41
2.13: Factor de reducción de la demanda sísmica.....	43
2.14: Periodo efectivo del sistema de un grado de libertad SDOF.....	44
2.15: Mecanismo de respuesta inelástica.....	46
2.16: Pórticos que soportan DDBD.....	46
2.17: Rigidez efectiva de columnas rectangulares.....	47
2.18: Un modelo para análisis de pórticos con DDBD.....	49
2.19: Cálculo de momentos sísmicos con DDBD.....	51
2.20: Cortantes de vigas en pórtico irregular.....	53
2.21: Distribución de momentos en columnas por equilibrio de nudos.....	54
2.22: Momentos de volcamiento en un pórtico irregular.....	55
2.23: Derivas de piso y perfil de desplazamientos, pórtico 16 pisos.....	57
2.24: Uso de las Ecs. (2.21 y 2.56) para control de derivas (16 pisos).....	58
2.25: Uso de las Ecs. (2.21 y 2.56) para control de derivas (20 pisos).....	59
2.26: Respuestas máximas observadas para un pórtico de 16 pisos.....	60
2.27: Utilización de las Ecs (2.21.b) , (2.56) y (2.60)	63

2.28: Amplificación dinámica de cortantes y momentos.....	64
2.29: Aplicación de la Ec. (2.61) para amplificación dinámica.....	66
2.30: Factores de amplificación dinámica para momentos de columnas.....	67
2.31: Aplicación de factores de amplificación Ec. (2.62).....	68
2.32: Aplicación de factores de amplificación de cortantes Ec. (2.65).....	70
2.33: Aplicación de factores de amplificación de cortantes Ec. (2.66).....	71

Capítulo 3

El análisis estático no lineal (pushover) tomando en cuenta la influencia de los modos superiores

3.1: Desarrollo de un procedimiento analítico estático no lineal.....	76
3.2: Representación gráfica de resultados del espectro de capacidad.....	77
3.3: Características Fuerza-Desplazamiento (Curvas de Capacidad).....	82
3.4: Características de respuesta $F-\Delta_{\text{techo}}$ del sistema MDOF.....	83
3.5: Factores de reducción de resistencia R_{μ} , suelos firmes.....	89
3.6: Demandas de desplazamiento inelástico, suelos firmes.....	89
3.7: Demandas de desplazamiento inelástico, suelos suaves	90
3.8: Modelo histerético tipo pinching.....	91
3.9: Efecto del Modelo histerético tipo pinching en las demandas.....	91
3.10: Respuesta $F-\Delta$ con y sin deterioro de resistencia.....	92
3.11: Efectos de la rigidez negativa de post-fluencia en la demanda.....	93
3.12: Efecto del amortiguamiento viscoso en la demanda.....	95
3.13: Patrones de carga lateral más comunes para el pushover.....	98
3.14: Carta de Flujo para el Análisis Pushover.....	100
3.15: Criterios de aceptación FEMA-356 de componentes estructurales.....	101
3.16: Linealización equivalente según el ATC-40.....	107
3.17: Factores de participación modal y coeficientes de masa modal.....	113
3.18: Coordenadas ADRS.....	113
3.19: Procedimiento pushover modal con el CSM.....	116
3.20: Propiedades del sistema inelástico SDOF del modo n.....	119
3.21: Cálculo de la deformación de fluencia	121
3.22: Derivas de piso (mediana) determinadas por varios métodos.....	124

3.23: Relaciones periodo-ductilidad y la demanda espectral	128
3.24: Análisis púlvor y patrón de carga lateral.....	130
3.25: Relaciones para el modelo equivalente SDOF.....	134
3.26: Demandas sísmicas locales para el modelo MDOF.....	136

Capítulo 4

Definición de un caso de estudio para diseño y análisis que considere la afectación de los modos superiores

4.1: Planta y elevación del edificio en estudio	146
4.2: Áreas tributarias: columna interior B2 y exterior C1.....	148
4.3: Pre-dimensionado de Vigas.....	150
4.4: Geometría de los pórticos a analizar.....	151
4.5: Espectro Elástico de Diseño, para Quito, suelo tipo C.....	155
4.6: Modos de vibración en planta y periodos.....	160
4.7: Nudos característicos por planta.....	161
4.8: Desplazamientos y derivas máximas de piso.....	163
4.9: Cortantes de piso en la dirección X (AME).....	165
4.10: Cortantes de piso en la dirección X (Fuerza lateral equivalente).....	169
4.11.a: Cortantes Sísmico (AME), pórtico 1.....	174
4.11.b: Momentos Sísmicos (AME), pórtico 1.....	175
4.11.a: Cortantes Sísmico (AME), pórtico 2.....	176
4.11.b: Momentos Sísmicos (AME), pórtico 2.....	177

Capítulo 5

Diseño de un Edificio de hormigón armado utilizando el DDBD

5.1: Ecuaciones que dan forma al espectro de desplazamientos, NEC11.....	179
5.2: Espectro elástico de desplazamientos para Quito, suelo tipo C.....	181
5.3: Planta característica y área tributaria de pórticos	182
5.4: Pórtico representativo del edificio.....	182
5.5: Espectros de desplazamientos elástico ($\xi=5\%$) y reducido ($\xi=10.91\%$).....	190

5.6: Fuerzas de piso	195
5.7: Áreas aportantes para reducción de carga viva.....	199
5.8.a: Momentos y cortantes por carga vertical $U=1.4D+1.7L$, entresijos.....	201
5.8.b: Momentos y cortantes por carga vertical $U=1.4D+1.7L$, cubierta.....	202
5.9.a-b: Combinación de momentos: sísmicos + verticales, cubierta.....	204
5.9.c-e: Combinación de momentos: sísmicos + verticales, cubierta.....	205
5.10.a-d: Combinación de momentos: sísmicos + verticales, piso 13°.....	206
5.10.e: Combinación de momentos: sísmicos + verticales, piso 13°.....	207
5.11.a: Momento en Columna Interior	210
5.11.b: Momento en Columna Exterior.....	211
5.11.c: Momento en Columna Esquinera.....	211
5.12: Cargas axiales sísmicas.....	215
5.13: Resistencias nominales y esperadas y factores de reducción.....	223
5.14: Acero positivo y negativo en extremos de vigas.....	224
5.15: Armado de vigas pisos: 13° y 14°.....	226
5.16: Armado típico de vigas del primer piso.....	229
5.17: Interacción P-M para columnas esquineras y exteriores.....	230
5.18.a: Dimensiones definitivas y porcentaje de acero, pórtico 2	242
5.18.b: Dimensiones definitivas y porcentaje de acero, pórtico 1	243
5.19.a: Armado de vigas; pisos: del 8° al 14°	244
5.19.b: Armado de vigas; pisos: del 1° al 7°	245
5.20.a: Armado de columnas; pisos: del 7° al 14°	246
5.20.a: Armado de columnas; pisos: de la PB al 6°	247

Capítulo 6

Verificación del Diseño: caso de estudio

6.1: Criterios de aceptación para componentes estructurales.....	254
6.2: Forma modal Φ_i , primer modo sentido X.....	256
6.3: Desplazamientos máximos y derivas de piso (AME).....	257
6.4: Comparación de desplazamientos y derivas de piso: AME vs DDBD.....	258
6.5: Patrón de cargas laterales para el primer modo sentido X.....	261
6.6: Curva de Capacidad, primer modo sentido X.....	262

6.7: Deformación del techo en el mecanismo plástico ($D_t=0.680$ m)	263
6.8: Aplicación del Método N2 para obtener el desplazamiento target.....	268
6.9.a: Desplazamiento target: Espectro de Capacidad ATC-40	269
6.9.b: Desplazamiento target: Método de los Coeficientes FEMA-356	270
6.9.c: Desplazamiento target: Linealización Equivalente, FEMA 440.....	270
6.9.d: Desplazamiento target: Método de los Coeficientes Modif. ,FEMA-440.....	271
6.10: Factores de corrección por efectos de los modos superiores.....	275
6.11.a: Envoltente de desplazamientos por efectos de los modos superiores...276	
6.11.b: Envoltente de derivas de piso por efectos de los modos superiores.....	276
6.12: Ubicación del desempeño de la estructura: caso de estudio.....	279
6.13: Formación y localización de las articulaciones plásticas.....	280
6.14.a: Diagrama Momento-Curvatura, columna C1 entre pisos 11° y 12°.....	287
6.14.b: Diagrama Fuerza-Desplaz. y capacidad a cortante de la columna C1....	287
6.15.a: Desplazamientos de Diseño DDBD y de Análisis N2-Extendido.....	290
6.15.b: Derivas de piso de Diseño DDBD y de Análisis N2-Extendido.....	290
6.16: Forma modal y patrón de cargas laterales para el 2° Modo de vibración...297	
6.17: Mecanismo plástico asumido para el 2° Modo de vibración.....	298
6.18: Curvas de Capacidad e Idealizada Elasto-Plástica para el 2° Modo.....	299
6.19: Punto de desempeño para el 2° Modo traslacional en X.....	301
6.20: Localización de las articulaciones plásticas para el 2° Modo.....	302
6.21.a: Curva de Capacidad Bi-direccional.....	305
6.21.b: Punto de desempeño para entrada sísmica bi-direccional (100X/30Y)...306	
6.21.c: Punto de desempeño por Linealización Equivalente.....	306
6.21.d: Formación de articulaciones plásticas, pórticos 1 y 2.....	307
6.21.e: Formación de articulaciones plásticas, pórticos A y B.....	307

RESUMEN

El presente trabajo trata de la consideración de los efectos de los modos superiores (aquellos mayores al fundamental) en el diseño y en el análisis estático no lineal (pushover) de edificios aporticados de hormigón armado de considerable altura. Se ha desarrollado una aplicación práctica para un edificio de hormigón armado de 14 pisos, con planta regular y algo irregular en elevación (la altura del primer piso difiere del resto); para su diseño se ha utilizado los nuevos conceptos que se incorporan en la pre-normativa NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2011) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD); y en lo que se refiere al análisis, se ha elegido al Método N2, que es muy utilizado en Europa para la verificación del diseño, y que ya es aceptado en la normativa EC-8 (Euro-Código, 2004).

Normalmente, en el medio local, los efectos de los modos superiores no se han tomado en cuenta para el diseño de estructuras aporticadas, ya sea por considerarse muy pequeños o por asumir que un análisis multimodal elástico ya los incorpora en la respuesta de la estructura. Sin embargo, su influencia es patente en el comportamiento de estructuras de altura, y es razón por la que en el diseño por capacidad deben considerarse, tal como lo describen Paulay y Priestley (1992), y conforme ahora lo reconoce la nueva normativa NEC-11. La aplicación práctica de los efectos de los modos superiores al diseño y al análisis en forma de ecuaciones de amplificación (DDBD) y factores de corrección (N2-Extendido) respectivamente, viene como resultado de un estudio comparativo con Análisis Historia-Tiempo, lo que permitiría una aplicación conservadora de los mismos.

Los resultados del caso de estudio, mostraron que la aplicación del DDBD, presenta algunas dificultades, relacionadas sobre todo a una falta de claridad en el uso de las resistencias esperadas de los materiales y de los factores de reducción de resistencia (a flexión y a corte), así como de varias simplificaciones para cuando la entrada sísmica es bi-direccional y que sólo son válidas para columnas cuadradas armadas simétricamente. Además, se encontró que los

criterios usuales para comprobar el comportamiento de las juntas viga-columna (ACI), limitan la aplicación práctica del DDBD. Sin embargo el método de diseño fue capaz de predecir aceptablemente el desplazamiento y las derivas de piso en el rango inelástico de respuesta, si se lo compara con los resultados obtenidos con el N2-Extendido. Las suposiciones hechas al inicio del diseño (resistencias esperadas de materiales en vigas, elección del mayor momento sea por carga vertical o sísmico en los extremos de vigas, reducción de la carga axial sísmica en columnas esquineras y exteriores por ataque bi-direccional simultáneo) se mostraron útiles, pues permitieron comprobar que el edificio llega al mecanismo plástico dominado por el agotamiento por flexión de las vigas antes que de las columnas, tal cual es el requerimiento para diseño sismorresistente dúctil de estructuras aporticadas.

En cuanto a los resultados conseguidos con el N2-Extendido en el punto de desempeño, si se toma en cuenta su naturaleza conservadora, se puede manifestar que fueron bastante similares a aquellos obtenidos con el DDBD, sobre todo los desplazamientos (0.644m DDBD vs 0.711 N2-Ext.), derivas de piso y fuerzas internas. El edificio alcanzó el objetivo de desempeño en el estado límite "Control de Daños" impuesto al inicio de la etapa de diseño, es decir una deriva máxima del 2% (2.085% para el caso de estudio); si bien la deriva máxima se produjo en el 6° piso y no en el primero como lo establece el DDBD (que bien podría deberse a la reducción continua de las dimensiones de las columnas en altura). El 2° modo de vibración tuvo en efecto casi elástico en la estructura, ratificando de alguna manera que el comportamiento en los modos superiores en el rango inelástico de respuesta del edificio, se lo puede considerar como elástico, tal cual lo señala el N2-Extendido. El método N2 permitió además, conocer que el 6° piso es el más afectado por la acción sísmica de diseño, tanto por la deriva de piso cuanto por la rotación plástica alcanzadas por las vigas.

Para un uso diario del DDBD como método de diseño, el caso de estudio demostró que hace falta más investigación y estudios adicionales que consideren diferentes geometrías de estructuras aporticadas, que prueben el método y sorteen cualquier problema práctico.

PRESENTACIÓN

La presente memoria está compuesta de siete capítulos, que describen algunas consideraciones de los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas de hormigón armado de altura, aplicadas a un caso de estudio: un edificio de 14 pisos, simétrico respecto a los ejes ortogonales.

El primer Capítulo está dedicado a la Introducción del problema, y a presentar el alcance y los objetivos del proyecto. Los Capítulos 2 y 3 bosquejan el marco teórico que incluye el diseño por el método basado en desplazamientos (DDBD) y el análisis estático no lineal respectivamente; así las cosas, el Capítulo 2 presenta además un rápido resumen de las amplificaciones dinámicas conocidas: para derivas de piso, y para momentos y cortantes de columnas, y cuyos autores son Paulay (1977), Paulay y Priestley, (1992), Pettinga y Priestley (2005) y Priestley et al. (2007); mientras que el capítulo 3 contempla un compendio de los procedimientos estáticos no lineales más conocidos, con algún énfasis en el FEMA-356 (Método de los Coeficientes), el Método del Espectro de Capacidad del ATC-40 (CMS), la descripción de posibles mecanismos de falla (Paret et al.,1996), el Método Pushover Modal propuesto por Goel y Chopra (2002), y termina detallando el soporte teórico de los Métodos N2 Básico y Extendido de Fafjar (2002) y Kreslin y Fafjar (2011) respectivamente, que son utilizados en el caso de estudio.

El Capítulo 4 detalla el edificio de hormigón armado de 14 pisos, que se considera como caso de estudio, y en el que son básicos las dimensiones en planta y en altura; para dicho edificio se realiza un pre-dimensionado y se corre un Análisis Modal Espectral, con un espectro de diseño correspondiente a Quito, para un perfil de suelo tipo C, establecido en la NEC-11. Se obtienen las fuerzas de piso, desplazamientos y derivas para el sentido X, las fuerzas internas reducidas por el factor R y las características dinámicas del edificio; adicionalmente se obtienen

las fuerzas de piso con el método de las fuerzas (NEC-11) con propósitos comparativos. El programa utilizado en el Análisis Modal Espectral (AME) es el ETABS.

En el Capítulo 5, se toman las mismas dimensiones en planta y en elevación del edificio considerado como caso de estudio del capítulo anterior, y se procede con el diseño, utilizando el DDBD. Esto, debido a que el DDBD da menores dimensiones (secciones) en los elementos aporticados que los elementos diseñados basados en fuerzas. Se asume que el edificio alcanzará el nivel de desempeño "Control de daños", es decir una deriva máxima del 2%, que permite obtener los desplazamientos y derivas de cada piso al inicio del proceso. A partir de esto, se obtienen los parámetros diseño, como son los valores de la estructura equivalente o sustituta: periodo efectivo, amortiguamiento efectivo, rigidez secante y el cortante basal. Con el cortante basal de cada pórtico se inicia el diseño de la estructura, la misma que envuelve algunas simplificaciones; el producto final del diseño es el armado de las secciones, que se presenta gráficamente. El cálculo y diseño del edificio es completamente manual y se presenta resumido en tablas para una mejor comprensión.

La verificación del diseño, es decir el comportamiento del edificio en el rango inelástico de la respuesta (punto de desempeño) debido al sismo de diseño se realiza en el Capítulo 6. Se utiliza el método N2-Básico para la obtención del punto de desempeño o target y el N2-Extendido para la corrección de desplazamientos, derivas de piso y fuerzas internas debida a los efectos de los modos superiores. La mayoría de cálculos son manuales salvo los llevados a cabo para obtener la Curva de Capacidad (Pushover), para lo cual se empleó el SAP-2000; se efectúa un análisis similar para el 2° Modo de vibración y para la entrada sísmica bidireccional. Finalmente se realiza una discusión de resultados y una valoración de los mismos.

El Capítulo 7 cierra el presente trabajo con las conclusiones finales a las que se arribaron, y con algunas recomendaciones para futuros estudios.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11), próxima a entrar en vigencia se ha engrandecido notablemente respecto al anterior Código Ecuatoriano de la Construcción 2001 (CEC-2001), pero sobre todo trae algunas actualizaciones en los temas referentes al Peligro Sísmico y a los Requisitos para Diseño Sismorresistente. Básicamente, la presentación de un nuevo mapa de zonificación para la obtención del valor de la aceleración sísmica (factor Z), la inclusión de las Curvas de Peligro Sísmico Uniforme, pero ante todo, la introducción de las herramientas para un Diseño basado en Desempeño, así como el énfasis en el Diseño por Capacidad constituyen las principales novedades del nuevo código.

Dentro del Diseño basado en Desempeño, la aproximación que la NEC-11 ha adoptado es aquella desarrollada por Priestley (Priestley, 1993, 2000; Priestley et al., 2005; Priestley et al., 2007), que se la conoce como Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), cuyo fundamento es la consideración de la deformación (generalmente desplazamientos o derivas de piso correspondientes a un estado límite o nivel de desempeño) de un sistema estructural **al inicio** del proceso de diseño, en contraposición a los métodos tradicionales basados en fuerzas, para lo cual utiliza los conceptos de la Estructura Substituta desarrollados por Gulkan y Sozen (1974), que modelan el comportamiento inelástico del edificio por medio de una “Estructura equivalente de un grado de libertad” que se comporta elásticamente pero con un periodo mucho más alargado, una rigidez notoriamente reducida y un nivel de amortiguamiento “equivalente”. Priestley mantiene los conceptos del Diseño por Capacidad desarrollados por Paulay (Park y Paulay, 1975; Paulay, 1979; Paulay y Priestley 1992), para la obtención de un mecanismo plástico en la mayoría de las vigas y únicamente en la base de las columnas o muros de corte de la planta baja, en estructuras aporticadas o con muros de corte respectivamente, para lo cual incorpora la sobrerresistencia

flexural y los efectos de amplificación dinámica debido a los modos de vibración superiores, que se vuelven importantes cuando los edificios crecen en altura.

Por otra parte, existen prácticas que cada día ganan espacio en la ingeniería estructural, y son aquellas referidas a los procedimientos de verificación de diseño de los edificios nuevos, la evaluación del desempeño sísmico y el reajuste de edificios existentes, a través de métodos simplificados del tipo Pushover Estático No Lineal, y que estiman razonablemente la deformación inelástica o el daño de las estructuras cuando vibran principalmente en el primer modo. Las aproximaciones más usadas son aquellas que combinan la Curva de Capacidad de un modelo de múltiples grados de libertad (MDOF, siglas en inglés) con el Espectro de Respuesta para un modelo de un solo grado de libertad (SDOF, en inglés), y que son la base de los métodos más conocidos: Espectro de Capacidad (ATC-40, FEMA 273) desarrollado originalmente por Freeman en 1975 (Paret et al., 1996, Freeman, 2007), y el N2 (**N** se refiere a **No Lineal** y **2** a los dos modelos matemáticos empleados: MDOF y SDOF) cuyo desarrollo se debe principalmente a Fajfar (Fajfar y Fischinger 1988; Gaspersic et al., 1992; Fajfar 2000). Cuando la edificación crece en altura y/o es irregular en planta o en elevación estos métodos se tornan imprecisos para captar la influencia de los modos superiores de vibración, haciéndose necesario aproximaciones más elaboradas y por ende más complejas como son: los Pushover Modal formulados por Chopra y Goel (2002) y los Adaptativos Pushover Modal de Antoniou y Pinho y de Kalkan y Kunnath (2006); sin embargo, en el presente estudio se valora la propuesta práctica que recientemente la han desarrollado Fajfar y Kreslin (2011) y que es una extensión del método N2 para contabilizar el efecto de los modos superiores en elevación y que se conoce como N2-Extendido.

1.1. OBJETIVOS

El principal objetivo del presente estudio es aplicar algunos conceptos nuevos en el diseño y análisis de estructuras aporticadas de altura, que se han venido desarrollando en los últimos años, y que coinciden con la preparación de la nueva

normativa ecuatoriana de la construcción NEC-11. A un caso de estudio, representado por edificio de 14 pisos de hormigón armado de planta regular, (como para que los efectos de los modos superiores debidos a la altura sean importantes) se aplica: **a)** las innovaciones contenidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción **NEC-11**, como son los nuevos espectros de diseño tanto de aceleraciones como de desplazamientos; **b)** el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (**DDBD**) y los conceptos del Diseño por Capacidad que contabilizan el efecto de los modos superiores; y **c)** un procedimiento de verificación del comportamiento del edificio en el rango inelástico de la respuesta a través del método **N2 -Extendido**. Sin duda que evaluar las dificultades y/o bondades de la aplicación de esta confluencia de novedades (para el medio) al caso práctico de un edificio que es afectado por los modos superiores de vibración, es el objetivo principal de este estudio.

Los objetivos específicos del presente proyecto son los siguientes:

- Considerar un caso de estudio: un edificio de concreto reforzado, regular en planta y de 14 pisos, ubicado en Quito, sobre un perfil de suelo tipo C; para el cual se realizará un Análisis Modal Espectral usando el espectro de diseño de la NEC-11, para este efecto se utilizará el programa ETABS.
- Utilizando la misma planta, la altura (14 pisos) y la ubicación del edificio (Quito, perfil de suelo tipo C) como caso de estudio, diseñar la estructura conforme al Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), considerando que el edificio alcanzará el nivel de desempeño "Control de Daños" (NEC-11). El diseño por capacidad cuantificará la sobrerresistencia, las amplificaciones por comportamiento dinámico del edificio y los efectos bidireccionales en la entrada sísmica para el diseño de columnas.
- Realizar una comparación de máximos desplazamientos y derivas de piso, obtenidos por el DDBD y por el Análisis Modal Espectral.
- Evaluar el desempeño para la estructura diseñada con el DDBD, en el rango inelástico de la respuesta, usando un método simplificado de Análisis No

Lineal, que combina un Análisis Pushover Estático con un Análisis de Respuesta Espectral, en un formato aceleración-desplazamiento (A-D); el método a considerar es el N2-Extendido que contabiliza los efectos de los modos superiores. Para la obtención de la Curva de Capacidad el programa elegido es el SAP-2000.

- Valorar los métodos de diseño (DDBD) y de análisis (N2-Extendido), como predictores de respuesta en el rango inelástico del comportamiento del edificio, para el caso de estudio.

1.2 ALCANCE

“Algunas consideraciones respecto de los efectos de los Modos Superiores en estructuras aporticadas” se desarrolla en siete capítulos.

El primer capítulo es introductorio, sitúa el problema a considerar, define los objetivos principales y el alcance del presente estudio.

El Capítulo 2 provee la base teórica de *las aproximaciones de diseño que consideran los efectos de los modos superiores* y su aplicabilidad a estructuras aporticadas como son: a) el *método de amplificación dinámica* ideado por Paulay (1977) y afinado por Paulay y Priestley (1992), b) la herramienta de *Análisis Multimodal* y finalmente c) el *procedimiento del Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)*. En el último ítem se incluye una breve presentación de los *niveles de desempeño* y se da algunas razones para el surgimiento de esta aproximación, además presenta un compendio resumido de las principales características que ofrece el método para el diseño de los elementos que componen un sistema estructural resistente a carga lateral basado en pórticos.

El Capítulo 3 detalla la base teórica del Método N2 Básico y del N2 Extendido (considerando el efecto de modos superiores) para la evaluación de la respuesta

no lineal de estructuras, también incluye una breve comparación con el Espectro de Capacidad del ATC- 40 y el FEMA-356.

En el Capítulo 4 se configura la estructura a porticada que servirá como caso de estudio, se obtienen las formas modales y los períodos de los modos que inciden en la respuesta. Antes de realizar el Análisis Modal Espectral se obtiene el cortante basal y las fuerzas de piso con el código NEC-11 considerando el método basado en fuerzas con propósitos comparativos. Utilizando el programa ETABS se realiza el Análisis Modal Espectral y se obtienen los desplazamientos, derivas, y las fuerzas internas (Momentos y Cortantes) para los pórticos tipo.

El Capítulo 5 se centra en el diseño de la estructura estudiada utilizando el DDBD y el Diseño por Capacidad; se aplican las de-amplificaciones dinámicas para las derivas piso y las amplificaciones por los efectos de los modos superiores para los momentos y los cortantes de las columnas, que permitirán el desarrollo de un mecanismo plástico dúctil basado en que las vigas sean las que alcancen su resistencia mientras las columnas (salvo las de la base de la planta baja) permanezcan en el rango elástico.

El Capítulo 6 desarrolla la evaluación de desempeño de la estructura estudiada aplicando los conceptos del Método N2-Básico y Extendido. Se obtiene la demanda global de desplazamiento para el sistema estudiado y las demandas sísmicas locales (derivas de piso y rotaciones plásticas de las juntas) que reflejan el daño que podría sufrir la estructura ante el sismo de diseño.

Finalmente el Capítulo 7 hace una valoración de los resultados y establece las conclusiones finales; además se permite recomendar posibles ampliaciones al presente estudio.

CAPÍTULO 2

APROXIMACIONES DE DISEÑO QUE CONSIDERAN LOS EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES

2.1 INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico de estructuras según el Código Ecuatoriano de la Construcción 2001 que se encuentra en vigencia, implica la obtención de la fuerza cortante basal correspondiente a un espectro de diseño dado para una región sísmica y un tipo de suelo en particular. Este valor es reducido sobre la base de que una previsible respuesta dúctil (inelástica) de la estructura ante el sismo de diseño es aceptable, lo cual ocurrirá siempre y cuando los niveles constructivos y de detallamiento permitan que el comportamiento de los materiales y elementos estructurales pueda alojar las demandas de deformación.

La descripción anterior ayuda a definir el *Método Estático Equivalente* (conocido ahora como Diseño Basado en Fuerzas), que además, asume que el primer modo de vibración domina la respuesta estructural y por tanto la contabilización de los efectos de los modos superiores (los modos más altos que el fundamental o el primero) *no es requerida*. Siguiendo con este procedimiento, el cortante basal es distribuido como un vector de fuerzas laterales correspondientes a cada piso, con alguna adición hecha a la fuerza a nivel de techo para contabilizar el incremento de las derivas en los niveles superiores debido a los modos más altos como se observa en la Fig. 2.1; el vector de cargas a su vez se reparte en forma proporcional a las rigideces de los elementos que forman parte del sistema resistente a carga lateral, luego por medio del análisis estructural se obtienen las acciones de diseño. Finalmente se chequea las deformaciones estructurales en

forma de derivas de piso, las cuales no deben sobrepasar los valores establecidos por el código, generalmente 2% (edificios).

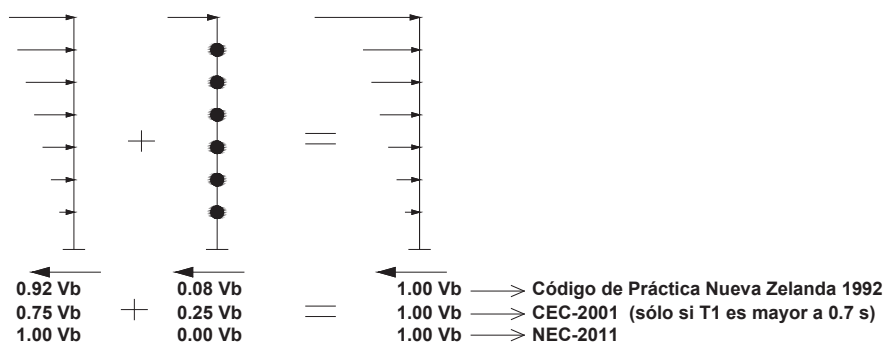


FIGURA 2.1. Cortante basal obtenido por el Método de la Fuerza Lateral Equivalente.

Cuando la estructura es más compleja, ya sea por su configuración irregular en planta o en elevación o tiene una distribución de masas y rigideces que no es uniforme en general, se recurre al *Método de Superposición Modal (Análisis Modal Espectral)*, el cual a través del *espectro de diseño reducido* obtiene una serie de vectores de fuerza lateral representando a un cierto número de modos de vibración (como lo especifica el código); luego estas fuerzas laterales son aplicadas como fuerzas exteriores y las acciones resultantes del análisis estructural son estadísticamente combinadas para obtener los valores finales de diseño. Debido a las contribuciones modales, se asume que este método contabiliza directamente los efectos de los modos superiores y por tanto ninguna amplificación dinámica es proporcionada. El problema con este método es que, es esencialmente elástico y que está siendo usado para explicar el comportamiento inelástico de la estructura.

Lo anterior se ha constituido en la práctica corriente del diseño sísmico de estructuras (en especial edificios) en el Ecuador, donde como queda dicho, la consideración de amplificación dinámica a través de la contabilización de los efectos de los modos superiores es mínima, asumida, o en muchos casos nula. Esta situación se puede deber a cierto desconocimiento, o al hecho de que las prácticas americanas de diseño muy seguidas en el medio consideran que los efectos de los modos más altos están ya incluidos en el análisis multi-modal. Por

ello es importante recordar que estudios realizados por Paulay (1977) y por Paulay y Priestley (1992) sobre el comportamiento sísmico inelástico de edificios (basados en análisis historia-tiempo) mostraron que los modos superiores de vibración juegan un rol importante en la respuesta de estructuras de hormigón armado y que las aproximaciones para contabilizar sus efectos deberían ser consideradas en el diseño rutinario, por ejemplo un segundo modo tempranamente excitado puede afectar una máxima posterior respuesta (inelástica); estos estudios se constituyeron en la base para el diseño por capacidad.

El proyecto de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, NEC-11, próxima a entrar en vigencia, tomó apunte de estos detalles, aunque con considerable retraso, y ya recomienda en su articulado la amplificación dinámica de momentos y cortantes de columnas (para el caso de pórticos), cuando se usa ya sea la aproximación basada en desplazamientos (Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, DDBD) o el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.

2.2 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA EN EL DISEÑO POR FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Generalmente se considera que para edificios de altura (mayor a 10 pisos) el procedimiento simplificado de la fuerza lateral estática equivalente, por sí solo, no es adecuado para cuantificar los modos más altos que el fundamental, que tienden a tomar una participación más grande en la respuesta estructural conforme la edificación incrementa en elevación; igualmente dicho proceso no es el medio más idóneo para contabilizar los efectos de los modos superiores cuando la configuración del edificio es irregular en planta. La contabilización de dichos efectos, al menos los debidos a la altura de la estructura se efectúa en la etapa de diseño, y sigue los direccionamientos de Paulay (1977) y Paulay Priestley (1992).

2.2.1 AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS

El objetivo de esta amplificación es dar a las columnas que pertenecen a un sistema estructural resistente a carga lateral, un grado de protección más alto contra la fluencia prematura, puesto que el patrón de momentos a lo largo de una columna de un piso cualquiera puede separarse considerablemente de aquel obtenido con la distribución estática de la carga (establecida por el código) debido a los efectos dinámicos. Así, las ecuaciones de amplificación dinámica de momentos, que toman en cuenta si la estructura tiene pórticos en una o dos direcciones resistiendo la carga lateral, están formuladas para considerar fundamentalmente lo siguiente (Paulay, 1977):

- El desarrollo de la capacidad de los momentos concurrentes de las vigas, en los sitios que aportican a las columnas.
- Los desvíos del punto de inflexión en el diagrama de momentos de las columnas.
- En el caso de pórticos en dos direcciones, contabilizan la reducción de eficiencia de las secciones para los momentos aplicados alrededor del eje diagonal.

Estas ecuaciones se publicaron en el NZS 3101: 1992 Concrete Structures Standard, de Nueva Zelanda el año 1992, (NZS-1992), que estuvo vigente hasta el año 2005, convirtiéndose en una publicación pionera en este tema. Las ecuaciones son las siguientes:

$$\text{Pórticos en una dirección: } 1.3 \leq \omega = 0.6 T_1 + 0.85 \leq 1.8 \quad (2.1.a)$$

$$\text{Pórticos en dos direcciones: } 1.5 \leq \omega = 0.5 T_1 + 1.10 \leq 1.9 \quad (2.1.b)$$

donde T_1 es el periodo fundamental obtenido de acuerdo a los códigos (CEC-2000, NEC-11, NZS-92) o por medio de un análisis dinámico, y ω es el factor de

amplificación dinámica para momentos. Un esquema gráfico de estas ecuaciones se presenta en la Fig. 2.2. De la observación de las ecuaciones (2.1) se puede concluir que los modos superiores de respuesta llegan a ser más importantes conforme el periodo fundamental de la estructura se incrementa.

Como se observa en la Fig. 2.2, si las respuestas modales superiores no afectan la resistencia requerida en la base de las columnas, el valor de ω es 1.0 para pórticos en una dirección, y, toma un valor de 1.1 para pórticos en dos direcciones con el objeto de contabilizar la eficiencia reducida de las secciones alrededor de su eje diagonal; esta aproximación reconoce que la formación de articulaciones plásticas en las columnas del último piso o tope son aceptables. Con la intención de proveer una gradual reducción de amplificación, un factor mínimo es usado para el nivel del piso inmediatamente inferior al techo.

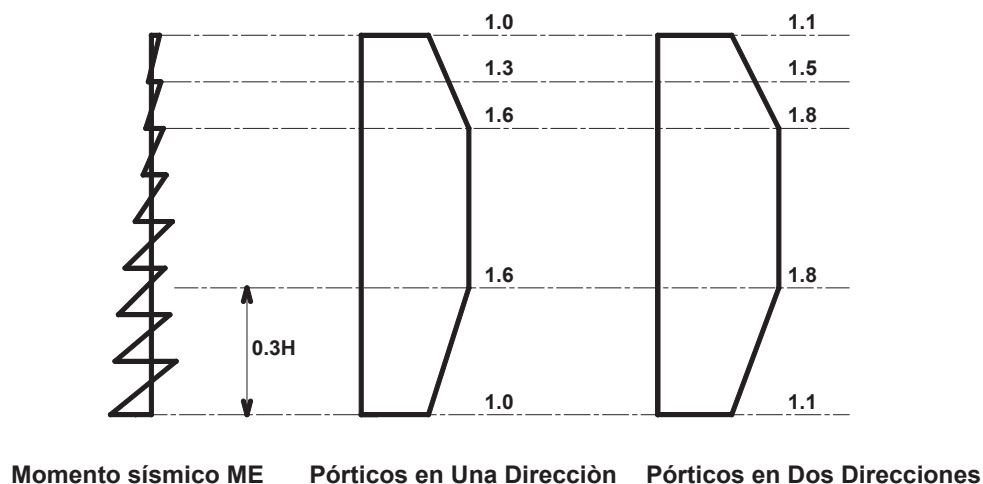


FIGURA 2.2 Factores de Amplificación Dinámica para Momentos de Columnas ω .

FUENTE: (Paulay y Priestley, 1992).

Esta amplificación reconoce que la respuesta de los modos superiores es significativa en los pisos más altos de la estructura, y por ello las Ecs. (2.1.a y 2.1.b) son aplicadas al 70% de la estructura. Desde la base hasta $0.30H$ se observa una variación lineal de ω : inicia en 1.0 o 1.1 en la base donde la articulación plástica es permitida hasta el valor calculado por las Ec. (2.1 a y 2.1.b).

Se recuerda que estos factores de amplificación dinámica son un intento de captar la respuesta de la estructura en el rango inelástico, teniendo como base los Análisis Historia-Tiempo Inelásticos, y por esta razón se ha creído mejor aplicarlos en la etapa de diseño:

$$M_N = \omega \cdot \phi_o \cdot M_E \quad (2.2)$$

donde M_N es el momento nominal de la columna, M_E es el momento de la columna resultante del análisis estructural usando las fuerzas obtenidas a partir del método de la fuerza lateral equivalente, y ϕ_o es el factor de sobrerresistencia flexural para las articulaciones plásticas que se forman en las vigas, a través de la sobrerresistencia de los materiales y los efectos de endurecimiento por deformación.

La NEC-11 en la sección 4.3.2.2 establece que para un Diseño Basado en Fuerzas conocido también como Diseño por Fuerza Lateral Equivalente, como se trata en este apartado, el factor de amplificación dinámica por flexión debe ser el siguiente:

$$\omega = 1.15 + 0.13 \left(\frac{R}{3.6} - 1 \right) > 1.15 \quad (2.3)$$

donde R es el factor de reducción de respuesta estructural; esta ecuación es aplicable en una altura igual a $0.75H$ sobre el primer piso, siendo H la altura total de la estructura. Queda alguna inquietud respecto al uso de esta ecuación, ya que como se verá más adelante ésta es una adaptación de aquella formulada para la aproximación basada en desplazamientos DDBD y la cual usa una ductilidad de diseño o ductilidad de demanda, en lugar de la ductilidad de capacidad empleada en la Ec. (2.3).

Sin embargo de lo anterior, se puede realizar una comparación preliminar entre las ecuaciones de amplificación de momentos (2.1) y (2.3). Como se dijo antes, la primera ecuación es dependiente del periodo fundamental, el cual ha sido previamente determinado usando un periodo elástico basado en propiedades de

secciones agrietadas asumidas, y que en tales circunstancias, se esperaría que las estructuras analizadas exhiban periodos más cortos que los periodos verdaderos, lo cual a su vez le restaría consistencia y exactitud a la amplificación; la segunda ecuación luce más consistente, dependiendo del factor R (o en su defecto de la capacidad de ductilidad estructural) pero se recuerda que la ecuación de la cual partió estaba en función de la ductilidad de diseño (demanda). Sobresalen también los límites de aplicabilidad de las antedichas ecuaciones; así con la Ec. (2.1) y tomando como ejemplo un edificio aporticado de 15 pisos (Paulay y Priestley, 1992), se podría llegar a $\omega=1.85$ mientras que con la Ec. (2.3) para un valor $R=6$ correspondiente a pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado según la NEC-11, se tendría un valor máximo de $\omega=1.24$. Como se ve, hay gran diferencia entre los dos valores, lo cual sugeriría que la aproximación usada en Nueva Zelanda es más conservadora (ver Fig. 2.5), pero tampoco se podría decir mucho del resultado de la Ec.(2.3).

2.2.2 AMPLIFICACIÓN DE CORTANTES

Es posible hacer una estimación de los cortantes en columnas de estructuras aporticadas utilizando los momentos amplificados con las ecuaciones delineadas anteriormente (NZS-92), pero sería muy conservadora. Entonces y considerando una probabilidad muy baja de que los máximos momentos amplificados se desarrollen simultáneamente en cada extremo de columna, se considera otro método de amplificación de cortantes.

Paulay y Priestley (1992) sugirieron un factor simple, que cuantifica una desproporcionada distribución de los momentos de las vigas entre las columnas arriba y abajo de una viga, dando un gradiente de momentos más grande que aquel obtenido en el análisis elástico, un 20% de aumento del gradiente se consideró apropiado, como se muestra en la Fig. 2.3. Esto puede ser interpretado como un desvío en la posición del punto de inflexión de los momentos de columnas y por tanto un claro reflejo de la magnificación dinámica.

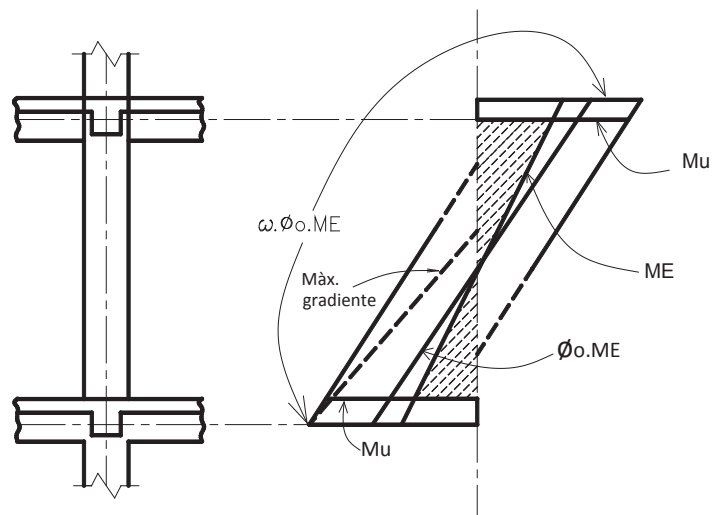


FIGURA 2.3. Magnificaciones de momentos en una columna de un piso alto.

FUENTE: (Paulay y Priestley, 1992).

Esta aproximación rindió las siguientes ecuaciones (Paulay y Priestley, 1992):

$$\text{Pórticos en una dirección: } Vu = 1.3 \phi_o V_E \quad (2.4.a)$$

$$\text{Pórticos en dos direcciones: } Vu = 1.6 \phi_o V_E \quad (2.4.b)$$

donde V_E es el cortante sísmico producto del análisis estructural con cargas provenientes del método basado en fuerzas. Con valores típicos de ϕ_o de 1.40, los cortantes finales en las columnas están en el orden de $1.8 V_E$ para pórticos en una dirección y $2.2 V_E$ para pórticos en dos direcciones.

Las demandas de corte en la planta baja, donde la articulación plástica es esperada a formarse en la base y probablemente en el tope debido a la elongación inelástica que sufre la viga del primer piso, son calculadas utilizando la sobrerresistencia de los momentos en dichas articulaciones plásticas (M_o):

$$V_{col} = [M_o \text{ (tope)} + M_o \text{ (base)}] / L_n \quad (2.5)$$

donde L_n es la luz libre de la columna. Esto también podría aplicarse a las columnas del último piso donde es posible que las articulaciones plásticas puedan formarse antes que en las vigas de techo.

2.3. ANALISIS MODAL ESPECTRAL

Cuando el **Análisis Modal Espectral** llamado también **Análisis Multimodal** es la base del diseño sísmico, los efectos de los modos superiores están considerados directamente en dicho análisis (especialmente en los niveles más altos de la estructura) y por tanto ninguna amplificación es especificada para diseño, puesto que todos los modos elásticos significativos antes que únicamente el modo fundamental, son incluidos en la determinación de las fuerzas de diseño. El procedimiento requiere de un número apreciable de periodos de vibración de tal manera que se pueda incluir una suficiente proporción de la masa estructural en el análisis, el CEC-2001 y la NEC-11 recomiendan que esta proporción sea más grande que el 90%, siendo incluidos todos los modos que contribuyan con más de 5% de la masa estructural. La respuesta individual de cada modo significativo como: fuerzas laterales, momentos flectores y cortantes de los elementos estructurales, y desplazamientos se combinan conforme las reglas de combinación modal aceptadas: **SSRS** (raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados) y **CQC** (combinación cuadrática completa). Un resumen del procedimiento se presenta a continuación (Priestley, 2003):

- Las formas modales ϕ_{im} y los periodos T_m de cada modo significativo m son calculados, donde i representa el piso individual o la localización de la masa.
- La porción de la masa estructural total ρ_m participando en cada modo significativo es calculada como:

$$\rho_m = \frac{(\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} \cdot m_i)^2}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} \cdot m_i} \cdot \frac{1}{\sum_{i,m=1}^N m_i} \quad (2.6)$$

donde m_i es la masa en la localización i .

- El cortante basal modal para cada modo es obtenido luego:

$$V_{bm} = S a_m \cdot g \cdot (\rho_m \cdot \sum_{i=1}^N m_i) \quad (2.7)$$

donde $S a_m$ es el coeficiente de aceleración espectral correspondiente al modo m y g es la aceleración de la gravedad.

- El cortante basal es distribuido en la altura de la estructura con la siguiente ecuación:

$$F_{im} = V_{bm} \frac{\phi_{im} \cdot m_i}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} \cdot m_i} \quad (2.8)$$

- Los desplazamientos modales se obtienen con la ecuación:

$$\Delta_m = S a_m \cdot g \frac{T_m^2}{4\pi^2} \quad (2.9)$$

- Por último el desplazamiento modal en cada piso i puede ser computado con:

$$\Delta_{im} = \frac{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im} \cdot m_i \cdot \Delta_m}{\sum_{i,m=1}^N \phi_{im}^2 \cdot m_i} \quad (2.10)$$

Los momentos y cortantes modales de la respuesta elástica son calculados usando las fuerzas laterales modales de la Ec. (2.8) y luego son combinados de acuerdo con las reglas de combinación modal aceptadas: SSRS o CQC. Adoptando la primera por simplicidad, entonces las fuerzas y los desplazamientos elásticos serán obtenidas con las Ecs (2.11):

$$F_{ie} = \sqrt{\sum_{i,m=1}^N F_{im}^2}, \quad M_{ie} = \sqrt{\sum_{i,m=1}^N M_{im}^2} \quad (2.11)$$

$$V_{ie} = \sqrt{\sum_{i,m=1}^N V_{im}^2}, \quad \Delta_{ie} = \sqrt{\sum_{i,m=1}^N \Delta_{im}^2} \quad (2.11)$$

Las acciones de diseño son determinadas dividiendo las fuerzas elásticas para el factor de reducción de respuesta estructural R , y los desplazamientos de diseño son tomados iguales a los desplazamientos elásticos en virtud de la hipótesis de igualdad de desplazamientos (Veletsos y Newmark, 1961) Obteniéndose finalmente:

$$F_{id} = \frac{F_{ie}}{R}, \quad M_{id} = \frac{M_{ie}}{R}, \quad V_{id} = \frac{V_{ie}}{R}, \quad \Delta_{id} = \Delta_{ie} \quad (2.12)$$

Una crítica al método es que presenta problemas cuando se aplica a varios niveles de intensidad sísmica (a condición de que estos niveles provoquen comportamiento inelástico); por ejemplo si la intensidad es doblada, todas las fuerzas elásticas (cortantes y momentos) también se harán el doble, y con la resistencia de las articulaciones plásticas manteniéndose constante, el factor de reducción R o la ductilidad de diseño debería igualmente doblarse, provocando que las fuerzas de diseño permanezcan sin cambios al aumentar la intensidad sísmica; por otra parte los desplazamientos de respuesta (y por ende la demanda de la ductilidad de desplazamiento) que se suponen son iguales a los desplazamientos elásticos, en la realidad serán incrementados en proporción directa al incremento de la intensidad sísmica.

Tal como se ha definido arriba, el análisis modal espectral o análisis multi-modal es una aproximación dinámica elástica que intenta estimar la respuesta inelástica de las estructuras. Pero además de lo señalado tiene otros

inconvenientes, pues sus resultados están en función de la evaluación exacta de las rigideces de los elementos estructurales, que como se verá más adelante dependen de su resistencia y por tanto un análisis exacto solo sería posible al final del diseño cuando se obtengan las dimensiones y resistencias finales de los elementos, lo cual tornaría al procedimiento en iterativo.

Pero además se ha encontrado (Priestley, 2003; Pettinga y Priestley, 2005), que tal cual está implementado en la práctica, el análisis multi-modal subestima seriamente los efectos de los modos superiores en el rango de la respuesta inelástica de las estructuras, como lo demuestran las Figs. 2.4 y 2.5. La Fig. 2.4 representa una envolvente de cortantes de piso en la intensidad de diseño (espectro EN-Eurocode 8) para pórticos de 3, 4 y 8 pisos; la Tabla 2.1 proporciona más detalles de las estructuras mencionadas.

TABLA 2.1. Características de los pórticos estudiados por Priestley (2003).

$E_c = 25 \text{ GPa}$ (para todos los pórticos)

$f_y = 420 \text{ Mpa}$ (para todos los pórticos)

Edificio Aporticado	2 Luces	Vigas	Columnas	Peso/Piso
4 Pisos	7.50 m	40x75 cm	60x60 cm	2000 KN
8 Pisos	7.50 m	40x75 cm	75x75 cm	2000 KN

Altura de la 1era. Columna 4.00m, las restantes 3.50 m.

Edificio Tipo TUBO (Pórticos perimetrales) de 3 Pisos

Nivel	3 Luces	Vigas	Columnas	Peso/Piso
1	6.00 m	40x100cm	60x60 cm	3500 KN
2	6.00 m	40x90 cm	60x60 cm	3500 KN
3	6.00 m	40x80 cm	60x60 cm	2500 KN

Altura de la 1era. Columna 3.50m, las restantes 3.00 m.

FUENTE:(Priestley, 2003)

En la Fig. 2.4 se observa la comparación de las fuerzas cortantes obtenidas utilizando las siguientes aproximaciones:

- a) El Análisis Multi-Modal Elástico reducido por la ductilidad de la demanda (δ ductilidad de diseño) y empleando la combinación SRSS,

- b) Una aproximación para tratar la influencia de los modos superiores llamada “Superposición Modal Modificada” (MMS) que considera un cortante inelástico correspondiente al primer modo (V_{1li}) y los cortantes elásticos (V_{Ei}) perteneciendo a los modos superiores sin ser factorados por R, (el cortante en la columna de un piso i es tomado como $V_i = (V_{1li}^2 + V_{2Ei}^2 + V_{3Ei}^2 + V_{4Ei}^2 + V_{5Ei}^2 + \dots)^{0.5}$, y
- c) El Análisis Historia-Tiempo Inelástico (ITHA); este último procedimiento es la base de comparación y al cual las otras dos aproximaciones intentan acercarse.

Como se ve el MMS es un procedimiento muy conservador, mientras que el análisis multi-modal reducido por ductilidad subestima la respuesta sobre todo para la estructura de tres pisos.

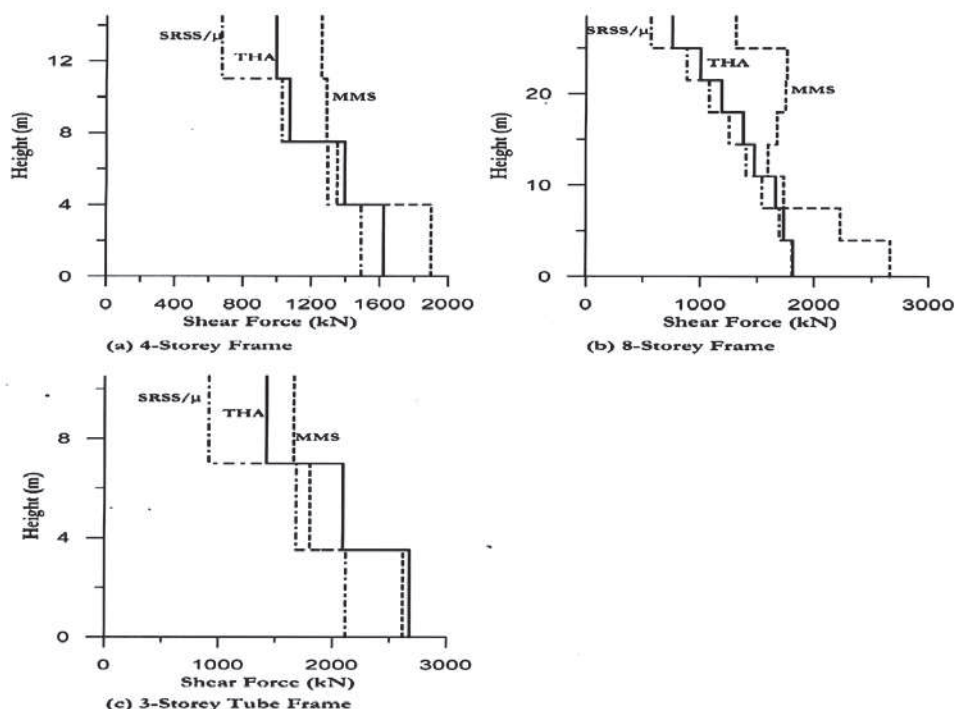


FIGURA 2.4. Resultados comparativos de fuerzas de corte utilizando: Análisis Historia-Tiempo (THA), Superposición Modal Modificado (MMS) y Multi-Modal Elástico reducido por ductilidad (SRSS/μ). FUENTE: (Priestley, 2003).

El estudio realizado por Pettinga y Priestley (2005) respecto del comportamiento dinámico de edificios aporcionados de hormigón armado es más detallado, y del cual se extrae a modo de ejemplo la Fig. 2.5, la misma que contabiliza la

amplificación dinámica para edificios aporricados de 16 y 20 pisos utilizando diferentes aproximaciones. Se observa la sumatoria de los momentos y cortantes de diseño para cada piso y su amplificación dinámica obtenida con: las ecuaciones de Paulay y Priestley (P&P) y el Análisis Multimodal Elástico (SSRS reducido por ductilidad y/o el factor de comportamiento); notándose que los cortantes de columnas obtenidos con el Análisis Multi-Modal reducidos ya sea por ductilidad μ o por el factor de comportamiento q (similar al R de la NEC-11) son bastante inferiores a los valores del THA. Otro detalle importante que revela la Fig. (2.5) es que, los momentos y cortantes amplificados con las ecuaciones de Paulay y Priestley (Ec. 2.1 y 2.4) (P&P) sobrestiman grandemente los resultados del Análisis Historia- Tiempo, sobre todo los correspondientes a los momentos.

En este punto, bien se podría concluir que el Análisis Multi-Modal, no es una herramienta adecuada para el diseño sísmico inelástico, pues como se ha visto, posee algunas deficiencias (usa rigideces iniciales, no provee una representación correcta de los modos superiores y da respuestas torsionales poco fiables) que harían que sus resultados no sean comparables con aquellos proporcionados por los Análisis Historia-Tiempo. Además, según Pettinga y Priestley (2005), la aproximación de la superposición modal elástica (Análisis Modal Espectral) conforme la altura del edificio crece, llega a ser incrementadamente no conservadora; y que cuando se considera la intensidad sísmica los efectos de los modos superiores llegan a ser más dominantes conforme los movimientos sísmicos de entrada son incrementados.

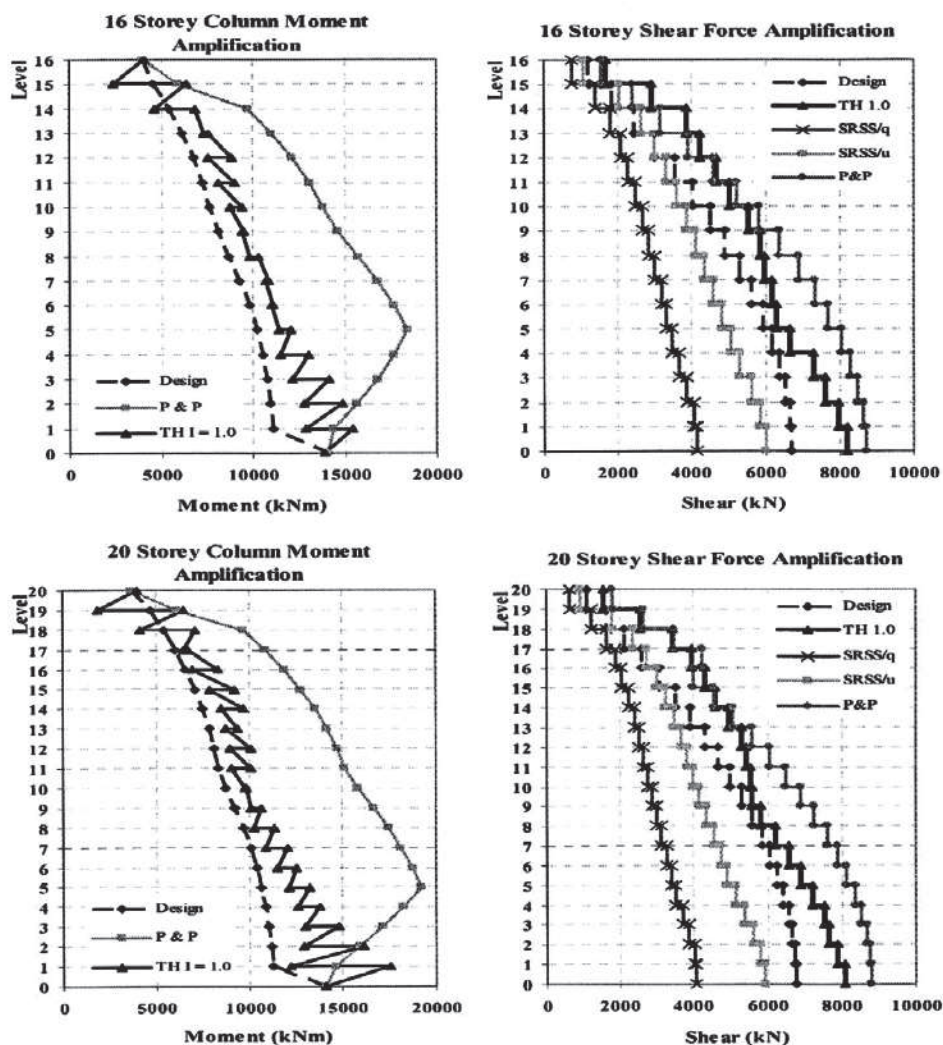


FIGURA 2.5. Resultados de momentos y cortantes para columnas de pórticos de 16 y 20 pisos de diseño, producto del Análisis Historia-Tiempo (TH 1.0), del Análisis Multi-Modal Elástico reducido por ductilidad (SRSS/ μ), del Análisis Multi-Modal Elástico reducido por el factor de comportamiento (SRSS/ q) y la amplificación dinámica de Paulay y Priestley (P&P).

FUENTE: (Pettinga y Priestley, 2005).

2.4 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Al tratarse de una aproximación relativamente nueva, y previo al estudio de la amplificación dinámica por este procedimiento, se hace un breve repaso de la

base teórica del método, que incluye algunas razones de su ascenso y del medio ambiente en el cual se desarrolla (estados límite y desempeño).

La necesidad de diseñar estructuras para que cumplan con un estado de deformación especificado bajo un sismo de diseño, antes que alcanzar un desplazamiento que sea menor a un límite especificado, y la posibilidad de vincular en forma directa daño con deformación, provocaron el surgimiento de aproximaciones o procedimientos que hacen posible la consecución de estos objetivos, y es en este contexto en el cual se ha desarrollado el Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

Paralelamente a lo anterior se han identificado algunos problemas inherentes a la aplicación del Diseño Basado en Fuerzas (DBF), el cual es generalmente recomendado en la mayoría de los códigos, uno de ellos por ejemplo, es que no ofrece resultados confiables a la hora de cuantificar la demanda de desplazamiento inelástico de los sistemas estructurales sujetos a carga sísmica; y también está el hecho de que los últimos terremotos suscitados en ciertos países desarrollados (Northridge 1994 y Kobe 1995) provocaran pocas víctimas pero mucho daño a las estructuras, y con ello grandes pérdidas económicas incluyendo costos de reparación excesivos, lo cual dejaba ver claramente la relación directa entre daño y deformación; estaba abonado el terreno para que una aproximación basada en desplazamientos pudiera surgir.

A continuación se resumen algunas de las falencias del procedimiento de Diseño Basado en Fuerzas (Priestley et al., 2007):

- Análisis detallados y evidencia experimental demostrarían que la rigidez de un miembro o elemento es principalmente proporcional a su resistencia y que la curvatura de fluencia es esencialmente independiente de la resistencia para una sección determinada; invalidando el tradicional criterio de rigidez constante y curvatura de fluencia directamente proporcional a la resistencia a flexión, tal como lo muestra la Fig. 2.6.

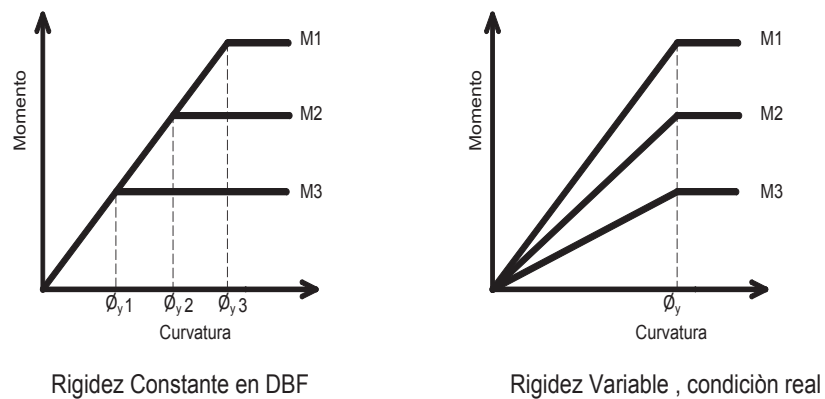


FIGURA 2.6. Influencia de la Resistencia en la relación Momento Curvatura.

FUENTE: Priestley et al., 2007.

Entonces ha sido posible expresar la curvatura de fluencia de diferentes miembros de hormigón armado por relaciones adimensionales como las siguientes:

$$\text{Columna Circular de Concreto:} \quad \phi_y = 2.25 \epsilon_y / D \quad (2.13.a)$$

$$\text{Columna Rectangular de Concreto:} \quad \phi_y = 2.10 \epsilon_y / h_c \quad (2.13.b)$$

$$\text{Viga "T" de Concreto :} \quad \phi_y = 1.70 \epsilon_y / h_b \quad (2.13.c)$$

$$\text{Muro de Corte Rectangular:} \quad \phi_y = 2.00 \epsilon_y / l_w \quad (2.13.d)$$

donde ϵ_y , D , h_c , h_b , l_w , son la deformación de fluencia del refuerzo flexural, y las profundidades de la sección de una columna circular, columna rectangular viga T y muro rectangular respectivamente.

- El Diseño Basado en Fuerzas asume rigideces iniciales (corrientemente un porcentaje de la rigidez de la sección gruesa o bruta) para determinar el periodo y la distribución de las fuerzas de diseño entre los diferentes elementos estructurales. Y si como se ha visto la rigidez es dependiente

de la resistencia de los elementos, el problema estaría en que la resistencia sólo se conocería al final de la etapa de diseño.

- La asignación de la fuerza sísmica entre los diferentes elementos basada en la rigidez inicial, podría resultar ilógica para muchas estructuras, puesto que se asume que los diferentes elementos estarían obligados a entrar en fluencia simultáneamente; esto se observaría en sistemas estructurales que tienen más de una ruta de carga sísmica, una de las cuales permanecería elástica mientras las otras podrían responder inelásticamente ante el sismo de diseño.
- Otro problema con el procedimiento basado en fuerzas estaría en la asignación de una ductilidad uniforme (desde el punto de vista de la capacidad) y por ende de un factor de reducción de fuerza constante, adoptados al inicio de la etapa de diseño para un tipo estructural y material dados. Un ejemplo de esto, sería el caso de dos columnas de un entramado de puentes sometido a excitación sísmica transversal con la misma sección transversal, igual armado e idéntica carga axial, pero con diferente altura, que tendrían diferente capacidad de ductilidad de desplazamiento.
- Finalmente el grado de protección que provee un Diseño Basado en Fuerzas contra daño en estructuras sometidas a un sismo de una intensidad dada no sería uniforme, sino variable de estructura a estructura; y de esta manera se opondría al concepto de riesgo uniforme implícito en la formulación de las intensidades sísmicas de diseño corrientes (como la NEC-11).

2.4.1 NIVELES DE DESEMPEÑO Y ESTADOS LÍMITE

2.4.1.1 Niveles de Desempeño

Antes de nada habrá que decir que la diferencia entre Estados Límite y Niveles de Desempeño es puramente nominal, en Europa se usa la terminología de Estados Límite mientras que en Estados Unidos es popular la segunda definición. El documento SEAOC Visión 2000 define el objetivo de desempeño sísmico de las estructuras como “el acoplamiento de niveles de desempeño esperados con los niveles esperados de las excitaciones sísmicas”.

El documento Visión 2000 desarrollado por la SEAOC (Structural Engineers Association of California) en 1995, considera cuatro Niveles de Desempeño:

- **Nivel 1: Completamente Operacional.** La edificación continúa en operación con daño despreciable. Cualquier reparación que sea necesaria se puede realizar sin ninguna interrupción de la ocupación o uso, puesto que la facilidad o construcción prácticamente no ha sufrido daños estructurales o no estructurales.
- **Nivel 2: Operacional o Ocupación Inmediata.** Las edificaciones continúan en operación con daño menor y mínima interrupción de los servicios no esenciales. La estructura en si misma ha sufrido ligeros daños con alguna fluencia del acero de refuerzo y con grietas del concreto visibles, pero no hay derivas residuales u otras deformaciones estructurales permanentes. La estructura retiene completamente su resistencia y rigidez pre-sísmicas, su habilidad para resistir futuros sismos no ha disminuido. Los componentes no estructurales podrían tener daño menor (agrietamiento distribuido en paredes) que pueden ser fácil y económicamente reparables.
- **Nivel 3: Seguridad de Vida.** La vida de las personas es esencialmente protegida, el daño va de moderado a extensivo. La estructura o cualquier parte de ella no colapsa, reteniendo capacidad de carga residual e integridad después del terremoto. La estructura es significativamente dañada y puede tener derivas permanentes moderadas, pero retiene su completa capacidad portante a carga vertical y suficiente resistencia y rigidez residuales a carga lateral para proteger la vida aun después de fuertes réplicas.

Componentes no estructurales resultan dañados pero no bloquean las rutas de evacuación o causan amenazas a la vida de las personas. Algunas veces la reparación resulta cuestionable y la demolición puede ser preferible.

- **Nivel 4: Cercano al Colapso.** La vida de las personas está en riesgo, el daño es severo, pero el colapso estructural es prevenido. La estructura es fuertemente dañada, varios elementos que llevan carga vertical están al borde del colapso en algún piso, o han colapsado ya. Pueden haber grandes derivas permanentes reteniendo pequeña resistencia y rigidez residuales para soportar cargas laterales, pero los elementos verticales de la estructura todavía podrían llevar cargas permanentes a gravedad. La mayoría de los componentes no estructurales han colapsado (paredes de relleno). Hay sustancial pero no completa “seguridad para la vida de las personas”, pues la amenaza de caída o colapso pondrían en peligro la vida. El edificio se vuelve inseguro para su uso, y podría colapsar después de una fuerte réplica. La reparación podría no ser técnicamente posible, y económicamente no sería factible.

Los niveles de excitación sísmica correspondiente a los niveles de desempeño anteriores están en función de las probabilidades anuales de excedencia y cambiarán de acuerdo a la sismicidad local y a la importancia estructural. Para el estado de California la SEAOC postula los siguientes niveles:

- Sismo 1: 87% de probabilidad en 50 años: 33% del Sismo3.
- Sismo 2: 50% de probabilidad en 50 años: 50% del Sismo 3.
- Sismo 3: Aproximadamente 10% de probabilidad en 50 años.
- Sismo 4: Aproximadamente 2% de probabilidad en 50 años: 150% del Sismo 3.

La relación entre los niveles de desempeño y los correspondientes niveles de los sismos de diseño para edificios nuevos se muestran en la Fig. 2.7. El Objetivo Básico identifica varios niveles de desempeño para estructuras normales. Las líneas Objetivo Esencial y Objetivo Seguridad Crítica relacionan el nivel de

desempeño a la intensidad sísmica para dos clases estructurales de gran importancia: líneas de vida y hospitales.

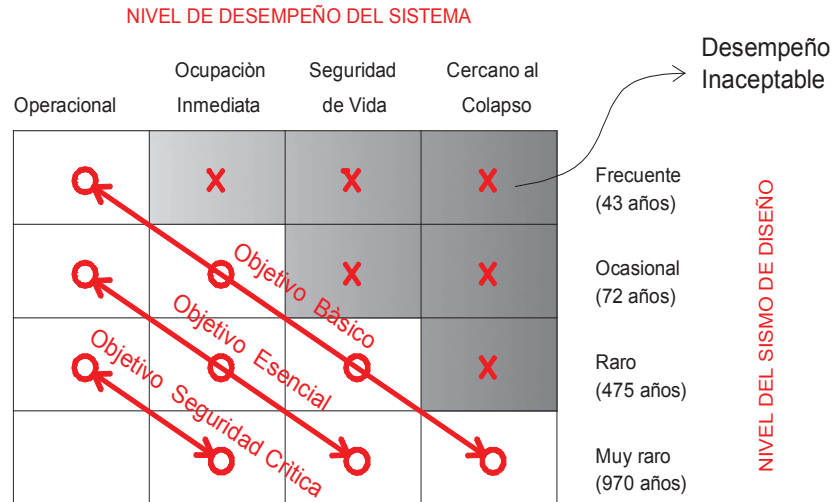


FIGURA 2.7. Relación entre Niveles de Desempeño y Sismos de Diseño, Documento Visión-2000.

La ingeniería sísmica basada en desempeño trata de maximizar el uso de las facilidades o edificaciones minimizando su esperado costo total, que incluye a su vez el valor esperado de las pérdidas por futuros terremotos: víctimas, costos de reparación o reemplazo, lucro cesante.

El diseño sísmico basado en desempeño sirve mejor a los intereses de los propietarios (Fardis, 2009), pues permite tomar decisiones más racionales con explícitas verificaciones de los niveles de desempeño por pérdidas de propiedad y operatividad de las edificaciones bajo sismos frecuentes y ocasionales. Adicionalmente puede proveer más flexibilidad en el diseño conceptual, pues el nivel Prevención del Colapso es explícitamente verificado para un sismo raro en lugar de haber diseñado exclusivamente para el nivel Seguridad de Vida y usar el diseño por capacidad como salvaguarda para el colapso ante terremotos más fuertes.

2.4.1.2 Estados Límite de la Estructura

El Eurocódigo 8 CEN-2004, define al Estado Límite como “*un estado de desajuste o incapacidad de las estructuras para cumplir con el propósito ideado*”; los Estados Límite que se preocupan por la seguridad de la gente o de las estructuras son llamados Estados Límite Últimos, mientras aquellos que se interesan en el funcionamiento normal y uso de las estructuras, en el confort de sus ocupantes o en el daño a la propiedad (elementos no estructurales y acabados) son conocidos como Estados Límite de Servicialidad, así el Estado Límite es la columna vertebral del diseño estructural para cualquier tipo de acción, incluyendo la sísmica. El Eurocódigo 8 provisiona los dos siguientes Estados Límite (niveles de desempeño) para el diseño de edificios nuevos (Fardis, 2009):

- **Limitación de Daño.** Cumple el rol del Estado Límite de Servicialidad. El objetivo es la mitigación de pérdidas a la propiedad ante sismos frecuentes a través de la limitación del daño estructural y no estructural. Después del terremoto los elementos estructurales no deberían tener deformaciones permanentes, reteniendo completamente las características de resistencia y rigidez, y no necesitarían reparación. Los elementos no estructurales podrán sufrir daños ligeros fácilmente reparables. Este nivel de desempeño se cumple limitando las deformaciones (desplazamientos laterales) de la estructura a niveles aceptables para la integridad de todas sus partes (incluyendo las no estructurales), más específicamente, las derivas de piso (la diferencia de desplazamientos laterales promedio de pisos adyacentes dividido para la altura de entrepiso) son limitadas a los siguientes valores:
 - **0.5%**, si el piso tiene elementos no estructurales (paredes o mamposterías) frágiles unidos a la estructura,
 - **0.75%**, si los elementos no estructurales son dúctiles, y
 - **1%**, cuando no hay elementos no estructurales siguiendo las deformaciones del sistema estructural.

La acción sísmica de limitación de daño tiene el 10% de probabilidad de excedencia en 10 años (un período de retorno de 93 años) para estructuras de importancia ordinaria.

- **No Colapso (Local).** Es considerado como el Estado Límite Ultimo. Envuelve la protección de la vida bajo la acción de un sismo raro, a través de la prevención del colapso de cualquier miembro estructural y de la retención de la integridad estructural y la capacidad residual de llevar carga después del evento. Este nivel de desempeño se cumple dimensionando y detallando los elementos estructurales para una combinación de resistencia y ductilidad que provea un factor de seguridad de 1.5 a 2 contra la pérdida sustancial de la resistencia a carga lateral. La acción sísmica de diseño correspondiente a este nivel de desempeño tiene la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (un periodo de retorno promedio de 475 años) para estructuras de importancia ordinaria.

Hay otra clasificación de estados límite de la estructura, que es aquella propuesta por Paulay y Priestley (1992) y re-elaborada por Priestley et al. (2007) y que se resume a continuación:

- 1) **Estado Límite de Servicialidad**, similar al nivel de desempeño Completamente Operacional del documento Vision-2000; aclarando que no debería ocurrir estallamiento del recubrimiento de los elementos de concreto aunque sería aceptable la fluencia del refuerzo, además el ancho de las grietas debería ser lo suficientemente pequeño para evitar el grouting (proceso de llenado con un mortero de alto radio agua/cemento) . El desplazamiento estructural en este nivel excederá el desplazamiento de fluencia nominal. Los elementos no estructurales y componentes deberían ser diseñados para que no sufran ningún daño antes que la estructura desarrolle los límites de deformación correspondientes al Estado Límite de Servicialidad (Δy).
- 2) **Estado Límite Control de Daños**, no tiene una correspondencia directa en el documento Vision-2000 (por el nivel de intensidad de diseño podría ser

semejante al nivel Seguridad de Vida, para estructuras normales), pero es la base de las estrategias de diseño más corrientes. En este nivel de desempeño cierta clase de daño reparable es considerado aceptable, pero el costo debería ser significativamente menor al costo de reemplazo. El daño podría incluir el estallamiento del recubrimiento y la formación de grietas anchas que harían necesario la colocación de un nuevo recubrimiento y la inyección de grouting en las grietas para evitar corrosión del acero de refuerzo. No debería ocurrir fractura del refuerzo transversal, ni pandeo del refuerzo longitudinal, ni daño en el corazón del concreto de los diferentes elementos estructurales debido a la formación de las articulaciones plásticas. Con estructuras bien diseñadas este estado límite corresponderá a ductilidades de desplazamiento entre 3 y 6.

Limitar los daños no estructurales debería ser la base para sostener un daño aceptable; en edificios donde los servicios y los contenidos son de importancia es difícil evitar daño excesivo cuando la estructura sobrepasa una deriva del 2.5%; por ello la mayoría de códigos recomienda límites de derivas de piso entre 2 y 2.5% para este nivel de desempeño, para estos valores de derivas la mayoría de edificios apertados no habrá alcanzado el estado Límite de Control de Daños (Δ_d).

- 3) Estado Límite de Supervivencia.** Este límite parecería estar entre los niveles Seguridad de Vida y Cercano al Colapso del documento Vision-2000. En este nivel es importante que exista una reserva de capacidad sobre el nivel de Control de Daños, para asegurar que durante el sismo factible más fuerte considerado para el sitio, el colapso de la estructura no tome lugar. La protección de la vida es el objetivo principal y el daño extensivo podría ser aceptado, hasta el punto en que la estructura no podría ser económica ni técnicamente factible de reparación después de la acción sísmica. En la Fig. 2.8 el desplazamiento correspondiente a este estado límite es Δ_u .

Las probabilidades de excedencia de los sismos correspondientes a estos tres estados límites (o niveles de desempeño) se muestran en la Tabla 2.2.

TABLA 2.2. Probabilidad de Excedencia sísmica para diferentes Categorías estructurales

Intensidad	Estructuras Normales	Hospitales, Policía, Bomberos y esenciales	o Estructuras Conteniendo Materiales Peligrosos
Nivel 1	50% en 50 años	20% en 50 años	20% en 50 años
Nivel 2	10% en 50 años	4% en 50 años	2% en 50 años
Nivel 3	2% en 50 años	1% en 50 años	1% en 50 años

FUENTE (Priestley et al., 2007)

2.4.1.3 Estados Límite de Secciones de Hormigón Armado.

- **Agrietamiento.** El inicio del agrietamiento en elementos de hormigón marca el punto para un cambio significativo de rigidez como lo muestra la relación momento curvatura en la Fig. 2.8; este estado límite puede ser importante para miembros respondiendo elásticamente ante el sismo de diseño.
- **Primera Fluencia.** Un segundo cambio significativo en la rigidez de los elementos de concreto ocurre en el inicio de la fluencia del refuerzo extremo a tensión. Este estado límite es útil para definir la apropiada rigidez elástica a ser usada en el análisis de sistemas dúctiles con reglas simplificadas de histéresis, tal como la bilineal de la Fig. 2.8.

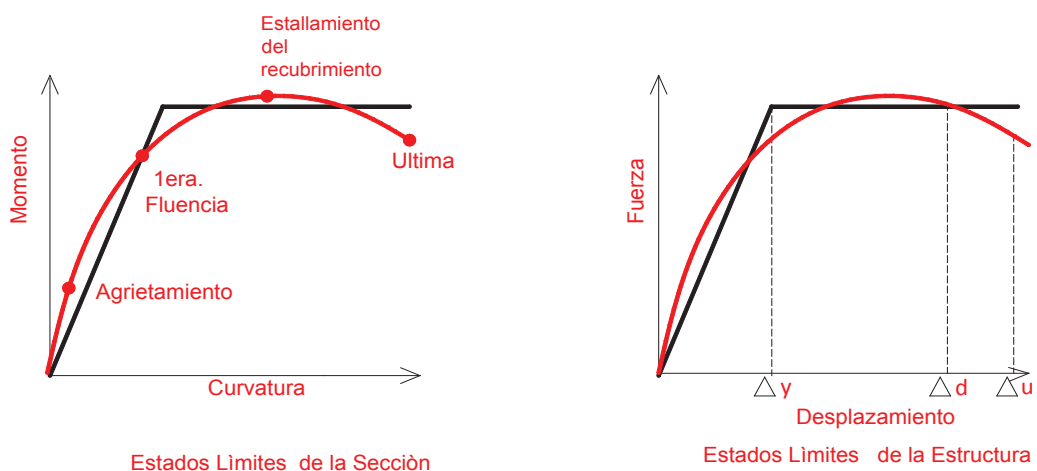


FIGURA 2.8. Estados Límite de la Sección y de la Estructura

- **Estallamiento del Recubrimiento.** Este límite es importante para cuando las secciones de concreto reforzado no son confinadas, o están sujetas a altos niveles de compresión axial, donde el estallamiento está asociado con el inicio de rigidez incremental negativa y pérdida súbita de resistencia. Para secciones bien confinadas el estallamiento del recubrimiento solo es el inicio de deformaciones más grandes que soportará la sección sin excesiva zozobra. La resistencia puede seguir incrementándose más allá de este límite. Se puede asumir una deformación por compresión de $\epsilon_c=0.004$ para elementos de concreto.
- **Pandeo del refuerzo longitudinal.** El inicio del pandeo del refuerzo longitudinal constituye un significativo estado límite. Más allá de este estado límite, las acciones de remediación son importantes, que pueden incluir remoción o reemplazo de los elementos.
- **Último.** Este estado límite corresponde a un evento físico crítico como la fractura del refuerzo transversal en una zona potencial de articulación plástica de un miembro de concreto reforzado, similar a la fractura de la suelda en las conexiones de elementos de acero estructural. Otra definición del Estado Límite Último es aquella que hace referencia a una caída de resistencia, de aproximadamente el 20% desde la máxima obtenida. Ninguna de las dos definiciones anteriores corresponde a un real Estado de Límite Último, puesto que alguna resistencia residual permanece para soportar un incremento en los desplazamientos. Un verdadero Estado Límite Último debería referirse a la inhabilidad para llevar cargas impuestas, tales como cargas de gravedad sobre las vigas o las fuerzas axiales sobre columnas.

2.4.2 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

La aproximación de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) según sus autores (Priestley, Kowalsky y Calvi, 2007) ofrece un procedimiento completo

y con suficiente respaldo teórico contrastado con evidencia experimental, para soportar el diseño sísmico estructural de edificios de hormigón armado y de acero que tienen a los pórticos como sistema principal, edificios con muros de corte, estructuras con respuesta dual muro-pórtico, edificaciones en base a mamposterías, edificios de madera, puentes, muelles, estructuras con aislamiento de base y por supuesto la evaluación de estructuras (su cuna). El presente apartado que pretende ser apenas una introducción al uso del método, está enfocado a edificios de altura aporricados de hormigón armado (estructuras de varios grados de libertad, MDOF, siglas en inglés). El enfoque teórico que aquí se sigue es aquel desarrollado durante muchos años por Priestley y sus colaboradores (1993, 2000, 2003 y 2007) y presentado en algunos papers, conferencias mundiales y libros de texto.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos es una aproximación en donde las fuerzas se obtienen para el nivel de desempeño escogido, y está basado en una respuesta inelástica del sistema. El objetivo es diseñar una estructura que alcance un nivel de desempeño, antes que más bien sea limitado por éste. El procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en los sitios donde se forman las articulaciones plásticas para alcanzar los propósitos de diseño en términos de los objetivos desplazamientos elegidos. Luego debe acudir al diseño por capacidad para asegurar que las articulaciones plásticas ocurran en los sitios especificados y que formas no dúctiles de deformación inelástica sean impedidas de desarrollarse.

El método está basado en la aproximación de la Estructura Substituta desarrollada por Gulkan y Sozen (Shibata y Sozen, 1974), la cual modela la estructura inelástica de varios grados de libertad (MDOF) en su máximo desplazamiento como un sistema elástico equivalente de un grado de libertad (SDOF, en inglés). Este sistema SDOF es representado por una masa, una rigidez, una altura y un amortiguamiento efectivos o equivalentes, como se observa en la Fig. 2.9 (a). La envolvente bilineal de la respuesta de la representación SDOF en términos fuerza lateral-desplazamiento es representada en la Fig. 2.9 (b). El DDBD caracteriza a la estructura por una rigidez secante K_e

en el máximo desplazamiento Δ_d y por un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente $\xi_{equiv.}$, que combina el amortiguamiento elástico con la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

El desplazamiento de fluencia de la estructura substituta Δ_y , puede ser estimado a partir de la relación simplificada de la deriva de fluencia dada por la Ec. (2.27), permitiendo entonces conocer la ductilidad de desplazamiento μ_Δ :

$$\mu_\Delta = \Delta_d / \Delta_y \quad (2.14)$$

Con el desplazamiento en la máxima respuesta determinado, y con el amortiguamiento estimado desde la ductilidad de demanda esperada (Fig. 2.10), el periodo efectivo T_e en el máximo desplazamiento de respuesta medido en la altura efectiva h_e puede ser leído en el set de espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento como se observa en el Fig. 2.11. La rigidez efectiva K_e del sistema equivalente SDOF en el máximo desplazamiento está dado por:

$$K_e = 4\pi^2 \cdot m_e / T_e^2 \quad (2.15)$$

donde m_e es la masa efectiva de la estructura participando en el modo fundamental de vibración. Y la fuerza lateral de diseño o cortante basal de diseño es:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (2.16)$$

siendo V_b el Cortante Basal y Δ_d el desplazamiento de la estructura substituta para el nivel de desempeño elegido, que puede ser un límite de deformación del material o un límite de derivas establecido por el código. Para modificar el espectro elástico de desplazamientos debido a los diferentes niveles de amortiguamiento (distintos a 5%) es apropiado utilizar un factor modificador R_ξ :

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{\text{equiv}}} \right)^{0.5} \quad (2.17)$$

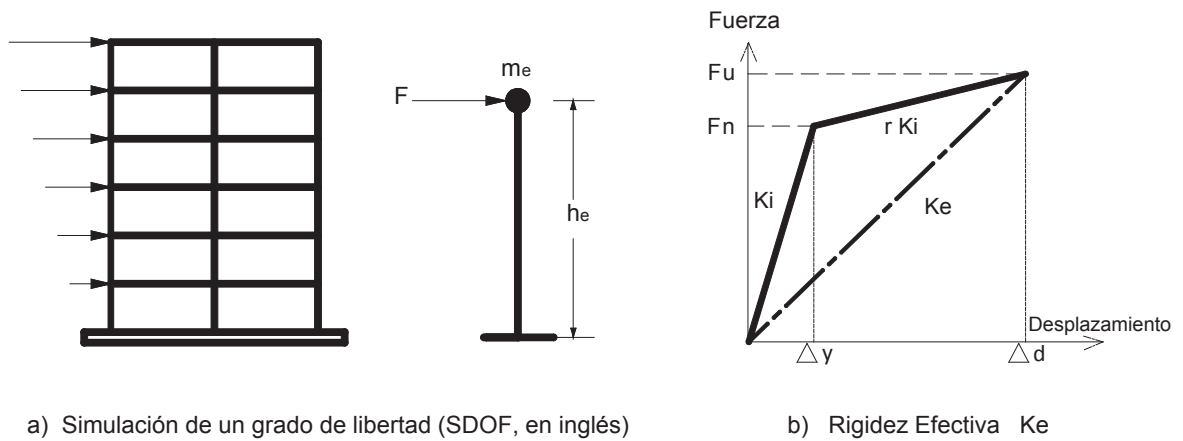


FIGURA 2.9. Estructura Equivalente y Rigidez Efectiva
FUENTE: Priestley t al., 2007

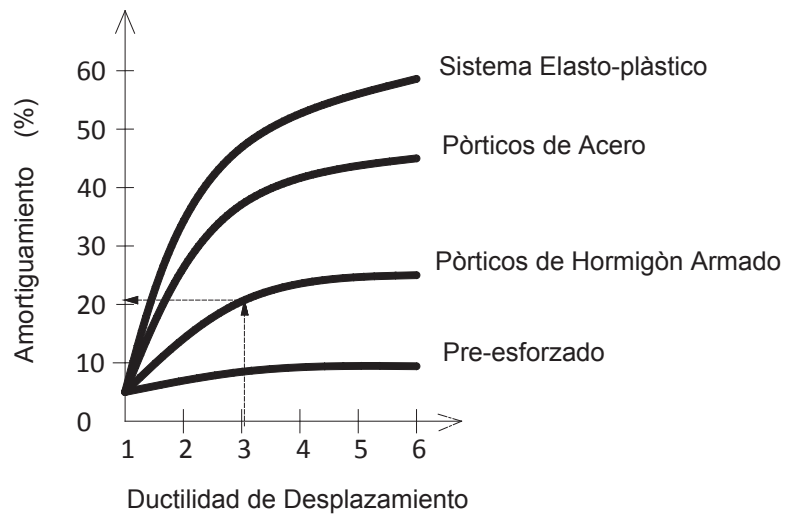


FIGURA 2.10 Relación Ductilidad – Amortiguamiento de varios materiales.
FUENTE: Priestley t al., 2007

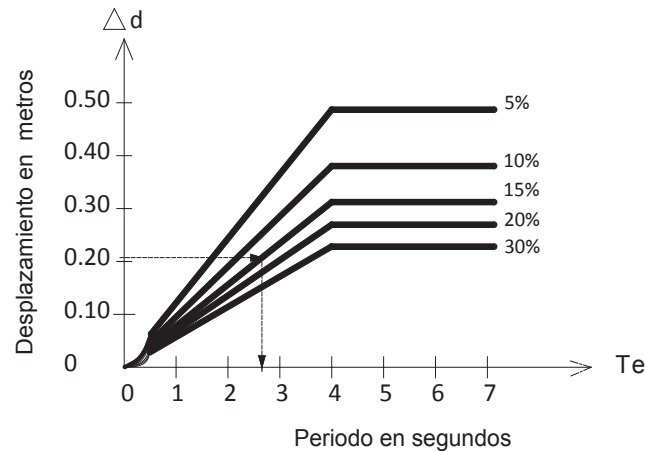


FIGURA 2.11. Espectros de Diseño para Desplazamientos.

FUENTE: Priestley t al., 2007

2.4.3 ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD EN EL DDBD

Para estructuras de varios grados de libertad la parte inicial del proceso de diseño requiere la determinación de las características de la estructura substituta equivalente (SDOF): desplazamiento de diseño, masa efectiva y el amortiguamiento efectivo; cuando éstas han sido obtenidas, el cortante basal de diseño puede ser determinado y luego distribuido entre los elementos masa de la estructura real como fuerzas de inercia; finalmente la estructura es analizada bajo estas fuerzas para determinar los momentos y cortantes de diseño en los sitios potenciales de formación de articulaciones plásticas.

2.4.3.1 Desplazamiento de Diseño

El desplazamiento de la estructura substituta depende ya sea del criterio de la deformación límite del material (estado límite elegido) o de la deriva del miembro más crítico de la estructura real (límites de derivas establecidos por el código), cualquiera de las dos sea la más crítica, como se detalla en las Tablas 2.3 y 2.4; geoméricamente depende de la forma de desplazamiento asumida

para la estructura. La forma de desplazamiento corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de la excitación sísmica; de esta manera los cambios introducidos a la forma elástica del primer modo, producto de la variación de rigidez del miembro causada por la acción de las articulaciones plásticas son tomados en cuenta desde el inicio del diseño, ésta representación es congruente con la caracterización de la estructura: rigidez secante en la máxima respuesta.

TABLA 2.3. Límites de deformación del material para diferentes niveles de desempeño.

<i>Material</i>	<i>Nivel 1</i>	<i>Nivel 2</i>	<i>Nivel 3</i>
Hormigón Deformación por compresión	0.004	Ec.(2.18)<0.02	1.5* Ec. (2.18)
Acero de refuerzo Deformación por Tensión	0.015	0.06εsu < 0.05	0.09εsu < 0.08

FUENTE: (Priestley et al., 2007)

TABLA 2.4. Límites de derivas de piso para diferentes niveles de desempeño

<i>Límite de Derivas</i>	<i>Nivel 1</i>	<i>Nivel 2</i>	<i>Nivel 3</i>
Estructuras sin mampostería no reforzada	0.010	0.025	no aplican límites
Estructuras con mampostería no reforzada	0.005	0.025	no aplican límites

FUENTE: (Priestley et al., 2007)

Con la deformación a compresión del hormigón o concreto confinado dada por la Ec. (2.18):

$$\epsilon_c \text{ máxima} = 0.004 + 1.4 \left(\frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f_{cc}} \right) \quad (2.18)$$

donde ρ_v es la cuantía volumétrica del acero transversal de confinamiento, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, ϵ_{su} la deformación unitaria última del refuerzo de confinamiento y f'_{cc} la resistencia a compresión del hormigón en el núcleo confinado.

Habiendo definido el desplazamiento del miembro crítico y la forma del desplazamiento de diseño, los desplazamientos de las masas individuales Δ_i pueden ser obtenidos usando la Ec. (2.19).

$$\Delta_i = \bar{\delta}_i \cdot (\Delta_c / \bar{\delta}_c) \quad (2.19)$$

donde $\bar{\delta}_i$ es la primera forma modal inelástica, Δ_c es el desplazamiento de diseño en la masa crítica c , y $\bar{\delta}_c$ es el valor de la forma modal en la masa c . El desplazamiento de diseño del sistema es computado igualando el trabajo hecho por el sistema SDOF equivalente al trabajo hecho por el sistema MDOF, resultando lo siguiente:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.20)$$

Como se observa la ecuación es simple y no toma en cuenta la influencia de los modos superiores, pero como se verá más adelante dicha influencia es en general pequeña en los desplazamientos, y se vuelve importante cuando considera la envolvente de las derivas de edificios de altura.

2.4.3.2 Formas de Desplazamientos

Para edificios aporricados regulares las siguientes ecuaciones han sido consideradas como aceptables para propósitos de diseño:

Edificios de 4 pisos o menores: $\bar{\delta}_i = H_i / H_n \quad (2.21.a)$

Edificios mayores a 4pisos:
$$\bar{\delta}_i = 1.333 \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (2.21.b)$$

donde H_i y H_n son las alturas que corresponden al piso i y al techo respectivamente. La forma de desplazamiento de la Ec. (2.21.a) tiene un perfil lineal, mientras que la Ec. (2.21.b) proviene de la comparación directa con análisis historia- tiempo no lineales para edificios más altos.

2.4.3.3 Masa Efectiva

La masa efectiva del sistema para la estructura substituta proviene de la consideración de la participación de la masa en el primer modo inelástico de vibración:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (2.22)$$

donde Δ_d es el desplazamiento de diseño dado por la Ec.(2.20). El valor de masa equivalente estaría en el orden de más del 85% para edificios aporticados mayores a 20 pisos, y la masa restante participaría en los modos superiores. Aunque las reglas de combinación modal podrían indicar un incremento en la fuerza cortante basal elástica por sobre aquella del primer modo inelástico, habría una influencia mucho menor en los momentos de volteo. Así, los efectos de los modos superiores en ésta aproximación serán acomodados en la fase del diseño por capacidad antes que en la fase preliminar de diseño.

2.4.3.4 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

El amortiguamiento equivalente depende del sistema estructural y de la demanda de la ductilidad de desplazamiento, como se muestra en la Fig. 2.10. El

amortiguamiento equivalente es la suma de un amortiguamiento elástico y otro histérico:

$$\xi_{\text{equiv.}} = \xi_{\text{elástico}} + \xi_{\text{histéresis}} \quad (2.23)$$

donde $\xi_{\text{histéresis}}$ depende de la regla de histéresis adoptada para la estructura a ser diseñada. Conociendo que la histéresis es la pérdida de energía de un miembro debida a sucesivas deformaciones y relajaciones, producto de la aplicación de cargas invertidas y repetidas en el rango inelástico.

Normalmente para estructuras de hormigón armado, el amortiguamiento elástico es tomado como 5% del amortiguamiento crítico; mientras que el amortiguamiento histérico puede ser computado por la Ec. (2.24) que proviene de un estudio realizado por Grant, Blandón y Priestley (2005):

$$\xi_{\text{hyst.}} = a \left[1 - \frac{1}{\mu^b} \right] \left[1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right] \quad (2.24)$$

donde: a, b, c y d son valores constantes dependientes del modelo histérico asumido, siendo μ la ductilidad de desplazamiento y T_e el período equivalente o efectivo. Para el modelo de histéresis “ancho” de Takeda que considera la degradación de la rigidez y que es comúnmente usado para representar la respuesta dúctil de pórticos de hormigón armado, las constantes son: $a=0.305$, $b=0.492$, $c=0.790$, y $d=4.463$.

Al ser la Ec. (2.24) dependiente del periodo, un proceso iterativo debería llevarse a cabo para obtener el amortiguamiento histérico; alternativamente como la dependencia del periodo por parte de la Ec. (2.24) es insignificante para valores mayores a 1 segundo cuando se usa la regla Takeda “ancho” (Fig. 2.12), resultaría conservador ignorar la dependencia del periodo en el diseño, y por tanto sería conveniente usar la simplificada Ec. (2.25) en su lugar:

$$\xi_{\text{hyst.}} = 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (2.25)$$

Luego, para pórticos de hormigón armado se tiene:

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 (\mu-1) / (\mu \cdot \pi) \quad (2.26)$$

2.4.3.5 Desplazamiento de Fluencia de Edificios Aporticados

Puesto que el desplazamiento de diseño Δ_d ha sido ya determinado, se precisa conocer el desplazamiento efectivo de fluencia del sistema, el cual puede ser interpolado del perfil de desplazamientos obtenido a través de la Ec. (2.20); para ello es preciso obtener antes la deriva de fluencia para pórticos de hormigón armado:

$$\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y L_b / h_b \quad (2.27)$$

donde L_b es el claro de la viga y h_b es la profundidad del miembro o de la sección de concreto y ε_y la deformación del acero igual a F_y/E_s . Asumiendo que la deriva de fluencia es constante con la altura del pórtico, en otras palabras el perfil de desplazamientos es lineal con la altura, el desplazamiento de fluencia se obtiene como:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e \quad (2.28)$$

donde H_e es la altura efectiva de la estructura substituta, que puede ser obtenida de la siguiente manera:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.29)$$

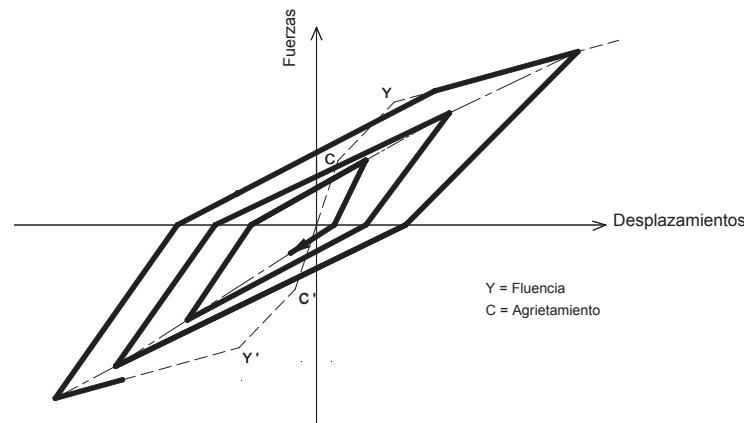


FIGURA 2.12. Modelo Histerético "Ancho" de Takeda

Muy a menudo los límites de derivas establecidos en los códigos son los que gobiernan los diseños, antes que la capacidad de ductilidad de desplazamiento; además, la ductilidad de diseño (demanda) y el amortiguamiento efectivo son conocidos al inicio del proceso de diseño, así, ninguna iteración es necesaria para determinar la fuerza cortante basal.

Cuando existen varios elementos estructurales con diferentes resistencias y diferentes factores de amortiguamiento contribuyendo a la resistencia sísmica, el amortiguamiento total puede ser encontrado por un promedio basado en la energía disipada por los diferentes elementos estructurales:

$$\xi_{\text{equiv}} = \frac{\sum(V_j \cdot \Delta_j \cdot \xi_j)}{\sum(V_j \cdot \Delta_j)}, \text{ con las sumatorias desde } j=1, 2, \dots, n \quad (2.30)$$

donde V_j es la resistencia en el desplazamiento de diseño del elemento j , Δ_j es el desplazamiento a la altura del centro de la fuerza sísmica del elemento j , y ξ_j es el amortiguamiento respectivamente del elemento estructural j .

Alternativamente el amortiguamiento efectivo de la estructura substituta puede encontrarse por la contribución del amortiguamiento en cada nivel de la estructura, que está relacionado a los desplazamientos de piso (Pettinga y Priestley, 2005):

$$\xi_{\text{equiv.}} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\sum_{j=i}^n \Delta_j \cdot m_j}{\sum_{i=1}^m \left(\sum_{j=i}^n \Delta_j \cdot m_j \right)} \right) \cdot \xi_i \quad (2.31)$$

La influencia de la flexibilidad de las fundaciones (elásticas) en el amortiguamiento equivalente no será considerada en el presente estudio; en todo caso se reconoce que la flexibilidad de la fundación podría incrementar el periodo elástico inicial y también reduciría la capacidad de ductilidad correspondiente a las deformaciones o derivas de los estados límite seleccionados.

2.4.3.6 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal

Las acciones de diseño para la estructura MDOF a partir de la fuerza cortante basal del sistema SDOF son distribuidas a los niveles de piso en proporción a la masa y al desplazamiento de cada piso, con el fin de establecer los momentos de diseño para las potenciales articulaciones plásticas; dichas acciones pueden ser calculadas como:

$$F_i = V_{\text{Basal}} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (2.32)$$

donde F_i es la fuerza en el nivel i y los restantes ítems son definidos anteriormente. Se observa que la ecuación anterior no está afectada por la influencia de los modos superiores, la cual se considerará más adelante.

2.4.3.7 Un Comentario a la Sección 2.8 de la NEC-11

La sección 2.8 de la NEC-11 trata el “Método Alternativo de Diseño Basado en Desplazamientos”; donde se realiza un sumario de conceptos y ecuaciones del DDBD, que básicamente concuerda con lo hasta aquí expuesto. En lo que respecta al procedimiento para calcular el periodo efectivo T_e de la estructura equivalente existe alguna diferencia, mientras este estudio sigue el formato original del método desarrollado por Priestley, la NEC-11 primero establece una

curva para la reducción de demanda sísmica R_ξ en función de la demanda de ductilidad μ , que cuantifica la reducción de ordenadas espectrales de desplazamiento debido a la energía disipada por el sistema, como se observa en la Fig. 2.13, y luego enlaza el valor de R_ξ con los factores Z y F_d , y con el desplazamiento de diseño Δ_d (Fig. 2.14) para calcular dicho periodo equivalente; las ecuaciones que proporciona la NEC-11 son las siguientes:

$$\text{Si } T_C \leq T_e \leq T_L \quad \text{entonces} \quad T_e = \Delta_d \cdot R_\xi / (0.38 \cdot Z \cdot F_d) \quad (2.33.a)$$

$$\text{Si } T_e \geq T_L \quad \text{entonces} \quad T_e = T_L \quad (2.33.b)$$

donde Z , F_a y F_d son el factor de zona sísmica, el coeficiente de amplificación dinámica del espectro elástico de aceleraciones y el factor debido a efectos de sitio para desplazamientos respectivamente; los restantes ítems se explican en la Fig. 2.14. Este procedimiento propuesto por la NEC-11 no es claro, y tampoco explica que hacer cuando la capacidad de desplazamiento (Δ_d) excede la demanda espectral ($\Delta_{TL,\xi e}$).

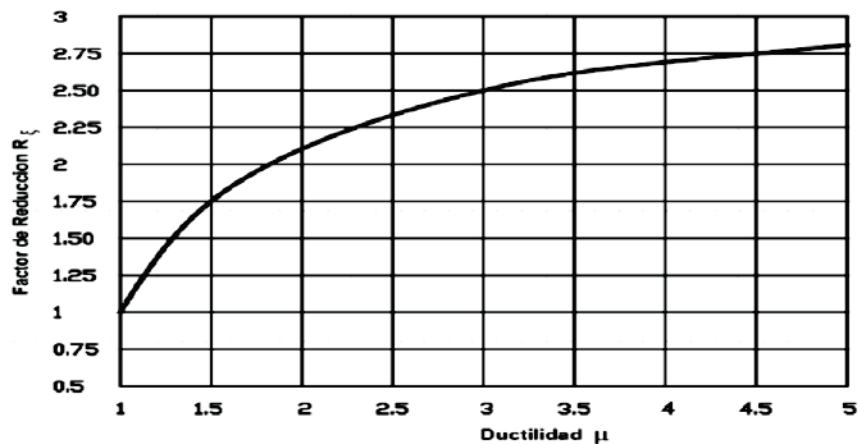


FIGURA 2.13. Factor de Reducción de la Demanda Sísmica.

FUENTE: (NEC, 2011)

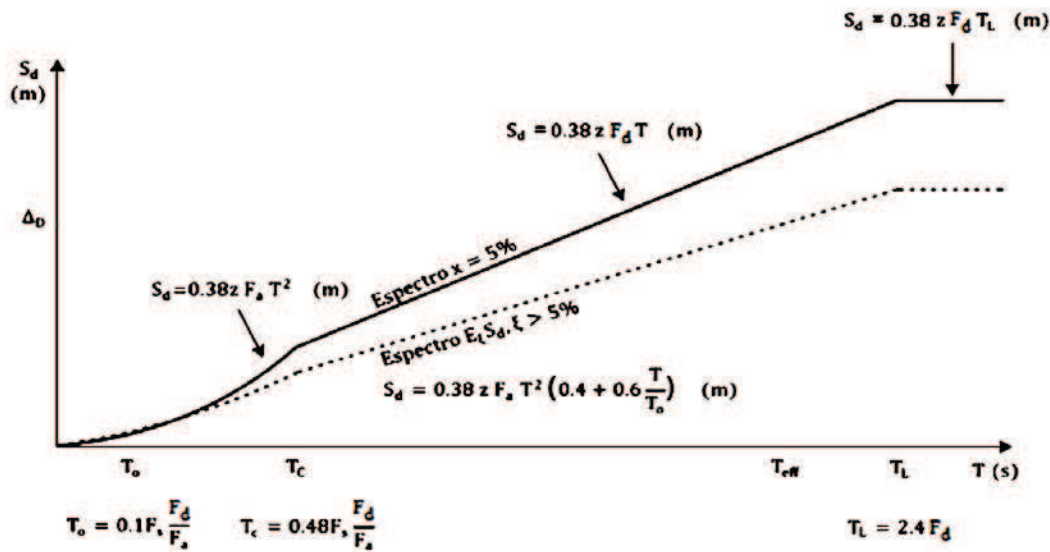


FIGURA 2.14. Periodo efectivo del sistema equivalente de un grado de libertad.

FUENTE: (NEC, 2011)

La NEC-11 también propone que el desplazamiento de diseño Δ_d sea afectado por los factores de irregularidad en planta Φ_P e irregularidad en elevación Φ_E "...con el propósito de contrarrestar la amplificación de desplazamientos, deformaciones o derivas causadas por estas irregularidades." , (NEC, 2011), modificando la Ec. (2.19) de la siguiente manera:

$$\Delta_d = \Phi_P \cdot \Phi_E \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (\text{Ec. 2.37, NEC, 2011}) \quad (2.34)$$

La ecuación (2.37) de la NEC-11 podría estar abriendo la aproximación DDBD a la aplicación de estructuras con distribuciones de rigidez y masa variables en altura, que volverían inválidas las hipótesis asumidas respecto de los perfiles de desplazamientos definidos por la Ec. (2.21): adopción de un perfil entre sinusoidal y lineal (edificios altos) correspondiente al primer modo inelástico y derivas de estructuras aporricadas que son gobernadas por los pisos más bajos.

Pero también el autor del presente trabajo cree que es innecesario complicar el procedimiento y las sencillas pero claras formulaciones desarrolladas por

Priestley y sus colaboradores, por lo cual tratará de mantener el presente estudio dentro del enfoque original de los autores del DDBD.

2.4.3.8 Aplicabilidad del DDBD

La NEC-11 establece que para utilizar el procedimiento basado en desplazamientos se debe cumplir con los requisitos de configuración regular en planta y en elevación, sin cambios bruscos de rigidez y resistencia que puedan afectar la capacidad de ductilidad del sistema, es decir los mismos requisitos direccionados para la utilización del Método Basado en Fuerzas (Sección 2.6.5, NEC-11).

El proyecto de la nueva normativa NEC-11, sección 2.8.4 que trata de los requisitos generales para la aplicación del DDBD, hace hincapié en el control del diseñador para la formación del mecanismo de deformación inelástica (que es del tipo “agotamiento de vigas” como el mostrado en la Fig. 2.15), para lo cual hay que aplicar los principios del diseño por capacidad. También coloca como requisito al hecho de que **“Las fuerzas de diseño de las secciones que deben permanecer elásticas deben amplificarse para incluir los efectos de los modos de vibración altos”** (NEC-11, Sección 2.8.4.3). Finalmente la NEC-11 requiere la verificación de los efectos P-Δ y el cumplimiento de los límites de desempeño, definidos a su vez como límites de deformación unitaria de los materiales (para el estado límite “Control de Daños”):

$$\text{Hormigón en Compresión: } \varepsilon_{c \text{ máxima}} = 0.004 + 1.4 \left(\frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \right) < 0.02 \quad (2.35)$$

$$\text{Acero de Refuerzo en Tensión: } \varepsilon_s \text{ máxima} = 0.06 \quad (2.36)$$

donde ρ_v es la cuantía volumétrica del acero transversal de confinamiento, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, ε_{su} la deformación unitaria última del refuerzo de confinamiento y f'_{cc} la resistencia a compresión del hormigón en el núcleo confinado.

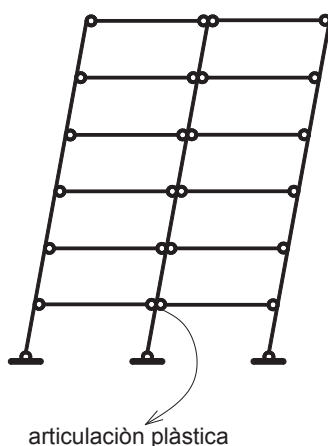


FIGURA 2.15. Mecanismo de Respuesta Inelástica adoptado

En la Figura 2.16 se muestran algunas configuraciones en elevación, de edificios que no requerirían consideraciones especiales para utilizar la aproximación basada en desplazamientos, con tal que las alturas de los entrepisos no varíen significativamente (Fig. 16.a), y procurando que la relación entre masa y rigidez del piso se mantenga la misma durante toda la altura del edificio (Fig. 2.16.c). Al tratar el edificio de la Fig. 2.16.b, no habría problemas en la dirección mostrada, a menos que existiera un apéndice en la dirección perpendicular al pórtico desplegado, en esta dirección se tendría que considerar la respuesta torsional de los pisos más bajos, producto de la excentricidad de la parte más alta del pórtico (Priestley et al., 2007).

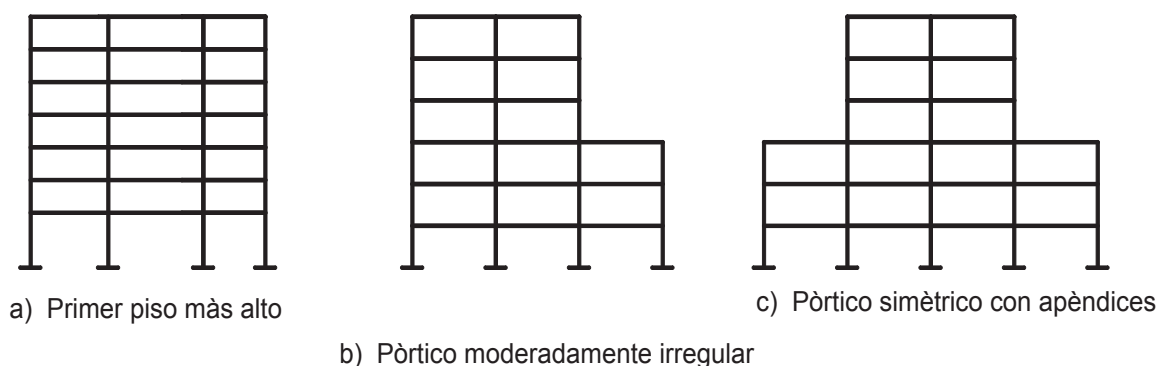


FIGURA 2.16. Pórticos que soportan DDBD

FUENTE: Priestley et al., 2007

2.4.3.9 Análisis de la Estructura bajo las Fuerzas Laterales de Diseño

El análisis de la estructura bajo las cargas laterales de diseño obtenidas con la Ec. (2.32) para determinar los momentos de diseño en los sitios de las potenciales articulaciones plásticas necesita cuidadosa consideración. Para ser compatible con la estructura substituta, la rigidez de los elementos estructurales debería representar la rigidez secante en el desplazamiento de respuesta. Para diseño de pórticos con la filosofía de diseño de “viga débil-columna fuerte”, los autores del método proponen que la rigidez para las vigas ($E_c \cdot I_{be}$) sea la rigidez agrietada reducida por la ductilidad de la demanda:

$$E_c \cdot I_{be} = E_c \cdot I_{cr} / \mu_b \quad (2.37)$$

donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón, $E_c \cdot I_{cr}$ es la rigidez agrietada obtenida a través de la clásica relación $EI = M_n / \phi_y$ donde la curvatura de fluencia ϕ_y es constante para cada sección tipo tal como se concibió en la formulación de las ecuaciones (2.13), y μ_b es la demanda ductilidad de desplazamiento de la viga. Para las rigideces de las columnas se puede usar la plantilla de la Fig. 2.17 que toma en cuenta la cantidad de refuerzo y la intensidad de carga axial, pero sin reducción por ductilidad, toda vez que se espera un comportamiento elástico de estos elementos.

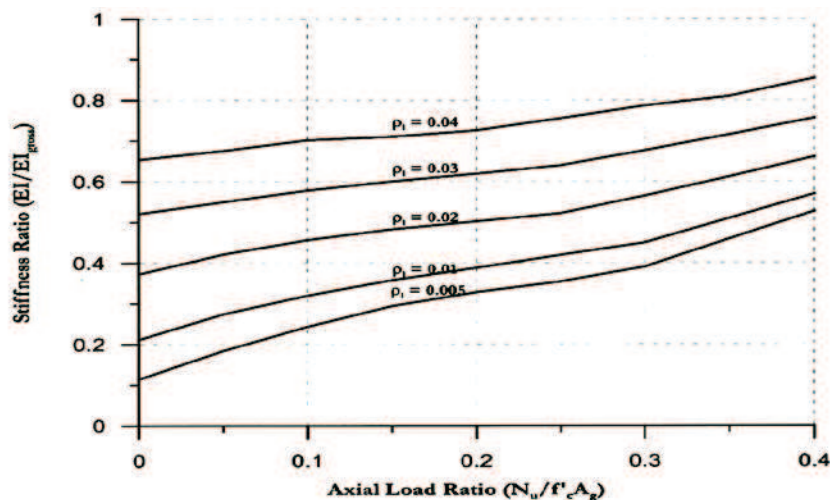


FIGURA 2.17. Rigidez Efectiva de Columnas Rectangulares.

FUENTE: (Priestley, 2003).

Hay que anotar que en el escenario inicial del diseño, las resistencias de los elementos no son conocidas y por tanto no podrán ser conocidas exactamente las rigideces agrietadas de vigas y columnas. Sin embargo las acciones de diseño no son fuertemente sensibles a los cambios de rigidez cuando se analizan estructuras aporticadas, es más bien la relación de rigideces entre vigas y columnas (rigideces relativas) la que es de importancia; de esta manera los valores promedio de las rigideces agrietadas como fueron tratados arriba pueden ser adoptados. Otro aspecto a considerar es que las derivas del primer modo y por tanto las ductilidades de los elementos se reducen con la altura de la estructura, una reducción única sobre-estimaré la rigidez relativa de las vigas de los pisos inferiores y sub-estimaré la rigidez en los pisos superiores, por lo tanto es correcto adoptar ductilidades que sean proporcionales a las demandas de derivas en cada piso.

Puesto que las articulaciones plásticas son esperadas a formarse en la base de las columnas de la planta baja, la forma para modelar esta característica en un análisis elástico es localizar una articulación en la base del pórtico y aplicar allí un momento resistente M_{base} , tal como lo muestra la Fig. 2.18. El valor del momento M_b puede ser asignado por el diseñador, con tal que el análisis de la estructura sometida al vector de fuerzas laterales junto el M_b escogido, aseguren una solución estáticamente admisible. La elección más común es localizar el punto de inflexión del diagrama de momentos en las columnas de la planta baja entre el 55 % y el 65% de la altura del piso sobre la base, asegurando así protección contra la formación de una articulación plástica en el tope de dicha columna (Priestley, 2003). Con el punto de inflexión escogido en el 60% de la altura del primer piso h_1 (medido al centro de la viga), el equilibrio requerido es el siguiente:

$$\Sigma M_b = M_1 + M_2 + M_3 = \sum_{i=1}^n F_i (0.6 \cdot h_1) = V_b (0.6 \cdot h_1) \quad (2.38)$$

donde n es el número de pisos y V_b el cortante basal. Así, las capacidades de los momentos en la base de las columnas pueden ser definidas antes de proceder al análisis estructural requerido, para calcular la resistencia flexural de las

articulaciones plásticas de las vigas. Con estas definiciones se puede usar un programa comercial y analizar la estructura.

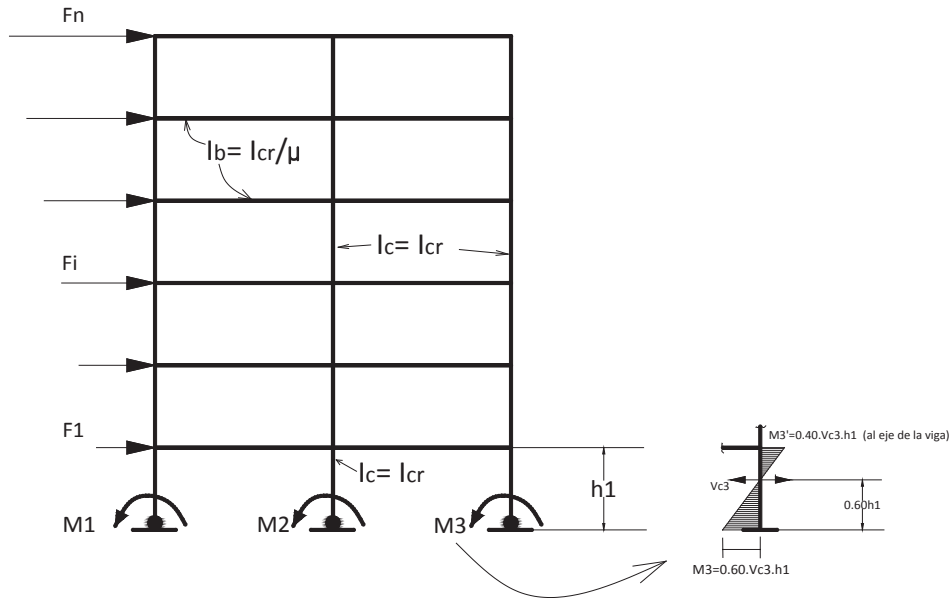


FIGURA 2.18 Un Modelo para Análisis de Pórticos con DDBD.

FUENTE: (Priestley, 2003).

Considerando que el análisis estructural como se acaba de definir es de naturaleza iterativa, toda vez que la rigidez de cada miembro depende de su resistencia, la cual no será conocida sino hasta el final del proceso de diseño, otra opción posible sería realizar el análisis estructural basado en un **análisis racional de equilibrio** (Priestley, 2007), el mismo que se resume a continuación:

- **Cálculo de Momentos de Volteo:** Con referencia a la Fig. 2.19, y considerando el equilibrio de momentos en el nivel de cimentación, el momento de volteo inducido por las fuerzas laterales es:

$$\text{Momento de Volteo} = MV = \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i \quad (2.39)$$

siendo n el número total de pisos del pórtico.

Para el pórtico regular de la Fig. 2.19 las fuerzas axiales sísmicas inducidas en las columnas exteriores son V_{Vi} , y asumiendo que las capacidades de momentos negativos de las vigas en las secciones críticas en un nivel dado son iguales (usando redistribución de momentos), e igualmente asumiendo que las capacidades de los momentos positivos son iguales (aunque no necesariamente iguales a los negativos), el Momento de Volteo MV inducido por fuerzas externas es equilibrado por las fuerzas internas de la siguiente manera:

$$MV = \sum_{j=1}^m M_{Cj} + T \cdot L_{base} \quad (2.40)$$

donde M_{Cj} son los momentos en la base de las columnas (m columnas) escogidos previamente, T (tensión) y C (compresión) son las fuerzas axiales en las columnas exteriores obtenidas de la suma de las fuerzas cortantes de las vigas V_{Vi} y L_{base} es la distancia entre T y C .

-Determinación de la fuerza axial de Tensión T :

$$T = \sum_{i=1}^n V_{Vi} \quad (2.41)$$

Combinando las ecuaciones (2.39) y la (2.40) se obtiene la suma de los cortantes de la viga en un vano:

$$\sum_{i=1}^n V_{Vi} = T = \left(\sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L_{base} \quad (2.42)$$

Cualquier distribución del cortante de vigas en la altura del pórtico que satisfaga la Ec. (2.40) resultará en una solución de equilibrio estático admisible para el DDBD; el diseñador puede elegir dentro de ciertos límites cómo distribuir el cortante total de las vigas. Luego los momentos de diseño de las vigas inducidos por las fuerzas laterales en el eje de las columnas están dados por:

$$M_{Vi,izquierdo} + M_{Vi,derecho} = V_{Vi} \cdot L_{Vi} \quad (2.43)$$

donde L_{Vi} es el claro de la viga entre ejes de columnas y $M_{Vi,izquierdo}$ y $M_{Vi,derecho}$ son los momentos de las vigas en los extremos izquierdo y derecho (a ejes de columnas); normalmente estos momentos no serán iguales debido a la influencia del refuerzo de la losa que incrementa la capacidad de momento negativo y al efecto de las cargas de gravedad. Los momentos de diseño sísmico de las vigas en las caras de las columnas serán aquellos reducidos por el ancho de la columna:

$$M_{Vi, \text{diseño}} = M_{Vi} - V_{Vi} \cdot h_c / 2 \quad (2.44)$$

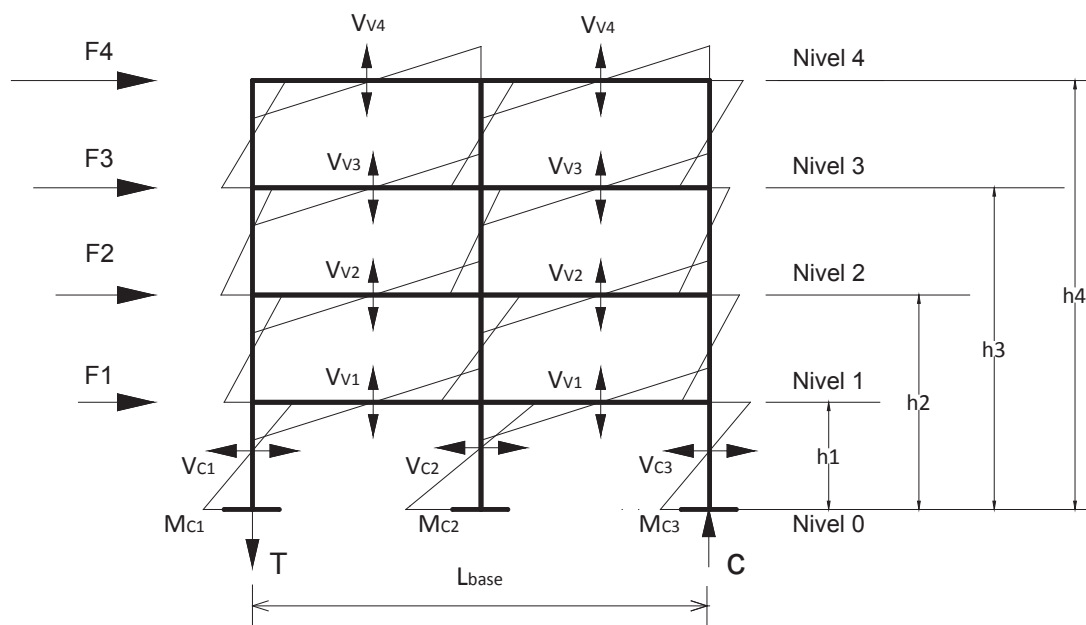


FIGURA. 2.19 Cálculo de Momentos Sísmicos con DDBD.

FUENTE: (Priestley et al., 2007).

-Determinación de las fuerzas cortantes de piso y distribución de cortantes de vigas: Para asegurar que las derivas no excedan los límites de diseño es importante que la distribución vertical de los cortantes de las vigas siga la demanda sísmica. Esto puede ser llevado a cabo asignando el cortante total de las vigas dado por la Ec. (2.42) a las vigas en proporción a los cortantes de piso en el nivel bajo la viga en consideración. Esto puede ser expresado como:

$$V_{Vi} = T \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}} \quad (2.45)$$

donde:

$$V_{S,i} = \sum_{k=i}^n F_k \quad (2.46)$$

siendo $V_{S,i}$ las fuerzas cortantes de piso y T está dado por la Ec. (2.42).

Para el caso de pórticos irregulares como el que se muestra en la Fig. 2.20, cada vano es considerado separadamente, con la fuerza cortante basal siendo asignada a los diferentes vanos en proporción a la contribución escogida para el momento de volteo. Así, con referencia a la Fig. 2.20 las fuerzas cortantes basales V_{CBi} asignadas a cada vano exterior e interior serán:

$$V_{CB1} = V_v \frac{M_1}{2M_1+M_2} \quad ; \quad V_{CB2} = V_v \frac{M_2}{2M_1+M_2} \quad (2.47)$$

siendo M_1 y M_2 los momentos de capacidad (sumatoria de positivo y negativo) en los vanos 1 y 2 respectivamente. Luego los cortantes de viga V_{V1i} para el vano exterior serán:

$$\sum_{i=1}^n V_{V1i} = T_1 = \frac{M_1}{2M_1+M_2} \left(\sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L_1 \quad (2.48)$$

donde L_1 es la longitud del claro exterior. Igualmente la suma de los cortantes de viga para el vano interior será:

$$\sum_{i=1}^n V_{V2i} = T_2 = \frac{M_2}{2M_1+M_2} \left(\sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L_2 \quad (2.49)$$

En cuanto a la distribución del cortante basal entre las columnas del pórtico, normalmente estará en proporción 1:2 (columnas externas: columnas internas).

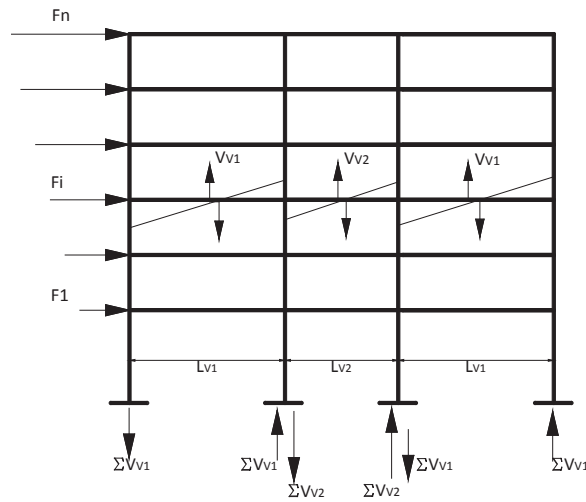


FIGURA 2.20 Cortantes de Vigas en Pórtico Irregular

FUENTE: Priestley et al., 2007.

-Cálculo de Momentos de Columnas: Una vez conocido los momentos de las vigas producto del análisis anterior, los momentos de las columnas pueden ser obtenidos desde el nivel 1 hacia arriba, usando para ello el equilibrio de momentos en los nudos. Con los momentos en las columnas de la planta baja escogidos como en la Fig.2.18, esto es $M_{1, \text{pie columna}} = 0.60 h_1$ y $M_{1, \text{cabeza columna}} = 0.40 h_1$ (calculados al centro de la viga), y con la entrada de los momentos de las vigas en el nivel 1, los momentos de las columnas en el primer piso conforme a la Fig. 2.21 quedarán de la siguiente manera:

$$M_{C2 \text{ inf.}} = M_{V1 \text{ izq.}} + M_{V1 \text{ der.}} - M_{C1 \text{ sup.}} \quad (2.50)$$

Puesto que el cortante de la columna V_{C2} es conocido, el momento en el tope del primer piso será:

$$M_{C2 \text{ sup.}} = V_{C2} \cdot h_2 - M_{C2 \text{ inf.}} \quad (2.51)$$

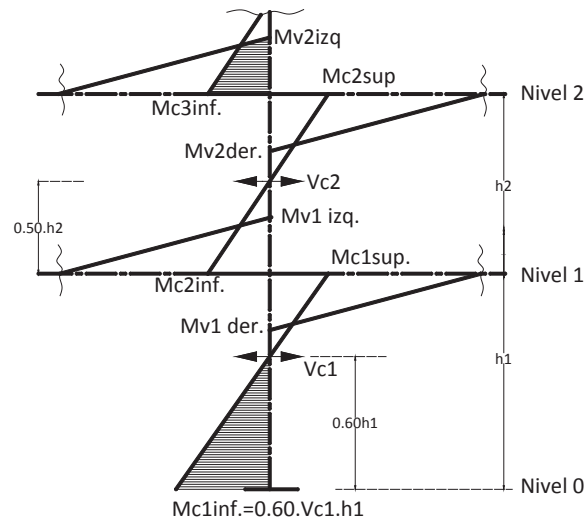


FIGURA 2.21. Distribución de Momentos en columnas por equilibrio en los nudos

Aprovechando la disponibilidad del pórtico irregular de la Fig. 2.20 se explica la obtención de su desplazamiento de fluencia, que es necesario para calcular la ductilidad de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente. La deriva de fluencia para cada vano, en forma independiente puede ser calculada con la Ec. (2.27), dando mayores derivas en los vanos exteriores que tienen mayor longitud como se observa en la Fig. 2.22: $\theta_{y1} = 0.5\varepsilon_y L_{v1}/h_{v1} > \theta_{y2} = 0.5\varepsilon_y L_{v2}/h_{v2}$. El desplazamiento de fluencia del sistema se obtiene sumando las respuestas momento-desplazamiento de los vanos individuales. Si M_1 y M_2 son las contribuciones al momento de volteo desde los vanos exteriores e interior respectivamente, el momento total de volteo y el desplazamiento de fluencia del sistema son:

$$\text{Momento de Volteo} = 2M_1 + M_2 \quad (\text{un caso particular, Fig. 2.20}) \quad (2.52)$$

$$\Delta_y = \frac{2M_1\theta_{y1} + M_2\theta_{y2}}{2M_1 + M_2} H_e \quad (2.53)$$

La relación M_1/M_2 necesita ser conocida antes que el desplazamiento de fluencia, para poder aplicarla en la Ec. (2.53), una decisión racional puede ser diseñar para los dos claros diferentes, en un nivel dado, con una misma capacidad de

momentos. Los cortantes sísmicos en las vigas del tercer piso del pórtico de la Fig. 2.20 serán:

$$V_{V1} = \frac{M_{\text{pos.}} + M_{\text{neg.}}}{L_{V1}} ; \quad V_{V2} = \frac{M_{\text{pos.}} + M_{\text{neg.}}}{L_{V2}} ; \quad (2.54)$$

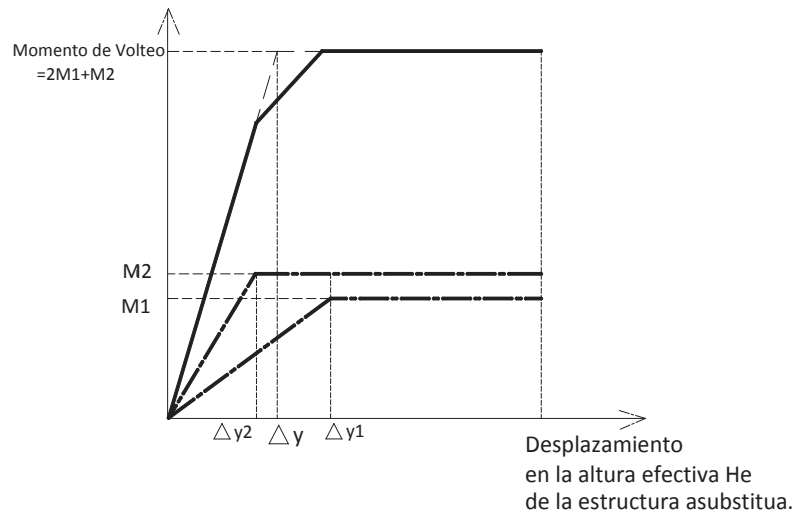


FIGURA 2.22. Momentos de Volcamiento de un pórtico irregular.

FUENTE: Priestley et al., 2007.

Para el desarrollo de un completo mecanismo sísmico, se consideran las fuerzas axiales inducidas en cada una de las columnas por las vigas exteriores e interior, y son ΣV_{V1} y ΣV_{V2} respectivamente. Ignorando los momentos en la base de las columnas de la planta baja por ser relativamente pequeños en proporción de la capacidad total de volcamiento se tiene que las contribuciones de los momentos interior y exteriores a la capacidad de volcamiento del sistema serán:

$$M_1 \approx \sum_{i=1}^n V_{V1,i} \cdot L_{V1} = \sum_{i=1}^n (M_{\text{pos.},i} + M_{\text{neg.},i}) \quad (2.55.a)$$

$$M_2 \approx \sum_{i=1}^n V_{V2,i} \cdot L_{V2} = \sum_{i=1}^n (M_{\text{pos.},i} + M_{\text{neg.},i}) \quad (2.55.b)$$

Con esto los vanos contribuyen igualmente a la capacidad de volcamiento, sin tomar en cuenta la longitud de las vigas, esto ayuda en el cálculo del desplazamiento de fluencia efectivo.

2.4.3 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA EN EL DDBD

2.4.4.1 Amplificación de derivas y desplazamientos

Resultados de análisis historia-tiempo inelásticos realizados por Pettinga y Priestley (2005) demostraron que el uso de la Ec. (2.32) como vector de fuerzas laterales, no provee un adecuado control de las derivas de piso, derivas que están relacionadas con las demandas de deformación del material y por tanto con el daño estructural y no estructural. El perfil de desplazamientos en el tiempo de máximo desplazamiento fue generalmente más lineal para edificios de altura que lo que las ecuaciones preliminares de diseño establecían, también resultó en más grandes niveles de derivas, cercanas al 3% en pisos superiores como lo muestra la Fig. 2.23 (para un pórtico de 16 pisos), lo cual obligaba a distribuir una proporción más significativa del cortante basal en dichos pisos.

En la Fig. 2.23, *TH average* representa los resultados promedio (debidos a varios movimientos del suelo) dados por el análisis historia tiempo, y “*design*” da sentido a los resultados obtenidos aplicando el diseño directo basado en desplazamientos, con la utilización de la ecuaciones (2.32) y (2.21) para representar el vector de fuerzas laterales y el perfil de desplazamientos respectivamente.

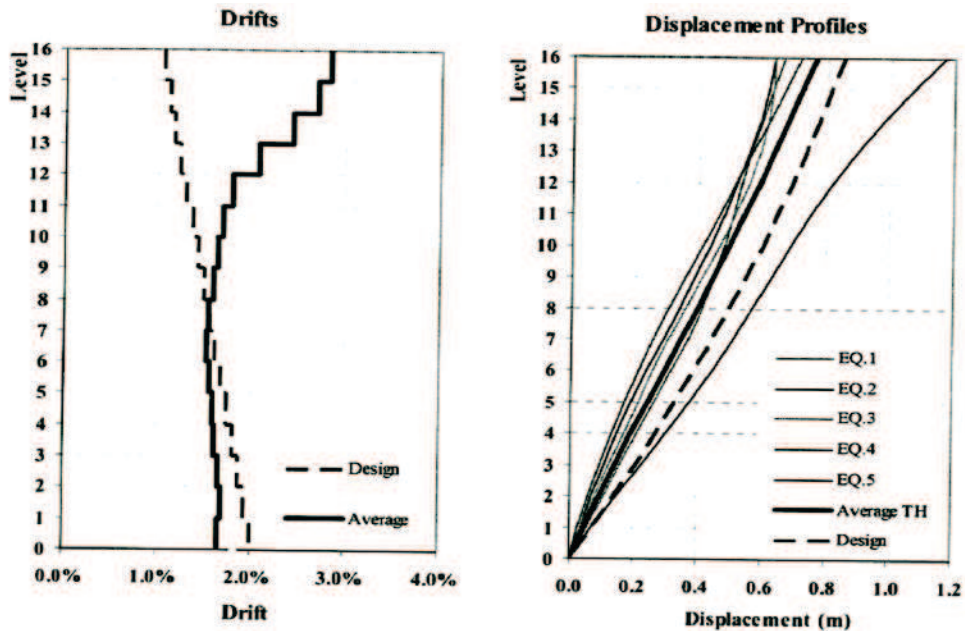


FIGURA 2.23. Derivas de piso y perfil de desplazamientos para un pórtico de 16 pisos usando la Ec. (2.32).

FUENTE: (Pettinga y Priestley, 2005).

Paulay y Priestley (1992) sugirieron que cuando se diseñen edificios de más de 10 pisos utilizando el Método de la Fuerza Equivalente, una parte de la fuerza cortante basal sea incrementada adicionalmente a la fuerza de techo como un medio para contabilizar los efectos de los modos más altos en los pisos superiores de un edificio. Una aproximación similar ha sido adoptada en el DDBD para que adicionalmente se controlen y distribuyan las demandas de ductilidad con más uniformidad. Por lo tanto la Ec.(2.32) toma la siguiente forma:

$$F_i = F_t + 0.9V_{\text{Basal}} * \frac{\Delta_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^n \Delta_i \cdot m_i} \quad (2.56)$$

con $F_t = 0.10 V_{\text{Basal}}$ para la fuerza de techo y cero para todas las otras fuerzas.

La aplicabilidad de la Ec. (2.56) a pórticos de mediana altura (< 10 pisos) es válida y razonable, como una simple precaución de desempeño que reduzca las demandas de derivas en los últimos pisos y permita a las demandas de los pisos más bajos acercarse a los límites de diseño; este procedimiento se generalizará

más bien como un “control de derivas” antes que como una amplificación de derivas.

Siguiendo con el pórtico de 16 pisos, se muestra la aplicación de la Ec. (2.56) en la Fig. 2.24 (Pettinga y Priestley, 2005), donde se observa un buen comportamiento del edificio, con las pensadas reducciones de las derivas en los pisos superiores de tal manera que ya no exhiben ese comportamiento de cantiliver de la Fig. 2.23. El límite de derivas establecido por el código (2%) es todavía excedido en los pisos superiores, mientras desde la base hasta la mitad de la altura del edificio sigue el perfil de las derivas de diseño, con un valor pico de 2.27%, todavía alto ocurriendo en el segundo piso.

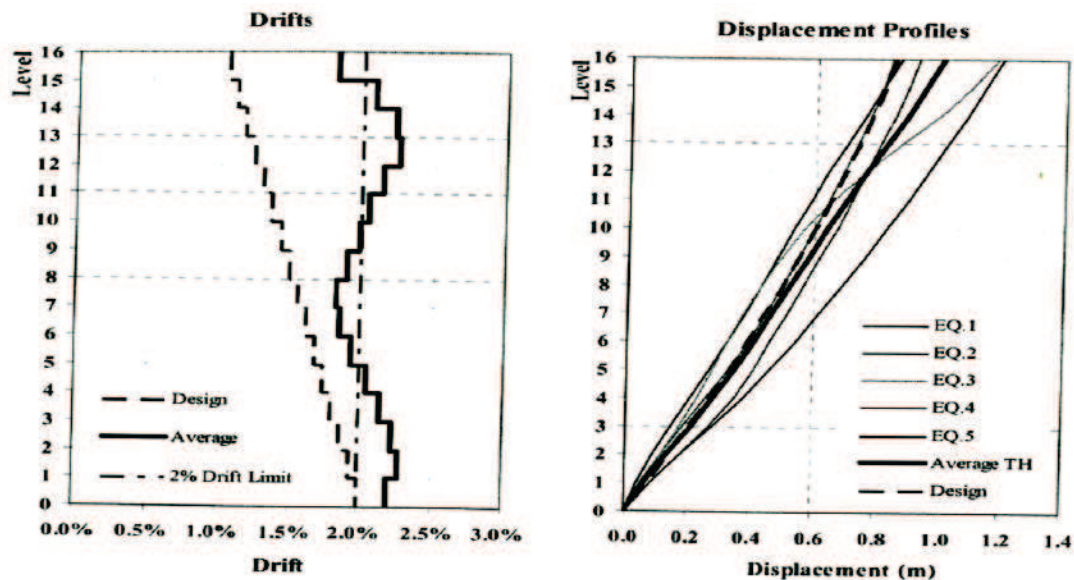


FIGURA 2.24. Uso de la Ecs. (2.21) y (2.56) para controlar las derivas y desplazamientos de un pórtico de 16 pisos.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

Aun cuando el nivel de las derivas de los pisos superiores es ahora controlado, el efecto de los modos más altos es todavía claramente visible, pues se nota por el desvío de las derivas respecto de la forma predominante del primer modo (diseño o DDBD), esto es nítidamente observable en los últimos pisos.

El comportamiento dinámico de un edificio de 20 pisos controlado por las Ecs. (2.56) y (2.21), que se muestra en la Fig. 2.25, es consistentemente mejor respecto de las derivas y de los perfiles de desplazamiento, con una pequeña excedencia de derivas sobre el piso 15 hasta el piso 18, y una deriva crítica en el primer piso de 2.35%, además el perfil de desplazamiento promedio (análisis historia-tiempo) concuerda bastante bien con el perfil de diseño (DDBD). En las Figs. 2.24 y 2.25 EQ1 es la repuesta para el sismograma 1, y así sucesivamente hasta el sismograma 5, “Average TH” es la respuesta promedio del análisis-historia tiempo, y, “Design” muestra los valores de desplazamientos de diseño obtenidos con la Ecs. (2.19) y (2.21) del DDBD.

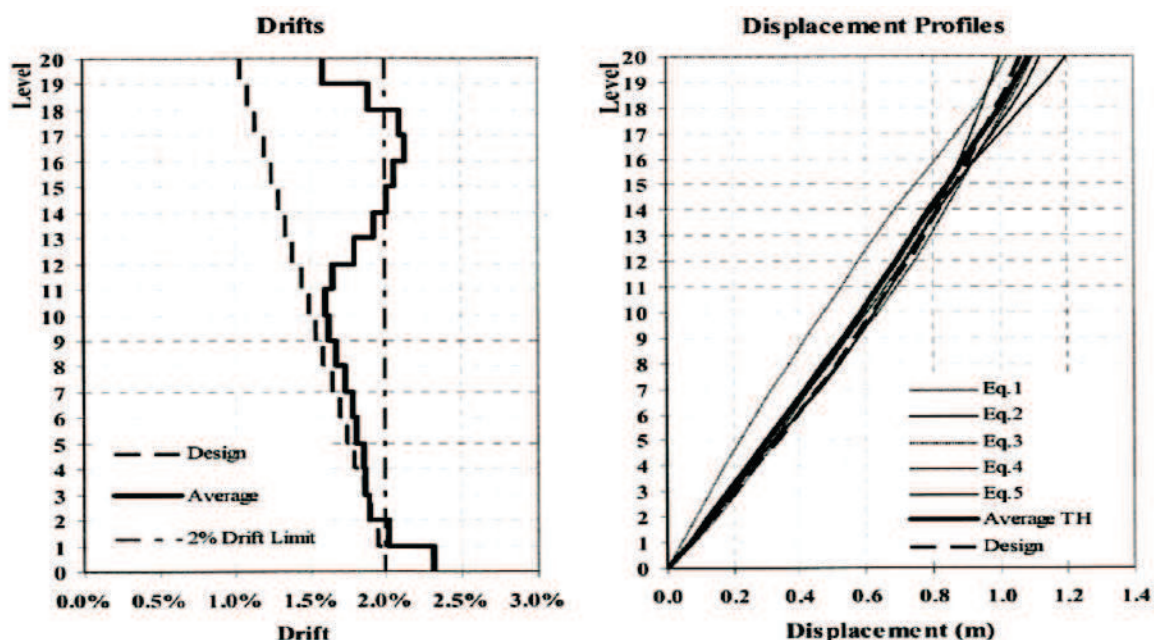


FIGURA 2.25. Uso de la Ecs. (2.21) y (2.56) para controlar las derivas de piso para un pórtico de 20 pisos.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

La combinación de una incrementada linealidad en el perfil de desplazamiento de diseño (Ec. (2.21.b)) y una ajustada distribución del cortante sísmico en las vigas (y por ende sus momentos resistentes) ha conducido a que una porción más grande del cortante basal sea asignada a los niveles superiores de la estructura. La distribución de la resistencia (a flexión) de las vigas es claramente el factor que gobierna el desplazamiento de respuesta; se llega esta conclusión como

resultado de que la rigidez es dependiente de la resistencia de la sección (Priestley, 1998).

El desarrollo de derivas en los pisos superiores con valores más grandes que los asumidos en el primer modo inelástico correspondiente al perfil de diseño, se debe a que los modos más altos dominan la respuesta de aproximadamente la mitad superior de la estructura. Si los modos superiores no alteraran significativamente las derivas del primer modo inelástico, una representación simple de la respuesta observada podría ser desarrollada sumando (o restando) los desplazamientos del segundo modo obtenidos a través de un análisis modal elástico al perfil de desplazamientos correspondientes al primer modo inelástico sobre la mitad superior de la estructura como se observa en la Fig. 2.26.

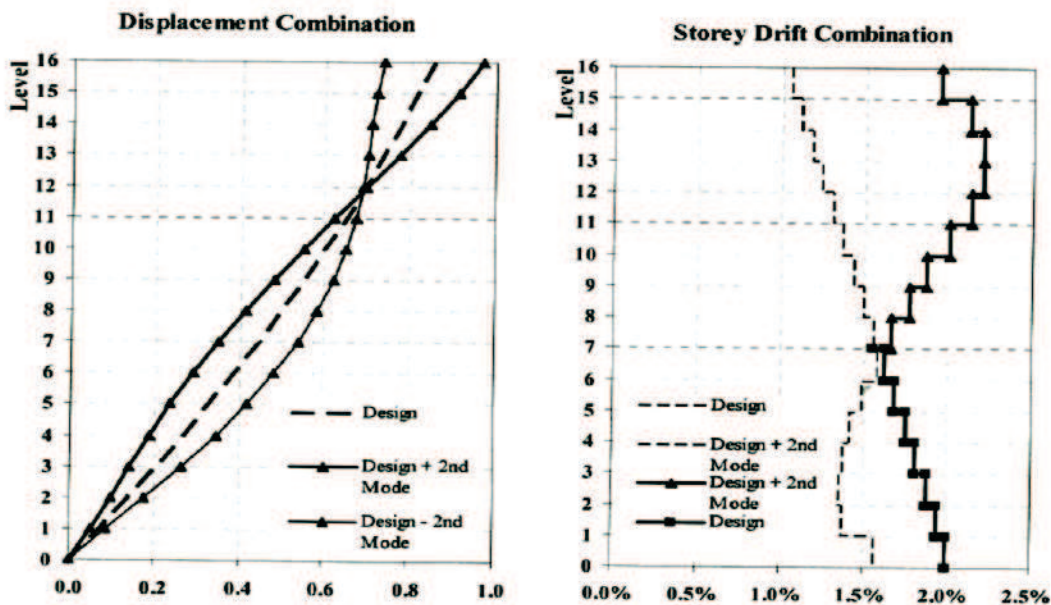


FIGURA 2.26 Representación de las respuestas máximas observadas en los análisis historia tiempo para un edificio de 16 pisos: como combinación del primer modo inelástico y el segundo modo elástico (perfiles de desplazamientos y de derivas de piso).

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

La línea más oscura en el plot de derivas de piso de la Fig. 2.26 (derecha), es la envolvente de las derivas máximas encontradas considerando el primer modo

solamente para la mitad inferior de la estructura y la combinación de las derivas del primer modo inelástico y del segundo modo sobre la mitad superior; esta envolvente muestra un probable dominio del segundo modo de respuesta en la mitad superior de la estructura. *Mientras el tercero y cuarto modos podrían contribuir a la respuesta obtenida arriba, se ha visto que la inclusión de solamente el segundo modo refleja bastante bien el comportamiento dinámico observado, y que el comportamiento de las derivas en general es influenciado significativamente por únicamente el primer y segundo modos* (Pettinga y Priestley , 2005).

La presencia de los efectos de los modos superiores en el desplazamiento de respuesta de estructuras de altura y la ligera excedencia sobre la deriva límite establecida por el código (2%), indica que si bien la Ec. (2.56) controla de mejor manera las derivas de piso (Figs 2.24 y 2.25), la potencial demanda por estos excesos de los modos más altos, debería ser tomada en cuenta para proveer un margen conservador. La aproximación que los autores del método DDBD han utilizado es aplicar un factor de reducción de derivas, que reduce la deriva de diseño, de forma tal que la rigidez efectiva de la estructura es ajustada para llevar a cabo una deriva crítica menor que la deriva límite establecida por el código (2%); este factor es introducido al inicio de la etapa de diseño cuando se escoge la deriva límite (target de desempeño), como sigue:

$$\theta_{d,\omega} = \omega_{\theta} \cdot \theta_d \quad (2.57)$$

donde $\theta_{d,\omega}$ es la deriva de diseño reducida, ω_{θ} es el factor de reducción de derivas y θ_d es la deriva de diseño. Escribiendo la Ec. (2.57) en términos de desplazamiento se tiene:

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_{\theta} \cdot \Delta_i \quad (2.58)$$

Escribiendo la Ec. (2.58) en términos del perfil de desplazamiento crítico $\bar{\delta}_c$ se logra:

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_{\theta} \cdot \bar{\delta}_i (\Delta_c / \bar{\delta}_c) \quad (2.59)$$

El valor propuesto para ω_θ es **0.85**, es decir una reducción del 15% de la deriva de diseño, que para el caso de 2%, implicaría una deriva de diseño efectiva de 1.7%, valor que establecería un margen conservador para cumplir satisfactoriamente con la máxima deriva exigida por el código. Priestley et al. (2007) recomiendan usar la siguiente ecuación:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 h_n \leq 1.0 \quad (2.60)$$

siendo h_n la altura total del edificio expresado en metros.

Resultados de análisis-historia tiempo para el edificio de 16 pisos de la Fig. 2.27, utilizando las tres ecuaciones: Ec. (2.21.b) para el perfil de desplazamientos, Ec. (2.56) para la re-distribución del cortante basal en el nivel del techo, y la Ec. (2.60) para dar un margen de cumplimiento a la deriva límite dictada por el código, muestran un buen comportamiento dinámico. La deriva máxima en el primer piso fue de 2.03%, mientras el perfil de desplazamiento de diseño dio una buena representación del máximo desplazamiento promedio (análisis historia-tiempo). En la gráfica 2.27 se comparan adicionalmente los perfiles de derivas y desplazamientos sin factor de reducción. Por último, Pettinga y Priestley (2005) reportan que el uso de la Ec. (2.21.b) (perfil de desplazamiento más lineal que curvo), la ecuación de las fuerzas laterales sin ninguna adición al techo [Ec. (2.32)] y el factor de reducción o control de derivas [Ec. (2.60)] en pórticos de mediana altura (< 10 pisos), ha demostrado tener un desempeño satisfactorio.

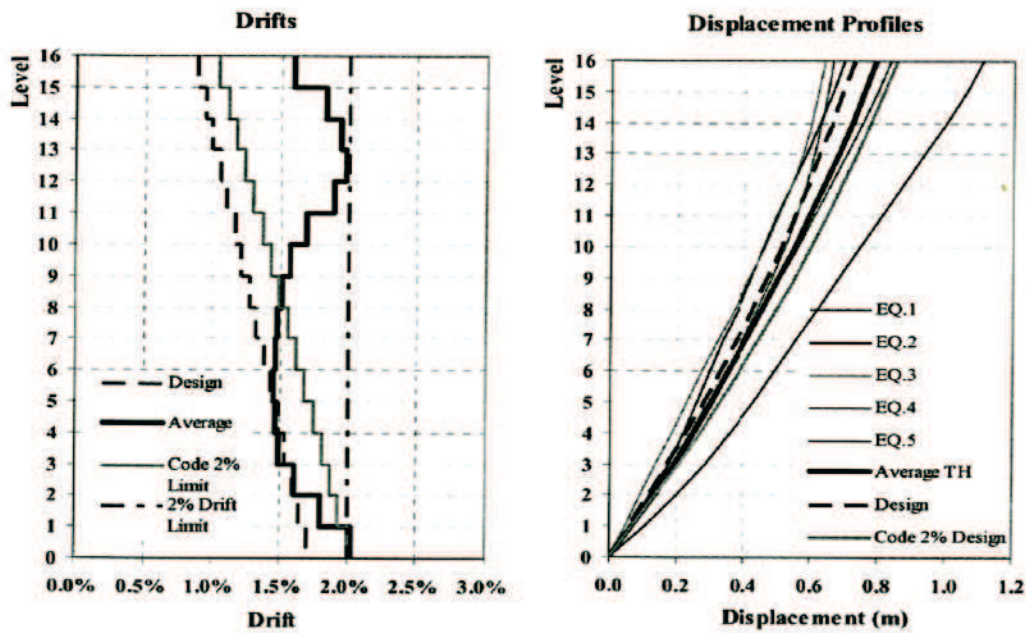


FIGURA 2.27. Utilización de la Ecs. (2.21.b), (2.56) y (2.60) para el control de derivas de piso.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

2.4.4.2 Amplificación de Momentos

El DDBD presta mucha atención a la influencia de la intensidad sísmica en la respuesta de la estructuras, y parece estar claro que el efecto de los modos superiores llega a ser más dominante conforme aumenta la intensidad del movimiento sísmico. Sin embargo, y siempre que las articulaciones plásticas se formen en las vigas en todos los niveles de la estructura, se podría esperar que la amplificación debida al dominio de los modos superiores en los pisos más altos sea algo más limitada, debido al desarrollo de ductilidad; esto se podría comprobar cuando el incremento de una intensidad no conduce a una más grande participación de los modos superiores en los niveles más altos del edificio, ocurriendo más bien una amplificación de derivas en los niveles más bajos de la estructura, sugiriendo que la relativa contribución de los modos significantes ha cambiado, reduciendo así la importancia de los modos más altos. Una situación similar presenta el comportamiento de los momentos de las columnas; así, los incrementos de derivas vistos en los pisos más bajos serían debidos al

suavizamiento de las vigas de estos pisos producto del desarrollo de una acción inelástica más grande.

En la Fig. 2.28 (Pettinga y Priestley, 2005) se muestra el análisis historia-tiempo inelástico, con resultados en forma de factores de amplificación de momentos y cortantes, correspondientes a edificios (tipo tubo o con marcos exteriores resistentes a carga lateral) de 2 pisos (Frame A), 4 pisos (Frame B), 8 pisos (Frame C), 12 pisos (Frame D), 16 pisos (Frame E) y 20 pisos (Frame F), sujetos a la intensidad sísmica de diseño; los pórticos B y C no estuvieron sujetos a la fuerza $0.10V_b$ en el techo. En lo que respecta al momento, que se lo ha normalizado respecto a la altura del edificio, se nota que la amplificación es más importante en el primer piso y en el piso inmediatamente anterior al techo, sobre el resto del edificio prevalece un factor generalmente constante entre 1.25 y 1.50 veces el valor de diseño (incluye la sobrerresistencia por el efecto de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo).

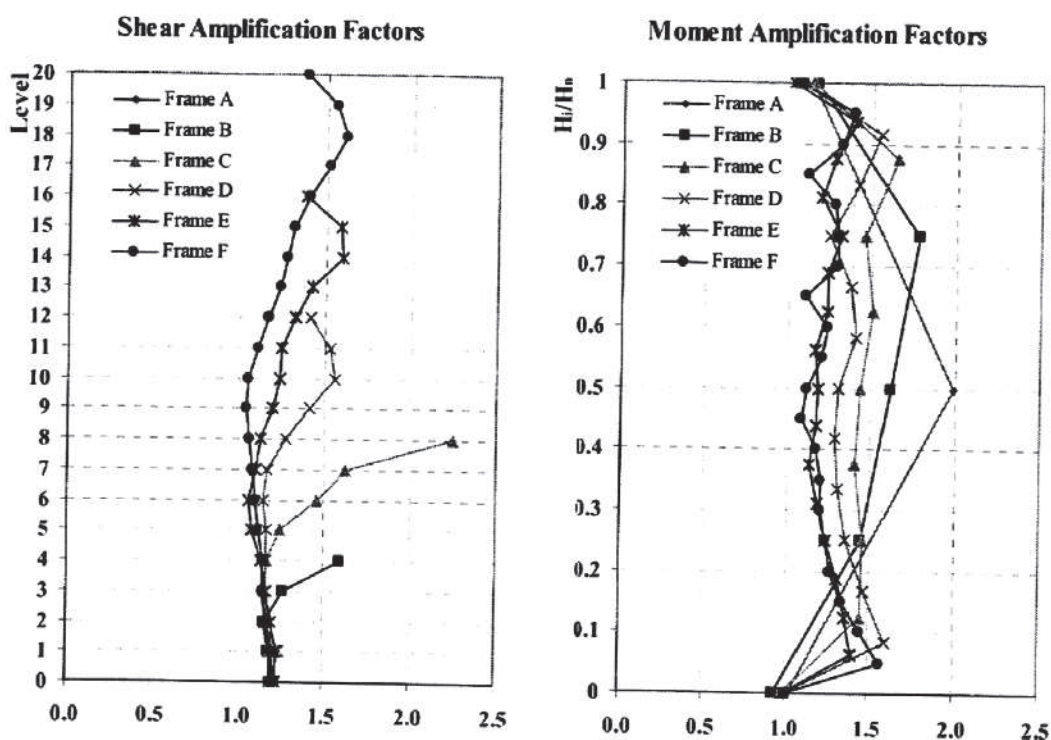


FIGURA 2.28. Amplificación dinámica de cortantes y momentos en edificios aporricados.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

Pettinga y Priestley (2005) propusieron un factor de amplificación para momentos de columnas considerando que las demandas de momento no escalan directamente con el nivel de intensidad sísmica, y que las columnas del primer piso generalmente exhiben la más grande amplificación dinámica; para ello probaron con la raíz cuadrada de la ductilidad que dio una buena estima de la amplificación del primer piso, pero que aplicado como un factor constante sobre la altura del edificio se volvió excesivamente conservador desde la mitad hacia arriba de la estructura. Para solventar el problema anterior, lo autores referidos introdujeron un factor dependiente de la altura, quedando la ecuación de la amplificación dinámica de momentos ω_m de la siguiente manera:

$$\text{Pórticos en una dirección: } \omega_m = (\mu_\Delta)^{0.5} - 0.15(h_i/h_n) \geq 1.3 \quad \text{(2.61.a)}$$

$$\text{Pórticos en dos direcciones: } \omega_m = (1.5 \mu_\Delta)^{0.5} - 0.15(h_i/h_n) \geq 1.5 \quad \text{(2.61.b)}$$

donde μ_Δ es la ductilidad de diseño global de la estructura, y, h_i y h_n son la altura de una columna en el nivel i y la altura total del edificio respectivamente; los valores mínimos 1.3 y 1.5 son necesarios para edificios que se esperan que no desarrollen significativa ductilidad.

El factor $1.5\mu_\Delta$ proviene de una sugerencia de Paulay y Priestley (1992) que se basa en dos suposiciones: 1) que una sección de columna con un momento aplicado alrededor del eje diagonal es aproximadamente 90% eficiente (en referencia a su momento resistente) si se compara con la flexión alrededor de un eje principal; y 2) asume momentos iguales en ambas direcciones ortogonales de la columna, lo cual afectará la parte dependiente de la intensidad sísmica en la Ec. 2.61.b, que finalmente puede ser escalada por el factor $\sqrt{2}/0.9 = 1.5$

Las ecuaciones 2.61 son aplicadas en todos los niveles i , excluyendo las bases de las columnas de planta baja y a nivel de techo, donde los valores ω_m son tomados como 1.0 y 1.1 para pórticos en una y dos direcciones respectivamente; se recuerda que el factor de amplificación dinámica es aplicado en la forma: $M_N \geq \phi_o \omega_m M_E$, que es la base del diseño por capacidad.

El gráfico 2.29 muestra la aplicación de la Ec. (2.61) al perfil de momentos de diseño (suma de momentos de piso en cada extremo de columna) asumiendo que los momentos de la viga en un nivel dado son distribuidos igualmente a las columnas arriba y abajo del nivel de la viga.

En la Fig. 2.29 “ $TH I = 1$ ” corresponde al análisis historia-tiempo para el nivel de intensidad sísmica de diseño o $I=1$, “*Design*” es el perfil de momentos resultante de la aplicación del DDBD, y la “*Eq. (8.7)*” corresponde a la utilización de la Ec. (2.61); en la referida figura se observa que si bien el ajuste (al análisis-historia tiempo) es adecuado para los dos edificios (16 y 20 pisos), se vuelve más conservador para el edificio de 20 pisos.

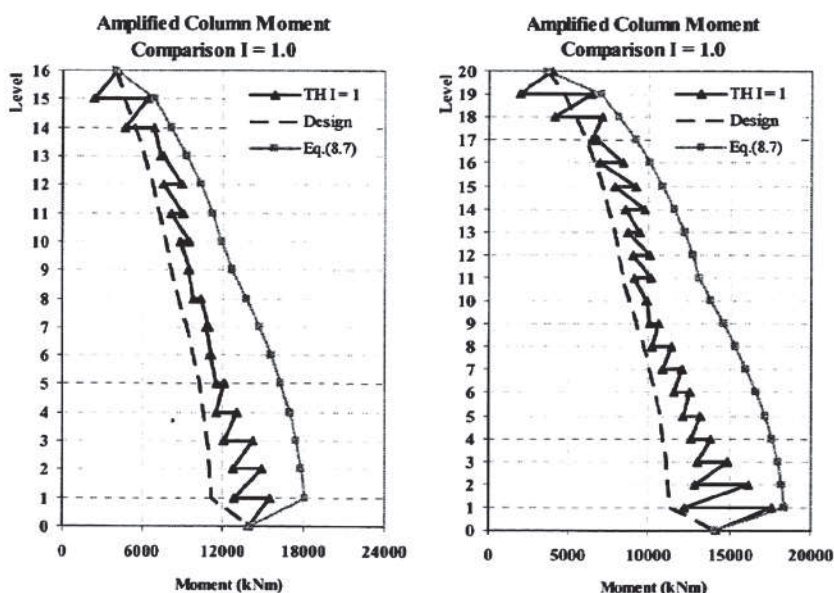


FIGURA 2.29. Aplicación de la Ec. 2.61 (“Eq. 8.7”) usada para la amplificación dinámica de momentos en edificios aporticados de 16 y 20 pisos.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

El último desarrollo de la amplificación dinámica para momentos de columnas es el presentado por Priestley et al., (2007), que considera un factor ω_m dependiente de la altura del pórtico y de la ductilidad de diseño, que se detalla en la Fig. 2.30, y donde desde el primer piso hasta tres cuartos de la altura del edificio vale:

$$\omega_m = 1.15 + 0.13(\mu_o - 1) \quad (2.62.a)$$

En la parte más alta de la estructura, donde la articulación en el tope de la columna es aceptable:

$$\omega_m = 1.0 \quad (2.62.b)$$

donde μ_o es la ductilidad reducida por el factor de sobrerresistencia promedio de las vigas ω (radio entre la capacidad sobrerresistente de los momentos y la capacidad requerida en los sitios de las articulaciones plásticas), y puede ser definida como:

$$\mu_o = \mu / \phi_o \geq 1.0 \quad (2.63.a)$$

donde μ es el nivel de la ductilidad de diseño en la resistencia esperada.

Para estructuras con pórticos en las dos direcciones hay que considerar: 1) que el momento sísmico M_E de la ecuación de momento nominal $M_N \geq \phi_o \omega_m M_E$, incluye efectos bidireccionales, y 2) que la correspondiente amplificación dinámica es obtenida con la Ec. (2.62.a) pero con la demanda de ductilidad diagonal definida como:

$$\mu_{oD} = \mu / (1.41 \phi_o) \geq 1.0 \quad (2.63.b)$$

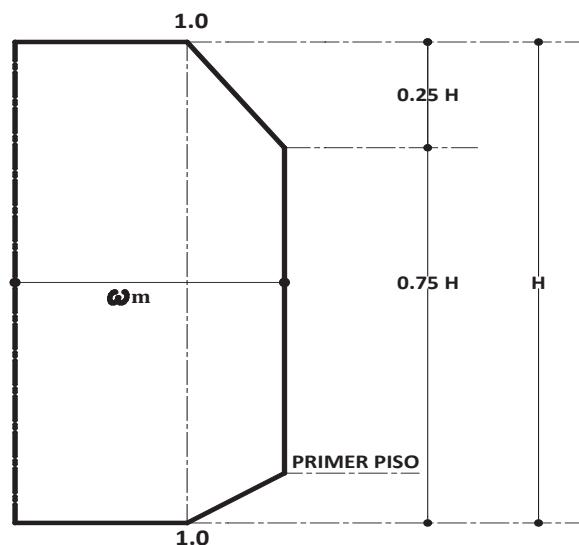


FIGURA 2.30. Factores de amplificación dinámica para momentos de columnas de edificios aporcionados Ec. (2.62).

FUENTE: Priestley et al., 2007.

La Fig. 2.31 muestra una aplicación de la Ec. (2.62) graficada como envolvente CD (Diseño por Capacidad) para los pórticos de 12 y 20 pisos, y aunque se observa una buena estimación de los momentos de columnas, no llegan a cubrir totalmente las demandas de momentos en el primer piso (dadas por el análisis TH); en este punto los autores de la propuesta consideran que cubrir totalmente los resultados de los Análisis Historia-Tiempo sería anti-económico (asegurar que ninguna incipiente articulación plástica pueda desarrollarse en las columnas), puesto que en realidad se necesitaría que todas las columnas de un piso desarrollen en pie y en cabeza las articulaciones plásticas para que se forme un mecanismo de piso débil.

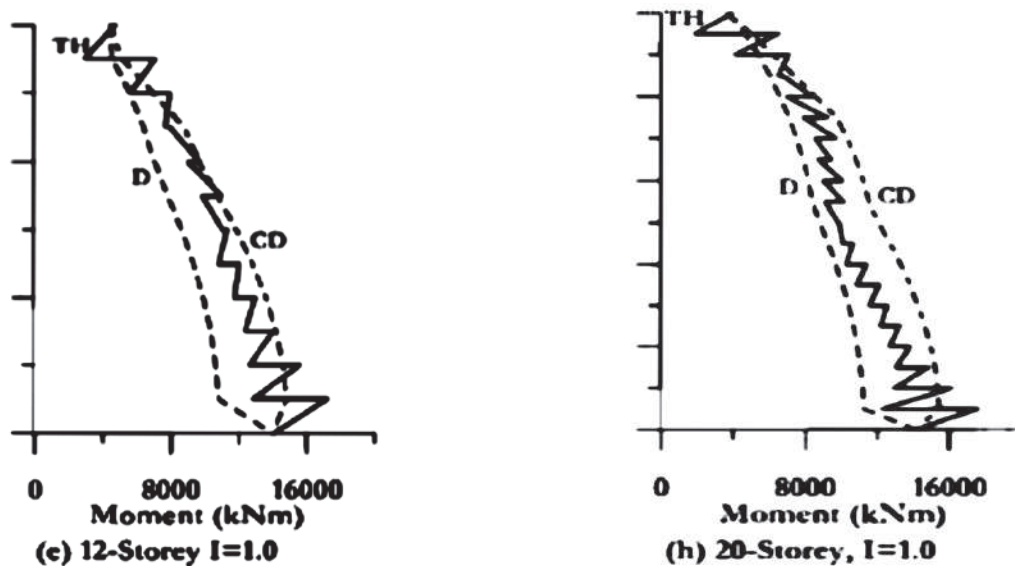


FIGURA 2.31. Aplicación de los factores de amplificación dinámica para momentos de columnas de edificios aporricados, Ec. (2.62) (“CD”).

FUENTE: Priestley et al., 2007.

2.4.4.3 Amplificación de Cortantes

La respuesta observada de los modos superiores en pórticos es más bien pequeña comparada a su comportamiento en edificios con paredes estructurales (muros de corte), debido a que: **a)** se asume el desarrollo de las articulaciones plásticas en las vigas de todos los niveles del edificio (la ductilidad limitará el

desarrollo de las fuerzas en los últimos pisos del edificio y por tanto reducirá las demandas adicionales debidas a la excitación de los modos superiores), y **b)** al desvío de los períodos de los modos más altos (los periodos al alargarse y mantenerse cercanamente espaciados en el espectro de diseño pueden conducir a una reducción de la excitación conforme caigan en la zona de velocidad constante del espectro).

Una temprana forma de cuantificar el cortante amplificado de columnas fue combinar el cortante procedente del DDBD (primer modo inelástico) y los cortantes elásticos de los modos superiores provenientes del análisis multi-modal reducidos por la ductilidad de diseño, utilizando la regla SRSS y un factor de escalamiento ω_v (Pettinga y Priestley, 2005). Las ecuaciones se muestran a continuación:

$$V_i = \omega_v \left[V_{1i}^2 + \left(\frac{V_{2Ei}}{\mu_D} \right)^2 + \left(\frac{V_{3Ei}}{\mu_D} \right)^2 + \dots \right]^{1/2} \quad (2.64)$$

donde V_{1i} es el cortante del primer modo inelástico, V_{2Ei} y V_{3Ei} los cortantes elásticos de los modos 2 y 3, y μ_D la ductilidad de diseño global (estructura substituta). El factor de escalamiento al corte se define como:

$$\text{Para pórticos en una dirección :} \quad \omega_v = \left(\frac{\mu_D}{2} \right)^{0.5} \geq 1.0 \quad (2.65.a)$$

$$\text{Para pórticos en dos direcciones :} \quad \omega_v = (\mu_D)^{0.5} \geq 1.0 \quad (2.65.b)$$

La figura 2.32 muestra la aplicación de la Ec. (2.64) para edificios de 16 y 20 pisos, observándose una buena coincidencia con el Análisis Historia-Tiempo promedio "TH ave". En dicha figura "design" representa la envolvente de cortantes correspondiendo a las fuerzas laterales del DDBD y obtenida como la suma de los cortantes de todas las columnas en cada nivel de la estructura; y la Eq.(8.5) corresponde a la Ec. (2.64).

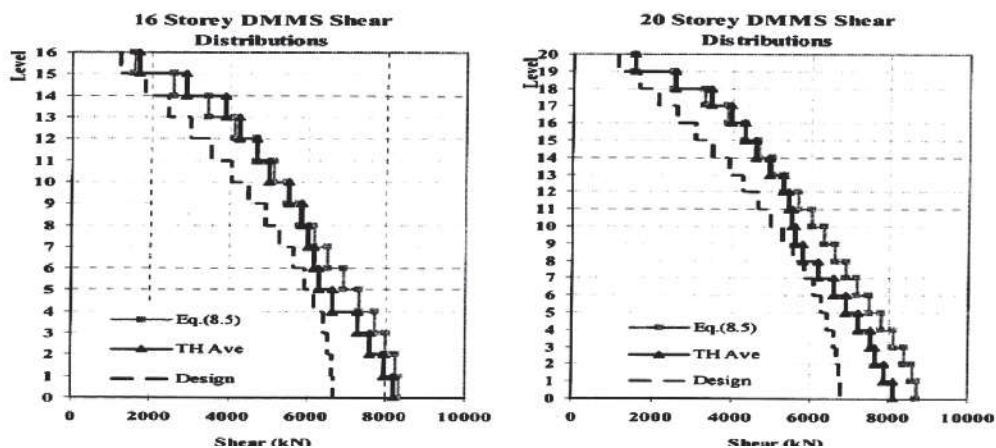


FIGURA 2.32. Aplicación de la Ec. (2.64) (“Eq. 8.5”) en la amplificación dinámica de cortantes en edificios aporcionados.

FUENTE: Pettinga y Priestley, 2005.

Por último Priestley et al. (2007) refina la amplificación de cortantes, y considera que la fuerza cortante de las columnas se incrementa conforme se incrementa la intensidad sísmica, lo cual puede ser interpretado como que la amplificación dinámica de cortantes aumenta con la ductilidad, puesto que la ductilidad a su vez aumenta con la intensidad sísmica para una estructura dada. Las ecuaciones que cuantifican la amplificación dinámica para cortantes de columnas son las siguientes:

$$\text{Pórticos una dirección: } \phi_s V_N = \phi_o V_E + 0.1 \mu V_{E, \text{Base}} \leq \frac{M_{o \text{ tope}} + M_{o \text{ base}}}{h_c} \quad (2.66.a)$$

$$\text{Pórticos dos direcciones: } \phi_s V_{N,2} = \sqrt{2}(\phi_o V_{E,1} + 0.1 \frac{\mu}{\sqrt{2}} V_{E, \text{Base} 1}) \leq \frac{M_{o \text{ tope}} + M_{o \text{ base}}}{h_c} \quad (2.66.b)$$

donde ϕ_s es el factor de reducción de resistencia al corte, ϕ_o es el factor de sobrerresistencia flexural ya visto, V_N es el cortante nominal de la columna, V_E es el cortante sísmico, V_{E1} el cortante sísmico en una dirección, μ es la ductilidad de diseño, $V_{E, \text{Base}}$ es el valor de V_E en la base de la columna, $M_{o, \text{tope}}$ y $M_{o, \text{base}}$ corresponden a la capacidad de momentos en el tope y en la base de una

columna, h_c es el claro de la columna, y los sufijos 1 y 2 relacionan las acciones para respuesta en una dirección y dos direcciones respectivamente.

Los cortantes máximos posibles serán incrementados cuando la estructura tenga pórticos en dos direcciones como sistema resistente a carga lateral, y que esté sometida a ataque sísmico bidireccional (Ec. (2.66.b)), la fuerza cortante puede ser encontrada de la adición vectorial de los cortantes en las direcciones principales. Para el caso de columnas cuadradas la resistencia a cortante es la misma en las direcciones diagonal y principal; y la máxima demanda de ductilidad diagonal es igual a la demanda de ductilidad en la dirección principal reducida por un factor de 1.41.

Una aplicación de la Ec. (2.66) para un pórtico de 20 pisos se muestra en la Fig. 2.33, con los sufijos “D” significando cortantes de diseño (DDBD), “TH” es el Análisis Historia-tiempo y “CD” es la amplificación de cortantes provista por la Ec. (2.66), que como se ve se ajusta mejor a los resultados del Análisis Historia-Tiempo que la Ec. (2.64).

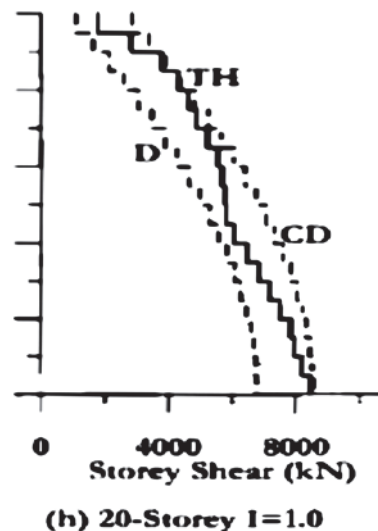


FIGURA 2.33. Aplicación de la Ec. (2.66) (“CD”) en la amplificación dinámica de cortantes para un pórtico de 20 pisos.

FUENTE: (Priestley et al., 2007).

CAPÍTULO 3

EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) TOMANDO EN CUENTA LA INFLUENCIA DE LOS MODOS SUPERIORES

3.1 INTRODUCCIÓN

La verificación o evaluación del desempeño sísmico de nuevos diseños (diseño estructural de edificaciones nuevas), así como la evaluación de estructuras existentes ante varios sismos de diseño con propósitos de reajuste, se están volviendo prácticas corrientes en la ingeniería estructural; y la herramienta que más ha ganado terreno en los últimos años para el cumplimiento de dichos fines es el Análisis Estático No Lineal o Inelástico, conocido comúnmente como análisis "Pushover".

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, como se estableció en el capítulo anterior es básicamente aplicable a estructuras simples y regulares, y cuando la configuración estructural no se ajusta a esta definición los resultados obtenidos con el DDBD serán considerados como preliminares, haciéndose entonces necesario el análisis (verificación), sobre todo cuando la estructura es de importancia ya sea por su costo o por su función. En este contexto hay dos técnicas de análisis que son consideradas aceptables: el Análisis Historia Tiempo Inelástico y el Análisis Estático Inelástico (Pushover) ya nombrado.

Siendo uno de los objetivos del presente trabajo analizar (verificar) un caso de estudio, esto es, un edificio de hormigón armado diseñado utilizando el DDBD combinado con la amplificación dinámica debido a los efectos de los modos superiores, se ha considerado conveniente aplicar la técnica del Pushover. Una

de las razones para esta elección se encuentra en la facilidad para conseguir el software (Etabs, Sap 2000) que ejecuta esta técnica, y otra puede ser la creciente confianza en sus resultados que va ganando en la comunidad de la ingeniería estructural. Sin embargo de lo anterior, se debe aclarar que la herramienta del Pushover no tiene un estricto fundamento teórico que lo sostenga, y es más bien visto como una técnica que puede dar una idea o aproximación del verdadero comportamiento inelástico que puede tener una estructura cuando está sometida a una acción sísmica de diseño, comportamiento real que por otra parte sí se logra conocer cuando se utiliza el Análisis Dinámico No Lineal (Análisis Historia Tiempo Inelástico) pero que a cambio precisa mucha especialización, conocimiento y tiempo para su aplicación.

Si bien el rol de los modos superiores en la etapa de diseño de las estructuras aporticadas ha tardado en ser completamente comprendido y aceptado, la influencia de dichos modos en el análisis estático no lineal ha sido mejor entendida pero ha resultado en cambio difícil de llevarla a un escenario práctico, debido a que usa mucho de la complejidad de la dinámica no lineal (Chopra y Goel, 2002). En este contexto se valora las aportaciones de Fajfar (1988, 1992, 2000 y 2002), y Fajfar y Kreslin (2011), en la construcción de una metodología de análisis no lineal para diseño sísmico basado en desempeño, lo bastante confiables como para poder aplicarse en la práctica diaria, como son los casos de las aproximaciones N2 (incluida ya en la normativa europea EN-Eurocode 8 del 2004) y N2 Extendido.

El análisis Pushover en general envuelve un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo la acción de un vector de fuerzas o desplazamientos que se incrementan gradualmente y que representan el patrón esperado de las fuerzas de inercia o de los desplazamientos de respuesta de la estructura, estos vectores son aplicados monotónicamente y ante carga gravitacional constante; mientras las fuerzas laterales aplicadas se incrementan, en el curso del análisis se puede observar el apareamiento progresivo de las articulaciones plásticas (medidas como rotaciones plásticas que deben ser comparadas luego

con los criterios de desempeño), la evolución del mecanismo plástico y por tanto del daño.

Simplificados procedimientos de análisis estático no lineal que usan métodos pushover tales como el Método del Espectro de Capacidad , el Método de los Coeficientes de Desplazamiento y el Método N2, requieren la determinación de tres elementos primarios: *Capacidad*, *Demanda (desplazamiento)* y *Desempeño* ; la Fig. 3.1 describe su conexión. El ATC-40 (1996) define estos elementos primarios de la siguiente manera:

Capacidad: La capacidad total de una estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de los componentes individuales de la misma. Para determinar las capacidades más allá del límite elástico se requiere alguna forma de análisis no lineal tal como el procedimiento pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis secuenciales elásticos, sobreimpuestos hasta aproximar un diagrama de capacidad: fuerza-desplazamiento para toda la estructura. El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la resistencia reducida producto de la fluencia de los componentes. Una distribución de fuerza lateral es otra vez aplicada hasta que fluyan componentes adicionales. Este proceso continúa hasta que la estructura llegue a ser inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva pushover de capacidad aproxima el comportamiento de la estructuras después que éstas han excedido sus límites elásticos.

Demanda (desplazamiento): Los movimientos del suelo durante un sismo producen complejos patrones de desplazamiento horizontal que varían con el tiempo. Los métodos de análisis lineal tradicionales emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño. Para métodos de análisis no lineal es más fácil y directo usar un set de desplazamientos como condición de diseño. Para una estructura y un movimiento del suelo dados, la demanda de desplazamiento es la estimación de la máxima respuesta esperada de la edificación durante el sismo.

Desempeño: Una vez que la curva de capacidad y la demanda de desplazamiento se han definido, el chequeo del desempeño puede ser realizado. Un chequeo del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no sean dañados más allá de los límites aceptables (*criterios de aceptabilidad*) correspondientes al objetivo de desempeño, por las fuerzas y desplazamientos implicados en la demanda de desplazamiento. Los *criterios de aceptabilidad* dependen del material (hormigón, acero), del tipo de miembro (vigas, columnas, panel de corte, conexiones), de la importancia del miembro (primaria y secundaria) y de los niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad de vida o prevención del colapso).

Los tres métodos no lineales simplificados mencionados más arriba son bastantes similares pero difieren en los procedimientos para determinar la demanda de desplazamiento, como se puede observar en la Fig. 3.1 en referencia al Método del Espectro de Capacidad y al Método de los Coeficientes de Desplazamiento.

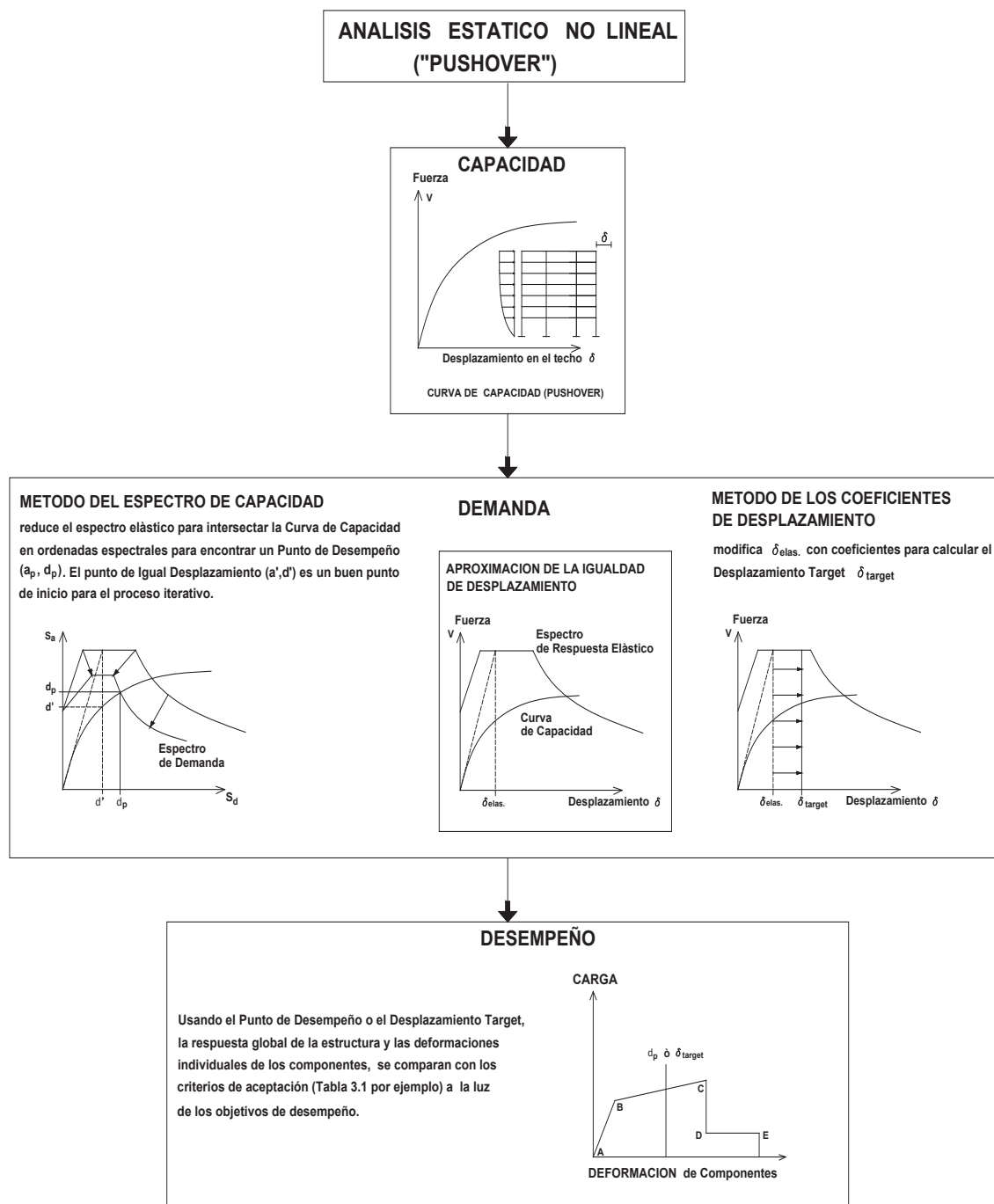


FIGURA 3.1 Desarrollo de un procedimiento analítico estático no Lineal

FUENTE: (ATC-40, 1996).

Freeman (1982 y 2004) que fue el pionero en la evaluación rápida de un gran inventario de edificios en los años 70 en los Estados Unidos, combinó la capacidad de la estructura (en forma de una curva de capacidad) con las demandas de la estructura (en forma de espectro de respuesta), y con la intersección gráfica de las dos curvas obtuvo una aproximación de la respuesta

de la estructura: *la deformación inelástica*, que después de Mahaney (1993) se presentó en un formato de aceleración –desplazamiento espectrales, AD), dando origen al Método del Espectro de Capacidad, que puede presentar resultados como los de la Fig. 3.2. El Método Espectro de Capacidad (CSM, en inglés) fue escogido como el procedimiento recomendado para evaluación y reajuste de edificios de hormigón armado por el Consejo de Tecnología Aplicada de California en 1996 (Applied Technology Council, ATC), y fue formalizado como guía en el documento *ATC-40*. Una evolución de éste método se presenta en el documento FEMA-440 (2005): “IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES” (Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático No Lineal). El documento FEMA-440 (2005), aparte del mejorado Método del Espectro de Capacidad conocido ahora como “*Procedimiento de Linealización Equivalente*”, también trae la aproximación mejorada del *Método de los Coeficientes*, ahora con el nombre de “*Procedimiento de Desplazamientos Modificado*”, tempranamente documentada en el FEMA-273 y en el FEMA-356.

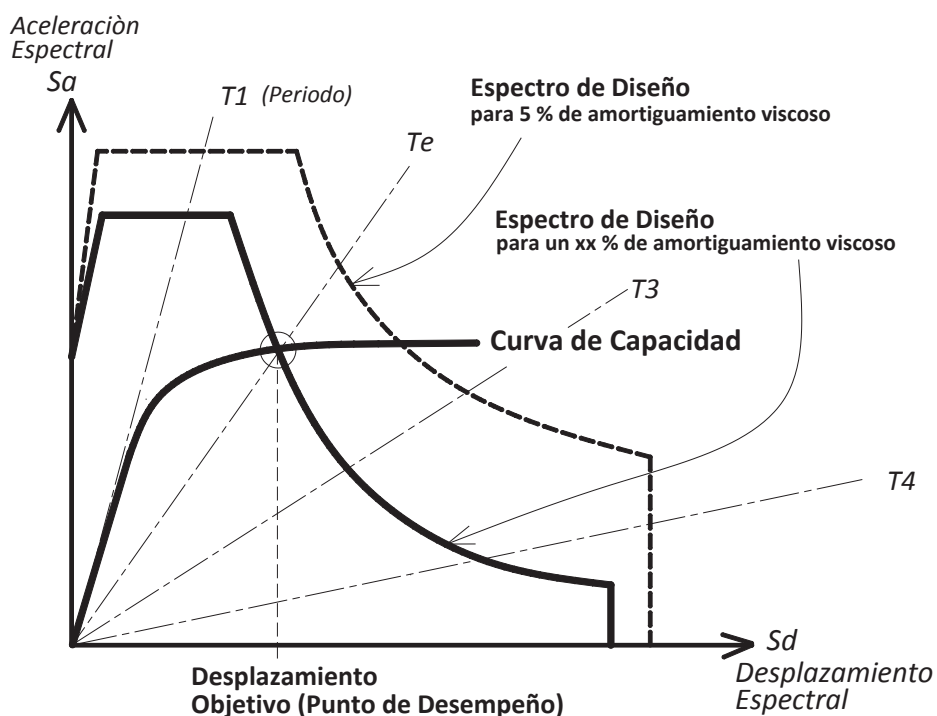


FIGURA 3.2. Representación gráfica de los resultados del Método del Espectro de Capacidad (CSM).

3.2 PROS Y CONTRAS DEL ANÁLISIS PUSHOVER EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

El desarrollo y establecimiento del *análisis pushover* como una técnica para la evaluación y reajuste de edificaciones, con gran aceptación en la ingeniería estructural, se debe mucho al trabajo realizado por Helmut Krawinkler en la Universidad de Stanford en la década de los 90, y que se convirtió en el punto de partida para una incrementada investigación; razón por la cual el presente apartado tomará como referencia sus papers y publicaciones para presentar el marco teórico. El trabajo de Krawinkler que dio forma al Método de los Coeficientes de Desplazamiento, estuvo enfocado en obtener la máxima demanda de desplazamiento o *desplazamiento target de la estructura*, a través de varias modificaciones a la demanda de desplazamiento elástico de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF). Es justo decir sin embargo, que existen criterios que encuentran limitada la utilidad del análisis pushover (Priestley et al., 2007) debido sobre todo a las excesivas simplificaciones que contabiliza, como se verá al final de este apartado.

3.2.1 PROPÓSITO

El propósito del análisis pushover es evaluar el desempeño esperado de un sistema estructural estimando su resistencia y las demandas de deformación en el sismo de diseño, por medio de un análisis estático inelástico y luego comparar estas demandas a las capacidades disponibles en los niveles de desempeño de interés. Para ello evalúa parámetros importantes de desempeño como: la deriva global de la estructura, las derivas de piso, las deformaciones inelásticas de los elementos (sean estas absolutas o normalizadas a un valor de fluencia), las deformaciones entre elementos, y las fuerzas en los elementos y en conexiones que no podrían sostener deformaciones inelásticas. Se puede decir que el análisis estático inelástico pushover es un método útil para predecir fuerzas sísmicas y las demandas de deformación, las cuales contabilizan de manera aproximada la redistribución de fuerzas internas que ocurre cuando la

estructura está sujeta a fuerzas de inercia que ya no pueden ser resistidas dentro del rango elástico de comportamiento estructural.

El análisis pushover provee información sobre muchas características de respuesta que el análisis estático elástico y el análisis dinámico normalmente no pueden proporcionar (Krawinkler y Seneviratna, 1997), como las siguientes:

- Demandas de fuerzas en elementos potencialmente frágiles, tales como las fuerzas axiales sobre columnas, demandas de momentos en conexiones viga-columna, demandas de fuerza cortante en vigas de hormigón armado de gran peralte, y otras demandas características para estructuras de materiales diferentes al concreto reforzado como el acero estructural y las mamposterías.
- Estimaciones de las demandas de deformación para elementos que tienen que deformarse inelásticamente y que con ello disipan la energía impartida a la estructura por los movimientos del suelo (sismos).
- Las consecuencias del deterioro de la resistencia de elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural, incluyendo los mecanismos de piso.
- Identificación de las regiones críticas en las cuales las demandas de deformación se esperan que sean altas (identificando a su vez los puntos de detallamiento de la estructura).
- Identificación de las discontinuidades de resistencia en planta o en elevación, que conducirán a grandes cambios en las características dinámicas en el rango inelástico.
- Estimaciones de las derivas de piso que tomen en cuenta las discontinuidades de rigidez y resistencia y que puedan ser usadas para controlar el daño y evaluar los efectos P- Δ .

- Verificación completa de la ruta de carga, considerando todos los elementos del sistema estructural, todas las conexiones, los elementos no estructurales rígidos de significativa resistencia, y el sistema de cimentación.

El último ítem es uno de los principales aportes del pushover, pues se debe procurar que el modelo analítico incorpore todos los elementos (estructurales y no estructurales) que contribuyan significativamente a la distribución de carga lateral, como por ejemplo la transferencia de carga a través de las conexiones entre elementos dúctiles. Todos los beneficios citados se logran con un mayor esfuerzo en el análisis, que está asociado a la inclusión de todos los elementos importantes, al modelamiento de sus características inelásticas carga-deformación y a la ejecución de un análisis inelástico incremental preferiblemente con un modelo analítico en tres dimensiones.

3.2.2 DEFINICIONES

A continuación se presenta la descripción teórica básica del análisis pushover así como las principales definiciones establecidas por Krawinkler y Seneviratna, (1997), las cuales están relacionadas al Método de los Coeficientes de Desplazamiento; sin que esto signifique un obstáculo para comprender las generalidades de un análisis estático no lineal, puesto que, como se dijo anteriormente, la única diferencia entre los diferentes procedimientos pushover mencionados anteriormente se halla en la forma como se obtiene la demanda desplazamiento (desplazamiento target o punto de desempeño).

En realidad el análisis pushover estático no tiene un fundamento teórico riguroso, y asume esencialmente que la respuesta de la estructura puede estar relacionada a la respuesta de un *sistema equivalente de un grado de libertad* (SDOF). Esto implica que la respuesta es controlada por un modo individual y que la forma de este modo permanece constante a través de la respuesta historia tiempo. Claramente ambas suposiciones son incorrectas pero otros estudios no detallados

en la presente memoria han indicado que estas suposiciones conducen a buenas predicciones de la máxima respuesta sísmica de estructuras de *múltiples grados de libertad* (MDOF), con tal que su respuesta sea dominada por un modo individual (generalmente el primer modo).

La formulación del sistema equivalente SDOF no es única, pero la suposición básica más común es que la forma delectada del sistema MDOF puede ser representada por un vector de forma o patrón de desplazamientos horizontales $\{\Phi\}$ que permanece constante a través de la historia tiempo sin consideración del nivel de deformación. Aceptando esta suposición se define el vector de desplazamiento relativo \mathbf{X} de un sistema MDOF como:

$$\mathbf{X} = \{\Phi\} x_t \quad (3.1)$$

donde x_t es el desplazamiento del techo, con ello la ecuación diferencial de un de un sistema MDOF puede ser escrita como:

$$M\{\Phi\} \ddot{x}_t + C\{\Phi\} \dot{x}_t + Q = -M\{1\} \ddot{x}_g \quad (3.2)$$

donde M y C corresponden a las matriz de masas y de amortiguamiento respectivamente, Q es el vector de las fuerzas de piso y \ddot{x}_g es la aceleración de la gravedad. Se define a \mathbf{x}^* como el desplazamiento de referencia de un sistema SDOF de la siguiente manera:

$$\mathbf{x}^* = \left(\frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \right) x_t \quad (3.3)$$

Haciendo algo de algebra matricial se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la respuesta del sistema equivalente SDOF:

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (3.4)$$

con M^* , C^* , Q^* denotando las propiedades del sistema equivalente SDOF y están dados por:

$$M^* = \{\Phi\}^T M \{1\} \quad (3.5)$$

$$Q^* = \{\Phi\}^T Q \quad (3.6)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T \cdot C \{ \Phi \} \frac{\{\Phi\}^T M \{1\}}{\{\Phi\}^T M \{ \Phi \}} \quad (3.7)$$

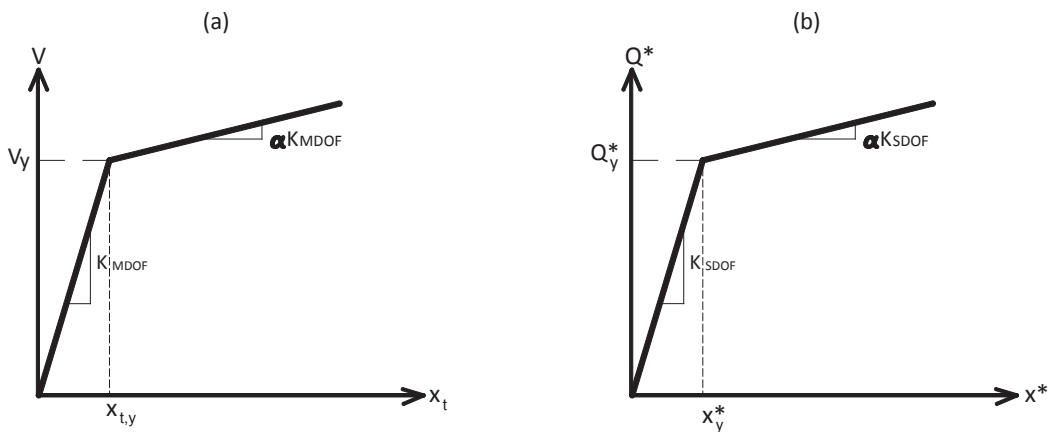


FIGURA 3.3. Características Fuerza-Desplazamiento (Curvas de Capacidad): a) de la estructura MDOF y b) de un sistema equivalente SDOF.

FUENTE: (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

Asumiendo que el vector de forma $\{\Phi\}$ es conocido, las características fuerza-deformación del sistema equivalente SDOF (Q^* - x^* de la Fig. 3.3.b) pueden ser determinadas a partir de los resultados de un análisis incremental estático inelástico de la estructura MDOF, que usualmente produce un diagrama cortante basal (V) vs desplazamiento del techo (x_t o δ_t), del tipo mostrado en la Fig. 3.4. Para identificar la resistencia nominal y las cantidades de desplazamiento, el diagrama multi-lineal V - δ_t necesita ser representado por una relación bilineal que define la resistencia de fluencia V_y , una rigidez elástica efectiva, $K_e = V_y / \delta_{t,y}$, y una rigidez de endurecimiento (o suavizamiento) $K_s = \alpha K_e$ para la estructura. La curva simplificada de la Fig. 3.3.a es necesaria para definir las propiedades del sistema equivalente SDOF (Fig.3.b).

Los valores del cortante basal de fluencia V_y y el correspondiente desplazamiento del techo $\delta_{t,y}$ son usados junto a las Ecs. (3.3) y (3.6) para computar las relaciones fuerza-desplazamiento en el sistema equivalente SDOF, como sigue:

$$\mathbf{x}^* = \left(\frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \right) x_{t,y} \quad (3.8.a)$$

$$Q_y^* = \{\Phi\}^T \cdot Q_y \quad (3.8.b)$$

donde Q_y es el vector de fuerzas de piso en la fluencia, y $V_y = \{1\}^T Q_y$.

El periodo inicial del sistema equivalente SDOF, T_{eq} , puede obtenerse de la siguiente manera:

$$T_{eq} = 2\pi (\mathbf{x}_y^* \cdot M^* / Q_y^*)^{0.5} \quad (3.9)$$

El radio de la deformación por endurecimiento α , para la estructura MDOF, define el radio de deformación por endurecimiento del sistema equivalente SDOF.

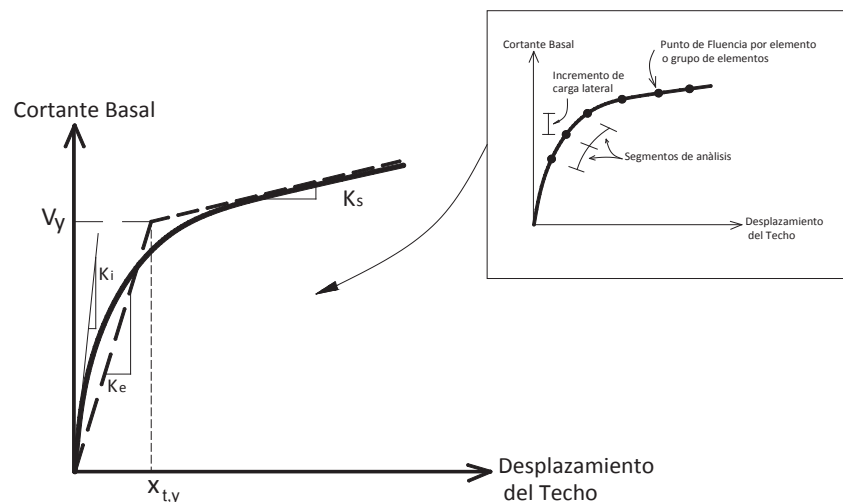


FIGURA 3.4. Características de respuesta Fuerza Cortante Basal-Desplazamiento del Techo de la estructura MDOF (Curva de Capacidad).

Siendo las propiedades básicas del sistema equivalente SDOF conocidas, sigue que la cuestión fundamental en la ejecución del análisis pushover es la magnitud del *desplazamiento objetivo o target* en el cual la evaluación del desempeño sísmico de la estructura se realiza. El desplazamiento objetivo sirve como una estima del desplazamiento global de la estructura, que ésta experimenta cuando se sujeta al sismo de diseño. *Se puede definir al desplazamiento target como el desplazamiento del techo en el centro de masa de la estructura.* Las propiedades del sistema equivalente SDOF junto con la información espectral para el sistema inelástico SDOF (espectro de diseño inelástico) proveen la información necesaria para estimar el desplazamiento target.

El desplazamiento del techo de la estructura, x_t , está relacionado al desplazamiento del sistema equivalente SDOF, x^* , por medio de la Ec. (3.3). Así el desplazamiento target puede ser encontrado si la demanda de desplazamiento del sistema equivalente SDOF puede ser estimada para el sismo de diseño. Para un sistema elástico SDOF la demanda está dada por el desplazamiento espectral elástico, mientras para sistemas inelásticos SDOF la demanda puede ser obtenida de espectros inelásticos. La utilización de la información de la demanda espectral inelástica requiere la estimación del cociente entre la demanda de resistencia elástica y la resistencia a fluencia del sistema equivalente SDOF, usualmente referido como el factor R_μ . Como el espectro inelástico es obtenido para sistemas de masas unitarias, es conveniente dividir la Ec. (3.4) para M^* para obtener la ecuación diferencial del sistema equivalente de masa unitaria SDOF:

$$\ddot{x}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{x}^* + \frac{Q^*}{M^*} = -\ddot{x}_g \quad (3.10)$$

siendo \ddot{x}^* y \dot{x}^* la aceleración y la velocidad del sistema equivalente SDOF. La ecuación anterior describe la respuesta de un sistema SDOF de masa unitaria con periodo equivalente T_{eq} y una resistencia a la fluencia dada por:

$$F_{y,eq.} = \frac{Q_y^*}{M^*} \quad (3.11)$$

Si el espectro de respuesta elástico es conocido, la demanda de resistencia del sistema equivalente SDOF de masa unitaria puede ser computada como:

$$F_{e, eq.} = S_{a,(T_{eq.})} \quad (3.12)$$

donde $S_{a,(T_{eq.})}$ es la ordenada espectral del espectro de aceleración elástica. El valor del factor R_μ puede ser obtenido de la relación:

$$R_\mu = \frac{F_{e, eq.}}{F_{y, eq.}} = \frac{S_{a,(T_{eq.})} \cdot M^*}{Q_y^*} \quad (3.13)$$

El factor R_μ y el desplazamiento target u objetivo dependen de la elección del vector de forma $\{\Phi\}$, puesto que este desplazamiento no es conocido a priori se necesitará un procedimiento de iteración una vez que el vector de forma es seleccionado. El uso del vector de forma y del periodo equivalente T_{eq} , para estimar las propiedades del sistema equivalente SDOF y el desplazamiento target, permiten armar ese proceso iterativo, sin embargo reconociendo todas las suposiciones y aproximaciones inherentes al procedimiento pushover, no habría una buena justificación para exigir rigurosidad en el cómputo del desplazamiento target. Estudios de sensibilidad (Krawinkler y Seneviratna, 1997) indicarían que la diferencia entre T_1 (periodo fundamental) y T_{eq} es usualmente pequeña y su efecto en el desplazamiento target podría ser despreciado a menos que el espectro de diseño sea muy sensible a pequeñas variaciones del periodo, por lo tanto las simplificaciones en el vector de forma $\{\Phi\}$ serían aceptables. El uso de un vector de forma correspondiente a la forma deflectada en el desplazamiento target, es solamente una recomendación y no tiene un fundamento teórico, de hecho en edificios de poca altura el uso de una simple forma predeterminada tal como el perfil del primer modo elástico, habría resultado en buenas predicciones del desplazamiento target. El empleo de estas simplificaciones facilitaría la

computación de las propiedades del sistema equivalente SDOF y eliminaría la necesidad de iteraciones.

Existen muchas consideraciones adicionales que afectarían la exactitud de las predicciones de la demanda sísmica hechas con el análisis pushover. Estas consideraciones tienen que ver principalmente con la estimación del desplazamiento target y la selección de los patrones de carga lateral que son asumidos para representar la deformación la estructura de una manera similar a aquella experimentada ante un sismo de diseño.

3.2.3 EL DESPLAZAMIENTO EN EL TOPE DE LA ESTRUCTURA (TARGET)

El desplazamiento en el tope de la estructura MDOF (target), según Krawinkler y Seneviratna (1997), puede ser estimado como la demanda de desplazamiento para el correspondiente sistema equivalente SDOF, transformado el dominio SDOF a través del uso del vector de forma y de la Ec. (3.3). Esta suposición que es siempre una aproximación, solo podría ser aceptada dentro de ciertos límites y solamente cuando haya un suficiente cuidado en la predicción de la demanda de desplazamiento del SDOF, de tal manera que incorpore todas las características importantes del movimiento del suelo y de la respuesta estructural que significativamente afecten el máximo desplazamiento del sistema MDOF.

Hasta ahora se ha asumido que el máximo desplazamiento del sistema MDOF es controlado por un solo vector de forma sin consideración de los efectos de los modos superiores; estudios paramétricos habrían demostrado que para pórticos y paredes estructurales con periodos del primer modo menores a 2 segundos, esta suposición es exacta para sistemas elásticos y conservadora (sobre-estima el desplazamiento MDOF) para sistemas inelásticos.

La incorporación de todas las características importantes de la respuesta estructural en la predicción de la demanda de desplazamiento para un sistema SDOF, implicaría la habilidad para representar la respuesta carga-deformación de

la estructura por un sistema equivalente SDOF con apropiadas características histeréticas. Para este propósito el diagrama simplificado bilineal cortante basal-desplazamiento de techo mostrado en la Fig. 3.4 podría servir como esqueleto, definiendo un nivel de fluencia y las rigideces elástica efectiva y post-elástica; aunque el esqueleto por sí solo no define las características del sistema SDOF. Dependiendo del sistema estructural y del material, las características de la fuerza restauradora puede ser bilineal, o puede exhibir degradación de rigidez o estrechamiento (*efecto pinching*) o puede exhibir deterioro de resistencia. Si la demanda de desplazamiento depende fuertemente de estas características, su incorporación en el modelo del sistema equivalente SDOF será necesaria.

En general, hay varios pasos involucrados en la derivación de la demanda de desplazamiento inelástico para el modelo del sistema equivalente SDOF (Krawinkler y Senevirtana, 1997), como son: a) la conversión de la respuesta cortante basal-desplazamiento de techo de la estructura a la curva del sistema equivalente SDOF (Fig. 3.3), y b) la estimación del factor R_{μ} . Conocido el factor R_{μ} , la demanda de desplazamiento SDOF puede ser calculada directa o indirectamente, con la debida consideración a las características histeréticas del sistema equivalente SDOF. Si la entrada sísmica es representada por un registro historia-tiempo, la demanda de desplazamiento inelástico puede ser computada directamente a través de un análisis historia tiempo individual usando el sistema equivalente SDOF modelado con apropiadas características histeréticas.

El propósito del análisis pushover es raramente la predicción de demandas para un específico movimiento del suelo, y es empleado mayormente como una herramienta de evaluación del diseño, por esta razón la entrada sísmica es usualmente representada por un espectro elástico de respuesta antes que por movimientos del suelo. Así, la demanda de desplazamiento inelástico, no puede ser obtenida directamente y necesita ser deducida de los datos espectrales y de la información auxiliar que contabiliza las diferencias entre demanda de desplazamiento elástica e inelástica. Se aclara que no hay una forma única para

llevar adelante este objetivo, como se verá cuando se considere el Método N2 y el Método del Espectro de Capacidad.

Dada la aceleración espectral S_a , la demanda de desplazamiento elástica del sistema SDOF puede ser computada como $(T^2 \cdot S_a / 4\pi^2)$. Este desplazamiento llega a ser la línea base para predecir la demanda de desplazamiento inelástico, que debe ser acompañado por consideraciones dadas a la resistencia de fluencia y a las características históricas del sistema equivalente SDOF. Estos dos efectos pueden ser contabilizados por medio de factores de modificación acumulativos aplicados a la demanda de desplazamiento elástico. Estas modificaciones estudiadas por Krawinkler y Seneviratna (1997) se tratan a continuación.

3.2.3.1 Modificación por Resistencia a la Fluencia

La resistencia a la fluencia está relacionada a la demanda de resistencia elástica por el factor R_μ . Muchos estudios se han realizado relacionando el factor R_μ a la demanda de ductilidad μ y al periodo fundamental, resultando en relaciones R_μ - μ - T , para diferentes condiciones histeréticas y condiciones de suelo, como puede observarse en la Fig. 3.5, la misma que muestra las antedichas relaciones ($R_{y(\mu)}$ vs T en el gráfico) obtenidas de un estudio estadístico (Krawinkler y Seneviratna, 1997) para sistemas SDOF bilineales sujetos a un set de 15 registros de movimientos de suelo tipo roca o firme (S1 en el gráfico). Los resultados de la mayoría de estudios reportados en la literatura técnica están basados en sistemas SDOF bilineales no degradantes con positiva o cero deformación por endurecimiento (α). Usando $\alpha=0$ resultará en un factor R_μ más pequeño y por ende en demandas de desplazamiento más grandes.

Puesto que R_μ , en general no es igual a μ , la demanda de desplazamiento inelástico δ_{in} diferirá de la demanda de desplazamiento elástico, en la forma $\delta_{in}/\delta_{el} = \mu / R_\mu$. Así, una modificación básica al desplazamiento elástico espectral es el radio δ_{in}/δ_{el} , asumiendo que el sistema histerético SDOF es bilineal con cero deformación por endurecimiento. Resultados típicos para este factor de

modificación son mostrados en las Figs. 3.6 y 3.7. La Fig. 3.6 muestra el promedio del radio $\bar{\delta}_{in}/\bar{\delta}_{el}$ para los 15 tipo de suelo S1 sobre los cuales está basado la Fig. 3.5; mientras la Fig. 3.7 muestra el radio o cociente promedio para 10 registros de suelos suaves con un predominante periodo del suelo $T_s = 1.50$ segundos (valor promedio), se observa además que el radio $\bar{\delta}_{in}/\bar{\delta}_{el}$ sigue un patrón diferente al del suelo tipo roca o firme. En estos suelos suaves se habria encontrado mucha sensibilidad de este radio al periodo de suelo T_s , por lo cual se presentan normalizados (el periodo de la estructura al periodo del suelo).

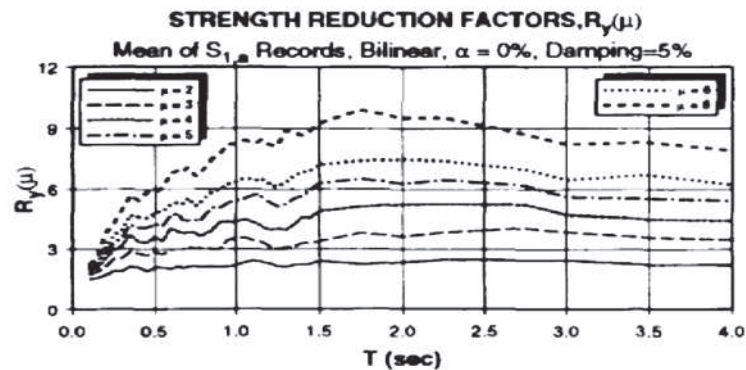


FIGURA 3.5. Factores de Reducción de Resistencia R_{μ} para un suelo S1 (roca o firme).

FUENTE: *Krawinkler y Seneviratna, 1997*

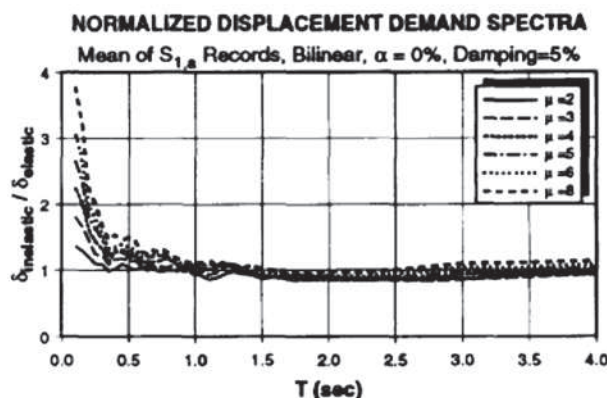


FIGURA 3.6. Demandas de desplazamiento inelástico normalizadas para sistemas bilineales, para un suelo S1 (roca o firme).

FUENTE: (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

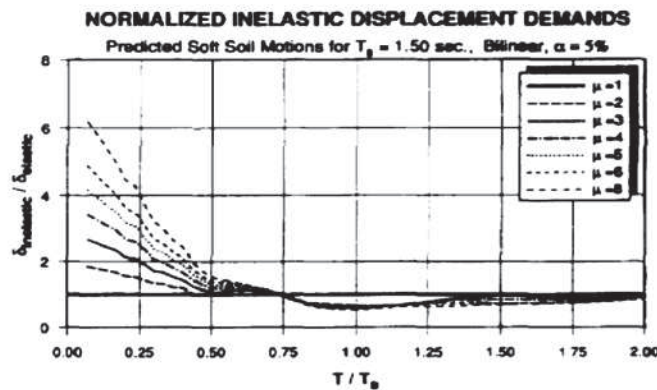


FIGURA 3.7. Demandas de desplazamiento inelástico normalizadas para sistemas bilineales, para suelos suaves.

FUENTE: *Krawinkler y Seneviratna, 1997.*

3.2.3.2 Modificación por Degradación de Rigidez o “pinching”

A menudo el efecto de la degradación de rigidez de recarga sobre la demanda de desplazamiento inelástico es de mucho interés. Según Krawinkler y Seneviratna (1997), en un sistema SDOF este efecto puede ser representado por un modelo “pico-orientado” de histéresis como los de Takeda y de Clough (la recarga es dirigida hacia el pico de la historia de carga previa) que se mostró en la Fig. 2.12 o por un modelo tipo “pinching” como el representado en la Fig. 3.8. La amplificación del desplazamiento por pinching, comparada a un modelo no degradante bilineal, con respecto a los 15 registros de movimientos de suelo con características tipo roca o firme (S1) se muestra en la Fig. 3.9. Los mismos autores han encontrado que la degradación de rigidez o “pinching” (que utilizó una resistencia target $F_P=0.25F_y$) no tiene un significativo efecto sobre la demanda de desplazamiento inelástico excepto para sistemas de períodos muy cortos; esta conclusión tendría que ser verificada para sistemas MDOF.

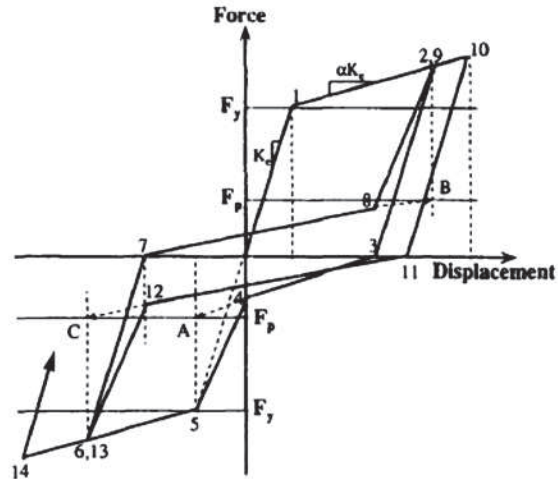


FIGURA 3.8. Modelo Histerético tipo “pinching” (estrechamiento).

FUENTE: (Otani, 2002)

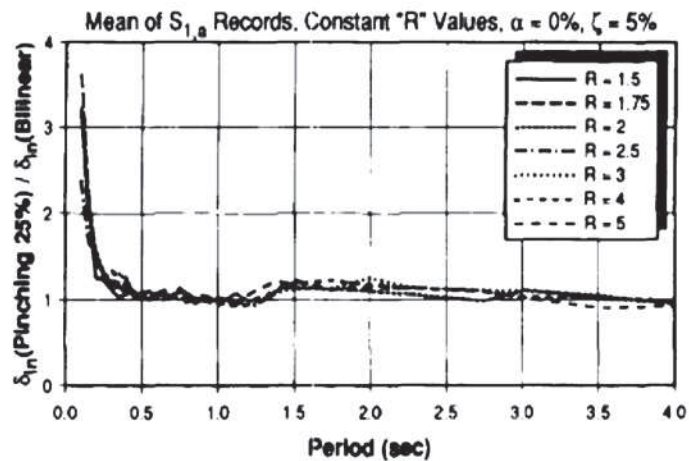


FIGURA 3.9. Efecto del Modelo Histerético tipo “pinching” en las demandas de desplazamiento inelástico.

FUENTE: Krawinkler y Seneviratna, 1997.

3.2.3.3 Modificación por Degradación de Resistencia

El deterioro de la resistencia podría tener un efecto significativo en la demanda de desplazamiento inelástico. No existe una respuesta simple a la magnitud de este efecto, que dependería fuertemente de la tasa asumida de deterioro. Un ejemplo típico de la amplificación de desplazamiento debido al deterioro de la resistencia, que se asume proporcional a la disipación de energía acumulada se presenta en

la Fig. 3.10. Si una estructura tiene el potencial para significativo deterioro de resistencia, su efecto en la demanda de desplazamiento sobre-potenciaría la mayoría de las otras modificaciones que se están analizando.

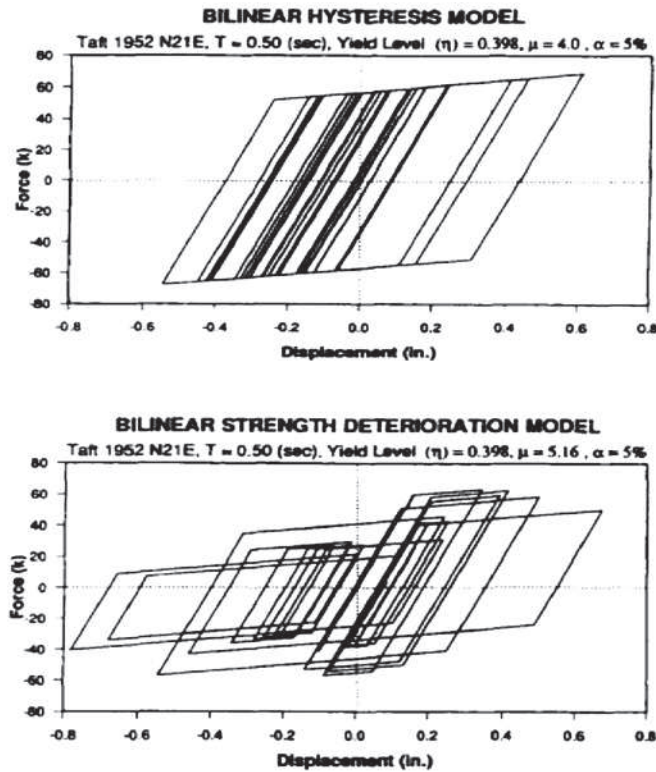


FIGURA 3.10. Respuesta Fuerza-Desplazamiento sin y con deterioro de resistencia..

FUENTE: (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

3.2.3.4 Modificación por Efecto P-Delta

El efecto P- Δ de la estructura, causado por cargas de gravedad actuando sobre la configuración deformada de la estructura, conducirán a un incremento en desplazamientos laterales. Si el efecto P- Δ causa una rigidez negativa de post-fluencia en cualquier piso podría afectar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento target. Dicha rigidez negativa conducirá al incremento de los desplazamientos en una dirección, la extensión de este *derivamiento* dependería de : **1)** el cociente de la rigidez negativa de post-fluencia para la rigidez elástica

efectiva, **2)** el periodo fundamental de la estructura, **3)** el factor de resistencia R_{μ} , **4)** las características histeréticas carga-deformación de cada piso, **5)** las características de frecuencia del movimiento del suelo, y **6)** la duración de la porción fuerte del movimiento del suelo.

Debido a los muchos parámetros involucrados, el efecto P-delta en el *derivamiento* de la respuesta sísmica (incremento del desplazamiento), según Krawinkler y Seneviratna (1997), sería difícil describirlo con un solo factor de modificación, pero debido a que este efecto podría conducir a una significativa amplificación de los desplazamientos y aún al colapso no puede ser ignorado. Los resultados de amplificaciones promedio de desplazamientos correspondientes a sistemas SDOF con 5% de rigidez negativa ($\alpha=K_s/K_e=-0.05$) obtenido de los 15 registros de suelo tipo roca o firme (S1) se observan en la Fig. 3.11.

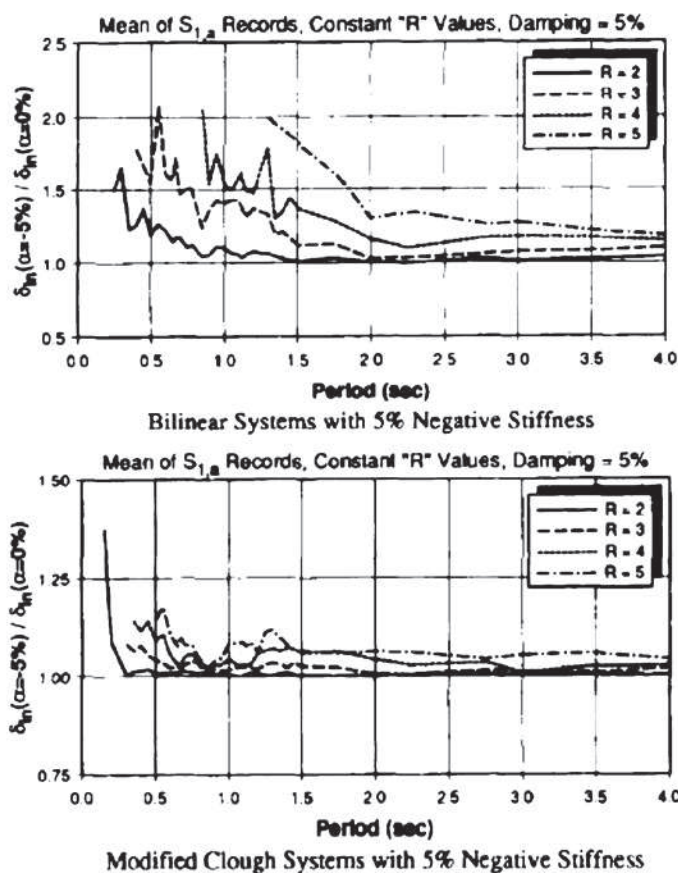


FIGURA. 3.11. Efectos de la rigidez negativa de post-fluencia en las demandas de desplazamiento inelástico.

FUENTE: (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

Se puede observar en la Fig. 3.11 que la amplificación es grande para sistemas bilineales con periodos cortos y resistencia baja (R_μ grande), y la amplificación es mucho más pequeña para sistemas con rigidez degradante (con modelo “pico orientado”). En la mayoría de las estructuras la rigidez negativa no es movilizada antes que significativas deformaciones inelásticas hayan ocurrido, esto disminuye el derivamiento de desplazamiento comparado a sistemas con características de respuesta bilineales. De otro lado, se debe reconocer que la rigidez negativa representada en la respuesta global, cortante basal-desplazamiento del techo, puede no ser representativa de la rigidez negativa existente en el piso crítico, que es probable que se encuentre en la base de la estructura. *El efecto P-delta es un problema de amplificación de deriva de piso y no un problema de amplificación de deriva global*, se sabe además que estos efectos P- Δ son usualmente más altos en los pisos más bajos en donde las cargas de gravedad son mayores.

3.2.3.5 Modificación por Amortiguamiento Viscoso Efectivo

Las modificaciones previas han sido presentadas para sistemas con 5% de amortiguamiento viscoso; las demandas de desplazamiento inelástico necesitan ser modificadas si el amortiguamiento viscoso efectivo está considerado para ser diferente del 5%. La Fig. 3.12 presenta datos promedio (usando los 15 registros S1 anteriormente mencionados) de la dependencia de las demandas inelásticas de desplazamiento, del porcentaje de amortiguamiento crítico, ξ , para sistemas bilineales con un factor $R_\mu = 3.0$. Los resultados para ξ igual a 0, 2, 5, 10, 15 y 20% están normalizados con respecto a sistemas con un $\xi = 5\%$. Según Krawinkler y Seneviratna (1997) los resultados para otros factores R_μ conducen a la conclusión que los radios $\bar{\delta}_{\xi\%}/\bar{\delta}_{5\%}$ son más bien insensibles al factor R_μ y que los resultados presentados en la Fig. 3.12 pueden ser usados con razonable confianza para todos los valores de R_μ (R en la Fig.3.12).

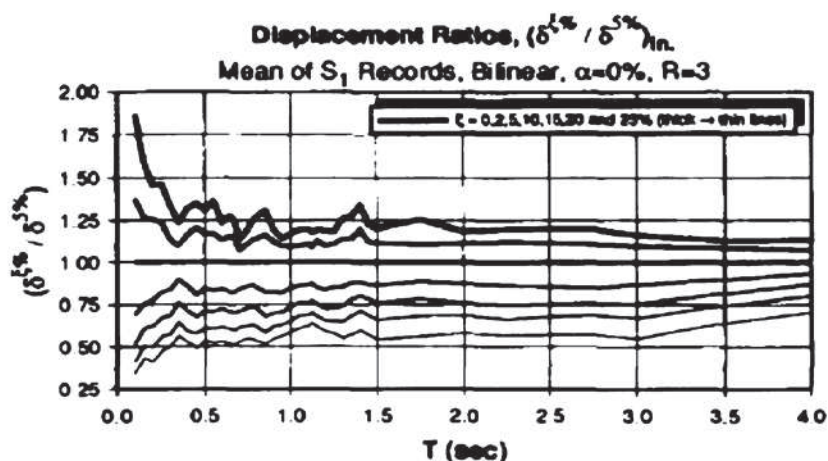


FIGURA 3.12. Efecto del amortiguamiento viscoso en las demandas de desplazamiento inelástico.

FUENTE: Krawinkler y Seneviratna, 1997.

Los mencionados autores mencionan otros temas de interés que podrían afectar el esperado desplazamiento target, que no podrían ser incorporados en la demanda de desplazamiento SDOF, y que no son representados adecuadamente en el vector de forma $\{\Phi\}$ que convierte la demanda de desplazamiento del SDOF en un desplazamiento target del MDOF. Por ejemplo, existirían análisis historia tiempo no lineales de estructuras aporticadas MDOF que demostrarían que la suma de los desplazamientos de entrepiso es alrededor del 10 al 30% más grande que el desplazamiento máximo del techo; y puesto que el propósito del análisis pushover es la evaluación del desempeño a nivel de los elementos debería ser apropiado aumentar el desplazamiento target del techo conforme a ello. También el levantamiento de la cimentación, los efectos torsionales y presencia de diafragmas semirrígidos pueden influenciar los valores del desplazamiento target. Grandes aproximaciones están envueltas en la predicción del desplazamiento target para estructuras MDOF especialmente cuando las condiciones de suelo son del tipo suave, o cuando el sistema estructural experimenta deterioro de resistencia o los efectos $P-\Delta$.

Finalmente, el desplazamiento target en el FEMA-356 es computado por la multiplicación de la deformación elástica de un sistema SDOF por cuatro coeficientes modificatorios C_0 , C_1 , C_2 y C_3 , donde C_0 está relacionando la

deformación elástica de un sistema SDOF al desplazamiento elástico del MDOF en el nudo de control; C_1 es el radio de la máxima deformación inelástica a elástica dentro de un sistema SDOF; C_2 contabiliza los efectos del “pinching”, degradación de rigidez y deterioro de resistencia de la curva de histéresis en la deformación de un sistema inelástico SDOF; y C_3 contabiliza el incremento en deformación de un sistema inelástico SDOF debido a los efectos P- Δ .

3.2.4 PATRONES DE CARGA LATERAL

El análisis pushover fue inicialmente desarrollado para sistemas en dos dimensiones (2D), y aun cuando actualmente se emplea en modelos 3D la carga lateral simula la inercia debido a la acción sísmica en una dirección. Para la evaluación del desempeño, la selección del patrón de cargas es probablemente más crítica que la determinación exacta del desplazamiento en el tope de la estructura (target). Las fuerzas F_i como se vio anteriormente se aplican en forma incrementada sobre las masas m_i y se puede asumir que en forma general permanecen proporcionales a un patrón invariable de desplazamientos horizontal Φ_i (que es la suposición que considera el Método N2):

$$F_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (3.14)$$

donde p representa la proporcionalidad, como si la respuesta entera estuviese en un modo invariable con desplazamientos modales horizontales Φ_i .

Se aclara sin embargo que la distribución de fuerzas de inercia variará con la severidad del sismo (extensión de las deformaciones inelásticas) y con el tiempo dentro del movimiento sísmico; visto de esta manera ningún patrón individual o único de cargas puede capturar las variaciones en las demandas locales esperadas en un sismo de diseño. Si un patrón de carga invariable es utilizado las suposiciones básicas serían: a) que la distribución de las fuerzas de inercia serían razonablemente constantes a través del sismo, y b) que las deformaciones obtenidas con este patrón serían comparables a aquellas

esperadas en el sismo de diseño. Esto solamente es verdad si la estructura no es afectada severamente por los efectos de los modos superiores y si tiene un único mecanismo de fluencia que puede ser detectado por un patrón de carga invariable (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

De acuerdo con el Euro código 8 (Fardis, 2009), el análisis pushover debería ser aplicado a edificios utilizando los dos patrones de carga lateral que se exponen a continuación:

1.- Un patrón modal, simulando las fuerzas de inercia del *primer modo en la dirección horizontal* en la cual se lleva a cabo el análisis. Este patrón es propuesto para aplicarse en un régimen elástico y durante los escenarios iniciales del desarrollo del mecanismo plástico. El patrón preciso depende del tipo de *análisis lineal* aplicable:

- Si el edificio cumple con las condiciones de aplicabilidad del *análisis estático lineal* (fuerza estática equivalente), el patrón de carga lateral unidireccional “*triangular invertido*” puede ser aplicado, similar a la distribución de las fuerzas obtenida con el método de diseño de la fuerza lateral equivalente prescrita en la mayoría de códigos.
- Cuando la estructura no cumple las condiciones para la aplicación del análisis estático lineal, Φ_i de la Ec. (3.14) es la *primera forma modal* obtenida del análisis modal. Si el primer modo no es puramente traslacional, los patrones de Φ_i y F_i no son unidireccionales: ellos pueden tener componentes horizontales ortogonales para la componente de la acción sísmica en cuestión.

2.- Un patrón uniforme, correspondiente a aceleraciones laterales unidireccionales uniformes, esto es, para $\Phi_i=1$, en la Ec. (3.14). Esto intenta simular las fuerzas de inercia en un potencial mecanismo de piso suave, limitado a la planta baja, con las derivas laterales concentradas allí y con los pisos superiores moviéndose como un cuerpo rígido. Como se ve este patrón de cargas

enfatisa las demandas en los pisos más bajas comparadas con las demandas de los pisos superiores y magnifica la importancia relativa de las fuerzas cortantes de piso por sobre los momentos de volteo.

El resultado del análisis pushover más desfavorable usando los dos patrones de carga mencionados, debería ser elegido. Otro punto importante es que a menos que la estructura sea simétrica alrededor de un eje en ángulo recto a la componente de la acción sísmica considerada, las fuerzas laterales deberían ser aplicadas en ambas direcciones (positiva y negativa). Estos dos patrones de carga son permitidos cuando más del 75% de la masa total participa en el modo fundamental

El FEMA-356 acostumbra a utilizar también el patrón de cargas o de distribución SRSS, calculado a partir de los cortantes de piso determinadas por un análisis de respuesta espectral de la estructura, incluyendo un número suficiente de modos que permita capturar el 90% de la masa total. Esta distribución es usada cuando el periodo fundamental excede 1.0 segundo. La Fig. 3.13 muestra los patrones de carga o las distribuciones de fuerza descritos anteriormente.

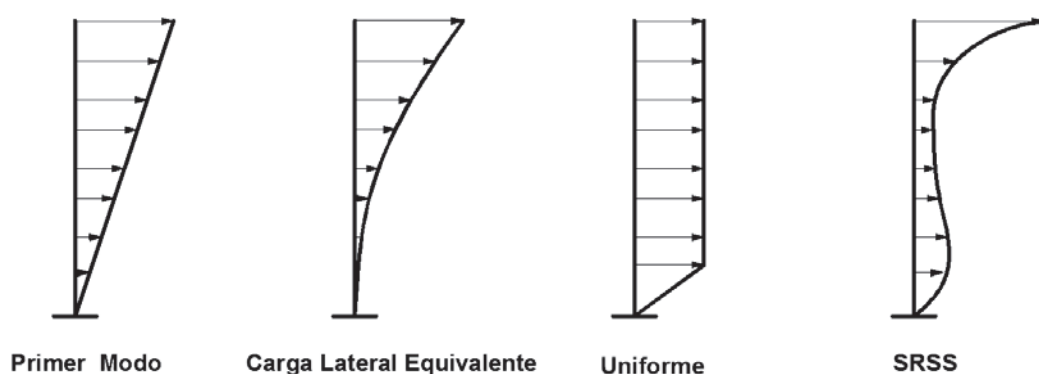


FIGURA 3.13. Patrones de Carga Lateral más comunes para un Análisis Pushover.

Nuevamente, ninguno de estos patrones de carga invariantes puede contabilizar la redistribución de fuerzas de inercia, que ocurre cuando se forma un mecanismo local con el consecuente cambio de propiedades dinámica en la estructura, es por esta razón que en la actualidad se usan *patrones de carga adaptativos* que

siguen más de cerca la distribución de fuerzas de inercia en el tiempo, los mismos que han sido introducidos por Bracci et al. (1997), y por Chopra y Goel (2002) para considerar el efectos de los modos superiores (Análisis Pushover Modal). Sin embargo, cualquier incremento en exactitud sería a expensas de la característica más atractiva del análisis pushover, su simplicidad. Por ello en el presente estudio se utilizarán la versiones más simples y prácticas del Método N2 y del N2 Extendido, que se explicarán más adelante; sin embargo de lo cual se hará una breve presentación del Método del Espectro de Capacidad (SCM, en inglés) y del Análisis Pushover Modal (MPA).

3.2.5 Implementación del Análisis Pushover

El procedimiento consiste en representar la estructura en un modelo analítico de dos o tres dimensiones que tome en cuenta todas las características de respuesta lineales y no lineales, entonces se aplican las cargas gravitatorias y luego las cargas laterales en patrones determinados o adaptativos que representen en forma aproximada las fuerzas de inercia relativas generadas en sitios de masa sustancial, luego es necesario *empujar la estructura bajos estos patrones de carga hasta que los desplazamientos target (o punto de desempeño)* sean obtenidos (que están asociados con niveles específicos de desempeño) resultando en una curva de capacidad cortante basal vs desplazamiento de techo. En la mayoría de los casos será necesario realizar el análisis con control de desplazamientos antes que con control de fuerzas debido a que el desplazamiento target puede estar asociado con una muy pequeña rigidez positiva, o aun, a una rigidez lateral negativa debido al desarrollo de los efectos P-delta (Krawinkler y Seneviratna, 1997). Las fuerzas internas y las deformaciones de los componentes estructurales computados para estos desplazamientos target son usadas como estimas de las demandas de resistencia y deformación, que podrán ser comparadas con las capacidades disponibles. Algunos conceptos para la determinación del desplazamiento target y la formulación de patrones de carga representativos se han discutido en la sección previa. La Fig. 3.14 es una carta de flujo que resume el proceso aplicado.

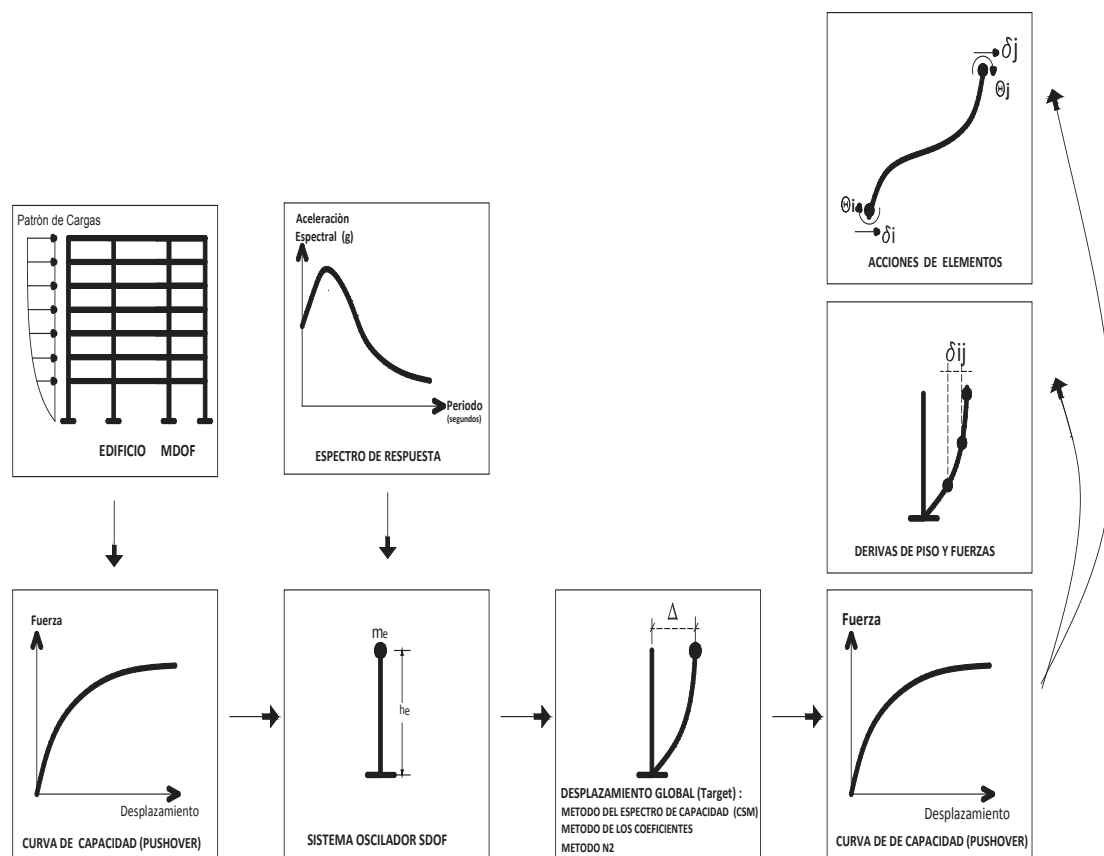


FIGURA 3.14. Carta de Flujo para el Análisis Pushover.

FUENTE: FEMA-440, 2005.

En cuanto a los componentes (vigas y columnas en el caso de pórticos), estos son considerados a través de modelos de concentrada plasticidad (como lo usa el programa SAP), o modelos de plasticidad distribuida (que lo usan programas que consideran elementos finitos, como el SeismoStruct) u otros modelos que demuestren las características principales de comportamiento ante cargas laterales. Las relaciones monotónicas carga deformación de los elementos estructurales estarán de acuerdo a la relación generalizada de la Fig. 3.15 (FEMA-356, 2000), en dicha figura el punto B corresponde a fluencia significativa, C representa el punto donde una pérdida considerable de resistencia a carga lateral se inicia, y E es el punto donde la resistencia a carga vertical se ha perdido, el tramo BC idealiza el fenómeno de endurecimiento por deformación (que usa una pendiente generalmente del 10%); la totalidad de la relación carga-deformación en este diagrama será establecida para que la

máxima resistencia sea consistente con la resistencia de las especificaciones de diseño (requerimientos ACI 318 o Euro-código 8).

La Fig. 3.15 gráficamente muestra la deformación aproximada, en relación a la idealizada curva fuerza-deformación, que es considerada aceptable para componentes primarios (P) y para componentes secundarios (S) (de acuerdo a su función como elementos resistentes carga lateral) para los estados límites: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. Los valores numéricos de deformaciones aceptables los da la FEMA-356.

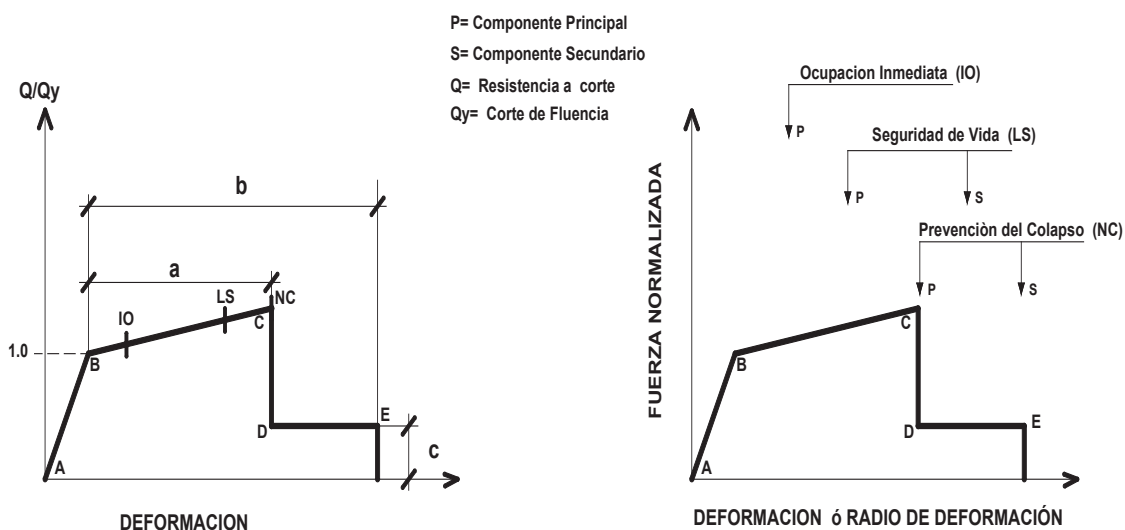


FIGURA 3.15. Curvas Fuerza-Deformación Generalizadas y Criterios de Aceptabilidad para componentes estructurales.

FUENTE: FEMA-356, 2000.

Finalmente para determinar si un edificio cumple con el objetivo de desempeño especificado, las cantidades de respuesta que provienen del análisis estático no lineal, realizado en virtud de los conceptos descritos más arriba, deberán ser comparadas con los límites apropiados correspondientes a los niveles de desempeño vistos en el capítulo 2. Estos límites de respuesta que constituyen los *Criterios de Aceptación para edificaciones*, son básicamente los siguientes: 1) *Límites de Aceptabilidad Global* que incluyen requerimientos para la capacidad de carga vertical, resistencia a carga lateral y derivas laterales (la Tabla 3.1 da

solamente los límites globales para derivas), y 2) *Limites de Aceptabilidad para Elementos o Componentes* (pórticos, muros de corte, diafragmas, cimentaciones), componentes que deberán ser chequeados para saber si responden dentro de los límites aceptables. Si la respuesta calculada para el sismo de diseño excede los límites de aceptabilidad mencionados (dados para cada nivel de desempeño) entonces se considerará que la edificación no es capaz de llevar a cabo el desempeño impuesto al inicio del diseño.

TABLA 3.1. Deformaciones y Estados Límite

Límite de Deriva de piso	NIVEL DE DESEMPEÑO según ATC-40			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Máxima Total *	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 V_i/P_i
Deriva Máxima Inelástica	0.005	0.005-0.015	-	-

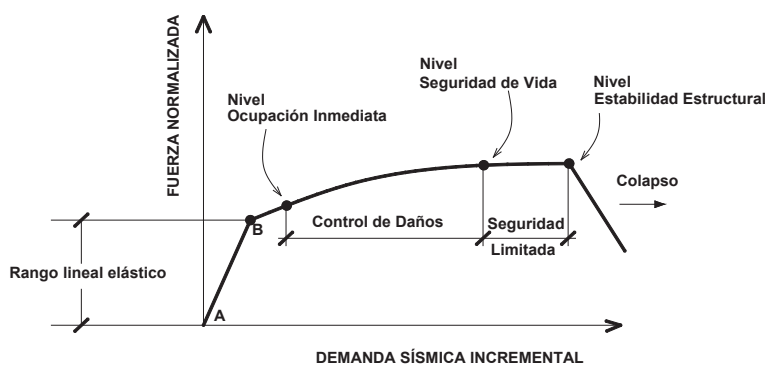
V_i = fuerza Lateral en el piso i

P_i = Fuerza axial debida a carga muerta más carga viva en el piso i

* La deriva máxima total es aquella que ocurre en el punto de desempeño.

** La deriva máxima inelástica es una fracción de la deriva máxima total que ocurre más allá del punto de fluencia

FUENTE: ATC-40, 1996.



Curva de Capacidad y Estados Límite (ATC-40, 1996) correspondientes a la Tabla 3.1

El documento FEMA-273, el ATC-40 y el FEMA-356 proveen una extensa lista de recomendaciones para aceptar las capacidades de los miembros estructurales, ya sea como fuerzas o deformaciones (rotaciones plásticas, derivas de piso) para los diferentes niveles de desempeño ya mencionados, a estas recomendaciones también se les conoce con el nombre de *Criterios de Aceptación*.

El proceso descrito hasta aquí, como se ha mencionado anteriormente es válido solamente para edificios en los cuales los efectos de los modos superiores no son significativos. Para detectar la presencia significativa de los modos

superiores, el FEMA 356 (2000) exige realizar dos análisis espectrales de respuesta (lineales): 1) utilizando un suficiente número de modos para capturar el 90% de la masa modal, y 2) usando solo el modo fundamental. *Los efectos de los modos más altos serán significativos cuando el cortante en cualquier piso producto del primer análisis exceda el 130% del cortante correspondiente al segundo análisis.* Además si los modos superiores son significativos el FEMA-356 permite usar el Procedimiento Estático No-Lineal (pushover) pero debe ser complementado por un Análisis Dinámico Lineal. El edificio es considerado adecuado si las demandas sísmicas computadas por los dos procedimientos satisfacen sus respectivos criterios de aceptación.

3.2.6 Limitaciones del Análisis Pushover

El análisis pushover es una herramienta útil pero no infalible para evaluar la resistencia inelástica y las demandas de deformación, y que además puede exponer las debilidades de diseño. Su mayor ventaja es que anima al ingeniero diseñador a reconocer las cantidades de respuesta sísmica (fuerzas, deformaciones y capacidades) que puede tener una estructura cercana a la falla; pero igualmente se debe admitir que en algunos casos puede proveer un falso sentido de seguridad si sus deficiencias no son reconocidas.

Un análisis pushover cuidadosamente realizado proveerá comprensión en los aspectos estructurales que controlan el desempeño durante sismos severos. *Para estructuras que vibran primariamente en el modo fundamental, el análisis pushover probablemente proveerá buenas estimas de las demandas de deformación inelásticas tanto global como locales, y como se dijo antes expondrá las debilidades de diseño que pueden permanecer ocultas en un análisis elástico. Además según Krawinkler y Seneviratna (1997), la predicción de la máxima deriva de entrepiso con éste método se ha encontrado que es razonablemente exacta para edificios de todas las alturas, si el modo de deformación es un mecanismo de piso débil formado en el primer piso.*

Pero tal cual se ha presentado hasta aquí (básicamente para estructuras aporricadas de hormigón armado), el análisis pushover es de naturaleza aproximada y está basado en cargas estáticas, y como tal no puede representar el fenómeno dinámico con un alto grado de exactitud. No puede detectar algunos importantes modos de deformación y puede exagerar en cambio otros. La respuesta dinámica puede diferir significativamente de las predicciones basadas en patrones de carga estática invariables o adaptativos, particularmente si los efectos de los modos superiores llegan a ser importantes, como es el caso de edificios altos (mayores a 8 pisos). La importancia de los efectos de los modos superiores en el análisis pushover depende, aparte del número de pisos, de la posición relativa de los periodos modales con respecto a los valores pico y a la meseta o plateau del espectro de diseño (zona de aceleración constante).

Las estimaciones de las deformaciones obtenidas del análisis pushover pueden ser muy inexactas (o altas o bajas) para estructuras en las cuales los efectos de los modos superiores son significativos (edificios altos e irregulares), y en las cuales las relaciones fuerzas cortantes de piso versus derivas de piso son sensibles a los patrones de carga aplicada. El problema podría ser mitigado, pero usualmente no eliminado, aplicando más de un patrón de cargas, incluyendo patrones de carga que contabilicen los efectos de los modos superiores como el patrón de cargas SRSS (producto de la combinación modal). Cualquiera sea el patrón de carga escogido, es probable que favorezca ciertos modos de deformación y elimine otros que son iniciados por el sismo y las características de la respuesta dinámica inelástica de la estructura. Un ejemplo que se da en la literatura técnica es el de un edificio con el piso más alto débil, cualquier patrón de carga invariable aplicado conduciría a la concentración de deformaciones inelásticas en dicho piso con la consecuencia que no podría iniciarse nunca demandas inelásticas de deformación en el resto de los pisos (Krawinkler y Seneviratna, 1997).

Otro punto crítico del análisis pushover es que solo puede detectar el primer mecanismo local que se formará durante un sismo y no puede exponer otras

debilidades que serán generadas cuando las características dinámicas de la estructura cambien después de la formación del primer mecanismo local.

Priestley et al (2007), presentan algunas limitaciones respecto a la utilidad misma del análisis pushover, como aquella que la demanda total de desplazamiento en la estructura bajo la intensidad sísmica de diseño no puede ser determinada directamente, y que esta debería ser obtenida por algún otro medio, como el análisis modal espectral por ejemplo; otra objeción se referiría a que con el empuje uni-direccional, las características histeréticas de la estructura no podrían ser incluidas en una correcta verificación del diseño, con esto una estructura con características histeréticas elásticas no lineales tendría la misma respuesta pushover que un sistema elasto-plástico bilineal con la misma curva esfuerzo-deformación (esqueleto). Finalmente cuando la respuesta es controlada por un vector fuerza impuesto, ésta se volvería inestable conforme se aproxima a la máxima resistencia y no podría continuar cuando la resistencia se degrada; además el vector de fuerzas generalmente es incompatible con los desplazamientos generados, puesto que en un análisis pushover de un solo modo el vector de fuerzas debería ser proporcional al producto de la masa y el desplazamiento en cada nivel. Estas limitaciones generarían considerables dudas respecto de la exactitud de los resultados del análisis pushover.

Por lo visto, el análisis pushover para edificios de altura necesita alguna modificación que contabilice los efectos de los modos superiores para que los resultados puedan ser confiables, pero antes que nada y debido a la cantidad de suposiciones involucradas en el desarrollo de este procedimiento no lineal estático, necesita un juicio sano y experimentado por parte del diseñador para poder aplicarlo.

3.3 EL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El Método del Espectro de Capacidad (CSM) y el Método de los Coeficientes de Desplazamiento (el cual ha sido tratado implícitamente en el apartado anterior) se

constituyen en los procedimientos de análisis inelástico estático más usados en los Estados Unidos, mientras en Europa ha ganado espacio el Método N2. Recordando que el CSM es el procedimiento más antiguo y por tanto pionero en la evaluación sísmica de estructuras y que específicamente ha tenido mucha aceptación como una herramienta para determinar el desplazamiento de respuesta (punto de desempeño o target) en el rango inelástico de la misma. La Fig. 3.1 muestra al Método del Espectro de Capacidad dentro del contexto del Procedimiento Estático No Lineal.

3.3.1 EL PROCEDIMIENTO DE LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE

Lo atractivo del CSM es su naturaleza intuitiva, pues es relativamente correcto pensar en un sismo que presenta una demanda sobre la estructura y a ésta como teniendo una cierta capacidad para resistir dicha demanda; cuando la capacidad y la máxima demanda se igualan se puede considerar que el sistema está en un estado de equilibrio que define el esperado desempeño de la estructura. El uso de parámetros lineales equivalentes o efectivos es también intuitivo: primero parece razonable que el periodo de una estructura se alargue conforme pierde rigidez, y segundo parece lógico que el comportamiento inelástico y el daño produzcan un incremento del amortiguamiento. El uso de estos parámetros lineales equivalentes que son determinados como funciones de la ductilidad de respuesta, permite que el procedimiento del CSM sea aplicado con igual facilidad para casos donde la demanda sísmica es especificada como un espectro de diseño, un espectro de riesgo uniforme o un espectro de diseño para un sitio específico (FEMA 440, 2005).

La aproximación del CMS fue inicialmente concebida usando la rigidez secante como rigidez lineal efectiva junto con varias reglas para definir el amortiguamiento viscoso equivalente (ATC-40, 1996). Pero de la teoría dinámica no lineal se sabe que la rigidez secante no es un óptimo parámetro de rigidez lineal equivalente para definir la respuesta inelástica de sistemas sujetos a movimientos sísmicos, el documento FEMA-440 (2005) re-examina el proceso de *linealización equivalente* implícito en el CSM (que iguala la respuesta real de un

llega a ser un espectro de capacidad. La curva de demanda sísmica es representada por un espectro de respuesta planteado con diferentes niveles de amortiguamiento viscoso efectivo (5%, 10%, 15%, 20%, 25% y a veces hasta 30% para aproximar la reducción en respuesta estructural debido al incremento de los niveles de daño). El ATC-40 impone límites al amortiguamiento equivalente para contabilizar la degradación de resistencia y rigidez.

Como se mencionó anteriormente el CSM usa la rigidez secante en el máximo desplazamiento para computar el periodo efectivo y relaciona el amortiguamiento efectivo al área bajo la curva de histéresis (ver Fig. 3.16). Estas suposiciones permiten obtener el periodo equivalente $T_{eq.}$ y el radio de amortiguamiento equivalente $\beta_{eq.}$ (referido también como amortiguamiento viscoso efectivo).

$$T_{eq.} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \quad (3.15)$$

$$\beta_{eq.} = \beta_{efectivo} = 5\% + \kappa \frac{2(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \quad (3.16.a)$$

$$\beta_{eq.} = 5\% + \kappa \beta_o = 5\% + \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.16.b)$$

siendo T_0 el periodo inicial de vibración del sistema no lineal, α el radio de rigidez post-fluencia, κ es el factor de ajuste para aproximadamente tomar en cuenta el cambio en comportamiento histerético en estructuras de hormigón armado, μ es la ductilidad de desplazamiento, y, a_{pi} y d_{pi} constituyen un punto de desempeño inicial asumido (ver Fig. 3.16). El ATC-40 propone tres niveles de amortiguamiento equivalente que cambian conforme el comportamiento histerético del sistema (ver Tablas 3.2 y 3.3). El tipo A denota un comportamiento histerético con lazos razonablemente completos, (similar al oscilador elasto-plástico), el comportamiento estructural Tipo B representa una moderada reducción del área del lazo histerético, mientras el Tipo C representa una área reducida del lazo tipo “pinching”.

TABLA 3.2. Variación del Valor κ

Comportamiento Histerético	β_0	κ
Tipo A	≤ 0.1625	1
	> 0.1625	$1.13 - 0.801\beta_0$
Tipo B	≤ 0.25	0.67
	> 0.25	$0.845 - 701 \beta_0$
Tipo C	ningún valor	0.33

FUENTE: (ATC-40, 1996)

Tabla 3.3 Tipos de Comportamiento estructural.

Duración del Sismo	Esencialmente Edificios Nuevos	Edificios Existentes Promedio	Edificios Existentes Pobres
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

FUENTE: ATC-40, 1996.

Para encontrar el punto donde la demanda y la capacidad son iguales, se puede asumir un punto en el espectro de capacidad como estimación inicial, y usando la aceleración y el desplazamiento de este punto se pueden calcular los factores de reducción del espectro elástico con 5% de amortiguamiento para contabilizar la disipación de energía histerética de ese punto (calculados también con la Ec. 3.16); estos factores de reducción (Tabla 3.4) tienen el efecto de jalar el espectro de la demanda hacia abajo (reducen la aceleración pero aumenta el desplazamiento), si el espectro de demanda reducida intersecta el espectro de capacidad en o cerca al “punto inicial asumido” entonces dicho punto es la solución o el *punto de desempeño* o el *desplazamiento target* donde la capacidad iguala la demanda como en la Fig. 3.2, si la intersección no es lo suficientemente cercana al punto asumido, se debe iterar hasta obtener el “punto de desempeño”. En realidad el ATC-40 (1996) presenta tres procedimientos iterativos para encontrar el Punto de Desempeño que no se detallan en el presente estudio.

Los valores para reducir el espectro amortiguado del 5% se muestran en la Tabla 3.4 (ATC-40), y las relaciones entre ductilidad μ y amortiguamiento β son mostradas en la Tabla 3.5 (Freeman, 2004).

TABLA 3.4. Factores de Reducción Espectral vs Amortiguamiento

		Comportamiento Tipo A		Comportamiento Tipo B			Comportamiento Tipo C		
β_0 (%)	β efectivo	Factor de Reducción	Factor de Reducción	β efectivo	Factor de Reducción	Factor de Reducción	β efectivo	Factor de Reducción	Factor de Reducción
		Espectral Región de Aceleración Constante (SRA)	Espectral Región de Velocidad Constante (SRV)		Espectral Región de Aceleración Constante (SRA)	Espectral Región de Velocidad Constante (SRV)		Espectral Región de Aceleración Constante (SRA)	Espectral Región de Velocidad Constante (SRV)
0.00	5.00	1.00	1.00	5.00	1.00	1.00	5.00	1.00	1.00
5.00	10.00	0.78	0.83	8.00	0.83	0.87	7.00	0.91	0.93
15.00	20.00	0.55	0.66	15.00	0.64	0.73	10.00	0.78	0.83
25.00	28.00	0.44	0.57	22.00	0.53	0.63	13.00	0.69	0.76
35.00	35.00	0.38	0.52	26.00	0.47	0.59	17.00	0.61	0.70
≥ 45.00	40.00	0.33	0.50	29.00	0.44	0.56	20.00	0.56	0.67

FUENTE: ATC-40, 1996

Tabla 3.5 Amortiguamiento Efectivo vs Ductilidad.

Ductilidad Efectiva μ	Porcentaje Efectivo del Amortiguamiento Crítico, β							Propuesta de Newmark and Hall*
	ATC-40 , $\alpha = 0$ y $\alpha = 0.10$							
	Tipo A		Tipo B		Tipo C			
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$		
1.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
1.3	18.0	16.0	13.0	12.0	9.0	9.0	8.3	8.3
1.5	24.0	23.0	18.0	17.0	11.0	11.0	11.0	11.0
2.0	33.0	29.0	25.0	22.0	16.0	14.0	17.5	17.5
3.0	39.0	33.0	29.0	25.0	19.0	16.0	27.5	27.5
4.0	40.0	34.0	29.0	25.0	20.0	16.0	35.5	35.5
6.0	40.0	33.0	29.0	25.0	20.0	16.0	46.0	46.0
8.0	40.0	31.0	29.0	24.0	20.0	15.0	54.0	54.0

FUENTE: Freeman, 2004.

3.3.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y LA DEMANDA ESPECTRAL A FORMATOS ESPECTRALES ACELERACIÓN-DESPLAZAMIENTO

Para usar el Método del Espectro de Capacidad es necesario convertir la curva de capacidad que originalmente viene en términos de Cortante Basal-Desplazamiento del Techo a una que tenga el formato Aceleración Espectral-Desplazamiento Espectral (ADRS, en inglés). Las ecuaciones requeridas para hacer esta transformación son:

$$PF_1 = \left[\frac{(\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1} / g))}{(\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 / g)} \right] \quad (3.17)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1} / g)]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g] [\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 / g]} \quad (3.18)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.19)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{1,techo}} \quad (3.20)$$

donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural.

w_i/g = Masa signada al nivel i .

ϕ_{1i} = Amplitud del modo 1 en el nivel i .

N = Nivel N , o el más alto en la porción principal de la estructura.

W = Carga muerta más probables cargas vivas.

Δ_{techo} = Desplazamiento del techo (asociado a un cortante basal V_i de la curva de capacidad).

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

$\Phi_{1,\text{techo}}$ = Amplitud del modo 1 en el nivel techo.

En cuanto a la transformación de la curva del espectro de respuesta con coordenadas periodo-aceleración, a las coordenadas ADRS, se debe recordar que cada punto de un espectro de respuesta está asociado con un único valor de aceleración espectral S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d y un periodo T ; y para hacer posible dicha transformación es necesario determinar el valor S_{di} para cada punto de la curva $S_{ai} - T_i$; esto se logra con la siguiente ecuación:

$$S_{di} = S_{ai} \cdot g \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right) \quad (3.21)$$

Pero los espectros de respuesta estándar contienen regiones de aceleración constante y regiones de velocidad constante, y con esta consideración en mente se tienen las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} g = 2\pi \cdot S_v / T_i \quad (3.22)$$

$$S_{di} = T_i \cdot S_v / (2\pi) \quad (3.23)$$

donde todas las variables son ya conocidas. A continuación se hace una interpretación gráfica de las ecuaciones y de la conversión de coordenadas de las curvas de capacidad y de las curvas de demanda espectral (Figuras 3.17 y 3.18).

Finalmente la aplicación del Método del Espectro de Capacidad a una estructura sujeta a un sismo determinado puede resultar en la sobrevivencia de la edificación si la curva de capacidad se extiende más allá de la envolvente de la curva de demanda, con la intersección de la curva de la capacidad y la curva de la demanda representando la fuerza y el desplazamiento máximo que sufre la estructura en el sismo de diseño (punto de desempeño).

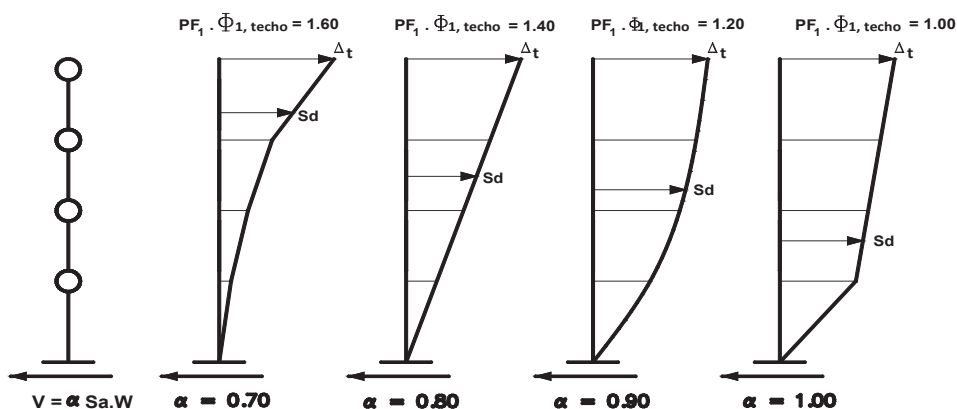


FIGURA 3.17. Factores de Participación Modal y Coeficientes de Masa Modal.

FUENTE: ATC-40, 1996.

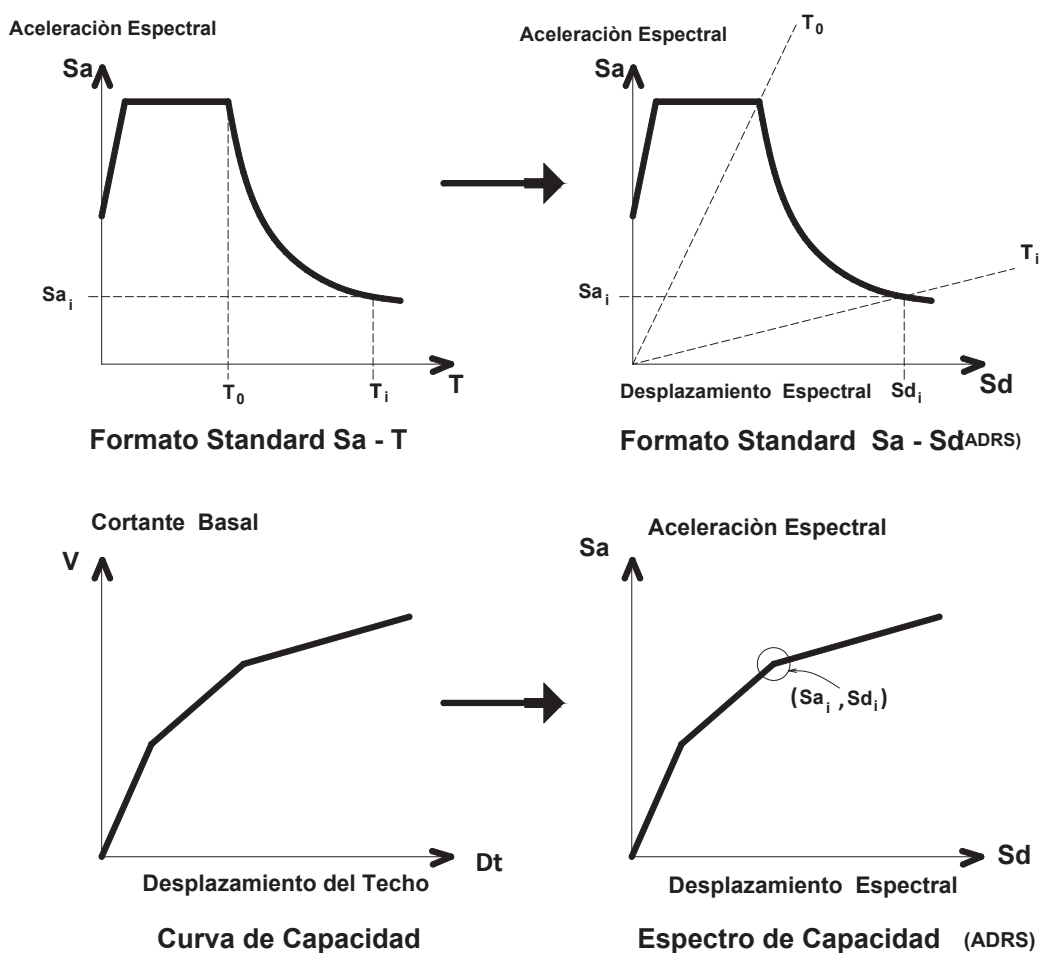


FIGURA 3.18. Conversión de las Curvas de Capacidad y Demanda en coordenadas ADRS.

3.3.3 PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA IDENTIFICAR MECANISMOS DE FALLA DEBIDO A LOS EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES

El procedimiento para desarrollar las curvas de capacidad (pushover) como se ha visto, aplica para el primer modo de vibración solamente, donde los valores del cortante basal y el desplazamiento son convertidos a valores espectrales S_a y S_d respectivamente por el uso de masas modales efectivas y factores de participación modal que provienen de las características dinámicas de la estructura, razón por la cual se hace necesario considerar la influencia de las otras formas modales en los análisis de evaluación y verificación de diseño. El procedimiento Pushover Modal para identificar posibles mecanismos de falla debido a los efectos de los modos superiores, emplea el Método del Espectro de Capacidad (CSM) en formato ADRS (Paret et al., 1996 y Sasaki et al, 1998), con la particularidad de que define una curva de Capacidad por cada modo de vibración.

3.3.3.1 Procedimiento Pushover Modal

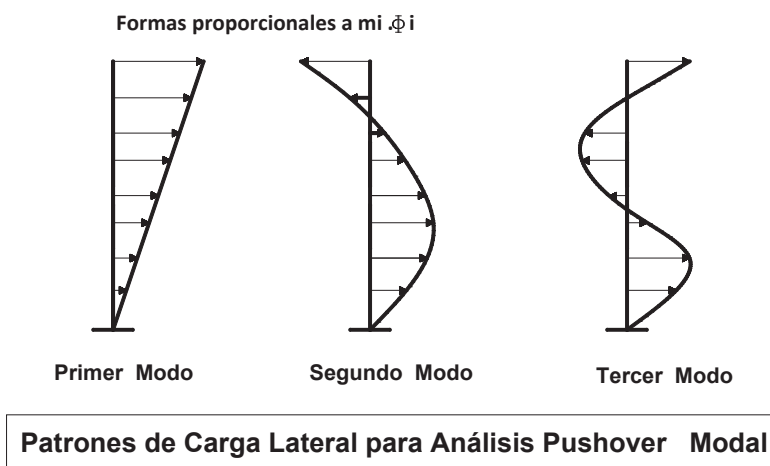
Este procedimiento envuelve la realización de varios análisis pushover, cada uno de ellos usando un patrón de carga lateral basado en una diferente forma modal elástica. El propósito del procedimiento Pushover Modal es generar curvas de capacidad que representen la respuesta del edificio para los modos particulares de vibración. Paret et al. (1996) resumen la aplicación del procedimiento Pushover Modal dentro del CSM en los siguientes pasos:

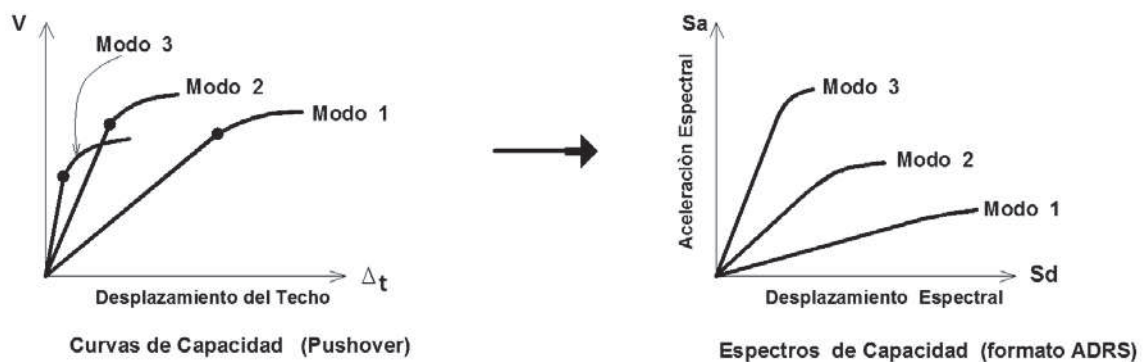
1. Desarrollar un modelo del edificio.
2. Determinar las formas modales y los periodos del edificio.
3. Determinar los patrones de carga lateral para los modos de interés.
4. Realizar el análisis pushover para los modos de interés.
5. Crear las curvas de capacidad para cada análisis pushover ploteando el cortante basal versus el desplazamiento del techo.
6. Convertir las curvas de capacidad en formato ADRS (S_a vs S_d).
7. Plotear el espectro de respuesta en formato ADRS (S_a vs S_d).

8. Comparar las curvas de capacidad y demanda.

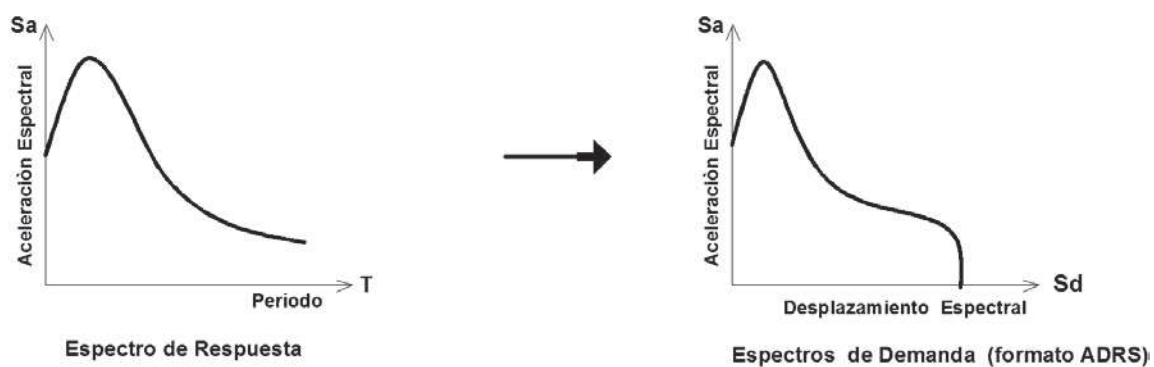
Dado que este trabajo no considera los efectos de irregularidad en planta que provoque el apareamiento de formas modales torsionales, a priori una buena elección para el caso de estudio que se considerará en los próximos capítulos sería realizar el análisis pushover para los tres primeros modos traslacionales del edificio en la dirección de interés. El patrón de carga lateral para el primer modo se obtiene multiplicando la primera forma modal por el peso de cada piso, mientras el patrón de carga para el segundo modo es igual al producto de la segunda forma modal por el peso de cada piso, y así con cada forma modal deseada. La Fig. 3.19 ilustra esquemáticamente el procedimiento descrito.

En el último diagrama de la Fig. 3.19 (Comparación: Capacidad vs Demanda) se observa un ejemplo de uno de los edificios de estructura metálica evaluados por Paret et al. (1996) en que la demanda del sismo correspondiente a 2000 años (periodo de retorno) para el Modo 2 está más cercana a la capacidad de fluencia que lo que están el Modo 1 y el Modo 3; demostrando que el comportamiento del primer modo (el más usado en todas las aproximaciones de diseño y análisis) podría ocultar una probable y significativa fluencia en el segundo modo. En este sentido Paret et al. (1996) recomienda utilizar un Índice Crítico Modal obtenido como el radio entre el valor de aceleración espectral de la demanda y el valor de aceleración espectral correspondiente a la capacidad de fluencia por cada modo; a mayor valor de este índice más crítico el modo.

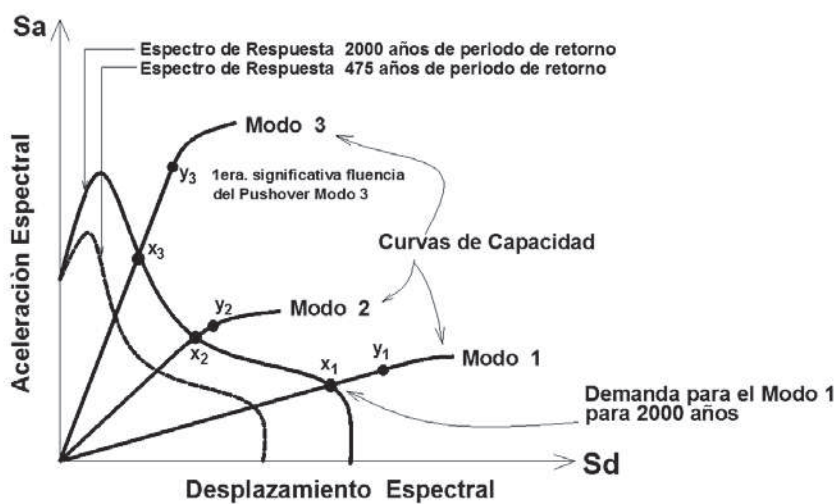




Curvas de Capacidad por cada Modo



Curvas de Demanda



Comparación: Capacidad vs Demanda

FIGURA 3.19. Procedimiento Pushover Modal con el Método del Espectro de Capacidad.

FUENTE: Paret et al., 1996.

3.4 ANÁLISIS PUSHOVER MODAL (Chopra y Goel, 2002)

Establecer procedimientos pushover que consideren las contribuciones de los modos más altos que el fundamental, para la obtención de la demanda sísmica y la redistribución de las fuerzas inerciales debido a la fluencia estructural, ha sido objeto de varias investigaciones. Un intento de considerar más que el modo fundamental es el anteriormente detallado por Paret et al. (1996). Otra aproximación basada en la teoría de la dinámica estructural que incluye las contribuciones de varios modos de vibración es la desarrollada por Chopra y Goel (2002), conocida como Análisis Pushover Modal (MPA). Se recuerda que la confiabilidad de cualquier procedimiento aproximado tal como el MPA debería ser medida en función de su acercamiento a los resultados proporcionados por un Análisis Historia Tiempo.

En este apartado se hará un sumario del procedimiento MPA, más para tener una idea general del mismo que para la aplicación en el presente estudio. El procedimiento MPA estima la máxima respuesta inelástica de un edificio de planta simétrica alrededor de los dos ejes ortogonales para un movimiento sísmico aplicado a lo largo de un eje de simetría; los pasos que sigue esta aproximación en su versión original son los siguientes (Goel y Chopra, 2004):

1. Calcular las frecuencias naturales ω_n y los modos Φ_n para vibración linealmente elástica del edificio.
2. Para el modo n desarrollar la Curva de Capacidad (Cortante basal V_{bn} - Desplazamiento de techo d_{tn}), para la distribución de fuerzas $S_n^* = m \cdot \Phi_n$, donde m es la matriz de masas estructural. La aplicación de las cargas de gravedad son anteriores a la realización del análisis pushover modal. Los efectos resultantes $P-\Delta$ pueden conducir a una rigidez post-fluencia negativa en la curva pushover. El valor del desplazamiento lateral del techo debido a las cargas de gravedad será probablemente muy pequeño para edificios regulares con cargas gravitatorias cercanamente simétricas.

3. Idealizar la curva pushover como una curva bi-lineal. Si la curva pushover exhibe rigidez negativa en la post-fluencia, la segunda rigidez de la curva bi-lineal podría ser negativa.
4. Convertir la idealizada curva pushover V_{bn} vs d_{tn} a la relación F_{sn}/L_n vs D_n para el sistema inelástico SDOF del modo n , utilizando $F_{sny}/L_n = V_{bny}/M_n^*$ y $D_{ny} = d_{tny}/\Gamma_n \Phi_{tn}$;

siendo: M_n^* la masa modal efectiva, Φ_{tn} el valor de Φ en el techo, $L_n = F_{sny}/\omega_n^2$, D_{ny} , y el factor de participación modal $\Gamma_n = \Phi_n^T \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{1} / \Phi_n^T \cdot \mathbf{m} \cdot \Phi_n$. Ver Fig. 3.20.

5. Computar el pico de deformación D_n del modo n del sistema inelástico SDOF definido por la relación Fuerza-Deformación desarrollado en el paso 4 y el radio de amortiguamiento ζ_n . El periodo de vibración elástico del sistema es $T_n = 2\pi(L_n \cdot D_{ny}/F_{sny})^{0.5}$. Para un sistema SDOF con T_n y ζ_n , D_n puede ser computado ya sea por Análisis Historia Tiempo, desde el espectro inelástico de diseño, o por ecuaciones empíricas como aquellas que incluyen radios de deformaciones inelásticas para sistemas elásticos.
6. Calcular el pico de desplazamiento del techo d_{tn} asociado con el modo n del sistema inelástico SDOF a partir de $d_{tn} = \Gamma_n \cdot \Phi_{tn} \cdot D_n$.
7. De los datos pushover provistos por el paso 2, extraer los valores de las respuestas deseados debidos a los efectos combinados de gravedad y cargas laterales en el desplazamiento de techo igual a $d_{tn} + d_{tg}$.
8. Repetir los pasos 3-7 para los modos requeridos, que den suficiente exactitud al análisis.
9. Computar la respuesta dinámica debido al modo n : $r_n = r_{n+g} - r_g$, donde r_g es la contribución de la respuesta debida a las cargas gravitatorias solamente.

10. Determinar la respuesta total (demanda) combinando la respuesta debida a cargas gravitacionales y el pico de las respuestas modales usando la regla SRSS : $r \approx \text{máx} [r_g \pm (\sum_n r_n^2)^{0.5}]$.

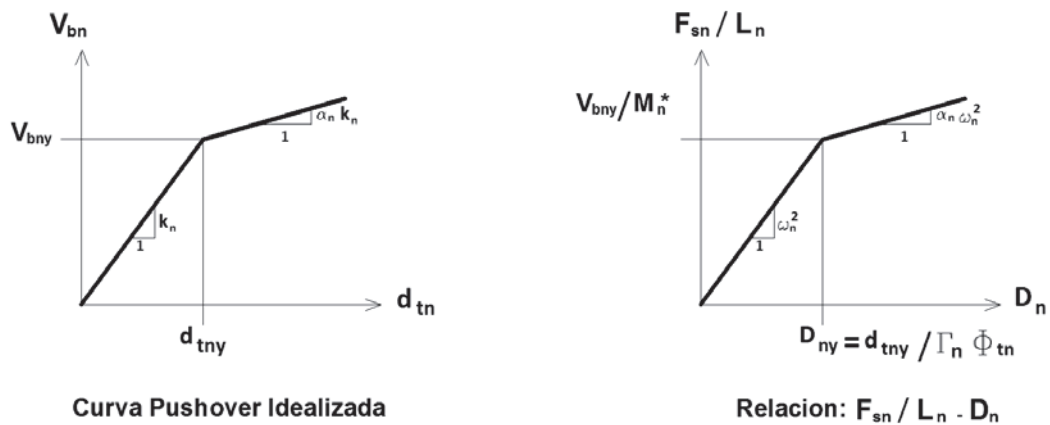


FIGURA 3.20 Propiedades del sistema inelástico SDOF del modo n .
FUENTE: (Chopra y Goel, 2002).

3.4.1 MEJORAMIENTOS DEL MPA

Chopra y Goel (2004) realizaron varias mejoras a su propuesta original; las principales pueden resumirse como:

- a) Los efectos $P-\Delta$ debidos a las cargas de gravedad han sido incluidos en el análisis pushover para todos los modos; estos efectos fueron considerados solamente en el primer modo en la versión original.
- b) La curva pushover del modo n es idealizada en el paso 3 en el pico de desplazamiento de techo obtenido a partir del sistema inelástico SDOF de modo n para el seleccionado movimiento del suelo, así la idealización depende ligeramente del movimiento del suelo. Para este propósito, un proceso iterativo es utilizado, idealizando la curva pushover en un estimado o asumido valor pico de desplazamiento del techo d_{tn} ; los

pasos 3 al 6 se repiten hasta que los valores inicial y final de d_{tn} estén dentro de la tolerancia especificada.

- c) Presenta una forma simplificada de calcular las rotaciones plásticas de las vigas (a partir de las derivas o desplazamientos de fluencia del piso), aunque mantiene el mismo procedimiento para computar los desplazamientos y las derivas de piso (paso 10).

El procedimiento recomendado para el cálculo de las rotaciones plásticas a partir de la derivas de piso estima primero la deriva plástica de piso (definida como la deriva total menos la deriva de fluencia), y luego relaciona la demanda de deriva plástica de piso a demanda de la rotación plástica de la viga. Las principales suposiciones usadas en este proceso simplificado son: **1)** los puntos de inflexión están en la mitad de la altura de las columnas y a la mitad del claro de las vigas; **2)** la elevación de un piso cualquiera tiene geometría regular y propiedades de las secciones uniforme; **3)** la fluencia ocurre solamente en las vigas (mecanismo de vigas); **4)** el efecto de las cargas de gravedad en la fluencia de las vigas es despreciado; **5)** efectos de segundo orden y deflexiones laterales producto de la deformación axial de las columnas son ignorados; y **6)** la interacción dinámica entre pisos adyacentes tiene poco efecto en la deriva de fluencia del piso.

Los desplazamientos de fluencia de piso (Fig. 3.21) pueden ser estimados por el siguiente procedimiento (Goel y Chopra, 2004):

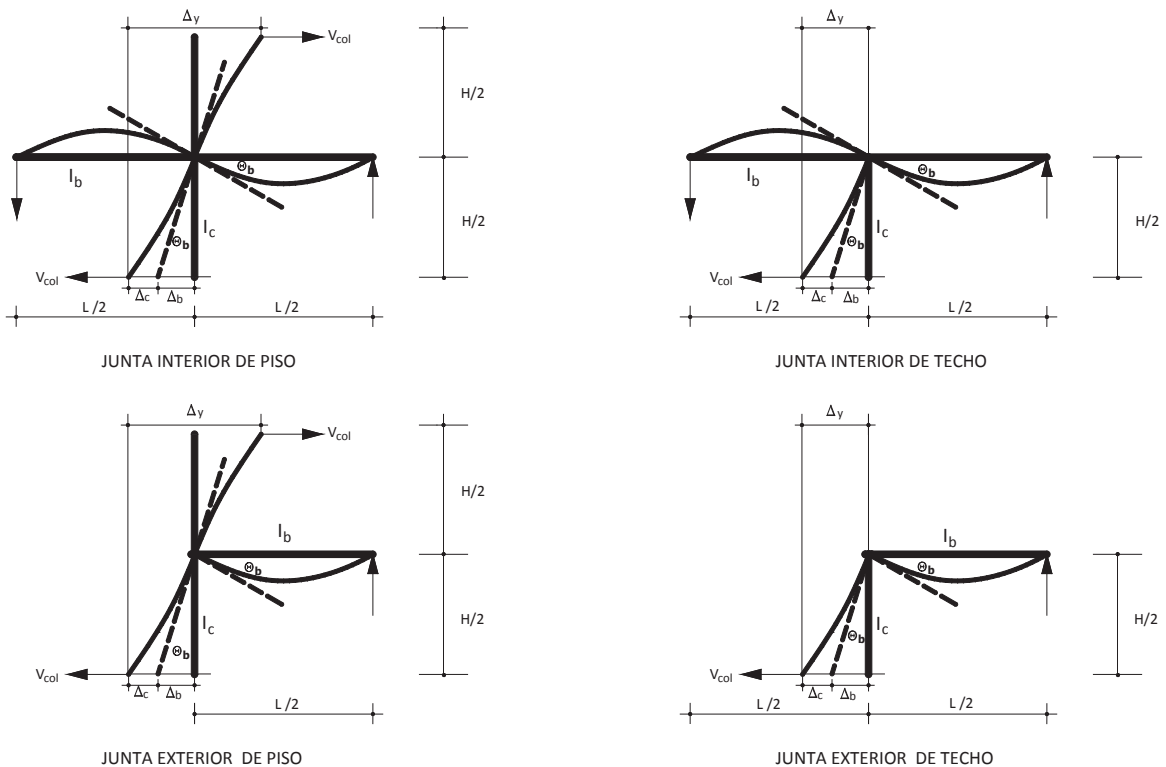


FIGURA 3.21. Cálculo de la Deformación de Fluencia.

FUENTE: Goel y Chopra, 2004

- 1) Asumiendo que la viga es el primer elemento que fluye en la conexión, el cortante correspondiente en la columna V_{col} puede ser estimado como:

$$V_{col} = 2M_{pb}/H \quad \text{para junta de piso interior} \quad (3.24.a)$$

$$V_{col} = 4M_{pb}/H \quad \text{para junta de techo interior} \quad (3.24.b)$$

$$V_{col} = M_{pb}/H \quad \text{para junta de piso exterior} \quad (3.24.c)$$

$$V_{col} = 2M_{pb}/H \quad \text{para junta de techo exterior} \quad (3.24.d)$$

donde M_{pb} es el momento plástico de la viga y H la altura entre dos puntos de inflexión.

- 2) Usando la geometría de los sub-ensamblajes, las propiedades básicas de los elementos y las fuerzas cortantes de las columnas correspondientes a

la primera fluencia en la viga, las derivas asociadas de los componentes: Δ_b debida a la deformación flexural de la viga, y Δ_c debida a la deformación flexural de la columna pueden ser computadas por

$$\Delta_b = \frac{M_{pb} L.H}{12.E.I_b} \quad ; \quad \Delta_c = \frac{M_{pb} . H^2}{12.E.I_c} \quad \text{para junta interior de piso} \quad (3.25.a)$$

$$\Delta_b = \frac{M_{pb} L.H}{12.E.I_b} \quad ; \quad \Delta_c = \frac{M_{pb} . H^2}{6.E.I_c} \quad \text{para junta interior de techo} \quad (3.25.b)$$

$$\Delta_b = \frac{M_{pb} L.H}{12.E.I_b} \quad ; \quad \Delta_c = \frac{M_{pb} . H^2}{24.E.I_c} \quad \text{para junta exterior de piso} \quad (3.25.c)$$

$$\Delta_b = \frac{M_{pb} L.H}{12.E.I_b} \quad ; \quad \Delta_c = \frac{M_{pb} . H^2}{12.E.I_c} \quad \text{para junta exterior de techo} \quad (3.25.d)$$

3) Utilizando las deformaciones de las vigas y de las columnas, la deformaciones de fluencia del piso quedarían como:

$$\Delta_y = 2(\Delta_b + \Delta_c) \quad \text{para juntas de piso interior y exterior} \quad (3.26.a)$$

$$\Delta_y = \Delta_b + \Delta_c \quad \text{para juntas de techo interior y exterior} \quad (3.26.b)$$

Una vez que las derivas de fluencia son halladas, las rotaciones plásticas de las vigas son computadas con:

$$\Theta_{pb} = (\Delta - \Delta_y)/H \quad \text{para juntas de piso interior y exterior} \quad (3.27.a)$$

$$\Theta_{pb} = 2(\Delta - \Delta_y)/H \quad \text{para juntas de techo interior y exterior} \quad (3.27.b)$$

siendo Δ la deriva (tomada como desplazamiento en el presente caso) del piso.

3.4.2 ALGUNOS RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL MPA

Sin querer entrar en un tratamiento detallado sobre la confiabilidad del Método Pushover Modal para estimar las demandas sísmicas y su relación con el análisis de verificación y evaluación de edificios, se señalará al menos alguna referencia que indique la utilidad del método.

Después de realizar una sistemática evaluación de algunos edificios (planta simétrica) de estructura metálica de 9 y 20 pisos ubicados en algunas ciudades de Estados Unidos con el Método Pushover Modal, que incluyó la acción de 20 movimientos sísmicos para los cuales se estimó las derivas de piso y las rotaciones plásticas de las vigas, Goel y Chopra (2004) concluyen que, en general su método es capaz de predecir las demandas sísmicas incorporando los efectos de los modos superiores, haciendo hincapié en lo siguiente:

1. Cuando se incrementa el número de modos, la distribución de las derivas en altura y las rotaciones plásticas, estimadas con el MPA, llega a ser bastante similar a las tendencias notadas en el Análisis Historia-Tiempo inelástico, lo cual indicaría que el MPA es capaz de capturar las contribuciones de los modos más altos en la respuesta (ver Fig 3.22). En la Fig. 3.22 puede observarse además, que la utilización de los patrones de carga prescritos por el FEMA-273 y el FEMA-356 (Primer Modo, Fuerza Lateral Equivalente, SRSS y Uniforme) no proporcionan respuestas confiables y por tanto no logran capturar los efectos de los modos superiores.

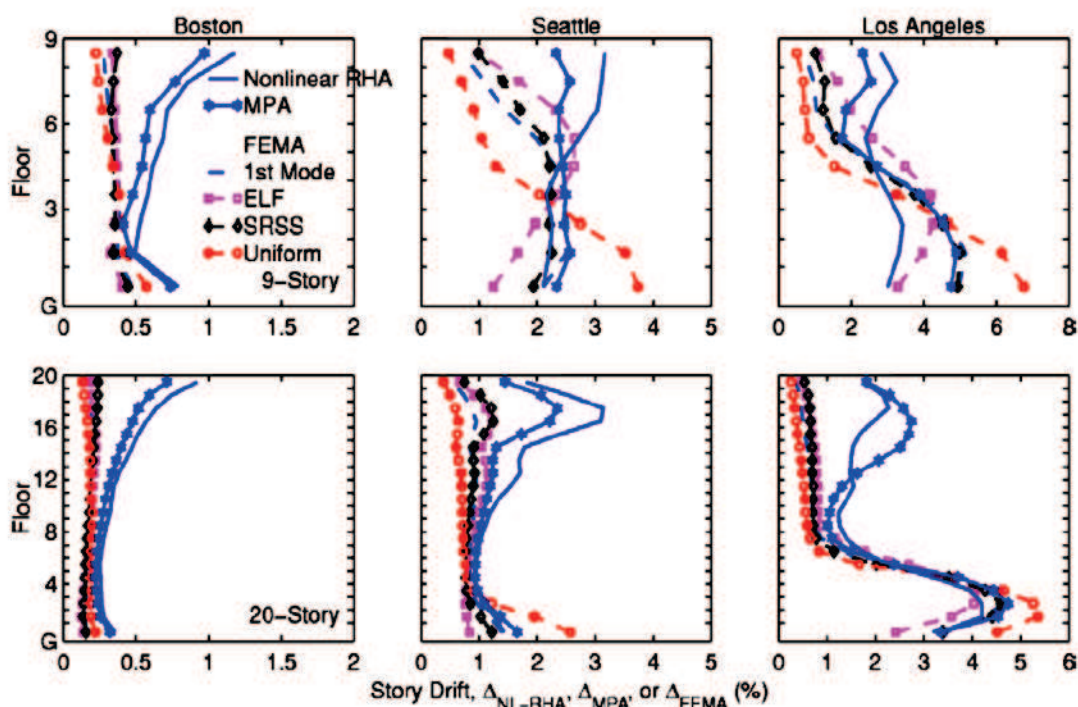


FIGURA 3.22. Derivas de Piso (mediana) determinadas por: el Análisis Historia Tiempo Inelástico RHA, el MPA, y con cuatro patrones de Carga del FEMA-356 (1er Modo, Fuerza Lateral Equivalente, SRSS, y Uniforme).

FUENTE: Goel y Chopra, 2004.

2. El desempeño del MPA cuando un movimiento sísmico provoca una significativa degradación de capacidad lateral, con una deformación bien adentro del rango inelástico ha sido catalogado como inaceptable, ya que no provee satisfactorias estimaciones de las demandas sísmicas, haciéndose necesario en estos casos el Análisis Historia-Tiempo.
3. El MPA da resultados exactos equivalentes al análisis modal espectral cuando las edificaciones se comportan elásticamente (edificios de 9 y 20 pisos en Boston en la Fig. 3.22).
4. Mientras las curvas de capacidad del primer modo excluyen los efectos $P-\Delta$ exhiben rigidez positiva de post-fluencia e incrementan la capacidad lateral, y cuando incluyen los efectos $P-\Delta$ exhiben significativa degradación en la post-fluencia y la capacidad lateral. La influencia de estos efectos se

sentirá más cuando la respuesta sísmica se encuentre en el rango inelástico de la curva de capacidad.

3.5 EL METODO N2 BÁSICO

El N2 es un método de análisis no lineal para diseño basado en desempeño, y fue desarrollado tempranamente por Fajfar y Fischinger en los años ochenta (1987), con una versión más madura compuesta por Fajfar y Gaspersic (1996). Su nombre se debe a la abreviación de: **N** por *Análisis No Lineal* y **2** por los *dos modelos matemáticos usados* (un análisis pushover para un modelo MDOF y un análisis del espectro de respuesta para un sistema equivalente SDOF). El método está formulado en el formato Aceleración-Desplazamiento (A-D) (similar al ADRS del ATC-40) que hace posible una interpretación visual del procedimiento y de las relaciones entre las cantidades básicas que controlan la respuesta inelástica. A diferencia del Método del Espectro de Capacidad (ATC-40), el N2 utiliza un espectro inelástico antes que un espectro elástico con amortiguamiento y periodo equivalentes, con una ventaja añadida: el desplazamiento target o punto de desempeño es obtenido directamente sin un proceso de iteración. Los resultados del N2 han probado ser - según sus autores- razonablemente exactos con tal que la estructura oscile predominantemente en el primer modo.

Por lo anotado podría decirse que el N2 es una variante del método del espectro de capacidad, con el espectro de demanda inelástico obtenido a partir del espectro elástico de diseño suavizado. El patrón de cargas laterales está relacionado a la asumida forma de desplazamiento, esta característica conduce la transformación del sistema MDOF al sistema equivalente SDOF. En la aproximación N2 se han implementado varias simplificaciones, lo cual impone limitaciones a su aplicación. El método es básicamente aplicable a estructuras planas con recientes intentos para extenderlo a estructuras asimétricas y de altura (Fajfar, 2002 y Fajfar y Dolzec, 2011), que requieren un análisis 3D; esta aproximación ha sido incorporada y codificada en la norma Eurocode 8, (CEN-2005). Por todo lo señalado anteriormente, el presente estudio ha escogido a

esta aproximación para llevar adelante la verificación de diseño del caso de estudio a plantearse en los siguientes capítulos.

3.5.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO N2

Fajfar (2002) presenta al método N2 como una secuencia de pasos a seguir, los cuales tienen su respaldo teórico y/o matemático. Como se verá a continuación hay elementos comunes a los tres procedimientos pushover analizados anteriormente, sin embargo de lo cual se plantearán todas las ecuaciones que conforman esta aproximación para efectos de claridad. Una versión del N2 capaz de analizar estructuras asimétricas se describe a continuación (Fajfar, 2002):

1) Datos:

Un modelo 3D de la edificación es usada, con los diafragmas (losas) como elementos rígidos en el plano horizontal, siendo el número de grados de libertad igual a tres veces el número de pisos. Los grados de libertad son agrupados en tres sub-vectores, representando los desplazamientos en los niveles de piso en las direcciones x e y , y las rotaciones torsionales z :

$$U^T = [U_x^T, U_y^T, U_z^T] \quad (3.28)$$

Además de los datos necesarios para el análisis elástico, son importantes las relaciones fuerza vs deformación no lineales para elementos o componentes bajo carga monotónica. El modelo de elemento más usado es el elemento viga con plasticidad concentrada en ambos extremos. Una relación momento-rotación bilineal o tri-lineal es usualmente empleada.

En cuanto a la demanda sísmica en principio cualquier espectro elástico de pseudo-aceleración (S_a vs T) puede ser utilizado, sin embargo es más valorado el espectro del tipo Newmark-Hall (Newmark et al., 1982) El coeficiente de amortiguamiento es tomado en cuenta en el espectro.

2) Demanda Sísmica en formato Aceleración–Desplazamiento (A-D):

La ecuación (3.21) vista anteriormente, aplica para el sistema elástico SDOF, pero para respetar la notación que se utiliza en el método N2, se escribe como:

$$S_{de} = S_{ae} \cdot g \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \quad (3.29)$$

donde S_{ae} y S_{de} son los valores espectrales elásticos de aceleración y de desplazamiento respectivamente, correspondientes a un periodo T y a un radio o cociente de amortiguamiento viscoso fijado.

Para un sistema inelástico SDOF con relación fuerza-deformación bilineal, la aceleración espectral S_a y el desplazamiento espectral S_d pueden ser determinados por las relaciones establecidas por Vidic (Fafjar, 2002):

$$S_a = S_{ae} / R_\mu \quad (3.30)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) S_{ae} = \mu \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) S_a \quad (3.31)$$

donde μ es la ductilidad de desplazamiento y R_μ es el factor de reducción por ductilidad (ya visto en la Ec. (3.13)) debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. Siendo R_μ diferente al factor de reducción de respuesta estructural R (NEC-2011). Existen algunas propuestas para el factor R_μ , como las presentadas por Miranda y Bertero (1994), sin embargo de lo cual se adopta las recomendadas en Fafjar (2000):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{para } T < T_c \quad (3.32)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{para } T \geq T_c \quad (3.33)$$

donde T_C es el periodo característico del movimiento del suelo, que se define como el periodo de transición del segmento de aceleración constante del espectro de diseño al segmento de velocidad constante del espectro. Las Ecs. (3.31) y (3.33) sugieren que, en los rangos de periodos medios y largos, *regla de igual desplazamiento aplica*, es decir el desplazamiento del sistema inelástico es igual al desplazamiento del correspondiente sistema elástico con el mismo periodo.

Con el espectro elástico y la aplicación de las ecuaciones (3.31) a (3.33) se obtiene el espectro de demanda para factores de ductilidad constante en formato A-D como se muestra en la Fig. 3.23. El método admite cualquier otra forma de hallar el espectro inelástico, como por ejemplo a través de un riguroso análisis dinámico no lineal.

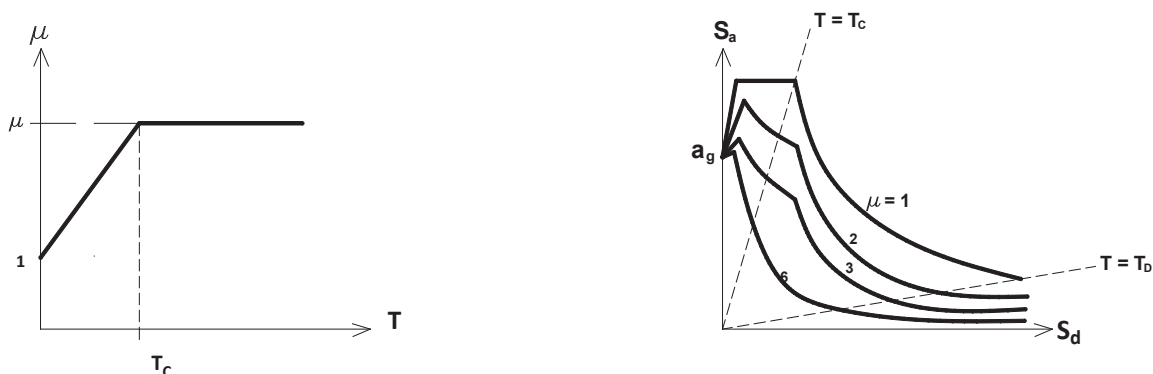


FIGURA 3.23. Relaciones Periodo-Ductilidad y la demanda espectral en formato A-D, (Fafjar, 2000).

3) Análisis Pushover:

Utilizando un análisis pushover clásico (como el que se ha detallado en secciones anteriores), la relación característica fuerza-deformación del sistema MDOF puede ser determinada, usando para su representación la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el techo de la estructura. En cuanto al patrón de cargas laterales una posibilidad práctica es usar dos diferentes formas de desplazamientos (patrón de cargas) y realizar la envolvente de los resultados, como la que plantea el Eurocode EC8 y que se detalló anteriormente, que básicamente consiste en usar un patrón “uniforme” y un patrón “modal”, que sean

consistentes con la distribución de fuerza lateral determinada en el análisis elástico.

Las cargas laterales son aplicadas en el centro de masas de los diferentes pisos, con el vector de cargas laterales P teniendo componentes en tres direcciones (fuerzas en x , fuerzas en y , y *momentos torsionales*), algo parecido a a Ec. 3.14, pero que ahora se escribe con la siguiente notación:

$$P = p \cdot \psi = p \cdot M \cdot \Phi \quad (3.34)$$

donde M es la matriz de masas, p es el factor que controla las cargas laterales, ψ representa la distribución de las cargas laterales que está relacionada a la forma de los desplazamientos asumida Φ ; se recuerda que la forma del desplazamiento Φ se necesita únicamente para la transformación del sistema MDOF al sistema equivalente SDOF. Una de las características de este método es que la carga y las formas de desplazamiento asumidas no son mutuamente independientes. El procedimiento puede empezar ya sea asumiendo la forma del desplazamiento Φ y determinando la distribución de carga lateral ψ de acuerdo a la Ec. (3.34) o viceversa. Generalmente, Φ puede consistir de componentes que no sean cero en las tres direcciones, en tal caso (formas de desplazamiento acopladas) las cargas laterales también consisten de componentes en tres direcciones, el procedimiento puede simplificarse si las cargas laterales son aplicadas en una sola dirección (Fig. 3.24), esto es:

$$\Phi^T = [\Phi_x^T, 0^T, 0^T] \quad (3.35)$$

La fuerza lateral en la dirección x en el nivel i aplicando las Ecs. (3.34) y (3.35), por ejemplo, es proporcional a la componente $\Phi_{x,i}$ de la forma de desplazamiento asumida Φ_x , multiplicada por la masa del piso m_i :

$$P_{xi} = p \cdot m_i \cdot \Phi_{x,i} \quad (3.36)$$

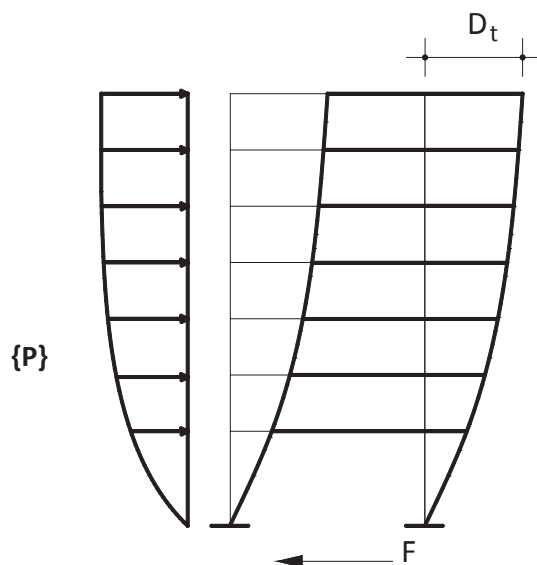


FIGURA. 3.24. Análisis Pushover y patrón de carga lateral.

Esta relación tendría un respaldo físico: si la forma de desplazamiento asumida fuese igual a la forma modal y constante durante el movimiento del suelo y si el comportamiento estructural fuese elástico entonces la distribución de las fuerzas laterales a través de la Ec. 3.34 sería “exacta”; en el rango inelástico, la forma del desplazamiento cambia con el tiempo y la Ec. 3.34 sería solo una aproximación. Ninguna aproximación adicional es requerida, como en el caso de los procedimientos FEMA-273 y ATC-40.

4) El Modelo del SDOF Equivalente y la Curva de Capacidad:

En el método N2, la demanda sísmica es determinada por el uso del espectro de respuesta, estando el comportamiento inelástico tomado en cuenta explícitamente; con lo cual la estructura debería ser modelada como un sistema SDOF. Para el desarrollo del sistema equivalente SDOF se ha considerado la ecuación de movimiento de un modelo estructural 3D, con $3N$ grados de libertad (siendo N el número de pisos), representando a un edificio de varios pisos:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{R} = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{a} \quad (3.37)$$

siendo U el vector de desplazamientos y rotaciones, R es el vector de las fuerzas internas, \mathbf{a} es la aceleración del suelo, y \mathbf{s} es un vector que define la dirección del movimiento del suelo. Como puede verse, la Ec. (3.37) es una versión abreviada de la Ec. (3.2), sin el amortiguamiento que está incluido en el espectro de diseño; y en caso de movimiento de suelo unidireccional \mathbf{s} llegaría a ser:

$$\mathbf{s}^T = [1^T, 0^T, 0^T] \quad (3.38)$$

Un aspecto importante en este punto, es que, en el método N2 el movimiento del suelo es aplicado independientemente en dos direcciones por lo tanto dos análisis separados tendrían que realizarse con dos vectores \mathbf{s} diferentes.

La suposición más crítica de este método (como la de los anteriores métodos analizados) es que la forma de desplazamiento asumida Φ es constante, por tanto no cambia durante la respuesta estructural al movimiento del suelo. El vector de desplazamientos U se define como:

$$U = \Phi \cdot D_t \quad (3.39)$$

siendo D_t el desplazamiento del techo (dependiente del tiempo); Φ está normalizada con la componente en el techo valiendo 1. A continuación viene un resumen matemático del método: (Fafjar, 2002):

Aplicando la estática se tiene que las fuerzas internas R son iguales a las cargas externas aplicadas obteniéndose:

$$P = R \quad (3.40)$$

Haciendo algo de algebra e introduciendo las Ecs. (3.34), (3.39) y (3.40) en la Ec. (3.37) y multiplicando el lado izquierdo por Φ^T se tiene:

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi \cdot \dot{D}_t + \Phi^T \cdot M \cdot \Phi \cdot p = - \Phi^T \cdot M \cdot 1 \cdot a \quad (3.41)$$

después de multiplicar y dividir el lado izquierdo de la ecuación anterior por $\Phi^T \cdot M \cdot s$, la ecuación del movimiento del sistema equivalente SDOF puede ser escrita como:

$$m^* \cdot \ddot{D}^* + F^* = -m^* \cdot a \quad (3.42)$$

donde m^* es la masa equivalente del sistema equivalente SDOF:

$$m^* = \Phi^T \cdot M \cdot s \quad (3.43)$$

y depende de la dirección del movimiento del suelo; para el movimiento del suelo en la dirección X la Ec. (3.43) puede ser escrito como:

$$m_x^* = \sum m_i \cdot \Phi_{x,i} \quad (3.44)$$

Con D^* y F^* como el desplazamiento y la fuerza del sistema equivalente SDOF respectivamente, se tiene:

$$D^* = D_t / \Gamma, \quad F^* = V / \Gamma \quad (3.45), (3.46)$$

El cortante basal V del sistema MDOF en la dirección del movimiento del suelo es definido como:

$$V = \Phi^T \cdot M \cdot s \cdot p = p \cdot m^* \quad (3.47)$$

Para la dirección X, las siguientes relaciones aplican:

$$V_x = \sum p \cdot m_i \cdot \Phi_{x,i} = \sum P_{x,i} \quad (3.48)$$

La constante Γ que es el factor de participación modal controla la transformación del sistema MDOF al modelo SDOF y viceversa, y está definido por:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M s}{\Phi^T M \Phi} = \frac{m^*}{L^*} \quad (3.49)$$

Con m^* dependiendo de la dirección del movimiento del suelo y por tanto también Γ , D^* y F^* . En el caso del movimiento del suelo en una dirección y asumiendo una forma de desplazamiento desacoplada (usando las Ecs (3.35) y (3.38)) el factor de participación modal se puede escribir como:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_{x,i}}{\sum m_i \Phi_{x,i}^2} \quad (3.50)$$

que es la misma ecuación para el caso de estructuras planas, por tanto la transformación del MDOF al sistema SDOF y viceversa es exactamente la misma que para el caso de estructuras planas. El método admite cualquier forma de desplazamiento razonable para ser usada como Φ ; un caso especial puede ser la forma del primer modo elástico. La misma constante Γ aplica a la transformación de desplazamientos y fuerzas (Ecs. 3.45 y 3.46), y como consecuencia, la relación fuerza-desplazamiento determinada para el sistema MDOF (diagrama V-D_i) aplica también al sistema equivalente SDOF (diagrama F^{*}-D^{*}), con tal que la fuerza y el desplazamiento sean divididos por Γ . Con esto la rigidez inicial de los dos modelos o sistemas permanece la misma.

Otra característica importante del N2 que lo diferencia de los otros métodos es que utiliza una relación *fuerza-desplazamiento elástica- perfectamente plástica* para caracterizar el sistema SDOF; el código EC-8 (Parte1-Anexo B) permite que la idealización bilineal pueda estar basada en el *principio de la igualdad de energía*. El procedimiento gráfico usado en el método N2, requiere que la rigidez post-fluencia sea igual a cero, esto debe a la definición de R_μ que divide la resistencia elástica para la resistencia de fluencia. Fafjar (2002) enfatiza que moderada deformación por endurecimiento no tiene una significativa influencia sobre la demanda de desplazamiento.

El periodo elástico del sistema bi-lineal idealizado T^* es determinado por medio de:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.51)$$

donde F_y^* y D_y^* son la resistencia y el desplazamiento de fluencia respectivamente.

Finalmente el diagrama de capacidad en formato A-D es obtenido dividiendo las fuerzas en el diagrama fuerza –deformación (F^*-D^*) de la Fig. 3.25 por la masa equivalente m^* :

$$S_a = F^* / m^* \quad (3.52)$$

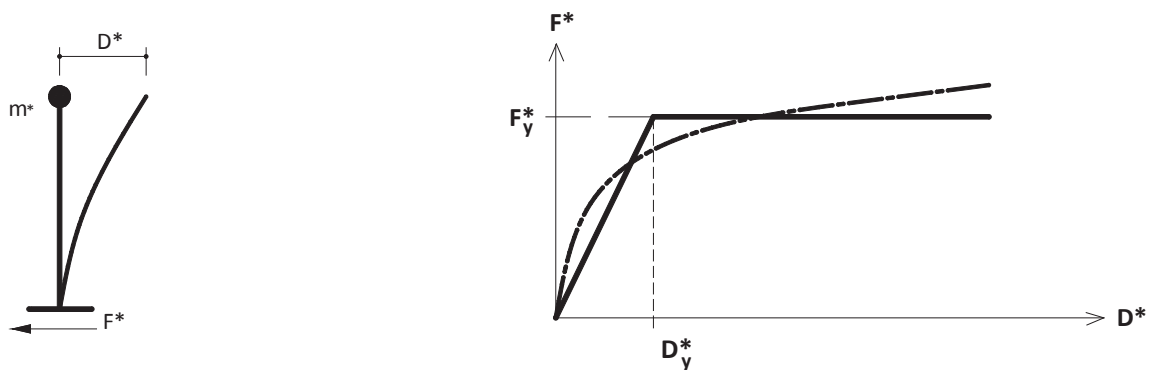


FIGURA 3.25. Relaciones para el modelo equivalente SDOF.

FUENTE: Fajjar, 2000

5) Demanda Sísmica para el Sistema Equivalente SDOF:

La demanda sísmica para el sistema equivalente SDOF se determina usando un procedimiento gráfico como aquel ilustrado en la Fig. 3.26, con el espectro de demanda y el diagrama de capacidad ploteados en el mismo gráfico. La intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema idealizado bilineal T^* con el espectro de demanda elástica define la demanda de aceleración requerida para el comportamiento elástico y el desplazamiento

elástico correspondiente. La aceleración de fluencia S_{ay} representa la demanda de aceleración y la capacidad del sistema inelástico. Entonces el factor de reducción R_μ puede ser determinado como el cociente entre las aceleraciones correspondientes a los sistemas elástico e inelástico:

$$R_\mu = S_{ae(T^*)} / S_{ay} \quad (3.53)$$

Recordando que R_μ es el factor de reducción que toma en cuenta la disipación de energía o reducción de resistencia por ductilidad. La aceleración de diseño S_{ad} es típicamente más pequeña que la aceleración de fluencia S_{ay} , como se observa en la Fig. 3.26.

Si el periodo elástico T^* es mayor o igual que T_C la demanda desplazamiento inelástico S_d es igual a la demanda de desplazamiento elástico S_{de} (conforme a las Ecs. 3.31 y 3.33). De los triángulos de la Fig. 3.26 se puede obtener que la demanda de ductilidad definida como $\mu = S_d/D_y^*$, es igual a R_μ , así:

$$S_d = S_{de(T^*)} \quad \text{para } T^* \geq T_C \quad (3.54)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.55)$$

Si el periodo elástico del sistema es más pequeño que T_C , la demanda de ductilidad puede ser calculada a partir de la Ec. (3.32):

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad \text{para } T^* < T_C \quad (3.56)$$

La demanda de desplazamiento puede ser determinada de la definición de ductilidad o de la ecuación anterior y de la Ec. (3.31):

$$S_d = \mu \cdot D_y^* = \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \cdot \frac{S_{de}}{R_\mu} \quad (3.57)$$

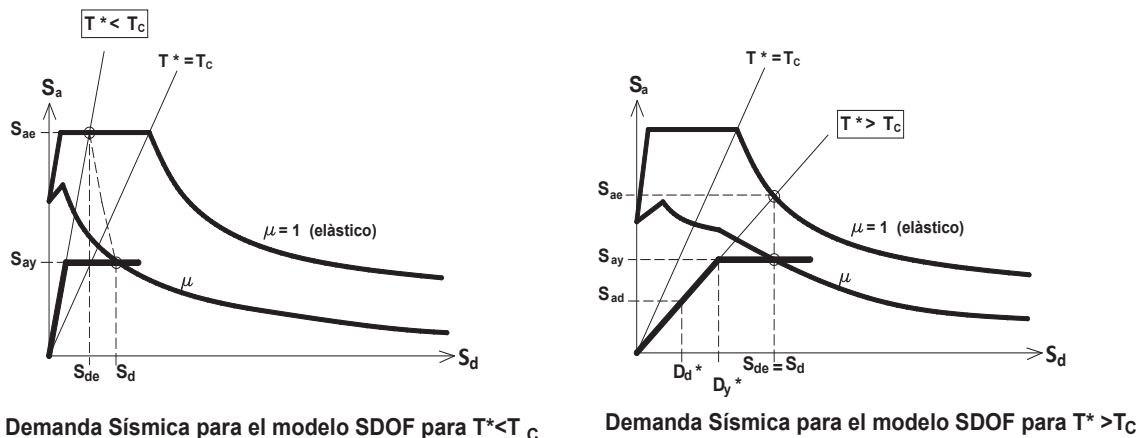


FIGURA 3.26. Demanda sísmica para el modelo SDOF.

FUENTE: Fafjar, 2000

En ambos casos ($T^* < T_c$ y $T^* \geq T_c$) la demanda inelástica será obtenida en términos de aceleraciones y desplazamientos y corresponderá al punto de intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda correspondiente a la demanda de ductilidad μ ; en este punto la ductilidad determinada del diagrama de capacidad es igual a la ductilidad asociada con la del espectro de demanda (intersección). La demanda del desplazamiento puede ser modificada si es necesario, tomando en cuenta los desplazamientos más grandes observados para sistemas con lazos de histéresis estrechos o rigidez de post-fluencia negativa.

6) y 7) Demanda Sísmica Local y Global para el modelo MDOF:

La demanda de desplazamiento para el modelo SDOF, S_d , es transformada en el desplazamiento máximo en el tope (techo) D_t del sistema MDOF (desplazamiento target), por medio de la Ec. (3.45). Bajo el incremento monótono de cargas laterales con un patrón fijado (como en el paso 3), la estructura es empujado hasta D_t . Se asume que la distribución de deformaciones a través de la estructura en el análisis estático pushover corresponde aproximadamente a aquella que podría ser obtenida por un análisis dinámico. Análisis pushover 3D separados deben ser realizados en las dos direcciones horizontales. Los resultados relevantes (desplazamientos, derivas de piso, rotaciones de las juntas, y fuerzas en los elementos frágiles que deberían permanecer elásticos, Fig. 3.27)

obtenidos por los dos análisis independientes son combinados a través de la regla SRSS.

Hay que considerar que el D_t representa un valor promedio para la carga sísmica aplicada, con una amplia dispersión alrededor del promedio. El FEMA-273 recomienda llevar a cabo el análisis hasta por lo menos el 150% del desplazamiento de techo calculado, con el objeto de investigar apropiadamente el desempeño del edificio bajo condiciones de cargas extremas que excedan los valores de diseño.

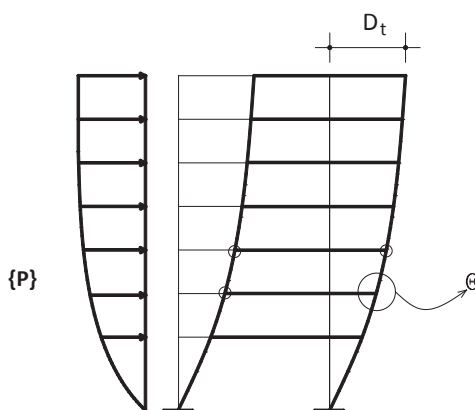


FIGURA 3.27 Demanda sísmicas locales para el modelo MDOF.

8) Evaluación del Desempeño o Análisis de Daño:

El desempeño esperado puede ser evaluado comparando las demandas sísmicas determinadas en el paso (7), con las capacidades para el nivel de desempeño relevante (Criterios de Aceptación). El desempeño global puede ser visualizado comparando la capacidad de desplazamiento y la demanda.

3.5.2 LIMITACIONES DEL MÉTODO N2

El método N2 como cualquier aproximación tiene limitaciones, y puesto que hay dos principales fuentes usadas en la aproximación: análisis pushover y el espectro inelástico, se tendría que considerar sus correspondientes limitaciones.

Las limitaciones provistas por el análisis pushover son las mismas para todos los procedimientos estáticos no lineales y que ya han sido analizadas en la sección de *pros y contras del análisis pushover* y que principalmente recogen las observaciones de Krawinkler y Seneviratna (1997). Una posibilidad práctica para parcialmente vencer las limitaciones impuestas por el análisis pushover es asumir dos diferentes formas de desplazamientos (patrones de carga) y realizar al envolvente de los resultados (Fafjar, 2000). Reconociendo que tal cual se ha descrito hasta ahora, el Método N2 no contabiliza todavía los efectos de los modos superiores.

En cuanto al espectro inelástico usado en el método N2, su construcción para periodos en el rango medio y largo (como será el caso de estudio) está basada en la regla *de igualdad de desplazamientos*. La regla de la igualdad de desplazamientos ha sido utilizada con éxito en los últimos 40 años; existiendo muchos estudios estadísticos que confirmarían la aplicabilidad de la regla para rangos de periodos entre medios y largos, suelos firmes, y estructuras con lazos histéricos relativamente estables y completos (Miranda, 2000). Así las cosas, una ligeramente conservadora estimación del valor promedio de desplazamiento inelástico podría ser obtenida. Sin embargo, la regla de la igualdad de desplazamientos provee desplazamientos demasiado pequeños para el caso de movimientos sísmicos cercanos a la falla, lazos histéricos con significativo “pinching” y deterioro de resistencia y/o de rigidez, y, para sistemas con baja resistencia (resistencia de fluencia / resistencia elástica <0.2), añádase a esto que la regla de igualdad de desplazamientos parece no dar resultados satisfactorios para suelos suaves. En estas condiciones, el espectro inelástico debería ser modificado o corregido.

3.6 EL METODO N2 EXTENDIDO

Se han resumido hasta ahora el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40), el Método de los Coeficientes (FEMA-273 y FEMA 356), el Método N2 (EC-8, CEN-2005) y el Análisis Pushover Modal (Goel y Chopra, 2000), como procedimientos

de análisis estático no lineal; de los cuales los tres primeros predicen una respuesta inelástica bastante confiable cuando las edificaciones vibran principalmente en el primer modo, mientras el PMA es el único que toma en cuenta los efectos de los modos superiores a través de la realización de varios análisis pushover usando la distribución de fuerzas para cada modo, pero es lo bastante extenso y complejo como para llevarlo a la práctica diaria de la evaluación y verificación de estructuras. Fafjar y Kreslin (2011) propusieron *extender el método N2* para tomar en cuenta los efectos de los modos superiores en elevación (por la altura del edificio) y en planta (por la irregularidad geométrica de la planta).

En el N2 Extendido los efectos de los modos superiores son evaluados por la corrección de factores basados en la envolvente de resultados obtenidos por el Método N2 básico detallado en la sección anterior y el usual Análisis Modal Espectral. Como en el presente estudio se considerará solamente los efectos de los modos superiores debidos a la elevación o altura de la estructura, la descripción del N2 Extendido se lo hará enfocándose en los factores de corrección correspondientes.

3.6.1 DESCRIPCIÓN DEL N2 EXTENDIDO

En el desarrollo del Método N2 Extendido, para que sea aplicable a estructuras con importantes efectos de los modos superiores se ha tratado de conservar el procedimiento tan simple como sea posible. El problema de los modos superiores es resuelto usando factores de corrección que están basados en el análisis modal elástico. Dos aproximaciones: una que toma en cuenta *los efectos de los modos superiores en planta* propuesta por Fafjar (2005) y otra que contabiliza los *efectos de los modos superiores en elevación* presentada por Fafjar y Kreslin (2011), han sido combinadas en un solo procedimiento que hacen posible el análisis de edificios de altura y con plantas asimétricas. A continuación se hará un resumen de la propuesta de los autores del método.

La extensión del método N2 para edificios de planta asimétrica, donde las influencias torsionales son importantes, y/o para edificios medianamente altos y altos donde los efectos de los modos superiores a lo largo de la elevación de la estructura son importantes, fue hecha asumiendo que las influencias de los modos más altos en el rango inelástico son las mismas que en el rango elástico.

Los efectos de los modos más altos o superiores son determinados por el análisis modal espectral estándar; estos efectos son aplicados en forma de factores de corrección, que son usados para ajustar los resultados obtenidos con el análisis pushover usual. Se asume que la estructura permanece en el rango elástico cuando vibra en los modos más altos o superiores, y que las demandas sísmicas en los diferentes puntos en el techo y en los centros de masas a lo largo de la elevación, *pueden ser estimadas como la combinación de las demandas determinadas por análisis pushover que no toman en cuenta los efectos de los modos superiores y las demandas normalizadas determinadas por análisis modal elástico que incluyan los efectos de los modos superiores.* Típicamente, el análisis pushover controlaría el comportamiento de aquellas partes de la estructura donde las mayores deformaciones plásticas ocurren, mientras el análisis elástico determinaría la demanda sísmica en aquellas partes en elevación donde los efectos de los modos superiores son importantes. Los efectos de los modos superiores en planta y en elevación pueden ser considerados simultáneamente por dos sets de factores de corrección.

El procedimiento a seguir para la aplicación del método *N2 Extendido* para la contabilización de **efectos de los modos superiores (con un mayor énfasis en elevación que en planta)** desarrollado por Fafjar y Kreslin (2011) es el siguiente:

- 1) Realizar el análisis N2 básico (Fafjar, 2000)**, detallado en la sección 3.6 de la presente memoria. En el caso de un edificio de planta asimétrica, cualquiera de los dos modelos siguientes pueden ser usados, ya sea el 2D (uno por cada dirección horizontal) o un modelo 3D. Las cargas son aplicadas en los centros de masa independientemente en cada una de las dos direcciones, en cada dirección con signo positivo y negativo. El

desplazamiento target d_t (la demanda de desplazamiento en el centro de masas del techo) es determinado para cada una de las dos direcciones horizontales (se escoge el valor más grande de los dos valores, obtenidos para los signos + y -). Se asume por ahora que el efecto de los modos superiores en el desplazamiento target (techo) es despreciable.

2) Realizar el análisis modal estándar del modelo matemático 3D, independientemente por excitación en las dos direcciones horizontales, considerando todos los modos relevantes, y luego combinar los resultados conforme a la regla SRSS. A continuación se determinan los desplazamientos del techo por cada pórtico o para el muro de cortante en planta (en caso de existir) y se normalizan dichos resultados de tal forma que el desplazamiento del techo en el centro de masas sea igual al desplazamiento target, utilizando el factor $c_{NORM} = d_t/d_{t, \text{análisis modal espectral}}$. De esta manera todos los resultados relevantes determinados por el análisis modal elástico (desplazamientos y derivas de piso en el C.M. de cada piso) serán multiplicados por el factor c_{NORM} , donde $d_{t, \text{análisis modal espectral}}$ representa el desplazamiento del techo en el C.M. obtenido por el análisis modal elástico.

3) Determinar la demanda sísmica utilizando los resultados de los pasos 1 y 2. Esta demanda puede ser obtenida aplicando dos sets de factores de corrección: una para desplazamientos (*en planta*) y la otra para derivas de piso (*en elevación*). El set determinado para desplazamientos en planta aplica también para las derivas de piso. En esta forma, el factor de corrección resultante para la deriva de piso en un nivel particular, y en una posición definida en planta, es obtenida como producto de dos factores de corrección. Los factores de corrección son definidos por cada dirección horizontal separadamente, y son aplicados a los relevantes resultados de los análisis pushover.

3.a. El factor de corrección para desplazamientos debido a torsión c_T , es definido como el radio entre los desplazamientos de techo normalizados obtenidos por

análisis modal elástico (paso 2) y aquellos obtenidos por el análisis pushover (paso 1).

El desplazamiento de techo normalizado es el desplazamiento de techo en una posición arbitraria dividido para el desplazamiento de techo en el centro de masas. Si el desplazamiento de techo normalizado obtenido del análisis modal elástico es menor que 1.0, entonces el valor 1.0 es usado, esto es ninguna de-amplificación debida a torsión es tomada en cuenta. Estos factores de corrección dependen de la localización en planta.

3.b. *El factor de corrección para derivas de piso debido a los efectos de los modos superiores en elevación c_E es definido como el cociente entre las derivas de piso normalizadas obtenidas del análisis modal elástico (paso 2) y los resultados obtenidos del análisis pushover (paso 1).* Como en el caso de la torsión ninguna de-amplificación es tomada en cuenta si este radio es menor que 1.0. Un factor de corrección es determinado por cada piso en las dos direcciones horizontales.

4) Los factores de corrección resultantes para derivas de piso aplican para todas las deformaciones locales (rotaciones de juntas). También aplican a las fuerzas internas, con tal que las fuerzas internas no excedan la capacidad portante del miembro estructural; en tal caso, una fuerza interna puede ser estimada desde las deformaciones tomando en cuenta las relaciones fuerza-deformación pertinentes.

En el caso de utilizar un modelo estructural 2D los resultados obtenidos por el método N2 Extendido representan una envolvente de los resultados pushover y de los resultados del análisis modal espectral normalizado. En el caso de plantas asimétricas o modelos 3D, la demanda sísmica en los diferentes puntos del techo y en los centros de masas a lo largo de la altura de la edificación, determinadas de acuerdo con el procedimiento propuesto, representa dicha envolvente. En otros puntos, los resultados son mayoritariamente cercanos a la envolvente.

Las dos partes esenciales del procedimiento propuesto, esto es, la determinación del desplazamiento target y la distribución de la demanda sísmica, no están acopladas, y son realizadas independientemente. Por ello el procedimiento que es usado en el método N2 Extendido, para la distribución de la demanda sísmica puede ser empleado con cualquier aproximación para determinar el desplazamiento target. Hay que anotar además, que en todos los casos, los resultados del análisis pushover corresponden a la carga lateral en una dirección horizontal, mientras que los resultados del análisis modal espectral, usados para corrección de los resultados del pushover, corresponden a los resultados combinados para las dos direcciones horizontales del movimiento del suelo.

Finalmente la gran mayoría de limitaciones que acompañan al Método N2 básico aplican igualmente al N2-Extendido, añadiéndose la aproximación que la estructura permanece en la región elástica mientras vibra en los modos más altos, aproximación que según Fajfar y Kreslin (2011) parece introducir cierto conservatismo que se incrementa con el incremento de las deformaciones plásticas. Finalmente, a pesar de las muchas simplificaciones que envuelven al método N2 (Básico y Extendido) y a los otros procedimientos (CSM, Métodos de los Coeficientes, MPA) basados en la técnica pushover, y de las muchas limitaciones que aplican, todos proveen una cantidad de información considerable acerca de la respuesta estructural en el rango inelástico.

CAPÍTULO 4

DEFINICIÓN DE UN CASO DE ESTUDIO PARA DISEÑO Y ANÁLISIS CONSIDERANDO LA AFECTACIÓN DE LOS MODOS SUPERIORES

4.1. MODELAMIENTO DEL EDIFICIO Y PARÁMETROS DE DISEÑO

En este capítulo se describe el modelamiento y el Análisis Modal Espectral del edificio de prueba (caso de estudio). El edificio elegido es uno de hormigón armado con 14 pisos, con un sistema resistente a carga lateral basado en pórticos; el modelo del edificio escogido para el presente estudio considera simetría en planta en las dos direcciones principales, y no toma en cuenta los posibles efectos de la cimentación, pues como se ha mencionado en los capítulos anteriores, el objeto de este trabajo es esencialmente aplicar el *Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos* y el *Método N2* (para verificación del diseño), que contabilizan los efectos de los modos superiores debidos principalmente a la altura de una edificación.

Se realiza el Análisis Modal Espectral (conocido también Análisis Multimodal o Análisis Modal Espectral), con un doble objetivo, primero para comparar sus resultados con los que pudiera producir el Método DDBD, y luego, para tener una idea de las características dinámicas elemento del edificio propuesto. El modelo matemático corresponde a uno espacial, y el software que se utilizará para su resolución es el ETABS versión 2010. Las demandas sísmicas estarán dadas por el espectro elástico de diseño, proporcionado por el proyecto de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, aplicables a un perfil de suelo, característico de la ciudad de Quito.

La planta y la elevación del edificio que se utiliza como caso de estudio, se muestra en la Fig. 4.1. El piso tipo tiene una altura de 3.40 m. con la excepción del primer piso que tiene una altura de 4.40 m. Para obtener la geometría del edificio se ha realizado un pre-diseño, cuyos detalles más importantes se muestran más adelante.

Hay que señalar sin embargo que, el verdadero caso de estudio estaría dado por la planta (las dimensiones en las direcciones X e Y) y la elevación del edificio (el número de pisos), la ciudad donde se sitúa y el tipo de suelo donde se asienta, pues se reconoce que las secciones de los elementos podrían resultar diferentes, tanto si se aplica el Método Modal Espectral como el Método Basado en Desplazamientos, debido a las características y condicionamientos propios de estos métodos, analizados en los capítulos 2 y 3 de la presente memoria. Las principales características del edificio a analizar son las siguientes:

Uso del Edificio: **Vivienda**

Importancia: **Normal**

Ubicación: **Quito**

Tipo de Suelo: **Denso**

Espectro de diseño: **NEC-11**

Objetivo del Desempeño: **Control de Daños (NEC-11)**

Sismo de Diseño: **Probabilidad 10% de excedencia en 50 años (\approx Sismo Raro)**

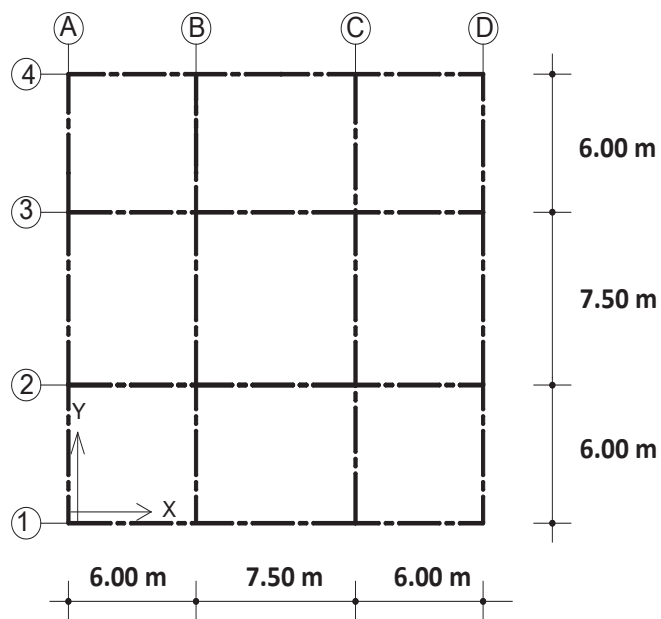
Sistema de Piso: **Losas armadas en dos direcciones de 25 cm.**

Rigidez Lateral: **Proporcionada por pórticos espaciales resistentes momentos, no intervienen las paredes.**

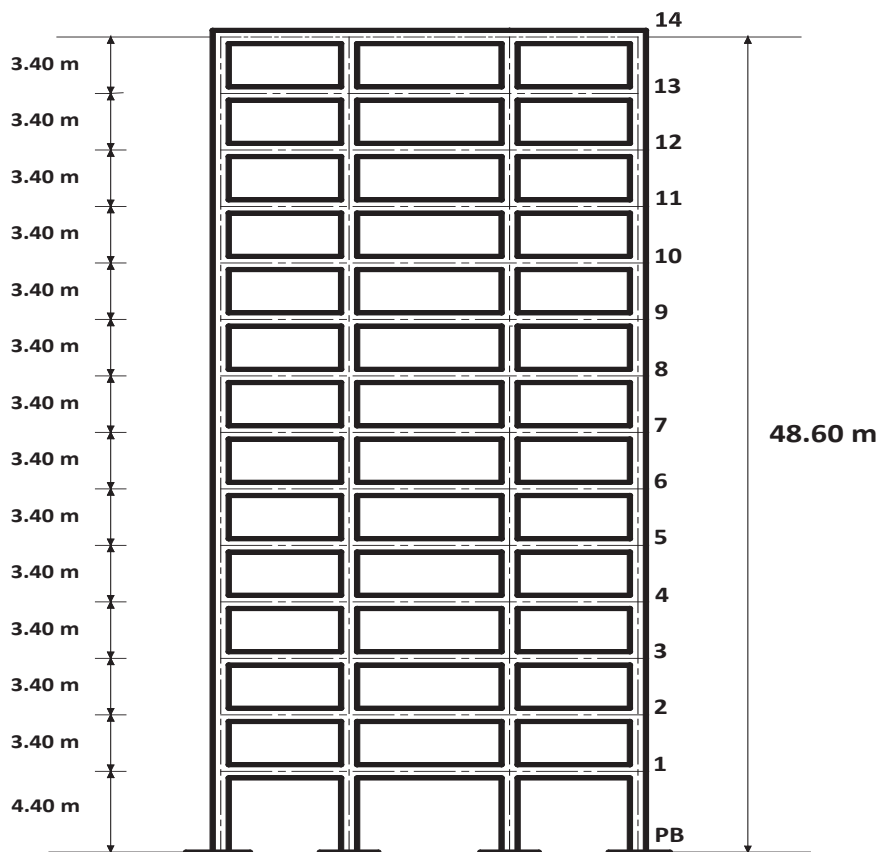
Resistencia Característica de los Materiales: **$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

Módulos de Elasticidad hormigón: **$E_c = 12500(f'c)^{0.5} = 209165 \text{ kg/cm}^2$.**

Módulo de Elasticidad acero de refuerzo: **$E_s = 2'038000 \text{ kg/cm}^2$**



PLANTA



ELEVACIÓN

FIGURA 4.1. Planta y Elevación del edificio en estudio.

4.1.1 PREDISEÑO DEL EDIFICIO

1) Cargas:

a) **Carga Viva: 250 kg/m²**

b) **Carga Muerta:**

-Losa alivianada de 25 cm de espesor:

Cálculo del peso propio de una losa alivianada de 25 cm por m²

$$\text{- Loseta de 5 cm} = 1.0 \times 1.0 \times 0.05 \times 2.4 = 120.00 \text{ kg}$$

$$\text{- Nervios de } 0,10 \times 0,20 = 2 * (1.0 * 0.10 * 0.20 + 0.80 * 0.10 * 0.20) * 2.4 = 172.80 \text{ kg}$$

$$\text{- 8 Bloques de } 40 \times 20 \times 20 \text{ cm} = 8 \times 14.75 = 118.00 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total de la losa de 25 cm} = 410.80 \text{ kg/m}^2$$

Adoptado 450 kg/m².

$$\text{- Peso propio losa de 25 cm} = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Paredes divisorias} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Recubrimientos} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Carga Muerta Total Losa} = 780 \text{ kg/m}^2$$

-Vigas:

Longitud de vigas por piso = 156 m.

Sección asumida = 40x70 cm.

Área del piso = 380.25 m².

$$\text{- Peso propio Vigas / piso} = 104.83 \text{ T}$$

$$\text{- Peso distribuido} = 0.275 \text{ T/m}^2$$

-Columnas:

Altura libre = 3.15 m.

Sección asumida para una columna interior = 110x110 cm.

Sección asumida para una columna exterior = 80x80 cm.

$$\text{- Peso por columna interior} = 9.15 \text{ T}$$

$$\text{- Peso por columna exterior} = 8.84 \text{ T.}$$

2) Prediseño de Columnas:

Para el pre-dimensionado de columnas se asume lo siguiente:

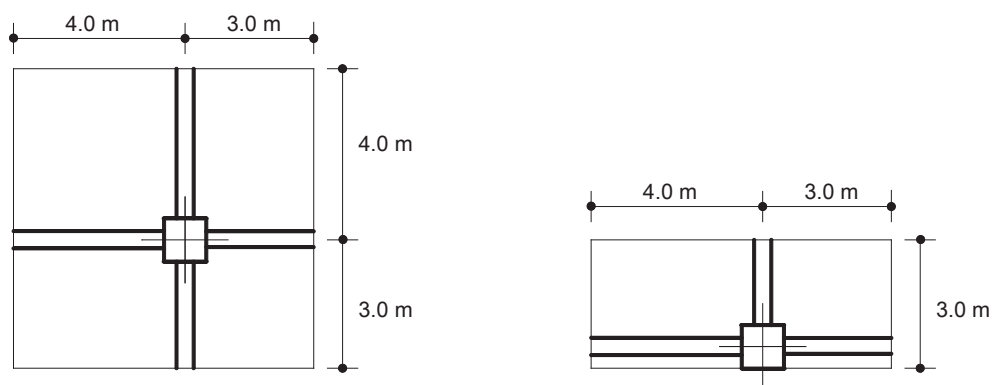
- La carga axial última P_u debe ser menor a ϕP_b , siendo $\phi P_b \approx P_o/3$, donde P_o es la carga de compresión axial máxima que resiste una columna y P_b la carga balanceada;
- La condición más crítica M_u-P_u , debe ser resistida por la columna (a chequearse en el diseño definitivo);
- El porcentaje de acero en las secciones debe estar entre el 1 y el 2.5%.

Las ecuaciones utilizadas son:

$P_o = 0.85(f'_c \cdot A_g + A_{st} \cdot f_y)$, siendo A_g el área de la sección de hormigón y A_{st} el área del refuerzo longitudinal;

$P_u = 1.4D + R(1.7L)$; siendo D la carga muerta por m^2 , L la carga viva por m^2 , y R el factor de reducción de cargas vivas e igual a 0.40 en áreas mayores a 20 m^2 .

a) Columnas Interiores: Ejes B2, B3, C2, C3 (ver Fig. 4.2 y Tabla 4.1))



AREA COOPERANTE COLUMNA INTERIOR

AREA COOPERANTE COLUMNA EXTERIOR

FIGURA 4.2. Áreas tributarias Columna Interior B2 y columna Exterior C1

Área colaborante Columna B2 = $6.75 \times 6.75 = 45.56 \text{ m}^2$

Carga Axial B2 un piso = $1.4 [(0.780 + 0.275)45.56 + 9.15] + (0.4)(1.7)[0.25 \times 45.56] =$

Carga Axial B2 un piso= 87.85 T

Carga Axial B2 14 Pisos = 1229.86 T.

Suponiendo una columna de 110x110 cm y un porcentaje de acero $\rho = 2.0\%$, se tiene: $\phi P_b = 0.85[280 \times 110 \times 110 + 0.02 \times 110 \times 110 \times 4200]/3 = 1247.91 \text{ T} > 1229.86 \text{ T}$ ok

TABLA 4.1. Prediseño de columnas interiores

Piso	BxH (cm)	Pu (T)	ρ (%)	ΦP_b (T)
PB	110x110	1229.86	2.0	1247.91
1	110x110	1142.05	1.5	1175.92
3	100x100	966.35	1.5	971.83
6	90x90	702.8	1.0	738.99
9	80x80	439.25	1.0	583.89
11	70x70	263.55	1.0	447.04
13	60x60	87.85	1.0	328.44

b) Columnas Exteriores: Ejes B1, C1, B4, C4 (ver Fig. 4.2 y Tabla 4.2).

Área colaborante Columna B1 = $6.75 \times 3 = 20.25 \text{ m}^2$

Carga Axial B2 un piso = $1.4 [(0.780 + 0.275)20.25 + 4.84] + (0.4)(1.7)[0.25 \times 20.25] =$

Carga Axial columna B2 un piso = 40.13 T

Carga Axial B2 14 Pisos = 561.82 T

Suponiendo una columna de 80x80 cm y un porcentaje de acero $\rho = 1.0\%$, se tiene: $\phi P_b = 0.85[280 \times 80 \times 80 + 0.01 \times 80 \times 80 \times 4200]/3 = 583.89 \text{ T} > 561.82 \text{ T}$ ok

TABLA 4.2 Prediseño de columnas exteriores

Piso	BxH (cm)	Pu (T)	ρ (%)	ΦP_b (T)
PB	80x80	561.82	1.00	583.89
1	80x80	521.69	1.00	583.89
3	70x70	441.43	1.00	447.04
6	60x60	321.04	1.00	328.40
9	50x50	200.65	1.00	228.03
11	40x40	120.39	1.00	145.97
13	35x35	40.13	1.00	111.76

3) Prediseño de Vigas:

El procedimiento para predimensionar vigas se basa en calcular las áreas cooperantes a las mismas, con las cuales se podrá obtener una carga uniforme (Figura 4.3): $q_u = \text{Area Coop.} [1.4D+1.7L]$, que servirá para la obtención de momentos debidos a las cargas verticales.

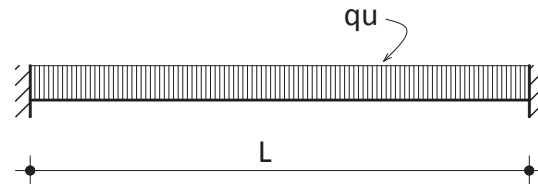


FIGURA 4.3. Pre-dimensionado de Vigas

Se asume que el Momento que absorbe la viga es el 70 % del Momento Último y que el resto lo absorbe la losa. Se calculan los momentos negativos por carga vertical y sismo; los momentos por sismo serán:

$M_{\text{sismo}} = f \cdot M_{\text{carga vertical}}$, donde f tiene valores de 1 para pisos superiores, entre 1.22 y 1.5 para pisos inferiores y 3 para luces cortas (Yépez, 2009). Finalmente con $M_{\text{diseño}} = M_{\text{vertical}} + M_{\text{sismo}}$, y suponiendo una sección de viga $b \times h$ se determinan las cuantías de acero.

a) Vigas Interiores Eje 2:

Ancho colaborante = 6.75 m

$q_u = 6.75 [1.4(0.78+0.275)+1.7(0.25)] = 12.84 \text{ T/m}$

Asumiendo $f = 1.22$

Momento Negativo Carga Vertical = $0.70 (12.84 \times 7.5^2 / 11) = 45.96 \text{ T.m}$

Momento Negativo Sismo Vigas Inferiores = $1.22 \times 45.96 = 56.07 \text{ T.m}$

Momento Negativo Sismo Vigas Superiores = 45.96 T.m

Momento de Diseño Vigas Inferiores = $45.96 + 56.07 = 102.03 \text{ T.m}$

Momento de Diseño Vigas Superiores = $45.96 + 45.96 = 91.92 \text{ T.m}$

TABLA 4.3. Predimensionado de Vigas

Viga	bxh (cm)	Momento Diseño (T.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	As total (cm ²)
Inferior	40x70	102.03	36.98	11.50	47.48
Inferior Rediseño	40x80	102.03	41.67	0.00	41.67
Superior	40x70	91.92	35.85	7.00	42.85
Superior Rediseño	40x80	91.92	36.95	0.00	36.95

Con estas dimensiones de referencia, y ajustando algunas secciones, se puede establecer la geometría inicial del edificio en elevación, la misma que se observa en la Fig. 4.4; definido esto se puede realizar el Análisis Modal Espectral.

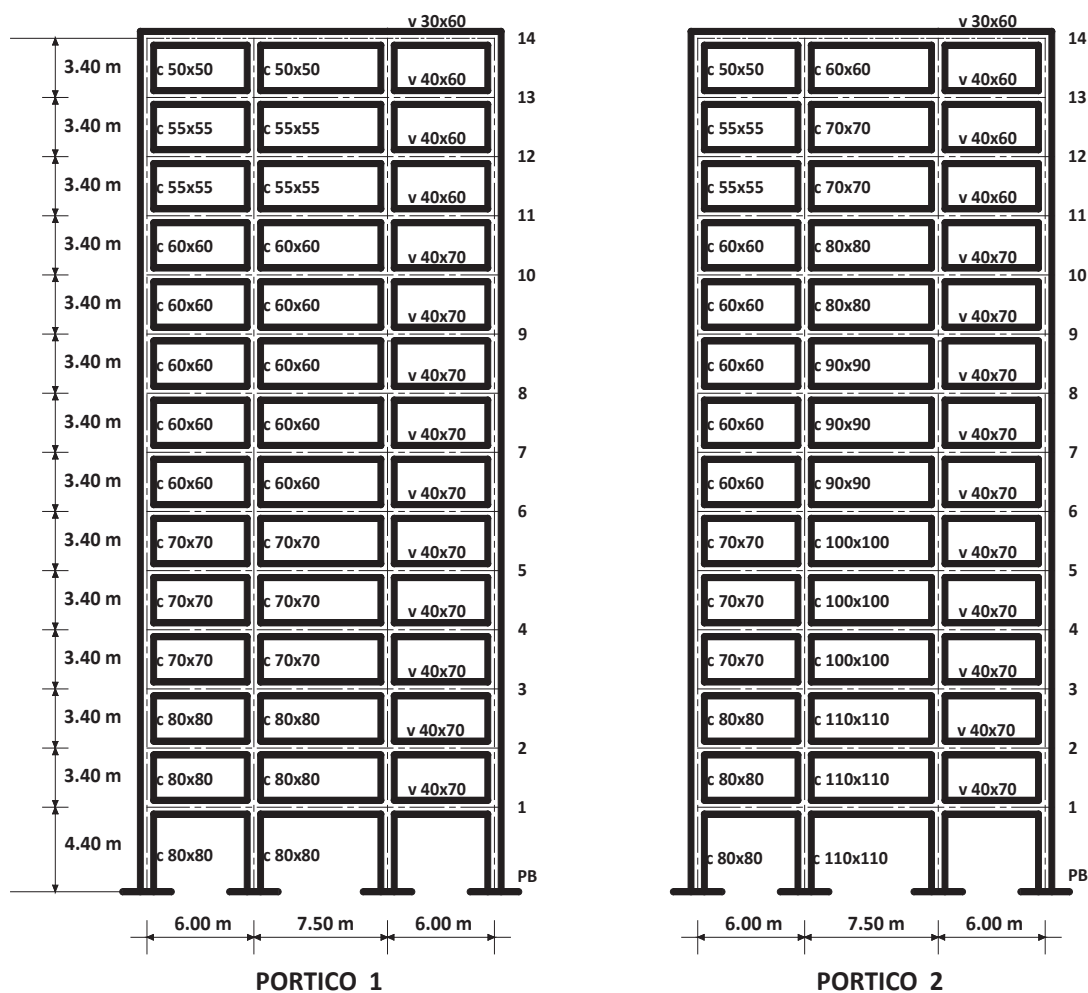


FIGURA 4.4 Geometría de los Pórticos a analizar

4.2 REALIZACIÓN DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

4.2.1 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES SEGÚN LA NEC-11

Un estudio de Microzonificación Sísmica realizado para el Municipio de Quito (2012), por la consultora colombiana CAPRA, que próximamente se hará público, y al que el autor de esta memoria tuvo acceso; considera que el suelo de cimentación (hasta 20m. de profundidad) del Distrito Metropolitano de Quito, en general está compuesto por limos de baja plasticidad, arcillas y arenas limosas, salvando el caso del sector Turubamba que presenta características de una turba, lodo o suelo orgánico. Dicho estudio obtuvo velocidades de ondas de corte promedio de hasta 300m/s en la superficie y entre 150 y 180 m/s a 20 metros de profundidad, con un periodo promedio de 0.3 segundos. Siguiendo con el estudio referido, el amortiguamiento máximo que presenta el suelo de Quito es del 15%, y dinámicamente tiene un comportamiento bastante uniforme, con poca diferencia entre las clases de suelos predominantes; además caracteriza a los suelos del norte de Quito como algo más rígidos que los del sur, que son más blandos y plásticos.

Hasta tanto se vuelva público y obligatorio dicho documento, la información anterior servirá para elegir un tipo de suelo adecuado para la ciudad de Quito, dentro de las opciones que establece la NEC-11. El proyecto de normativa NEC-11 establece algunos criterios para clasificar los suelos, así para los perfiles de suelo tipo **C y D** son los siguientes:

Suelo Tipo C:

- Velocidad de las ondas de corte V_s , entre 360 y 760 m/s;
- Número de golpes del ensayo de penetración estándar mayor que 50;
- Resistencia al corte no drenado S_u , mayor que 100 kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).

Suelo Tipo D:

- Velocidad de las ondas de corte V_s , entre 180 y 360 m/s;
- Número de golpes del ensayo de penetración estándar entre 15 y 50;

-Resistencia al corte no drenado S_u , entre 100 y 50 kPa (≈ 1 y 0.5 kgf/cm^2).

Con lo expuesto, se podría decir que en general el suelo de la ciudad de Quito calificaría como tipo D, sin embargo el valor promedio de la resistencia a cortante no drenada que asigna la NEC-11 a este tipo de suelo es muy bajo, si se compara con valores reales de los suelos de Quito, por esta razón se ha creído conveniente considerar en el presente estudio el perfil de suelo Tipo C.

Para la obtención del espectro elástico, las ecuaciones y los datos necesarios son tomados del proyecto de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11, y son los siguientes:

- Factor de Zona Sísmica, **$Z = 0.40g$** (Ciudad Quito, Zona Sísmica V);
- Factor que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio), **$F_a = 1.2$** ;
- Factor que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio), **$F_d = 1.3$** ;
- Factor que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, **$F_s = 1.3$** ;
- Para **$0 \leq T \leq T_c$** , **$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$** , **(4.1)**

donde $\eta = S_a/Z$, en roca, y para las provincias serranas $\eta = 2.48$, y T_c es el periodo de esquina para el espectro de aceleraciones definido como:

$$T_c = 0.55 F_s \cdot F_d / F_a. \quad (4.2)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones anteriores esto se obtiene:

$$T_c = 0.55 \times 1.3 \times 1.3 / 1.2 = 0.775 \text{ s.}, \text{ y } S_a = 2.48 \times 0.40g \times 1.2 = 1.19g.$$

$$\text{- Para } T > T_c, \quad S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_c / T)^r \quad (4.3)$$

donde $r = 1$ para perfil de suelo tipo C, y S_a para $T > T_c$ toma el siguiente valor:

$$S_a = 2.48 \times 0.40g \times 1.2 (0.775/T)^1 = 0.9219g/T.$$

- Para periodos de vibración menores o iguales a T_0 (en el inicio de la zona de aceleración constante), la NEC-11, y solo con fines de la realización del análisis dinámico, establece que para periodos de vibración diferentes al fundamental, el valor de S_a es:

$$T_0 = 0.10 F_s F_d / F_a \quad (4.4)$$

$$S_a = Z \cdot F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad (4.5)$$

$$\text{En } T = 0 \text{ s. ; } S_a = Z \cdot F_a, \quad (4.6)$$

Reemplazando valores se obtiene:

Para $T_0 = 0.10 \times 1.3 \times 1.3 / 1.2 = 0.141 \text{ s.}$; se obtiene

$$S_a = 0.4 \cdot g \times 1.2 \left[1 + (2.48 - 1) \frac{T}{0.141} \right] = [0.48 + 5.045 T]g; \text{ y}$$

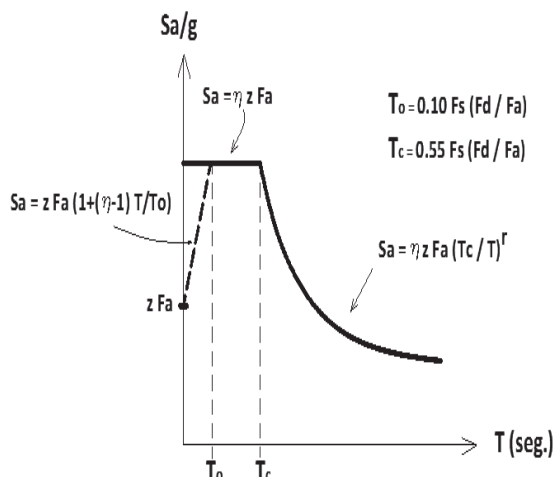
$$\text{en } T = 0 \text{ s, } S_a = 0.4g \times 1.2 = 0.48g$$

- Finalmente, el factor de Resistencia Sísmica R, adoptado para pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, de acuerdo con la NEC-11 es igual a 6.

Los datos obtenidos anteriormente se pueden resumir en la Tabla 4.4, y el espectro elástico de aceleraciones de respuesta, para un 5% de amortiguamiento viscoso, para la ciudad de Quito, en un sitio con características de suelo del Tipo C, elaborado siguiendo los lineamientos de la NEC-11, se muestra en al Fig. 4.5.

TABLA 4.4. Resumen de datos para el Espectro Elástico de Diseño

Ciudad:	Quito
Perfil Suelo:	C
Fa =	1.2
Fd =	1.3
Fs =	1.3
Z =	0.40.g
To =	0.141 s.
Tc =	0.775 s.
η =	2.48
r =	1
Sa para T < To es	0.48g + (5.044 T)g
Sa para 0 ≤ T ≤ Tc es	1.1904 g
Sa para T > Tc es	0.9221 g/T



Espectro de aceleraciones de diseño (NEC-11)

T seg.	Sa g
0.0000	1.1904
0.4000	1.1904
0.5000	1.1904
0.6000	1.1904
0.7000	1.1904
0.7746	1.1904
0.8000	1.1526
1.0000	0.9221
1.1000	0.8382
1.2000	0.7684
1.3000	0.7093
1.4000	0.6586
1.5000	0.6147
1.6000	0.5763
1.7000	0.5424
1.8000	0.5123
1.9000	0.4853
2.0000	0.4610
2.1000	0.4391
2.2000	0.4191
2.3000	0.4009
2.4000	0.3842
2.5000	0.3688
2.6000	0.3546
2.7000	0.3415
3.0000	0.3074
3.5000	0.2634
4.0000	0.2305

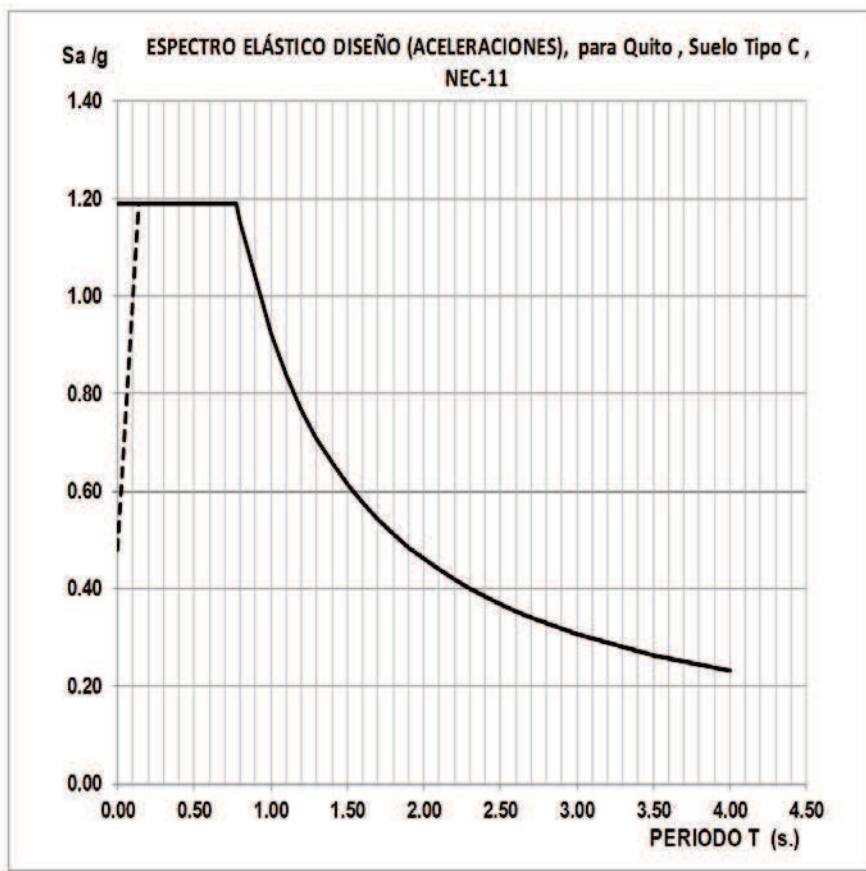


FIGURA 4.5 Espectro Elástico de Diseño, para Quito, para un suelo Tipo C.

4.2.2 CÁLCULO DE LAS MASAS E INERCIA ROTACIONALES:

Se utiliza el programa ETABS versión 2010, para la corrida del Análisis Modal Espectral, en tal virtud el peso propio de los elementos vigas y columnas los calculará el programa, siendo necesario calcular la masa aportada por el peso de los elementos estructurales adicionales (losa, paredes y acabados), que intervienen en el análisis dinámico del edificio, además y de acuerdo con el proyecto de normativa NEC-11, se debe considerar el 25% de la carga viva como aportante a la masa total. El Centro de Masas de las losas se halla ubicado en el centro geométrico de las mismas, esto es, en las coordenadas (9.75, 9.75) de todos los pisos; y será en estos puntos donde se aplicarán las masas correspondientes a los entrepisos y a la cubierta. El cálculo de las masas y las inercias rotacionales de entrepisos y cubierta está dado por:

a) Cubierta:

Área de cubierta = $19.50 \times 19.50 = 380.25 \text{ m}^2$;

Vigas de cubierta adoptadas 30X60 cm;

Longitud total de vigas de 30x60 cm (entre apoyos) = 143 m

Peso de vigas embebidas en la losa = $143 \times 0.30 \times 0.25 \times 2.4 = 25.74 \text{ T}$.

-Peso losa 25 cm = $450 \text{ kg/m}^2 \times 380.25 \text{ m}^2 = 171.11 \text{ T}$

-Acabados = $80 \text{ kg/m}^2 \times 380.25 \text{ m}^2 = 30.42 \text{ T}$

Peso Por Carga Muerta = 201.53 T

25% por Carga Viva = $0.25 \times 0.25 \times 380.25 \text{ m}^2 = 23.76 \text{ T}$

Peso de vigas embebidas en la losa = -25.74 T

Peso Total Cubierta = 199.55 T

Masa Cubierta = *Peso/gravedad* = $20.34 \text{ Ts}^2/\text{m}$

b) Entrepisos:

Área de piso = $19.50 \times 19.50 = 380.25 \text{ m}^2$

Vigas de entrepiso adoptadas 40X65 cm (promedio);

Longitud total de vigas de 40x65 cm (promedio en los 13 pisos) = 1796 m

Peso de vigas embebidas en la losa = $1796 \times 0.40 \times 0.25 \times 2.4 / 13 = 33.16 \text{ T}$.

-Peso losa 25 cm =	450 kg/m ² x 380.25 m ² =	171.11 T
-Acabados =	80 kg/m ² x 380.25 m ² =	30.42 T
-Paredes =	250 Kg/m ² x380.25 m ² =	95.06 T
<i>Peso por Carga Muerta</i>		= 296.59 T
<i>25% Carga Viva =</i>	0.25x0.25x380.25 m ² =	23.76 T
<i>Peso Total Entrepiso</i>		= 320.35 T
<i>Peso de Vigas embebidas en la losa</i>		= -33.16 T
<i>Peso Total Entrepiso =</i>		= 287.19 T
<i>Masa Entrepiso = Peso/gravedad</i>		= 29.27 Ts²/m

2. Cálculo de las Inercias Rotacionales:

Para secciones rectangulares la Inercia Rotacional I_m es igual a:

$$I_m = m (a^2 + b^2) / 12 \quad (4.7)$$

siendo m la masa del piso, a el largo y b el ancho del piso. Obteniéndose los siguientes valores para el entrepiso y la cubierta:

Cubierta: $I_m = 1289.05 \text{ Ts}^2\text{m}$

Entrepiso : $I_m = 1854.99 \text{ Ts}^2\text{m}$

4.2.3 CARGAS VERTICALES, SÍSMICAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Las cargas verticales consideradas provienen del peso propio de los elementos, cargas muertas adicionales (paredes, acabados) y la carga viva (250Kg/m²), estas últimas cargan directamente las vigas conforme su área de influencia.

La acción sísmica dinámica (dada por el Espectro) se ha aplicado únicamente en la dirección X, con el único fin de facilitar la comparación con el Método Basado en Desplazamientos que es básicamente planar, además el edificio en estudio es

completamente simétrico, lo que provoca respuestas similares en las direcciones X e Y.

El factor de reducción de respuesta estructural R, para sistemas estructurales dúctiles, establecido en la normativa NEC-11, está asociado con las cargas sísmicas en el estado último, con ello las combinaciones de carga recomendadas para diseño pueden ser aquellas dictadas por la ACI-2002 (o similares, como las proporcionadas por la NEC-11):

$$U1 = 1.2D+1.6L \quad (4.8.a)$$

$$U2 = 1.2D+1.0L \pm 1.0E \quad (4.8.b)$$

$$U3 = 0.9D \pm 1.0E \quad (4.8.c)$$

donde D, L y E son las cargas muerta, viva y sísmica (en la dirección considerada).

Cuando se contabilizan los efectos ortogonales (X e Y) de la acción sísmica en forma concurrente, se puede usar la siguiente combinación:

$$E = E_x + 0.30E_y \quad (4.9)$$

Mientras que la regla para la combinación de los valores máximos de los efectos, debidos a las acciones sísmicas E_x y E_y , cuando son aplicadas en forma independiente, es la siguiente:

$$E = [E_x^2 + E_y^2]^{0.5} \quad (4.10)$$

Además, se debe mencionar que se ha utilizado la regla CQC (Combinación Cuadrática Completa) para la combinación de las respuestas modales máximas.

4.3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

4.3.1 PERIODOS, MASAS EFECTIVAS Y FORMAS MODALES

Las propiedades básicas del edificio, como son: los periodos elásticos, las masas modales efectivas y el momento de masa efectiva están resumidas en la Tabla 4.5. Los tres periodos fundamentales de vibración, considerando las secciones agrietadas de los elementos (columnas el 80% y vigas el 50% de la sección bruta) son: 2.525 s. para el primero y segundo modos, y 1.951 s. para el tercer modo. Las masas modales efectivas indican que el primer modo es predominantemente traslacional en la dirección X, el segundo modo es traslacional en la dirección Y, y el tercer modo es predominantemente torsional (Fig. 4.6). Por los valores de los periodos, se trata de una estructura bastante flexible.

TABLA 4.5. Periodos Elásticos, Masas Efectivas, Momento de Masa Efectiva

MODO	Periodo (s)	Masa efectiva, UX (%)	Masa efectiva, UY (%)	Masa Efectiva, RZ (%)
1	2.525	73.01	3.08	0.00
2	2.525	3.08	73.01	0.00
3	1.951	0.00	0.00	76.55
4	0.877	2.35	8.76	0.00
5	0.877	8.76	2.35	0.00
6	0.700	0.00	0.00	11.21
7	0.500	0.82	3.83	0.00
8	0.500	3.83	0.82	0.00
9	0.413	0.00	0.00	4.59
10	0.326	2.54	0.04	0.00
11	0.326	0.04	2.54	0.00
12	0.276	0.00	0.00	2.53
13	0.237	1.54	0.00	0.00
14	0.237	0.00	1.54	0.00
15	0.205	0.00	0.00	1.49
16	0.179	0.54	0.67	0.00
17	0.179	0.67	0.54	0.00
18	0.159	0.00	0.00	1.06
Σ		97.19	97.19	97.43

Se necesitaron 58 modos para captar el 100% de la masa estructural, sin embargo solo se necesitan los primeros nueve modos para satisfacer los

requerimientos de la NEC-11 (la sumatoria de las masas modales efectivas deben contabilizar al menos el 90% de la masa total). En el presente estudio se han tomado en cuenta 18 modos (con el 97.19% de la masa total, en traslación) que son suficientes para realizar un análisis modal con resultados aceptables.

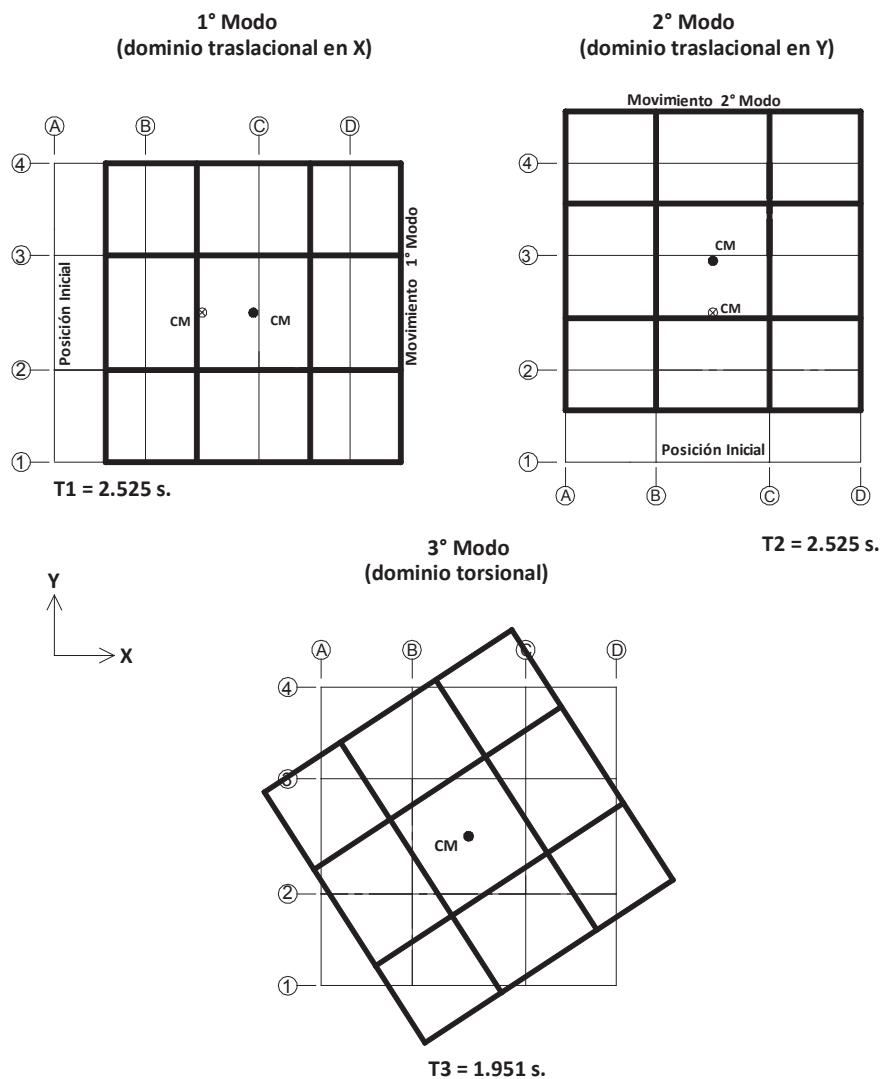


FIGURA 4.6 Modos de Vibración en planta y periodos (3 modos).

4.3.2 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS

En la cuantificación de derivas (y cortantes) se ha considerado una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del piso, perpendicular a la dirección del sismo. Para la obtención de los valores de los desplazamientos inelásticos y

derivadas máximas conforme se vio en la sección 2.3 de esta memoria, se utilizó la regla de la “Igualdad de Desplazamientos” (el desplazamiento del sistema inelástico es el mismo del sistema equivalente con la misma rigidez elástica e ilimitada resistencia) de Newmark (Ec. 2.12), que aplica para el edificio analizado, pues su periodo fundamental es mayor a 1 segundo ($T_1=2.52$ s). Esto es, si $R=1$, entonces $\Delta_{id} = \Delta_{ie}$ (los desplazamientos de diseño son iguales a los desplazamientos elásticos). Sin embargo, la NEC-11 recomienda que los desplazamientos máximos inelásticos o de diseño se deben reducir por 1.333 (o multiplicarse por 0.75), quizás esto pueda deberse a que *el valor real del factor R sea efectivamente más bajo (pequeño) que el valor R de diseño*, producto de que el periodo de diseño es calculado con una ecuación dependiente de la altura del edificio y no con un análisis racional. La NEC-11 no brinda una explicación a este respecto. Los resultados de los desplazamientos máximos y de las derivas de piso para el Nudo 16 (Fig. 4.7), incluyendo el factor 0.75 dictado por la NEC-11, se muestran en la Tabla 4.6.

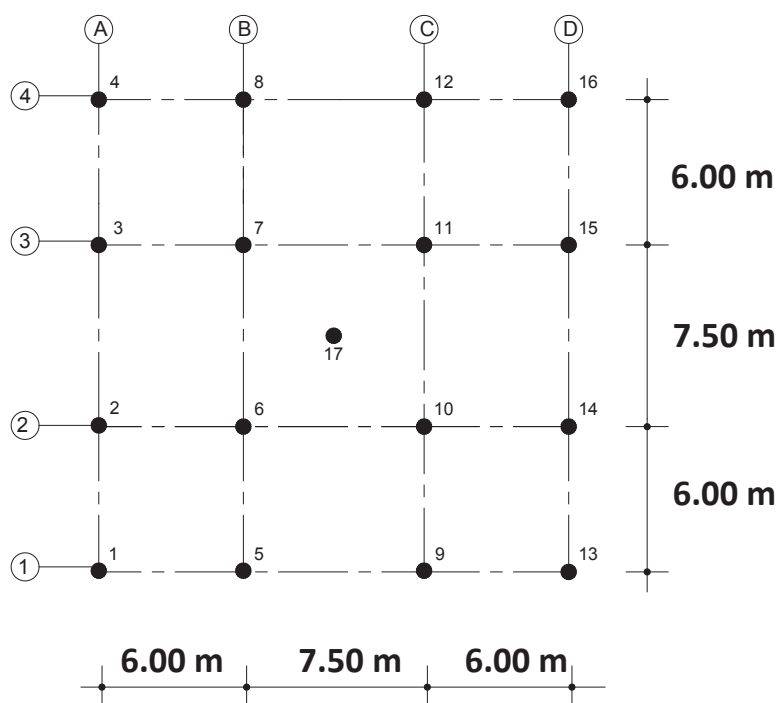


FIGURA 4.7 Nudos característicos por planta

TABLA 4.6 Desplazamientos Inelásticos y derivas máximas de piso, incluyendo el factor 0.75, según la (NEC-11).

Nudo Crítico: 16

Piso	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)	Deriva X *
14	0.6845	0.0803	0.0066
13	0.6621	0.0781	0.0093
12	0.6305	0.0749	0.0120
11	0.5899	0.0706	0.0125
10	0.5475	0.0661	0.0133
9	0.5026	0.0612	0.0144
8	0.4538	0.0557	0.0160
7	0.3999	0.0495	0.0174
6	0.3411	0.0424	0.0176
5	0.2815	0.0355	0.0186
4	0.2188	0.0281	0.0191
3	0.1542	0.0202	0.0183
2	0.0925	0.0126	0.0162
1	0.0379	0.0054	0.0087

* Cálculo Manual.

Las derivas máximas calculadas por el programa Etabs se presentan en la Tabla 4.7 (las derivas de piso multiplicadas directamente por el factor 0.75), donde se puede apreciar que la deriva máxima ocurre en el 4° piso, con un valor de 1.91%, que se acerca al límite máximo establecido por el código (NEC-11) o 2%; el valor de la deriva disminuye si no hay consideración de la excentricidad accidental en el análisis dinámico. Hay que señalar también que la deriva máxima no ocurrió en el Centro de Masas de las losas, sino en los nudos extremos (esquineros) de las mismas (Fig. 4.7). Los resultados de los desplazamientos inelásticos, y las derivas máximas de piso afectadas por el factor 0.75 de la norma NEC -11) que son calculados en la Tabla 4.6 se visualizan en la Fig. 4.8.

TABLA 4.7. Derivas Máximas de Piso en la Dirección X

Piso	Deriva Máxima Etabs Dirección X
14	0.0086
13	0.0120
12	0.0151
11	0.0152
10	0.0154
9	0.0161
8	0.0172
7	0.0182
6	0.0181
5	0.0188
4	0.0191
3	0.0182
2	0.0161
1	0.0086
0	0.0000

Nudos Críticos: 1, 4,13,16

La deriva de piso máxima en X = deriva del programa x 0.75

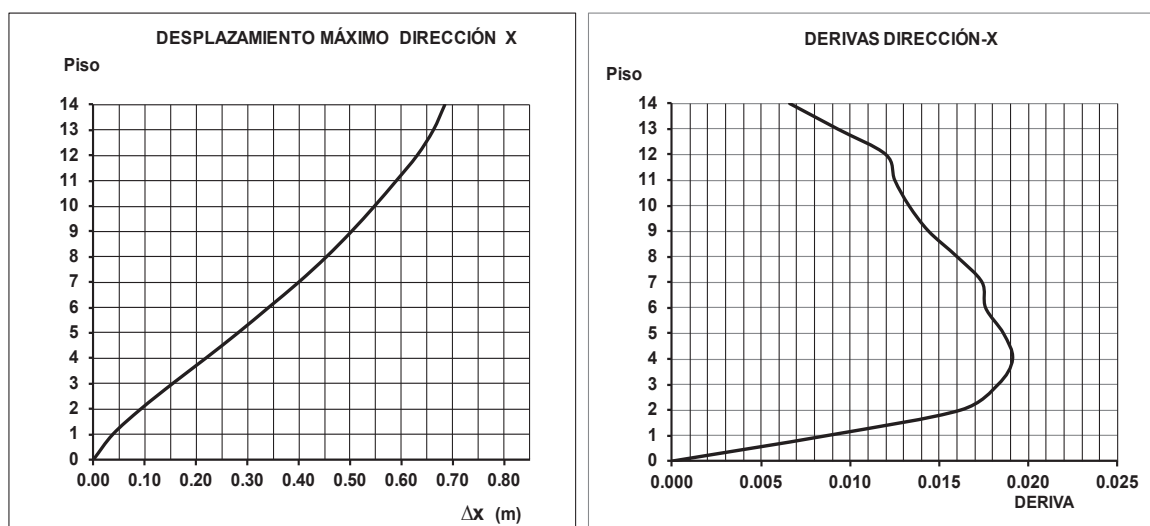


FIGURA 4.8. Desplazamientos y Derivas Máximas de Piso (NEC-11)

4.3.3 CORTANTES DE PISO

Para tener una idea del Cortante Basal como porcentaje del peso total de la estructura, se presenta el cálculo del peso total del edificio en la Tabla 4.8. Se incluyó el 25% de la carga viva, y se descontó el peso de las vigas embebidas en la losa.

TABLA 4.8. Peso Total del Edificio

Sección	Longitud (m)	Peso (T)
VIGA40X70	1560.00	922.45 *
VIGA40X60	468.00	244.03 *
VIGA30X60	156.00	61.93 *
COL110X110	44.80	130.24
COL100X100	40.80	98.03
COL90X90	40.80	79.40
COL80X80	161.60	248.49
COL70X70	149.60	176.12
COL60X60	217.60	188.21
COL55X55	81.60	59.31
COL50X50	40.80	24.51
Σ		2232.70

*Peso correspondiente a la longitud libre de vigas

Peso 13 Losas de Entrepiso =	3733.47 T	°
Peso Losa de Cubierta =	199.55 T	°
Peso Total =	6165.72 T	

° Incluye el 25% de carga viva

El peso total exacto del edificio calculado con el programa ETABS es **6098.15 T**.

Considerando el factor de reducción de respuesta estructural **R = 6**, la fuerza cortante de diseño en la base de la estructura obtenida por el Análisis Modal Espectral para la dirección X es $V_{bx} = 316.78 T$., como se muestra en la Tabla 4.9 y en la Fig. 4.9. El cortante basal como porcentaje del peso del edificio es igual a $316.78/6098.15 = 5.19\%$.

Resumiendo, el cortante basal de diseño obtenido con el Análisis Modal Espectral dio los siguientes resultados:

$$V_{bx} = 316.78 T$$

$$V_{bx} = 0.0519 W$$

Un rápido chequeo del cortante basal calculado, se puede realizar, comparándolo con dos valores límite, uno superior y otro inferior; el límite superior puede ser determinado multiplicando la *masa total por el valor de la aceleración espectral de diseño correspondiente al periodo fundamental*, mientras que el límite inferior

se puede obtener considerando la *masa modal efectiva* en el modo fundamental. Los resultados de este chequeo se observan en la Tabla 4.10.

TABLA 4.9 Cortantes de Piso del Análisis Modal Espectral

Piso	Cortantes Elásticas (T)	Cortantes de Diseño (T)
14	289.68	48.28
13	578.7	96.45
12	792.84	132.14
11	946.86	157.81
10	1073.58	178.93
9	1181.88	196.98
8	1280.22	213.37
7	1375.08	229.18
6	1470.18	245.03
5	1572.24	262.04
4	1674.66	279.11
3	1771.8	295.30
2	1854.54	309.09
1	1900.68	316.78

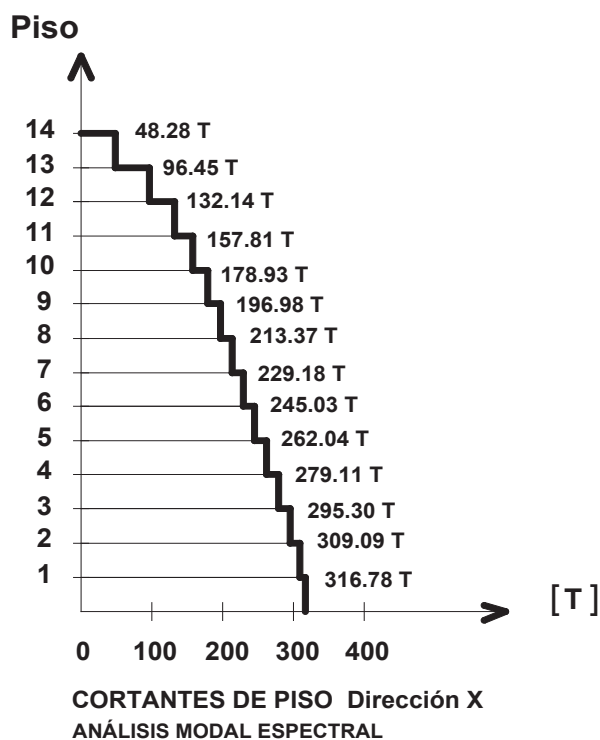


Figura 4.9. Cortantes de Piso en la dirección X del Análisis Modal Espectral.

TABLA 4.10 Chequeo rápido del cortante basal

Periodo Fundamental $T_1=2.525$ s; Peso Total $W = 6098.15$ T; Masa total $m = 621.63$ Ts²/m; $R = 6$

	Masa Efectiva (%)	Masa (Ts ² /m)	Sa (m/s ²)	Ve =m.Sa	Vb =V/R (T)	Vd=Vb/W	Vd (%)
Límite Superior	100.00	621.63	3.582	2226.68	371.11	0.0609	6.09
Límite Inferior	73.01	453.85	3.582	1625.70	270.95	0.0433	4.33
Valor Calculado por Análisis Modal					316.78	0.0519	5.19

donde:

Sa = Aceleración Espectral

Ve = Cortante Basal Elástico

Vb = Cortante Basal de Diseño

Vd = cortante Basal de Diseño como porcentaje del peso total de la estructura.

4.3.3.1 Distribución de Cortantes de Piso por el Método de la Fuerza Lateral Equivalente

Para obtener el cortante basal por el Método de la Fuerza Lateral Equivalente, es necesario primero calcular el periodo fundamental T_1 , para lo cual la NEC-11, admite dos métodos:

- El Método 1 usa: $T_1 = C_t h_n^\alpha$ (4.11)

donde h_n es la altura total del edificio en metros, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$ para pórticos dúctiles resistentes a momentos. Con esto $T_1 = 0.047 \times (48.6)^{0.9} = 1.549$ s.

-El Método 2 permite usar la ecuación de Rayleigh o el resultado de un Análisis Modal; aplicando lo segundo se tiene que $T_1 = 2.525$ s.

Sin embargo la NEC-11 pone un límite al valor obtenido con el Método 2, que no debe ser mayor en 30% al valor calculado con el Método 1. En este caso, y con los valores anteriores, se tendría que T_1 (Método 2) = **1.63** T_1 (Método 1); con lo cual el periodo fundamental T_1 a usarse es: $T_1 = 1.3 \times 1.549 = 2.0137$ s. Para este valor de periodo, la aceleración espectral S_a , es igual a 4.492 m/s²; y con esto, se puede aplicar la ecuación del cortante basal dada por la NEC-11:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (4.12)$$

donde:

I = Factor de Importancia = 1 (edificio para vivienda)

$\phi_P = \phi_E$ = Factores de configuración estructural en planta y en elevación, se adoptará un factor igual a 1, sin mucho error.

R , S_a y W ya han sido definidos anteriormente.

Con: $R = 6$, $W = 6098.15 \text{ T}$, $S_a = 4.492 \text{ m/s}^2$, se obtiene el cortante basal en X:

$$V_{bx} = 1 \times (4.492 / 9.81) \times 6098.15 / (6 \times 1 \times 1) = \mathbf{465.39 \text{ T}}, \text{ o } \mathbf{0.0763W}.$$

$V_{bx} \text{ estático} = 0.0763 W$

Si no se toma en cuenta la limitación de la NEC-11, respecto al periodo calculado con el Método 2 (periodo obtenido con Análisis Dinámico), el valor del cortante basal estático sería *igual al Límite Superior* de la Tabla 4.10.

Las ecuaciones dadas por la NEC-11 para la distribución de los cortantes de piso son:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_x \quad (4.13) \text{ y } (4.14)$$

en donde:

V = cortante total en la base de la estructura

V_x = cortante total en el piso x de la estructura

F_i = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = número de pisos de la estructura

W_x = peso aginado al piso o nivel x de la estructura (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

W_i = peso aginado al piso o nivel i de la estructura (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

h_x = altura del piso x de la estructura

h_i = altura del piso i de la estructura

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:

– Para valores de $T < 0.5s$, $k=1.0$

– Para valores de $0.5s < T < 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

– Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

Por lo tanto $k= 0.75+0.50 \times 2.0137= 1.7569$; la Tabla 4.11 y la Fig. 4.10 detallan la aplicación de las ecuaciones anteriores.

TABLA 4.11 Cortantes de piso obtenidos por el Método de la Fuerza Lateral Equivalente, NEC-11.

Piso	h_i (m)	W_i (T)	$W_i(h_i)^k$ (T.m)	F_i (T)	Cortantes de Piso (T)
14	48.60	279.86	967515.02	30.14	30.14
13	45.20	409.70	1757834.32	54.76	84.90
12	41.80	414.39	1658479.18	51.66	136.56
11	38.40	418.74	1551749.37	48.34	184.90
10	35.00	437.45	1527282.64	47.58	232.47
9	31.60	439.69	1391339.69	43.34	275.82
8	28.20	442.47	1255445.17	39.11	314.92
7	24.80	442.47	1104079.44	34.39	349.32
6	21.40	450.32	982634.99	30.61	379.93
5	18.00	459.80	857299.87	26.71	406.63
4	14.60	459.80	695365.45	21.66	428.29
3	11.20	468.96	552251.38	17.20	445.50
2	7.80	479.74	400268.51	12.47	457.96
1	4.40	494.77	238370.17	7.43	465.39
Σ		6098.15	14939915.19	465.39	

Comparando los resultados de los cortantes basales de diseño obtenidos por los dos métodos (Análisis Modal Espectral y Fuerza Lateral Equivalente), presentados en la Tabla 4.12, se puede observar que el cortante basal obtenido en forma estática es 46.91% mayor que el calculado en forma dinámica, pero sería apenas 17% mayor, si no se tomara en cuenta la limitación impuesta al periodo fundamental obtenido con el Método 2 de la NEC-11 (o equivalente al Límite Superior de la Tabla 4.10). Por otro lado, el cortante basal calculado por los

dos métodos citados, no sobre-pasa el 10% del peso total de la estructura, esto puede deberse a que el valor de $R=6$ es todavía alto, si se compara con el factor de comportamiento q del Eurocódigo 8, que establece un valor básico de $q=3$, para reducción por respuesta dúctil en edificios aperticados (que podría escalar hasta 3.9).

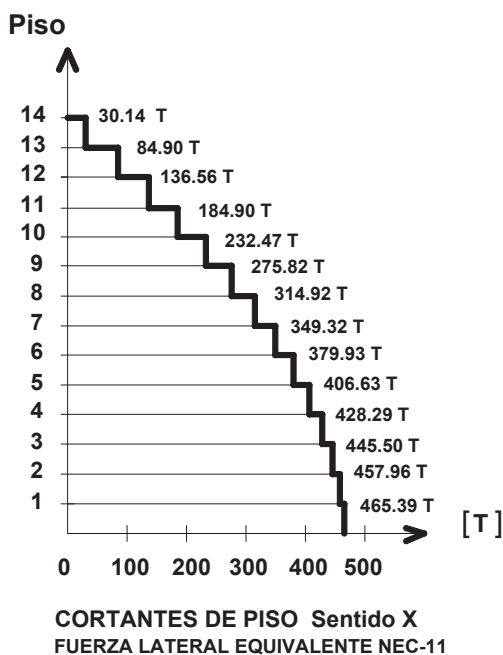


FIGURA 4.10 Cortantes de Piso en la dirección X, obtenidos con el Método de la Fuerza Lateral Equivalente NEC-11.

TABLA 4.12 Comparación de Cortantes de Piso Dinámico y Estático NEC-11

Piso	Cortantes de Piso Modal Espectral (T)	Cortantes de Piso Lateral equivalente (T)
14	48.28	30.14
13	96.45	84.90
12	132.14	136.56
11	157.81	184.90
10	178.93	232.47
9	196.98	275.82
8	213.37	314.92
7	229.18	349.32
6	245.03	379.93
5	262.04	406.63
4	279.11	428.29
3	295.30	445.50
2	309.09	457.96
1	316.78	465.39

En cuanto a los cortantes de piso en los últimos niveles del edificio, se nota que los obtenidos por el Análisis Modal Espectral son mayores a los estáticos en los pisos 13 y 14, reflejando mejor la influencia de los modos más altos (Tabla 4.12). Por otra parte, la composición modal del cortante basal, que se detalla en la Tabla 4.13, muestra que la influencia de los modos superiores es del 14.45%, mientras el 85.55% (271,01/316.78) de la respuesta se debe al primer modo; y dentro de los modos superiores, los que mayor influencia tienen son el 4°, 5° y 8° modos, que son traslacionales. Se debe recordar que los valores de la Tabla 4.13 son válidos para una masa efectiva modal de 97.19%.

TABLA 4.13 Composición Modal del Cortante Basal obtenido con el Análisis Modal Espectral.

MODO	Cortante Basal de Diseño Dirección X (T)
1	271.01
2	11.41
3	0.00
4	25.37
5	94.69
6	0.00
7	9.91
8	46.39
9	0.00
10	30.74
11	0.49
12	0.00
13	18.65
14	0.04
15	0.00
16	6.53
17	8.13
18	0.00
Combinación CQC	316.78

4.3.4 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

El criterio para tomar en cuenta los efectos de segundo orden está basado en el índice de estabilidad Q_i , que es definido por la siguiente ecuación (NEC-11):

$$Q_i = \frac{P_i D_i}{V_i h_i} \quad (4.15)$$

donde D_i es la deriva de entrepiso obtenida en el Centro de Masas de los diafragmas o losas, h_i es la altura del piso, V_i es el cortante de piso obtenido por el Análisis Modal Espectral (Tabla 4.9), y P_i es la carga vertical en y sobre el piso considerado en la situación de diseño sísmico (Carga Muerta + 0.25 Carga Viva). Los coeficientes de inestabilidad Q_i a lo largo de la altura del edificio, para la dirección X son determinadas en la Tabla. 4.16. Las tablas 4.14 y 4.15 muestran los valores de las derivas de piso en el Centro de Masas de cada diafragma o losa, y los valores de la carga vertical P_i .

TABLA 4.14 Derivas en el Centro de Masas de cada piso, obtenidas con el Análisis Modal Espectral.

Piso	Desplazamiento en C.M. (m)	Derivas en X
14	0.604	0.0059
13	0.584	0.0084
12	0.556	0.0107
11	0.519	0.0111
10	0.481	0.0118
9	0.441	0.0127
8	0.398	0.0140
7	0.351	0.0152
6	0.299	0.0155
5	0.246	0.0163
4	0.191	0.0167
3	0.134	0.0159
2	0.080	0.0139
1	0.033	0.0074

En el caso del edificio investigado, los efectos de segundo orden no han sido tomados en cuenta, debido a que el índice de estabilidad Q_i , llamado también coeficiente de sensibilidad de la deriva de piso, es menor a 0.1 (valor límite establecido en la NEC-11) en todos los pisos en ambas direcciones (por la simetría), como se aprecia en la Tabla 4.16.

TABLA 4.15 Cálculo de la Carga Vertical P_i

Piso	Masa de la losa i (Ts^2/m)	Peso de cada losa i (T)	Peso P_i en y sobre la losa i (T)
14	28.528	279.86	279.86
13	41.763	409.70	689.56
12	42.242	414.39	1103.95
11	42.685	418.74	1522.69
10	44.593	437.45	1960.14
9	44.821	439.69	2399.83
8	45.104	442.47	2842.30
7	45.104	442.47	3284.77
6	45.905	450.32	3735.09
5	46.870	459.80	4194.89
4	46.870	459.80	4654.68
3	47.804	468.96	5123.64
2	48.903	479.74	5603.38
1	50.435	494.77	6098.15
Σ	621.626	6098.15	

TABLA 4.16 Efectos de Segundo Orden: Índice de Estabilidad Q_i

Piso	P_i (T)	h_i (m)	V_i (T)	D_i	Q_i
14	279.86	3.4	48.28	0.0059	0.010
13	689.56	3.4	96.45	0.0084	0.018
12	1103.95	3.4	132.14	0.0107	0.026
11	1522.69	3.4	157.81	0.0111	0.032
10	1960.14	3.4	178.93	0.0118	0.038
9	2399.83	3.4	196.98	0.0127	0.046
8	2842.30	3.4	213.37	0.0140	0.055
7	3284.77	3.4	229.18	0.0152	0.064
6	3735.09	3.4	245.03	0.0155	0.069
5	4194.89	3.4	262.04	0.0163	0.077
4	4654.68	3.4	279.11	0.0167	0.082
3	5123.64	3.4	295.30	0.0159	0.081
2	5603.38	3.4	309.09	0.0139	0.074
1	6098.15	4.4	316.78	0.0074	0.032

4.3.5 FUERZAS INTERNAS

Las fuerzas de corte y los momentos flexionantes sísmicos de diseño para los pórticos 1 y 2, se han obtenido reduciendo los valores obtenidos por el Análisis Modal Espectral por el valor $R = 6$, y se presentan en las figuras 4.11 y 4.12. Los resultados representan los cortantes y momentos en las caras de los elementos; todos los valores son positivos producto de la combinación modal.

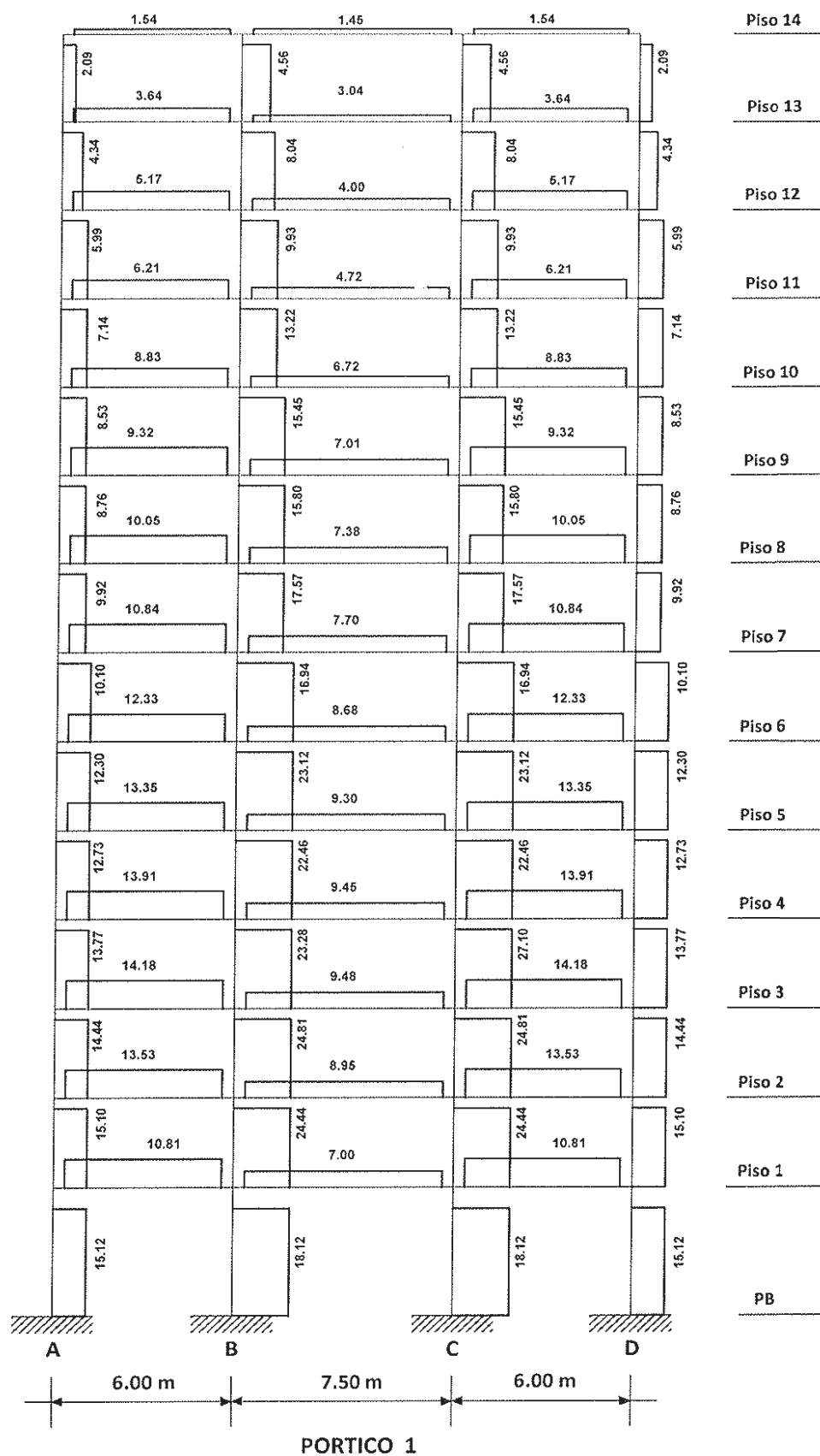


Figura 4.11.a Diagrama de Cortantes Sísmicos en T. (Análisis Modal Espectral)

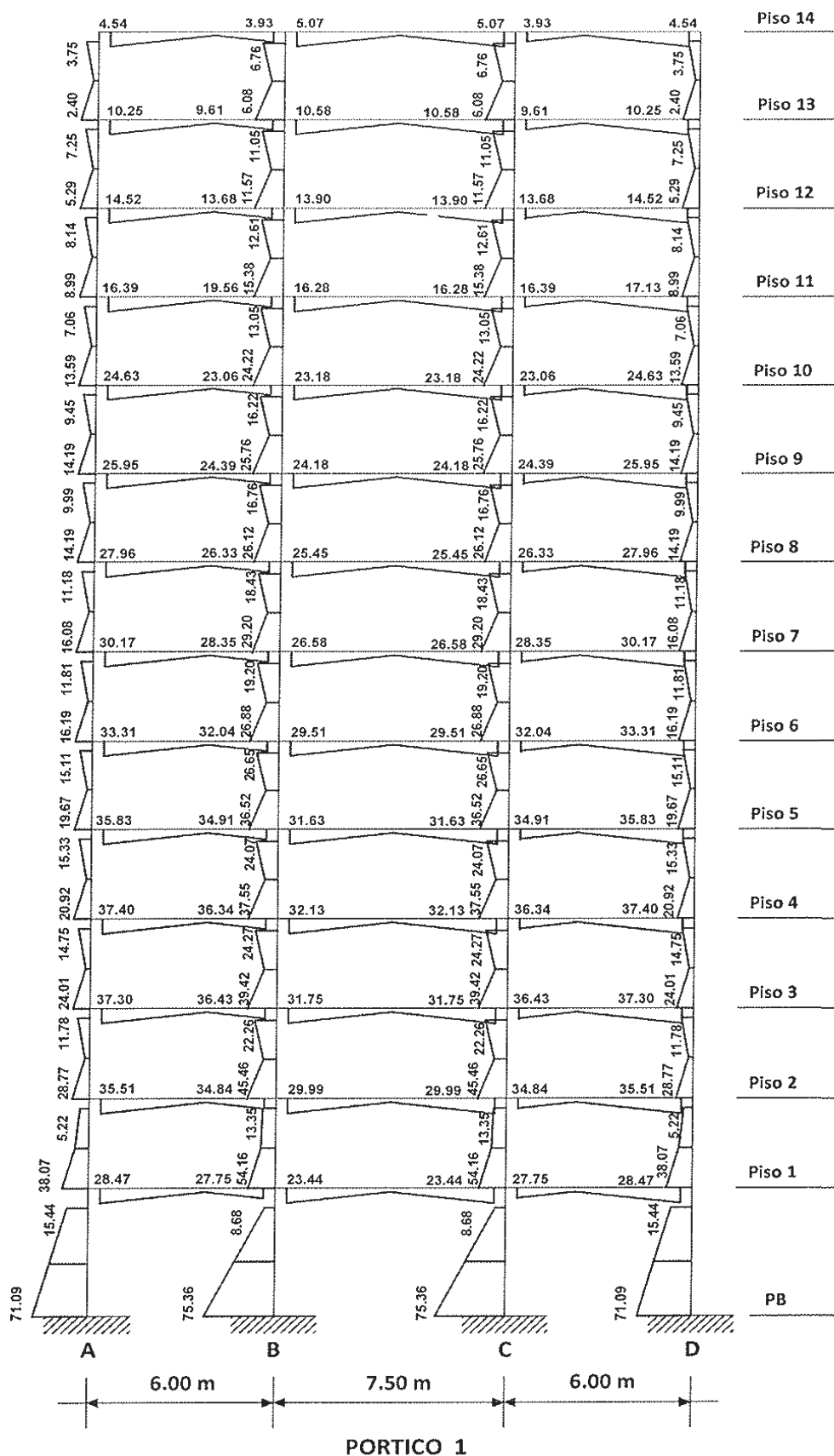


Figura 4.11.b Diagrama de Momentos Sísmicos en T.m (Análisis Modal Espectral)

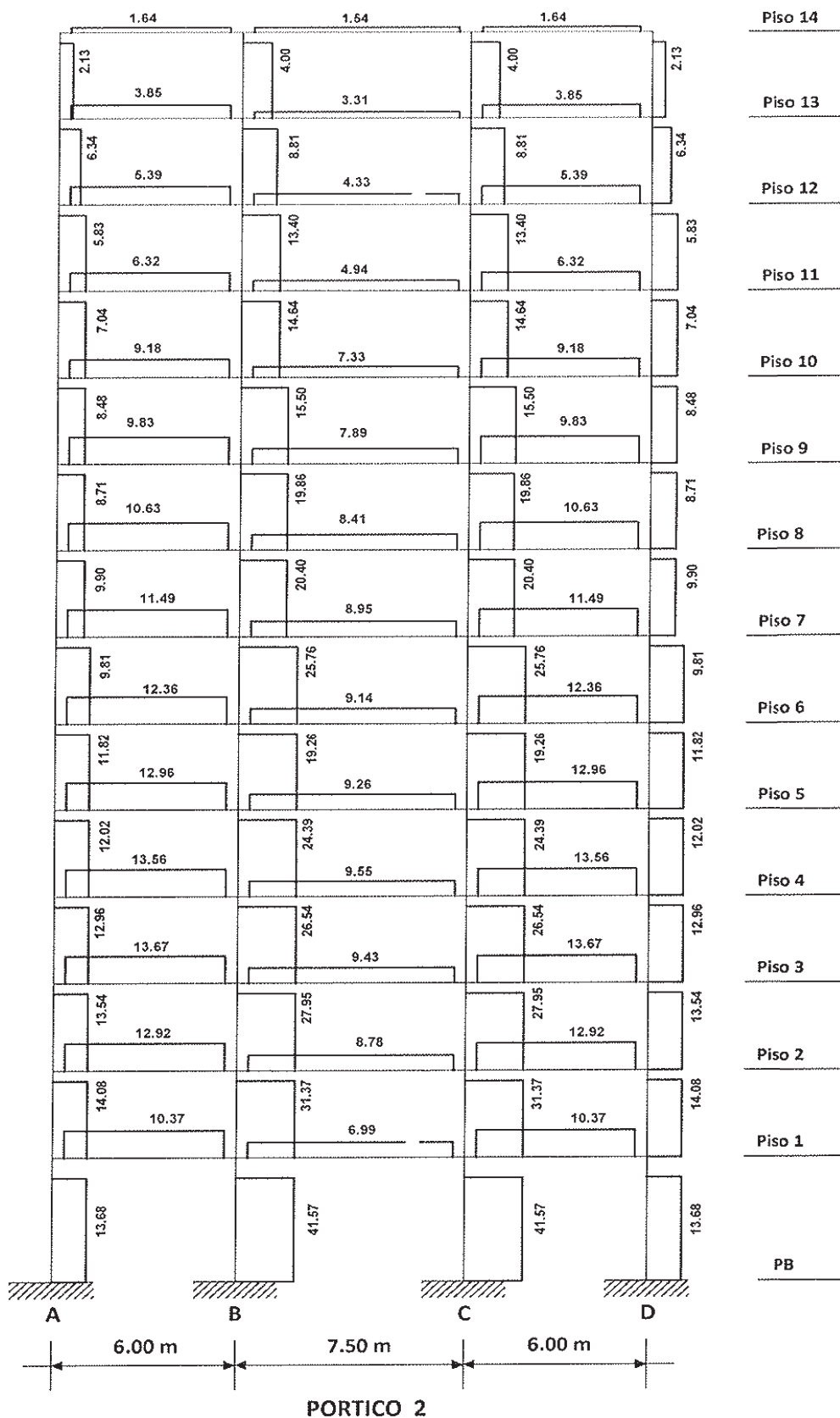


Figura 4.12.a Diagrama de Cortantes Sísmicos en T. (Análisis Modal Espectral)

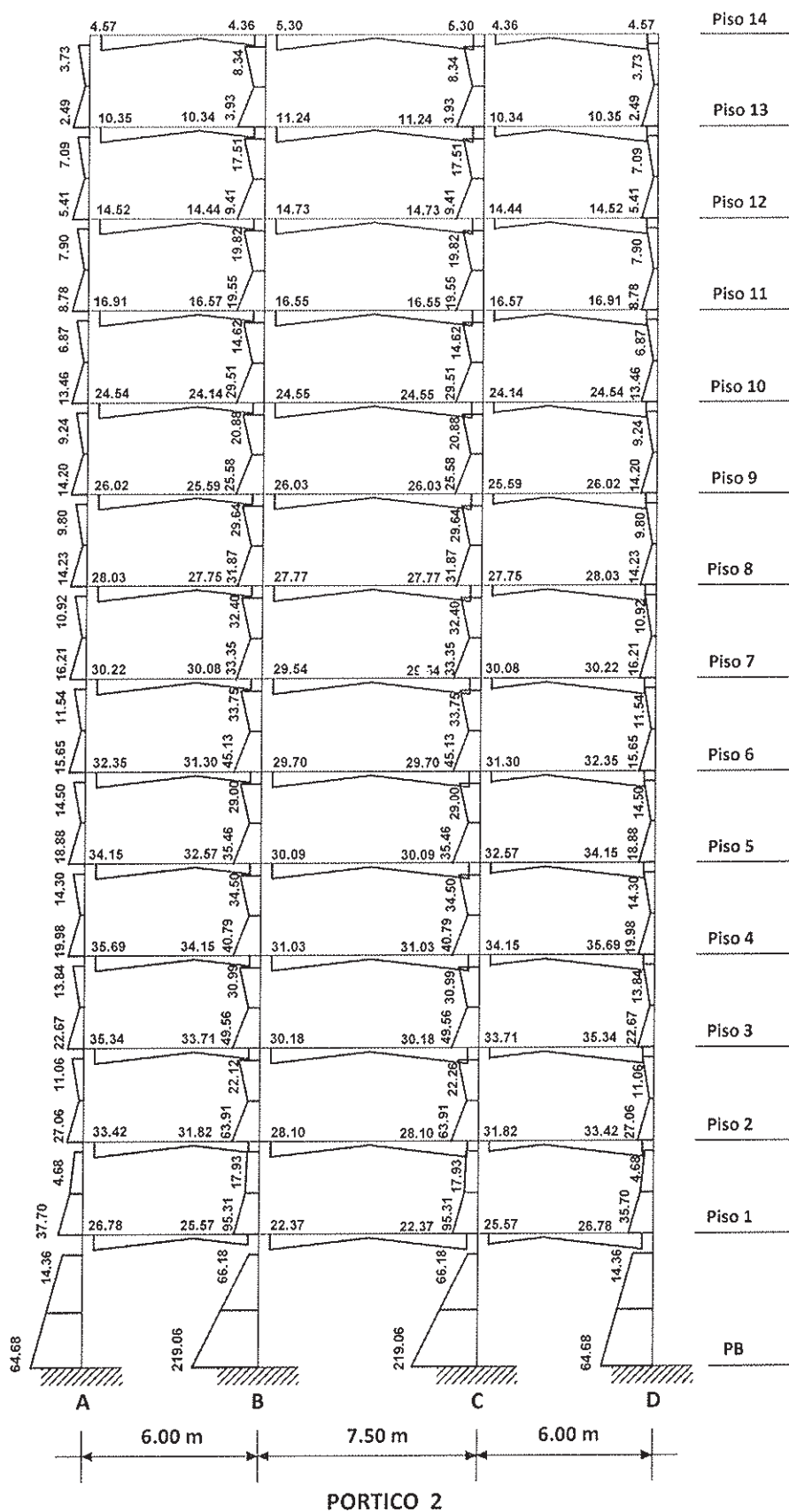


Figura 4.12.b Diagrama de Momentos Sísmicos en T.m (Análisis Modal Espectral)

CAPÍTULO 5

DISEÑO DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO, UTILIZANDO EL MÉTODO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

Uno de los objetivos del presente estudio es aplicar una metodología para contabilizar la amplificación dinámica debida a los modos superiores en estructuras aporricadas de hormigón armado, para lo cual se ha considerado conveniente emplear el Método Basado en Desplazamientos.

El Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), tal como se lo ha detallado en el capítulo 2 de la presente memoria, es esencialmente planar, y aplicable a estructuras que admiten pocas irregularidades (en planta y en elevación). Para la aplicación de la metodología basada en desplazamientos, en el presente capítulo, se considera la misma planta, e idéntica distribución de las alturas de piso, del edificio propuesto y analizado en el capítulo 4, además el objetivo de desempeño permanece igual (“Control de Daños”,); el resto, es decir las dimensiones de los miembros, se proporcionarán según las exigencias del método (DDBD); todo esto en razón de que los enfoques del método de superposición modal (que es el mismo del método basado en fuerzas) y el DDBD son diferentes. Obviamente los resultados del análisis modal espectral sirvieron para tener una idea preliminar, de las dimensiones de los elementos del edificio, así como del comportamiento dinámico del edificio.

Para cumplir con el objetivo de desempeño, se asume que los cuatro pórticos que componen el edificio que se estudia, en cada dirección, son idénticos y por tanto tienen la misma resistencia lateral. De esta manera la resistencia lateral del edificio estará dada por la acción de pórticos en las dos direcciones, es decir se supondrá que el edificio soportará ataque sísmico bidireccional (Fig. 5.3).

5.1 GENERACIÓN DEL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO SEGÚN LA NEC-11

La curva espectral de desplazamientos, definida para una fracción de amortiguamiento respecto del crítico igual al 5%, es delineada de acuerdo con las siguientes ecuaciones (NEC-2011):

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 (0.4+0.6T/T_o) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_o \quad (5.1)$$

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \quad \text{para } T_o < T \leq T_c \quad (5.2)$$

$$S_d = 0.38 Z F_d \quad \text{para } T_c < T \leq T_L \quad (5.3)$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T_L \quad \text{para } T > T_L \quad (5.4)$$

donde los valores de amplificación espectral F_a y F_d , y los periodos límite T_o , T_c , y T_L el periodo que caracteriza el inicio de la zona de desplazamiento constante. Los valores que caracterizan al espectro de desplazamientos se detallan en la Tabla 5.1 y se grafican en la Fig. 5.1.

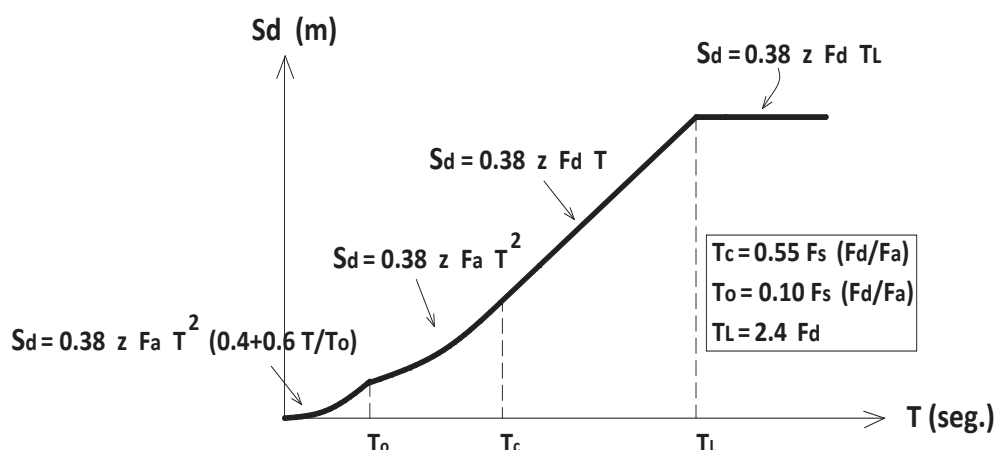


FIGURA 5.1 Ecuaciones que dan forma al espectro de desplazamientos NEC-2011.

TABLA 5.1 Valores para las ecuaciones del espectro elástico de desplazamientos, para el caso de estudio, según la NEC-2011.

Ciudad:	Quito
Perfil Suelo:	C
Fa =	1.2
Fd =	1.3
Fs =	1.3
Z =	0.40.g
To =	0.1408 s.
Tc =	0.775 s.
TL =	3.12 s.
Sd para $0 \leq T \leq T_o$ es	$0.07296T^2 + 0.777T^3$
Sd para $T_o < T \leq T_c$ es	$0.1824T^2$
Sd para $T_c < T \leq T_L$ es	$0.1976T$
Sd para $T > T_L$ es	0.6165

Con la información anterior se puede graficar el espectro elástico de desplazamientos para la ciudad de Quito, con un perfil de suelo tipo C, el mismo que se presenta en la Fig. 5.2.

Periodo T (s)	Sd (m)
0.0000	0.00000
0.0500	0.00028
0.1000	0.00151
0.1408	0.00362
0.1500	0.00410
0.2000	0.00730
0.2500	0.01140
0.3000	0.01642
0.4000	0.02918
0.5000	0.04560
0.6000	0.06566
0.7000	0.08938
0.7745	0.10941
0.8000	0.15808
0.9000	0.17784
1.0000	0.19760
1.1000	0.21736
1.2000	0.23712
1.3000	0.25688
1.4000	0.27664
1.5000	0.29640
1.6000	0.31616
1.7000	0.33592
1.8000	0.35568
1.9000	0.37544
2.0000	0.39520
2.2000	0.43472
2.4000	0.47424
2.6000	0.51376
2.8000	0.55328
3.0000	0.59280
3.1200	0.61651
3.1500	0.61651
3.2000	0.61651
3.4000	0.61651
3.6000	0.61651
3.8000	0.61651
4.0000	0.61651
4.2000	0.61651
4.4000	0.61651
4.6000	0.61651

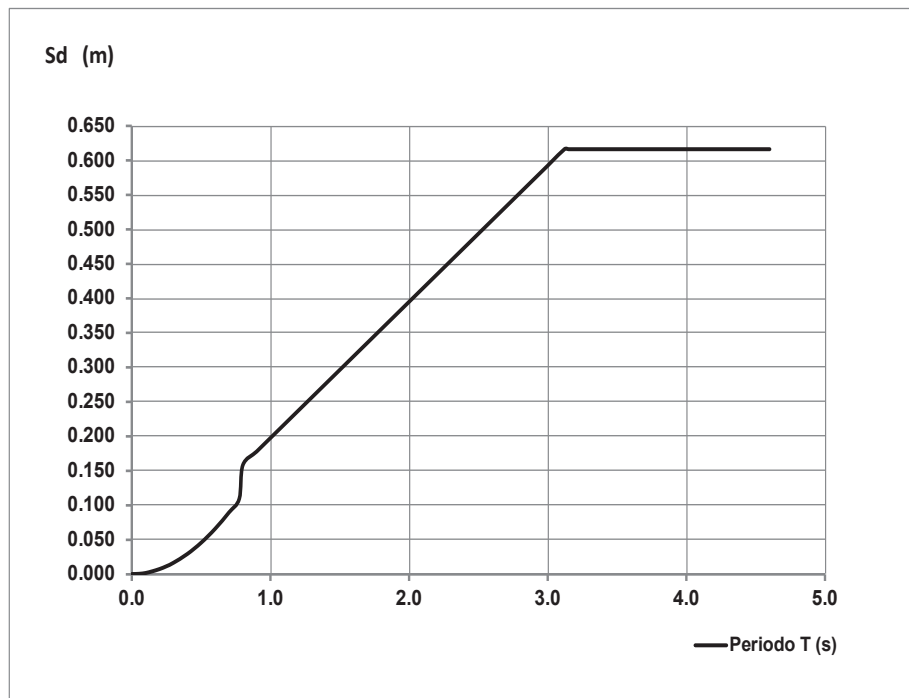


FIGURA 5.2 Espectro Elástico de Desplazamientos para Quito, suelo tipo C, de acuerdo con la pre-normativa NEC-11.

5.2 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL MÉTODO DDBD

El objetivo de desempeño o estado límite que se ha impuesto en este estudio es aquel correspondiente al “control de daños”, para el cual, la máxima deriva es aquella impuesta por la normativa NEC-11, $\theta_d = 2\%$. Para la obtención de los parámetros de diseño (cortante basal y su distribución en altura), se ha tomado

las secciones descritas en las Fig. 5.4, las cuales provienen de algunos tanteos previos.

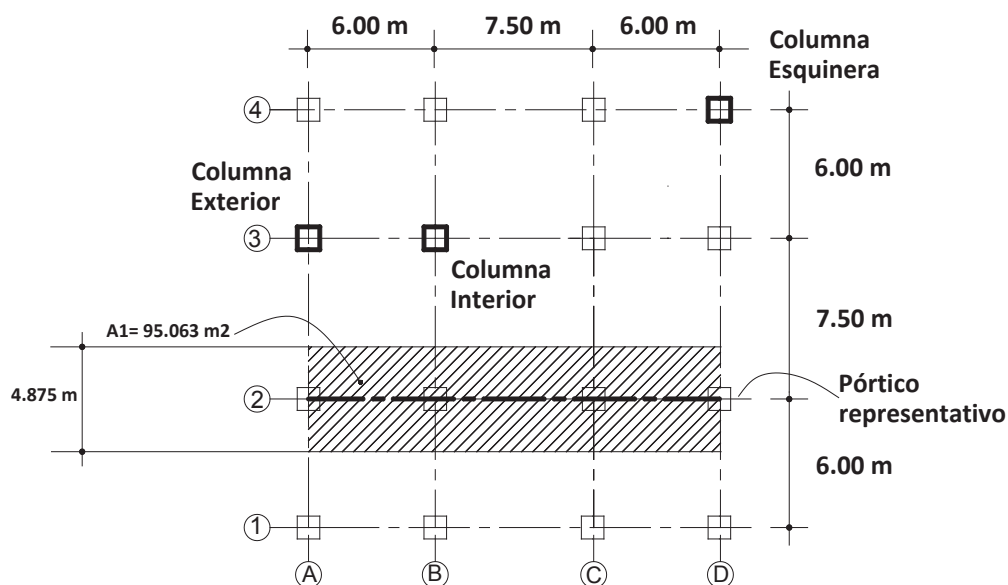


FIGURA 5.3 Planta característica y Área tributaria de pórticos

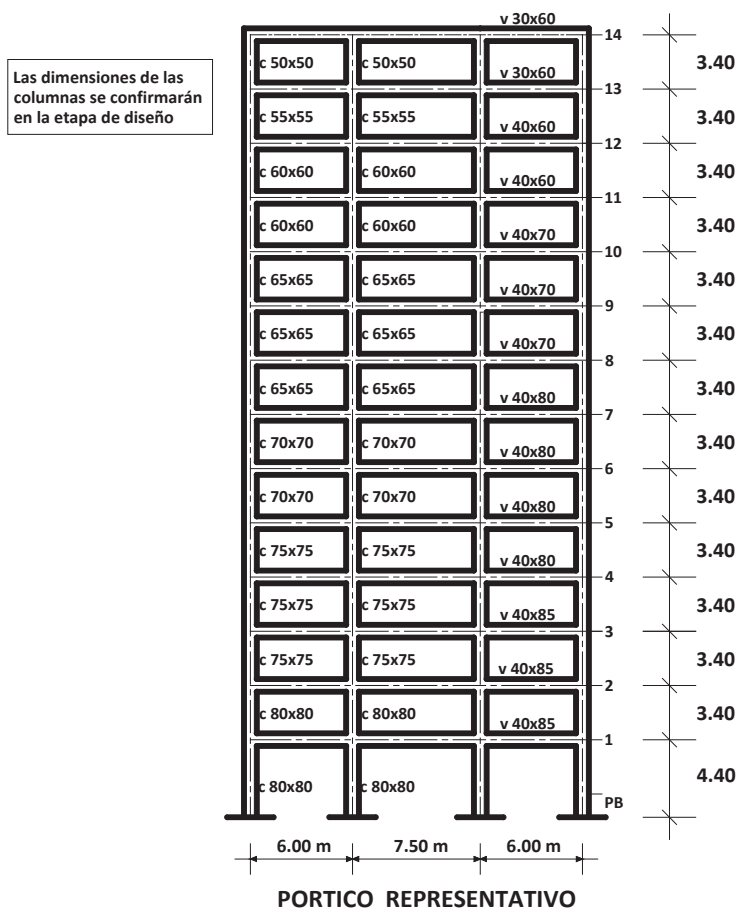


FIGURA 5.4 Pórtico representativo del edificio (eje 2).

También se realiza un afinamiento de las cargas que intervienen en el cálculo, con el objeto de tener una de masa lo más cercana a su valor real, y de esta manera no atraer una excesiva fuerza sísmica.

- Carga Muerta Entrepiso

Peso Losa 25cm alivianada	= 450 kg/m ² (valor obtenido en el capítulo 4)
Peso de paredes	= 200 kg/m ²
<u>Enlucidos y Terminados</u>	<u>=100 kg/m²</u>
Total Carga Muerta Entrepisos	= 750 kg/m²

-Carga muerta Cubierta

Peso Losa 25cm alivianada	= 450 kg/m ²
<u>Enlucidos y Terminados</u>	<u>= 100 kg/m²</u>
Total Carga Muerta Entrepisos	= 550 kg/m²

-Carga Viva

250 kg/m²

-El **área tributaria** de cada pórtico es (Figura 5.3):

Área tributaria = $19.50/4 \times 19.5 = 95.06 \text{ m}^2$.

Ancho cooperante = $19.50/4 = 4.875 \text{ m}$

En el presente caso de estudio no se ha considerado el aporte de la carga viva, como aportante a las fuerzas de inercia. Con las dimensiones de las secciones se calculan pesos (masas) de los elementos, que aportan a la masa de cada piso, y con esto finalmente se obtienen los valores de las masas por cada pórtico (Tabla 5.2). Si bien las secciones consideradas han sido obtenidas por tanteos (que no se presentan en la presente memoria), las dimensiones finales de los elementos de los pórticos, podrían ajustarse al final de la etapa de diseño. Se ha adoptado cuatro pórticos idénticos en cada dirección, obligando a que todas las secciones de los elementos (vigas y columnas) sean las mismas en un piso determinado, con ello se facilita el diseño, pues solo se tendrá una columna esquinera una columna interior y una columna exterior al momento del diseño.

TABLA 5.2.a Peso de los elementos por piso.

PESO DE ELEMENTOS:

Piso	Dimensión Columnas (m)	Long. Cols. (m)	Peso Una Columna (T)	Peso Cols. Piso (T)	b viga (m)	h viga (m)	Long. Vigas (m)	Peso Vigas Piso (T)
14	0.50	1.40	0.84	13.44	0.30	0.60	144.00	36.29
13	0.55	2.80	2.03	32.52	0.30	0.60	142.80	35.99
12	0.60	2.80	2.42	38.71	0.40	0.60	141.60	47.58
11	0.60	2.80	2.42	38.71	0.40	0.60	141.60	47.58
10	0.65	2.70	2.74	43.80	0.40	0.70	140.40	60.65
9	0.65	2.70	2.74	43.80	0.40	0.70	140.40	60.65
8	0.65	2.70	2.74	43.80	0.40	0.70	140.40	60.65
7	0.70	2.60	3.06	48.92	0.40	0.80	139.20	73.50
6	0.70	2.60	3.06	48.92	0.40	0.80	139.20	73.50
5	0.75	2.60	3.51	56.16	0.40	0.80	138.00	72.86
4	0.75	2.60	3.51	56.16	0.40	0.80	138.00	72.86
3	0.75	2.55	3.44	55.08	0.40	0.85	138.00	79.49
2	0.80	2.55	3.92	62.67	0.40	0.85	136.80	78.80
1	0.80	3.26	5.01	80.13	0.40	0.85	136.80	78.80
Σ			41.43	662.84				879.19

TABLA 5.2.b Cálculo de la Masa para cada pórtico.

MASA PARA CADA PÓRTICO:

Piso	Peso losa (T)	Peso Columnas (T)	Peso Vigas (T)	Peso Total Piso (T)	Masa Piso (Ts^2/m)	Masa/4 (Ts^2/m)
14	209.14	13.44	36.29	258.87	26.39	6.60
13	285.19	32.52	35.99	353.70	36.05	9.01
12	285.19	38.71	47.58	371.47	37.87	9.47
11	285.19	38.71	47.58	371.47	37.87	9.47
10	285.19	43.80	60.65	389.65	39.72	9.93
9	285.19	43.80	60.65	389.65	39.72	9.93
8	285.19	43.80	60.65	389.65	39.72	9.93
7	285.19	48.92	73.50	407.61	41.55	10.39
6	285.19	48.92	73.50	407.61	41.55	10.39
5	285.19	56.16	72.86	414.21	42.22	10.56
4	285.19	56.16	72.86	414.21	42.22	10.56
3	285.19	55.08	79.49	419.76	42.79	10.70
2	285.19	62.67	78.80	426.65	43.49	10.87
1	285.19	80.13	78.80	444.12	45.27	11.32
Σ	3916.58	662.84	879.19	5458.61	556.43	139.11

5.2.1 PARAMETROS DE DISEÑO DEL PORTICO REPRESENTATIVO

Los detalles de los cálculos para obtener los principales parámetros de la estructura equivalente o substituta del pórtico representativo se aprecian en las Tablas 5.3, 5.5 y 5.6; donde todas las variables que se presentan han sido definidas en el capítulo 2 de la presente memoria. El objetivo principal de estos parámetros es obtener el Cortante Basal de los pórticos estudiados.

Para el cálculo de la deformación unitaria de fluencia del refuerzo longitudinal, se ha adoptado el *valor esperado de la resistencia a la fluencia del mismo*, igual a $1.10x f_y$; esto, en consideración de que no hay razón para ser conservador con la resistencia del material, toda vez que en el diseño sísmico es esperado que (cuando se produce ataque sísmico) el momento de capacidad sea considerablemente menor que el momento obtenido para una respuesta completamente elástica. Otra consideración importante, es que se ha adoptado resistencias iguales para las vigas en los vanos exterior e interior de los pórticos, y en función de ello se ha determinado la deriva de fluencia efectiva, la ductilidad, el amortiguamiento viscoso efectivo, y finalmente el cortante basal. Se recuerda que en el Método de Diseño Directo, son las dimensiones de las vigas, las que controlan el diseño.

El cálculo de la deriva de fluencia se ha basado en la altura efectiva de la viga (h viga efectiva), que permite obtener la ductilidad de desplazamiento, y que a su vez determinará el amortiguamiento efectivo. *Un detalle que tiene que ser tomado en cuenta es que, siendo las vigas las que controlan los desplazamientos, sus dimensiones se impondrán en esta etapa del cálculo, mientras que las dimensiones de las columnas pueden ajustarse en la etapa final del diseño.*

En la presente memoria, se ha adoptado que después de cada tabla de cálculo, siga un detalle explicativo, y que en lo posible lleva cálculos tipo.

TABLA 5.3. Cálculos para obtener la Estructura Substituta en el Pórtico representativo.

Pórtico Representativo:

Piso	Altura Hi (m)	h viga i (m)	Patrón de Desplaz. δ_i	Desplaz. i Δ_i (m)	$\Delta_i, \omega = \omega_0 \cdot \Delta_i$	Deriva i	$h_{viga i} \cdot \text{Deriva i}$	$h_{viga i}^2 \cdot \text{Deriva i}$	masa i mi (Ts2/m)	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i \cdot H_i$
14	48.60	0.60	1.000	0.746	0.735	0.0104	0.0063	0.0038	6.60	4.85	3.56	235.50
13	45.20	0.60	0.952	0.710	0.699	0.0111	0.0067	0.0040	9.01	6.30	4.40	284.81
12	41.80	0.60	0.900	0.671	0.661	0.0118	0.0071	0.0043	9.47	6.26	4.14	261.64
11	38.40	0.60	0.845	0.631	0.621	0.0125	0.0075	0.0045	9.47	5.88	3.65	225.73
10	35.00	0.70	0.787	0.587	0.578	0.0132	0.0093	0.0065	9.93	5.74	3.32	200.99
9	31.60	0.70	0.726	0.542	0.533	0.0140	0.0098	0.0068	9.93	5.30	2.82	167.33
8	28.20	0.70	0.661	0.493	0.486	0.0147	0.0103	0.0072	9.93	4.82	2.34	136.04
7	24.80	0.80	0.594	0.443	0.436	0.0154	0.0123	0.0098	10.39	4.53	1.97	112.32
6	21.40	0.80	0.522	0.390	0.384	0.0161	0.0129	0.0103	10.39	3.99	1.53	85.31
5	18.00	0.80	0.448	0.334	0.329	0.0168	0.0134	0.0107	10.56	3.47	1.14	62.54
4	14.60	0.80	0.370	0.276	0.272	0.0175	0.0140	0.0112	10.56	2.87	0.78	41.94
3	11.20	0.85	0.290	0.216	0.213	0.0182	0.0155	0.0131	10.70	2.28	0.48	25.48
2	7.80	0.85	0.205	0.153	0.151	0.0189	0.0161	0.0136	10.87	1.64	0.25	12.80
1	4.40	0.85	0.118	0.088	0.087	0.0197	0.0167	0.0142	11.32	0.98	0.08	4.32
Σ							0.158	0.120	139.11	58.91	30.49	1856.74

Geometría y Materiales:Esfuerzo de fluencia acero de refuerzo $f_y =$ **4200** kg/cm²Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s =$ **2038000** kg/cm²Longitud de viga exterior = $L_{b1} =$ **6.00** mLongitud de viga interior = $L_{b2} =$ **7.50** m**bxh viga:** **0.40x0.85 m** del 1° al 3° piso ; **0.40x0.80 m** del 4° al 7° piso , **0.40x0.70 m.** del 8° al 10° piso, **0.40x0.60 m.** del 11 al 12° piso y **0.60x0.60 m** del 13° al 14° piso. $\epsilon_y = 1.1 f_y / E_s = 1.1 \times 4200 / 2038000 =$ **0.00227****Parámetros del DDBD:**Patrón de Desplazamientos $= \delta_i = 1.333 (H_i/H_n)(1-0.25H_i/H_n)$ (Ecuación 2.21.b)Deriva Máxima ocurriendo en el primer piso **2.00** %Desplazamiento Crítico $= \Delta_c = 0.02 \times 4.4 =$ **0.088** mPatrón de desplazamientos correspondiente al desplazamiento crítico $= \delta_c = \delta_1 =$ **0.118** $\Delta_i = \delta_i (\Delta_c / \delta_c) = (0.088/0.118) \delta_i =$ **0.746 \delta_i** $h_{viga\ efectiva} = h_i \cdot Deriva\ i^2 / (h_i \cdot Deriva\ i) = 0.120/0.158$ **0.762** m $\Delta_d = (\sum m_i \cdot \Delta_i^2) / (\sum m_i \cdot \Delta_i) = 30.49/58.91 =$ **0.518** m $m\ efectiva = (\sum m_i \cdot \Delta_i) / \Delta_d = 58.91/0.518 =$ **113.81** Ts²/m $H\ efectiva = (\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i) / (\sum m_i \cdot \Delta_i) = 1856.74/58.91 =$ **31.52** m $\theta_y = 0.5 \cdot \epsilon_y \cdot L_b / h_{viga\ efectiva}$ Se considera que los momentos de las vigas exterior M_1 e interior M_2 van a ser iguales **$M_1=M_2$** ;luego $\theta_y = (2\theta_{y1} + \theta_{y2})/3$ $\theta_{y1} = 0.5 \times 0.00227 \times 6.00 / 0.762 =$ **0.0089** $\theta_{y2} = 0.5 \times 0.00227 \times 7.50 / 0.762 =$ **0.0112** $\theta_y = (2 \times 0.0089 + 0.0112)/3 =$ **0.0097** $\Delta_y = \theta_y \cdot H_{efectiva} = 0.0097 \times 31.52 =$ **0.305** m $\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.518/0.305 =$ **1.698** $\xi_{efectivo} = 0.05 + 0.565 \cdot (\mu - 1) / (\pi \mu)$ $\xi_{efectivo} = 0.5 + 0.565 \cdot (1.698 - 1) / (\pi \cdot 1.698) =$ **0.1239****Factor de control de DERIVAS debidas a los MODOS SUPERIORES ω_θ :** **$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0$** (Ecuación 2.60) $\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 \times 48.60 =$ **0.985 ≤ 1.0** **$\Delta_{i,\omega} = \omega_\theta \cdot \Delta_i$**

El amortiguamiento efectivo o equivalente también puede obtenerse utilizando la Ec. 2.31 (que se reproduce a continuación), y cuya aplicación se detalla en la Tabla 5.4.

$$\xi_{equiv.} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\sum_{j=i}^n \Delta_j \cdot m_j}{\sum_{i=1}^m (\sum_{j=i}^n \Delta_j \cdot m_j)} \right) \cdot \xi_i$$

TABLA 5.4 Uso de la Ecuación 2.31 para el cálculo del amortiguamiento efectivo para el Pórtico representativo.

Piso	Dimensiones de las Vigas bxh (m)	Deriva de Fluencia Tramo 1 θ_{y1}	Deriva de Fluencia Tramo 2 θ_{y2}	Deriva de fluencia promedio de piso $\theta_{yi} = (2\theta_{y1} + \theta_{y2})/3$	Desplazamientos de fluencia de piso Δ_{yi} (m)	Ductilidad de piso $\mu_i = \Delta_i/\Delta_y$	Amortiguamiento de piso $\xi = 0.05 + 0.565 (\mu_i - 1) / (\pi \cdot \mu_i)$	$\sum m_j \Delta_j$ desde $j=i$ hasta n	Amortiguamiento efectivo de piso $\xi_{efec.} = \sum [\sum m_j \Delta_j / \sum (\sum m_j \Delta_j) \xi_j]$
14	0.30x0.60	0.011	0.014	0.0123	0.5976	1.229	0.0835	4.846	0.0008
13	0.30x0.60	0.011	0.014	0.0123	0.5558	1.258	0.0869	11.147	0.0018
12	0.40x0.60	0.011	0.014	0.0123	0.5140	1.286	0.0900	17.406	0.0030
11	0.40x0.60	0.011	0.014	0.0123	0.4722	1.315	0.0931	23.285	0.0041
10	0.40x0.70	0.010	0.012	0.0105	0.3689	1.568	0.1151	29.027	0.0063
9	0.40x0.70	0.010	0.012	0.0105	0.3330	1.601	0.1175	34.322	0.0076
8	0.40x0.70	0.010	0.012	0.0105	0.2972	1.635	0.1198	39.147	0.0089
7	0.40x0.80	0.009	0.011	0.0092	0.2287	1.906	0.1355	43.676	0.0112
6	0.40x0.80	0.009	0.011	0.0092	0.1973	1.945	0.1374	47.662	0.0124
5	0.40x0.80	0.009	0.011	0.0092	0.1660	1.983	0.1391	51.136	0.0135
4	0.40x0.80	0.009	0.011	0.0092	0.1346	2.021	0.1409	54.009	0.0144
3	0.40x0.80	0.008	0.010	0.0087	0.0972	2.188	0.1476	56.284	0.0157
2	0.40x0.80	0.008	0.010	0.0087	0.0677	2.229	0.1491	57.924	0.0163
1	0.40x0.80	0.008	0.010	0.0087	0.0382	2.269	0.1506	58.905	0.0168
Σ								528.774	0.1327

Como puede verse, el amortiguamiento obtenido con los dos procedimientos (el primero utilizando una altura efectiva de la viga y el segundo tomando en cuenta los desplazamientos de piso) arrojaron resultados similares: **12.39%** vs **13.27%**. Se adopta el primer valor por ser congruente con la demanda de ductilidad calculada.

Del espectro de desplazamiento para Quito, perfil de suelo tipo “C”, presentado en la Fig. 5.2, y que aplica para el presente caso de estudio, se tiene los siguientes resultados: **periodo de esquina 3.12 segundos y máximo desplazamiento espectral de 61.7 cm.**

El factor de reducción R_ξ que se aplica al espectro elástico de desplazamientos (con 5% de amortiguamiento), para considerar el 12.39% de amortiguamiento de la estructura substituta, está dado por la Ec. (2.17), y cuyo resultado es:

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.1239} \right)^{0.5} = 0.697$$

Con este valor, el desplazamiento en el periodo $T_L=3.12s$. para un amortiguamiento de 12.39% es $0.697 \times 0.617 = 0.430$ m, que es menor al desplazamiento de diseño $\Delta_d = 0.518$ m, por lo tanto hay que realizar una iteración para encontrar el valor del desplazamiento de respuesta compatible con el amortiguamiento implicado.

Resumiendo: $\Delta_y = 0.305m < \Delta_{3.12s; 5\%} = 0.617m$ (el pódico responderá inelásticamente); $\Delta_{T_L, \xi_{efec.}} = \Delta_{3.12; 12.39\%} = 0.430$ m $< \Delta_d = 0.518$ m, en consecuencia el desplazamiento de respuesta se debe obtener por iteración, y será menor que el desplazamiento de capacidad (Δ_d). El procedimiento iterativo es establecido por Priestley et al. (2007), y se detalla enseguida.

1° Iteración:

a) El desplazamiento final estará entre el desplazamiento de esquina 0.430 m y el desplazamiento de capacidad 0.518 m; se supone un valor de $\Delta_d = 0.460$ m.

b) Con el desplazamiento de fluencia $\Delta_y = 0.305$ m y $\Delta_d = 0.460$ m, se obtiene $\mu = 0.460/0.305 = 1.508$

c) El valor correspondiente del amortiguamiento viscoso es:

$$\xi = 0.05 + 0.565(1.508 - 1) / (1.508 \times \pi) = 0.1106$$

d) El desplazamiento en el periodo de esquina $T_L = 3.12$ s, afectado por el nuevo amortiguamiento es:

$$\Delta_{3.12s; 11.06\%} = 0.617 \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.1106} \right)^{0.5} = 0.452$$
 m

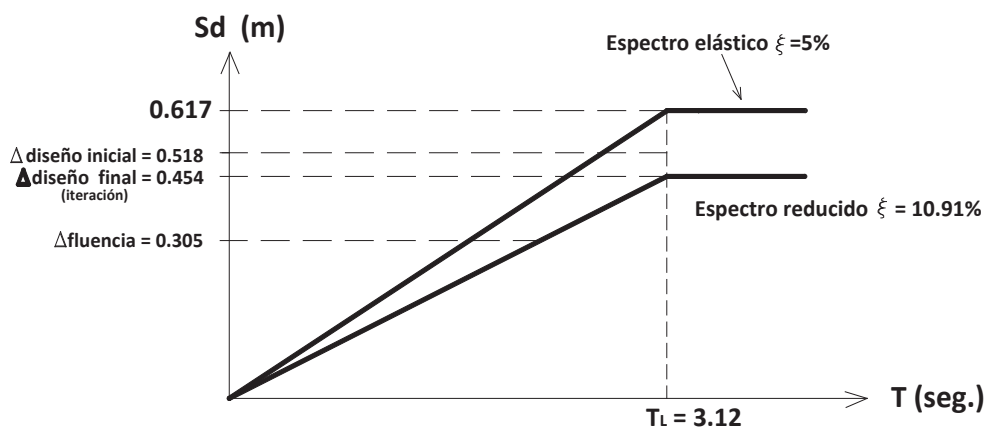
2° Iteración:

Usando el último valor como nuevo Δ_d se tiene: $\mu = 1.482$; $\xi = 0.1085$ y $\Delta_{3.12; 10.85\%} = 0.455\text{m}$.

3° Iteración:

Si se asume $\Delta_d = 0.454\text{m}$ se obtiene: $\mu = 1.489$; $\xi = 0.1090$ y $\Delta_{3.12; 10.90\%} = 0.454\text{ m}$, que coincide con el valor asumido. Al igualarse Δ_d y $\Delta_{3.12; 10.90\%}$ el periodo efectivo T_e toma un valor igual al periodo de esquina del espectro, en este caso 3.12 segundos.

Con el valor definitivo del desplazamiento de diseño de **0.454 m**, será necesario corregir los desplazamientos de los pisos, así por ejemplo el desplazamiento en el tope del edificio será: $\Delta_{d, \text{tope}} = 0.735 \times 0.454 / 0.518 = 0.644\text{ m}$. Con los valores de los desplazamientos y derivas corregidas se chequean los valores de los parámetros de diseño del DDBD (Tabla 5.5). Los resultados del proceso iterativo, para encontrar el desplazamiento de diseño se muestran en la Fig. 5.5.



Espectros de desplazamientos de diseño según la NEC-11

FIGURA 5.5 Espectros de desplazamientos de diseño: elástico ($\xi=5\%$) y reducido ($\xi=10.91\%$), según la NEC-11.

TABLA 5.5. Chequeo de los parámetros de diseño del DDBD

PORTICO REPRESENTATIVO:

Piso	Altura Hi (m)	hvigai (m)	Patrón de Desplaz. δ_i	Desplaz. i Δ_i (m)	$\Delta_i, \omega = \omega \theta \cdot \Delta_i$	Desplaz. Corregido (m)	Deriva i	hvigai . Deriva i	hvigai ² . Deriva i	masa i mi (Ts ² /m)	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. Δ_i .Hi
14	48.60	0.60	1.000	0.746	0.735	0.644	0.009	0.0055	0.0033	6.60	4.25	2.74	206.56
13	45.20	0.60	0.952	0.710	0.699	0.613	0.010	0.0059	0.0035	9.01	5.53	3.39	249.81
12	41.80	0.60	0.900	0.671	0.661	0.580	0.010	0.0062	0.0037	9.47	5.49	3.18	229.49
11	38.40	0.60	0.845	0.631	0.621	0.545	0.011	0.0066	0.0040	9.47	5.16	2.81	197.99
10	35.00	0.70	0.787	0.587	0.578	0.507	0.012	0.0081	0.0057	9.93	5.04	2.55	176.29
9	31.60	0.70	0.726	0.542	0.533	0.468	0.012	0.0086	0.0060	9.93	4.64	2.17	146.77
8	28.20	0.70	0.661	0.493	0.486	0.426	0.013	0.0090	0.0063	9.93	4.23	1.80	119.33
7	24.80	0.80	0.594	0.443	0.436	0.382	0.013	0.0108	0.0086	10.39	3.97	1.52	98.52
6	21.40	0.80	0.522	0.390	0.384	0.337	0.014	0.0113	0.0090	10.39	3.50	1.18	74.83
5	18.00	0.80	0.448	0.334	0.329	0.289	0.015	0.0118	0.0094	10.56	3.05	0.88	54.85
5	14.60	0.80	0.370	0.276	0.272	0.239	0.015	0.0123	0.0098	10.56	2.52	0.60	36.78
3	11.20	0.85	0.290	0.216	0.213	0.187	0.016	0.0136	0.0115	10.70	2.00	0.37	22.35
2	7.80	0.85	0.205	0.153	0.151	0.132	0.017	0.0141	0.0120	10.87	1.44	0.19	11.22
1	4.40	0.85	0.118	0.088	0.087	0.076	0.017	0.0147	0.0125	11.32	0.86	0.07	3.79
Σ								0.138	0.105	139.11	51.67	23.46	1628.59

Chequeo de parámetros:

Geometría y Materiales:

Esfuerzo de fluencia acero de refuerzo $f_y = 4200$ kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2038000$ kg/cm²
Longitud de viga exterior = $L_{b1} = 6.00$ m
Longitud de viga interior = $L_{b2} = 7.50$ m
bxh viga: 0.40x0.80 m del 1° al 7° piso ; 0.40x0.70 m del 8° al 10° piso , 0.40x0.60 m. del 11° al 12 piso
y 0.30x0.60 m. del 13° al 14 piso
 $\epsilon_y = 1.1 f_y / E_s = 1.1 \times 4200 / 2038000 = 0.00227$

Parámetros Corregidos del DDBD:

Patrón de Desplazamientos $= \delta_i = 1.333 (H_i/H_n)(1-0.25H_i/H_n)$ (Ecuación 2.21.b)
Deriva Máxima ocurriendo en el primer piso **2.00 %**
Desplazamiento Crítico $= \Delta_c = 0.02 \times 4.4 = 0.088$ m
Patrón de desplazamientos correspondiente al desplazamiento crítico = $\delta_c = \delta_i = 0.118$
 $\Delta_i = \delta_i (\Delta_c / \delta_c) = (0.088 / 0.118) \delta_i = 0.746 \delta_i$
hviga efectiva = $h_i \cdot \text{Deriva } i^2 / h_i \cdot \text{Deriva } i = 0.105 / 0.138 = 0.762$ m
 $\Delta_d = (\Sigma m_i \cdot \Delta_i^2) / (\Sigma m_i \cdot \Delta_i) = 23.46 / 51.67 = 0.454$ m
m efectiva = $(\Sigma m_i \cdot \Delta_i) / \Delta_d = 51.67 / 0.454 = 113.81$ Ts²/m
H efectiva = $(\Sigma m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i) / (\Sigma m_i \cdot \Delta_i) = 1628.59 / 51.67 = 31.52$ m
 $\theta_y = 0.5 \cdot \epsilon_y \cdot L_b / h_{\text{viga efectivo}}$
Se considera que los momentos de las vigas exterior M1 e interior M2 van a ser iguales **M1=M2**;
luego $\theta_y = (2\theta_{y1} + \theta_{y2}) / 3$
 $\theta_{y1} = 0.5 \times 0.00227 \times 6.00 / 0.746 = 0.0089$
 $\theta_{y2} = 0.5 \times 0.00227 \times 7.50 / 0.746 = 0.0112$
 $\theta_y = (2 \times 0.0091 + 0.0114) / 3 = 0.0097$
 $\Delta_y = \theta_y \cdot H_{\text{efectiva}} = 0.0097 \times 31.50 = 0.305$ m
 $\mu = \Delta_d / \Delta_y = 0.454 / 0.305 = 1.489$
 $\xi_{\text{efectivo}} = 0.05 + 0.565 \cdot (\mu - 1) / (\pi \mu)$
 $\xi_{\text{efectivo}} = 0.5 + 0.565 \cdot (1.488 - 1) / (\pi \cdot 1.488) = 0.1091$

Factor de control de DERIVAS debidas a los MODOS SUPERIORES ω_θ :

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 H_n \leq 1.0 \quad (\text{Ecuación 2.60})$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 \cdot 48.60 = 0.985 \leq 1.0$$

$$\Delta_i, \omega = \omega_\theta \cdot \Delta_i$$

De los resultados de la Tabla 5.5, producto del nuevo desplazamiento de diseño Δ_d , se puede concluir que, si bien se han corregido los desplazamientos y derivas de piso, los valores de masa y altura efectivas no han cambiado, tampoco han cambiado la deriva de fluencia θ_y y el desplazamiento de fluencia Δ_y ; lo que si ha variado es la ductilidad (producto del nuevo Δ_d) y el amortiguamiento viscoso efectivo.

El cálculo de la deriva de fluencia se ha basado en la altura efectiva de la viga (h viga efectiva), que permite obtener la ductilidad de desplazamiento, y que a su vez determinará el amortiguamiento efectivo

Resta calcular el cortante basal del pórtico representativo del edificio que se estudia, para ello se necesita conocer la rigidez efectiva y el periodo efectivo de la estructura sustituta. De los cálculos anteriores se obtuvo que $T_e = T_L$, y siendo la masa efectiva $m_e = 113.81 \text{ Ts}^2/\text{m}$, se obtiene la rigidez efectiva:

$$K_e = 4 \cdot \pi^2 \cdot m_e / T_e^2 = 4 \times \pi^2 \times 113.81 / 3.12^2 = \mathbf{461.57 \text{ T/m.}}$$

Finalmente el máximo cortante basal de diseño se calcula usando la Ec. (2.16):

$V_{\text{basal}} = K_e \cdot \Delta_d = 461.57 \times 0.454 = \mathbf{209.55 \text{ T}}$, que como porcentaje del peso (W) del pórtico representa:

$$V_{\text{basal}} = 209.55 / (139.11 \times 9.81) = \mathbf{0.1536W}$$

Un resumen de los principales parámetros calculados, que definen las características de la estructura sustituta, se presenta a continuación (Tabla 5.6).

TABLA 5.6 Resumen de parámetros del diseño basado en desplazamientos.

PORTICO REPRESENTATIVO: Resumen de parámetros de la estructura substituta

Deriva de Diseño	Hn (m)	m total Ts ² /m	He (m)	me Ts ² /m	Δ_y (m)	Δ_d (m)	Δ_{tope} (m)	μ	ξ_e (%)	Te (s)	Ke (T/m)	Vbasal (T)	Vbasal % peso
0.020	48.60	139.11	31.52	113.81	0.305	0.454	0.644	1.489	10.91	3.12	461.57	209.55	15.36 W

Como se estableció en la sección 2.4.3.7 de esta memoria, el proyecto de normativa NEC-11, no direcciona una solución cuando la capacidad de desplazamiento (Δ_d) excede la demanda espectral (Δ_{T_L, ξ_e}), como en el presente caso, donde originalmente se tuvo $\Delta_d = 0.518 \text{ m} > \Delta_{3.12; 12.39\%} = 0.430 \text{ m}$.

Si se hubiese aplicado la recomendación de la NEC-11, y asumiendo que se la interpreta correctamente, la reducción de demanda sísmica R_ξ leída en la Fig. 2.13, para una $\mu=1.698$ sería igual a 1.90; y el periodo efectivo aplicando la Ec. (2.33.a) daría un valor $T_e = 0.518 \times 1.90 / (0.38 \times 0.40 \times 1.3) = \mathbf{4.98 \text{ s}}$ que es mayor que T_L , por tanto $T_{\text{efectiva}} = T_L = \mathbf{3.12 \text{ s}}$. No está claro el camino a seguir después de esto, se supone, que debería ser necesario un proceso iterativo como el anterior, para obtener los valores de desplazamiento y la ductilidad de diseño definitivos.

En el presente caso de estudio, se puede notar que el periodo de esquina T_L del espectro elástico de desplazamientos, tiene una incidencia grande en los resultados finales (rigidez efectiva, periodo efectivo y cortante basal); así, el proyecto de normativa NEC-11 para la ciudad de Quito y para un perfil de suelo tipo C (bastante firme) define un valor de $T_L=3.12$ segundos; pero si se toma en cuenta la tendencia mundial de considerar un valor de $T_L=4$ segundos (obtenida de análisis de peligro sísmicos que recomendaron este valor, para un nivel de desempeño “control de años” -probabilidad de excedencia de 10% en 50 años-, aceleraciones pico del suelo de hasta 0.48g, magnitudes sísmicas cercanas a $M_w=7$, y distancias a la falla en promedio de 10Km), el presente estudio arrojaría los siguientes resultados :

$\Delta_{4s;5\%} = 0.617 \text{ m}$ (manteniendo como válido el desplazamiento máximo espectral)

$T_e = 4 \text{ s}$;

$K_e = 4 \times \pi^2 \times 113.81 / 4^2 = \mathbf{280.82 \text{ T/m}}$; y

$V_b = 280.82 \times 0.454 = \mathbf{127.49 \text{ T}}$;

$V_b = 127.49 / (139.11 \times 9.81) = \mathbf{0.0934W}$

El cuadro 5.7 resume la comparación para el presente caso de estudio, al usar dos valores de periodo de esquina T_L (3.12 segundos de la NEC-11 y 4.0 segundos como sugerencia).

TABLA 5.7 Resultados por uso de diferentes valores de periodos de esquina T_L .

Consideración: del periodo T_L	T_L (s)	T_e (s)	K_e (T/m)	m_e (s)	Δd (T/m)	μ	V_{basal} (T)	V_{basal} % del peso
NEC-2011	3.12	3.12	461.57	113.81	0.454	1.489	209.55	15.36 W
Base de datos mundial	4.00	4.00	280.82	113.81	0.454	1.489	127.49	9.34 W

La diferencia entre los dos valores de cortante basal (Tabla 5.7) es alta, que a su vez repercutirá en los valores de las fuerzas internas y en el diseño; sin embargo para fines del caso de estudio se adoptará los valores obtenidos con la la pre-normativa NEC-11.

5.2.1.1 Distribución del cortante basal a los pisos

Para la distribución del cortante basal a los diferentes pisos se utiliza la Ec. (2.56), que contabiliza los efectos de los modos superiores, y que se reproduce en esta sección:

$$F_i = F_t + 0.9V_{\text{basal}} * \frac{\Delta_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^n \Delta_i \cdot m_i}$$

Siendo la fuerza en el nivel del techo $F_t = 0.10 V_{\text{basal}}$, y $F_t = 0$ en el resto de pisos; con lo cual se obtiene lo siguiente:

$$F_t = 0.10 \times 209.55 = \mathbf{20.96 \text{ T}};$$

$$\text{En el techo, } F_i = 20.96 + 0.9 \times 209.55 (\Delta_i \cdot m_i) / 51.67 = \mathbf{20.96 + 3.65 (\Delta_i \cdot m_i)};$$

$$\text{En los entrepisos, } F_i = 0 + 0.9 \times 209.55 (\Delta_i \cdot m_i) / 51.67 = \mathbf{3.65 (\Delta_i \cdot m_i)}.$$

Los resultados finales de las fuerzas de piso, correspondientes al pórtico representativo se encuentran en la Tabla 5.8 y se grafican en la Fig. 5.6. Se debe

anotar que conforme se asumió al inicio de ésta sección, todos los pórticos son idénticos en cuanto a dimensiones de sus elementos, por tanto la resistencia lateral de cada uno de ellos es también idéntica, de esta manera también se está respetando la compatibilidad de desplazamientos en las direcciones de aplicación de la fuerza sísmica. Con las fuerzas de piso obtenidas se procederá al cálculo de los esfuerzos internos del pórtico representativo, para su posterior diseño.

TABLA 5.8 FUERZAS DE PISO EN PÓRTICO REPRESENTATIVO

PÓRTICO REPRESENTATIVO:

Piso	$m_i \Delta_i$ (Ts ²)	F_i (T)	Cortante de Piso (T)
14	4.25	36.47	36.47
13	5.53	20.17	56.64
12	5.49	20.04	76.68
11	5.16	18.82	95.50
10	5.04	18.39	113.89
9	4.64	16.95	130.84
8	4.23	15.45	146.29
7	3.97	14.50	160.79
6	3.50	12.76	173.55
5	3.05	11.12	184.68
4	2.52	9.20	193.87
3	2.00	7.28	201.16
2	1.44	5.25	206.41
1	0.86	3.14	209.55
Σ	51.667	209.55	

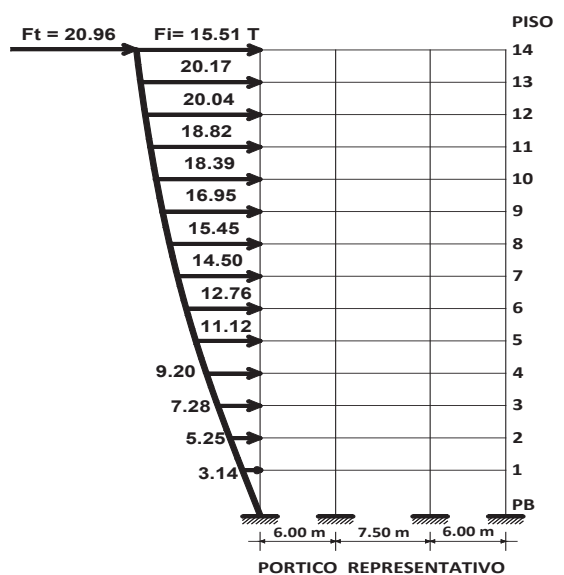


Figura 5.6 Fuerzas de Piso

5.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONFORME AL DDBD

El análisis racional de equilibrio descrito en la sección 2.4.3.9 de la presente memoria, se utiliza para la obtención de las fuerzas internas (cortantes y momentos) de los elementos que conforman el pórtico central representativo del edificio en estudio (Pórtico 2).

5.3.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO REPRESENTATIVO

Fuerzas Internas en Vigas:

En el cálculo de la deriva de fluencia (sección anterior), se asumió que los momentos sísmicos de flexión de los claros externos e internos serán iguales ($M_1=M_2$), esto, dado que la luz mayor no supera en 25% a la luz menor, y, que una redistribución de momentos menor al 30% (que incluiría los momentos por carga vertical) podría ser aceptable; además en la Fig. 4.12.b (análisis modal espectral) se pudo observar que los momentos sísmicos de las vigas en casi todos los niveles, se pueden aproximar a un solo valor, lo cual representa una tendencia del análisis elástico de este edificio. De igual forma, si se observan los cortantes obtenidos del análisis espectral (Fig. 4.12.a), el valor del cortante de la columna interior representa en promedio el 33% del cortante de piso, mientras que la columna exterior toma el 17%, excepto en la planta baja donde estos valores son 37% y 13% respectivamente. En la Tabla 5.9 se presenta el cálculo de: el momento de volteo, los cortantes y momentos sísmicos de las vigas.

TABLA 5.9 Momentos de volteo, momentos al eje y de diseño de las vigas del pórtico representativo.

PORTICO REPRESENTATIVO:

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Piso	Altura Hi (m)	Fi (T)	Momento de Volteo MV (T.m)	Cortante de Piso Vsi (T)	Viga 1i (L1=6.00m) (T)	Viga 2i (L2=7.5m) (T)	Sección Vigas (cm)	Momento viga al eje (T.m)	hi columna (m)	Momento Borde Izq. Pos. y Neg. Viga 1i (T.m)	Momento Borde Izq. Pos. y Neg. Viga 2i (T.m)
14	48.60	36.47	0.00	36.47	6.44	5.15	30X60	19.33	0.50	17.72	18.04
13	45.20	20.17	123.99	56.64	10.01	8.01	30X60	30.02	0.55	27.27	27.82
12	41.80	20.04	316.58	76.68	13.55	10.84	40X60	40.65	0.60	36.58	37.39
11	38.40	18.82	577.31	95.50	16.87	13.50	40X60	50.62	0.60	45.56	46.57
10	35.00	18.39	902.02	113.89	20.12	16.10	40X70	60.37	0.65	53.83	55.13
9	31.60	16.95	1289.25	130.84	23.12	18.49	40X70	69.35	0.65	61.84	63.34
8	28.20	15.45	1734.12	146.29	25.85	20.68	40X70	77.54	0.65	69.14	70.82
7	24.80	14.50	2231.50	160.79	28.41	22.73	40X80	85.23	0.70	75.28	77.27
6	21.40	12.76	2778.19	173.55	30.66	24.53	40X80	91.99	0.70	81.26	83.40
5	18.00	11.12	3368.27	184.68	32.63	26.10	40X80	97.89	0.75	85.65	88.10
4	14.60	9.20	3996.17	193.87	34.25	27.40	40X80	102.76	0.75	89.92	92.48
3	11.20	7.28	4655.34	201.16	35.54	28.43	40X85	106.62	0.75	93.29	95.96
2	7.80	5.25	5339.28	206.41	36.47	29.17	40X85	109.41	0.80	94.82	97.74
1	4.40	3.14	6041.07	209.55	37.02	29.62	40X85	111.07	0.80	96.26	99.22
0	0.00	0.00	6963.09	209.55							
Σ		209.55		1986.34	350.95	280.76					

$L1 = 6.00 \text{ m}$			
$L2 = 7.50 \text{ m}$			
Ubicación del punto de inflexión en columnas de planta baja para pórticos en dos direcciones = $0.70 H1 = 3.08 \text{ m}$			
$\Sigma M_{Cj} = V_{\text{basal}} \times 0.70 \times H1:$	645.41 T.m	≈ 0.0927	Momento Volteo
Momentos de vigas: $M1=M2$			
Momento de Volteo =	6963.09 T.m	Ec. (2.39)	(columna 4)
$\sum_{i=1}^n V_{Vi} = T1 = \frac{M1}{2M1+M2} \left(\sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L1$	$= 0.333 (6963.09 - 645.41) / 6.0 =$	350.95 T.	Ec. (2.48)
$\sum_{i=1}^n V_{Vi} = T2 = \frac{M2}{2M1+M2} \left(\sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L2$	$= 0.333 (6963.09 - 645.41) / 7.5 =$	280.76 T.	Ec. (2.49)
$V_{Vi} = T \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}}$	$= V_{Vi} = 350.95 \times V_{Si} / 1986.34 =$	0.1767 V_{Si}	(columna 6)
	$= V_{Vi} = 280.76 \times V_{Si} / 1986.34 =$	0.1413 V_{Si}	Ec. (2.45) (columna 7)
Momento de Viga al eje claro1 = $V_{viga 1i} \cdot L1/2$			(columna 9)
V_{Vi} es el cortante de viga (llamado también $V_{viga 1i}$ ó $2i$ en la tabla superior)			
Momento de Borde izq. Positivo y Negativo Viga 1i = $V_{viga 1i} (L1 - h_{ci})/2$			(columna 11)
Momento de Borde izq. Positivo y Negativo Viga 2i = $V_{viga 2i} (L2 - h_{ci})/2$			(columna 12)

En este punto del análisis se puede chequear la armadura de las vigas. Un tanteo de secciones previo, demostró que una viga de 40x70 cm resultaba doblemente armada en los pisos inferiores, por lo cual se creyó conveniente modificar la geometría de las vigas a 40x85 cm, además se acoge la recomendación de Moehle (2009), de tratar de conseguir un refuerzo en vigas cercano al 1%, ya que conserva las fuerzas cortantes de las juntas viga- columna dentro de límites razonables.

También se puede realizar un chequeo de las dimensiones de la columna central, en la planta baja del pórtico representativo; con un momento igual a $M_u = 0.333 \times 209.55 \times 0.70 \times 4.4 = 214.92 \text{ T.m}$ y una carga gravitatoria (ignorando las cargas axiales sísmicas, para simplificar) de $P_u = (6.75 \times 6.75) \times (0.75 \times 13 + 0.55) + 69.81 = 539.10 \text{ T.}$, se tendría un porcentaje de acero similar al 1.4% para una sección de 80x80cm, quizá pudiese rebajarse a 75x75 cm, pero los cortantes producto del ataque sísmico diagonal serán muy

altos, por lo tanto se conserva la sección original, con el chequeo definitivo a realizarse más adelante.

También vale la pena destacar que la sección de columna dada por el análisis modal espectral (columna central pórtico 2) de 1.10 x1.10 m, resultó algo grande para este chequeo preliminar de secciones utilizando el DDBD, se obtuvo una armadura bastante menor a la mínima para soportar las cargas de diseño. Este hecho demuestra que un diseño DDBD produce secciones más pequeñas que el diseño por Fuerzas, sin que esto signifique que este último diseño sea conservador.

Se ha obtenido hasta ahora los momentos sísmicos en los extremos de las vigas, y que, como se ha supuesto al inicio de este caso de estudio, los momentos positivos y negativos en esos sitios de las vigas, son iguales; ahora se hace necesario encontrar los momentos en el centro de los claros de las vigas (ó momentos de tramo), para lo cual es necesario considerar las cargas de gravedad. Para las regiones entre articulaciones plásticas, los momentos de diseño se encuentran de la combinación de cargas de gravedad y la sobrerresistencia de los momentos en dichas articulaciones. Como se observa, el análisis estructural está íntimamente vinculado con el diseño por capacidad.

Momentos por Cargas de Gravedad:

El Método Directo Basado en Desplazamientos recomienda que para el caso de diseño por flexión de las vigas en las zonas de articulación plástica, se tome el mayor momento, que resulte de la comparación entre el momento a gravedad factorado y el momento sísmico (ignorando la carga de gravedad). La combinación dada por la Ec. (4.8.a) se puede utilizar para factorar los momentos a gravedad, pero en el presente estudio se ha considerado conveniente emplear la conocida $U1 = 1.4D + 1.7L$.

Para la carga viva de diseño se ha adoptado la reducción que establece la NEC-11:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (5.5)$$

donde:

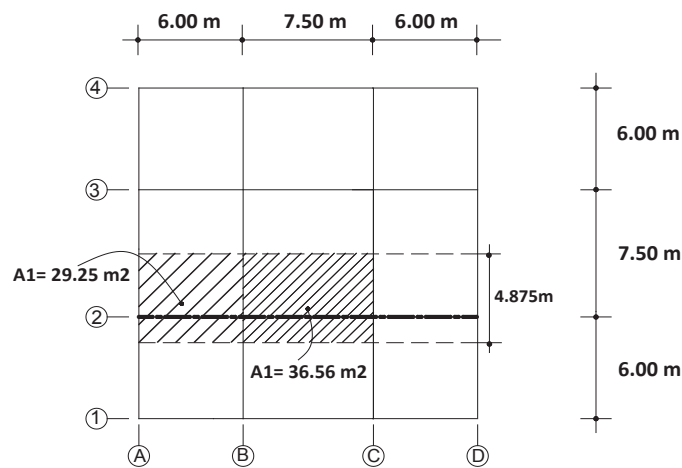
L_r = sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte;

L_o = sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte;

K_{LL} = factor de sobrecarga según el elemento de soporte, igual a 2 para vigas y 4 para columnas

A_T = área tributaria en metros cuadrados

Aplicando la ecuación anterior para las **vigas** del pórtico central 2, con $L_o = 2,40$ KN/m² ≈ 250 kg/m², el área tributaria del claro 2 $A_{T2} = 4.875 \times 7.5 = 36.56$ m², y el área tributaria del claro 1 $A_{T1} = 4.875 \times 6.0 = 29.25$ m²; promediando estos valores se tiene $A_T = 32.91$ m², luego y aplicando la Ec.(5.5), la carga viva de diseño para vigas es $L = 0.813 \times 0.25 = 0.203$ T/m². Las áreas tributarias para la reducción de carga viva se detallan en la Fig. 5.7.



AREA TRIBUTARIA PARA REDUCCION DE CARGA VIVA

FIGURA 5.7 Áreas aportantes para Reducción de Carga Viva

Resumiendo, para el cálculo de los momentos a gravedad se han considerado las siguientes cargas por metro cuadrado:

- Carga Muerta por peso de la losa, paredes y acabados (entrepiso)= **0.750T/m²**.
- Carga Muerta por peso de la losa, acabados (cubierta)= **0.511 T/m²**.
- Peso Propio de una viga de 75 cm (entrepisos) = $2.4 \times 0.40 \times 0.50 =$ **0.480 T/m**.
- Peso Propio de una viga de 60 cm (cubierta) = $2.4 \times 0.30 \times 0.35 =$ **0.252 T/m**.
- Carga Viva = **0.203 T/m²** (para entrepisos y cubierta).

Las cargas gravitatorias utilizadas para calcular los cortantes y momentos son las siguientes:

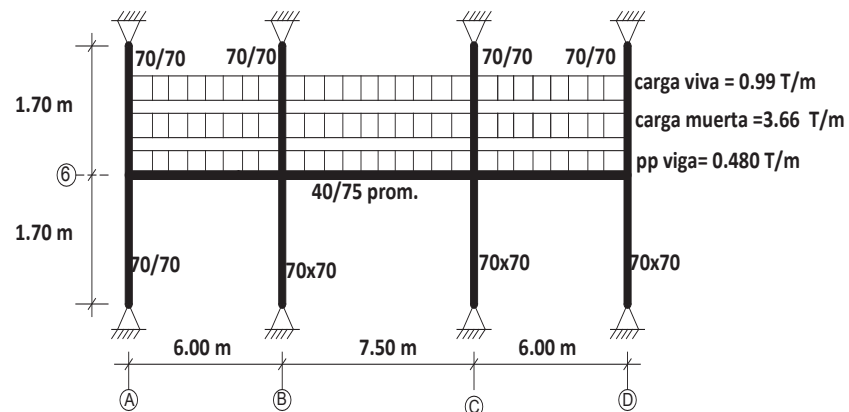
-Entrepisos:

- w_g entrepiso carga **muerta** = $0.750 \times 4.875 =$ **3.66 T/m**;
- w_g entrepiso carga **viva** = $0.203 \times 4.875 =$ **0.99 T/m**;

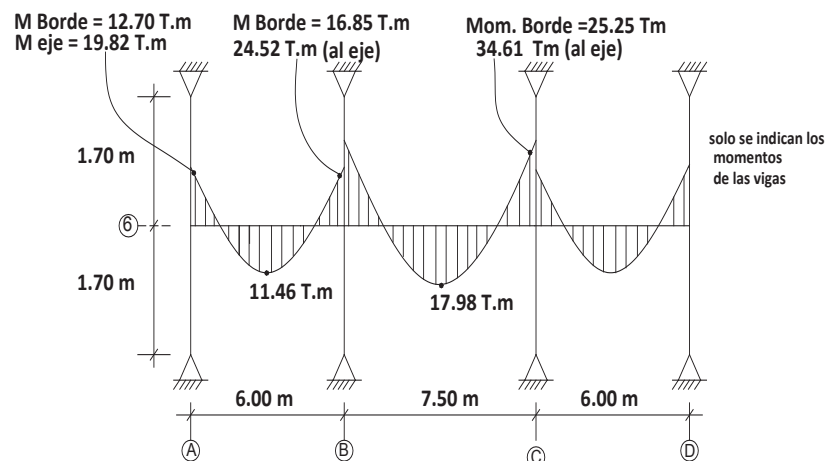
-Cubierta:

- w_g entrepiso carga **muerta** = $0.511 \times 4.875 =$ **2.49 T/m**;
- w_g entrepiso carga **viva** = $0.203 \times 4.875 =$ **0.99 T/m**.

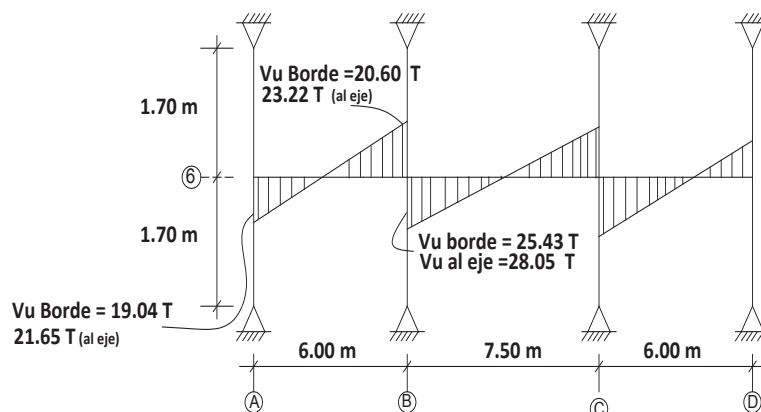
Para obtener los momentos a gravedad factorados de un entrepiso tipo se ha aislado el piso 6°, y sobre él se han colocado las cargas distribuidas uniforme (gravitatorias); con el mismo objeto se ha aislado el techo. Los resultados de los pisos característicos se muestran en la Fig. 5.8, donde se grafican los momentos al eje y los momentos de diseño o de borde. Para la resolución de los pórticos de piso, se asumió inercias agrietadas (50% en vigas y 80% en columnas), pero ésta elección en realidad no tuvo mayor influencia en los resultados finales. La recomendación del DDBD (Priestley et al., 2007) para el caso de los momentos negativos extremos de las vigas, es que se comparen los momentos a carga vertical factorados con los momentos sísmicos de diseño, y de los dos se escoja el mayor valor para diseño, sin embargo se ha juzgado conveniente en el presente estudio que cuando domine la carga gravitacional se realice la combinación vertical más sismo, para la obtención de los momentos de diseño.



CARGAS VERTICALES PÓRTICO 2 - Nivel 6



MOMENTOS POR CARGA VERTICAL: 1.4 D+1.7 L PÓRTICO 2 - Nivel 6



CORTANTES POR CARGA VERTICAL: 1.4 D+1.7 L PÓRTICO 2 - Nivel 6

FIGURA 5.8.a Momentos y Cortantes por cargas verticales $U=1.4D+1.7L$, entrepiso tipo.

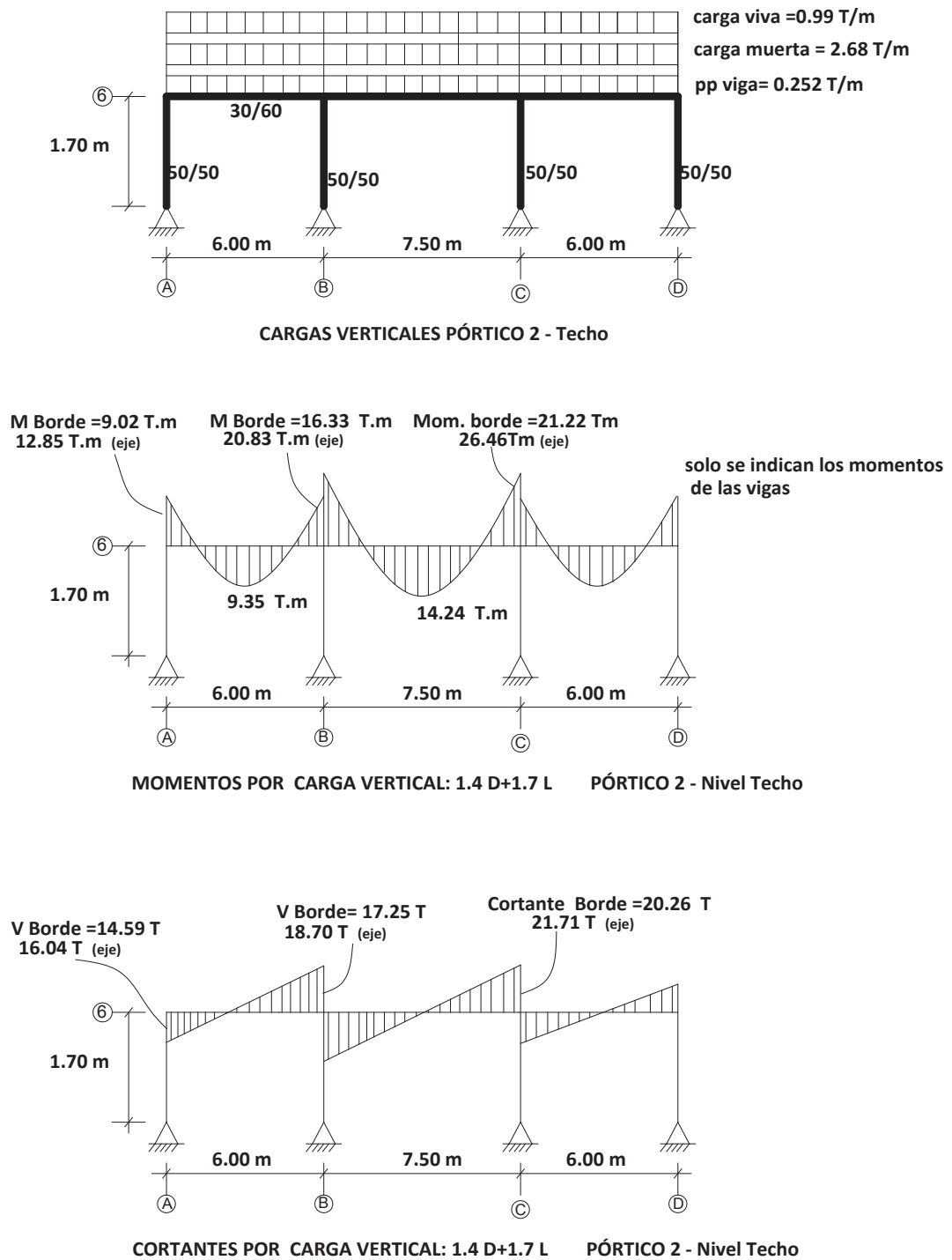


FIGURA 5.8.b Momentos y Cortantes debidos a cargas verticales factoradas: $U=1.4D+1.7L$, cubierta.

Comparando los momentos factorados gravitacionales y los momentos sísmicos de la Tabla 5.9, se observa que todos los momentos sísmicos (al eje) son mayores que los de gravedad, excepto en los pisos 13 y 14 donde manda la carga vertical.

Para las regiones entre las articulaciones plásticas de las vigas, los momentos de diseño se encuentran combinando los momentos por carga gravitatoria y los momentos en la sobrerresistencia por capacidad en las articulaciones de las vigas; los momentos de gravedad corresponden a la condición simplemente soportada de cada claro. Para el caso de cortantes en un punto interior de las vigas, el procedimiento es similar al anterior; obteniéndose entonces las siguientes ecuaciones (Priestley et al., 2007):

$$M_x = M_{E_{izq.}}^0 + \left(M_{E_{der.}}^0 - M_{E_{izq.}}^0 \right) \frac{x}{L_{viga}} + \frac{w_g \cdot L_v}{2} \cdot x - \frac{w_g \cdot x^2}{2} \quad (5.6)$$

$$V_x = \frac{\left(M_{E_{der.}}^0 - M_{E_{izq.}}^0 \right)}{L_{viga}} + \frac{w_g \cdot L_v}{2} - w_g \cdot x \quad (5.7)$$

donde $M_{E_{izq.}}^0$ y $M_{E_{der.}}^0$ son los momentos en la sobrerresistencia en la izquierda y en la derecha de la viga considerada (valores a ejes) tomando debida cuenta de los signos; x y L_v son medidos desde el eje izquierdo y representan el punto donde se desea calcular el corte o el momento y la longitud de la viga respectivamente; finalmente w_g es la carga gravitatoria que se asume constante a lo largo del claro.

Cuando los efectos de la carga gravitacional se combinan con los efectos resultantes de la respuesta dúctil de la estructura, con la sobrerresistencia siendo desarrollada en las articulaciones plásticas, poca o ninguna reserva de resistencia es necesaria. Por lo tanto, cuando se use el procedimiento de diseño por capacidad para el *estado límite de supervivencia*, es conveniente utilizar las combinaciones recomendadas por Paulay y Priestley (1992), que son las siguientes:

$$U = D + L \pm E_o \quad (5.8.a);$$

$$U = 0.9D \pm E_o \quad (5.8.b).$$

donde E_o denota una acción derivada de las consideraciones sísmicas por sobrerresistencia de las articulaciones plásticas.

En las Tabla 5.10 se calculan los momentos de tramo para los que se ha considerado la acción de las cargas de gravedad, también se detallan los cortantes de borde (diseño) igualmente considerando las cargas de gravedad y los cortantes de tramo.

Las ecuaciones (5.6) y (5.7) son válidas para cuando los momentos sísmicos son dominantes (del 1° al 12° piso, en el caso de estudio); cuando los momentos por carga vertical resulten mayores que los sísmicos (13° y 14° pisos), se procede a la combinación de la carga vertical más la sísmica, aplicando una redistribución de momentos de hasta el 30 %, tal cual se detalla en las Figs. 5.9 y 5.10.

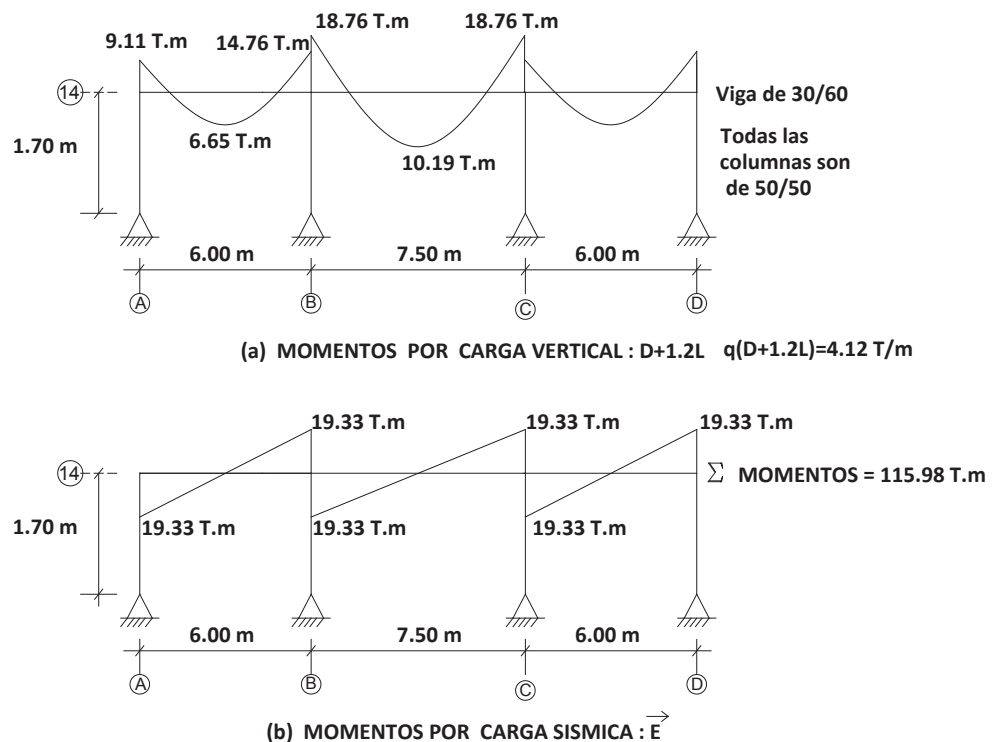


FIGURA 5.9.a-b Combinación de Momentos Sísmicos y Verticales; Piso 14°

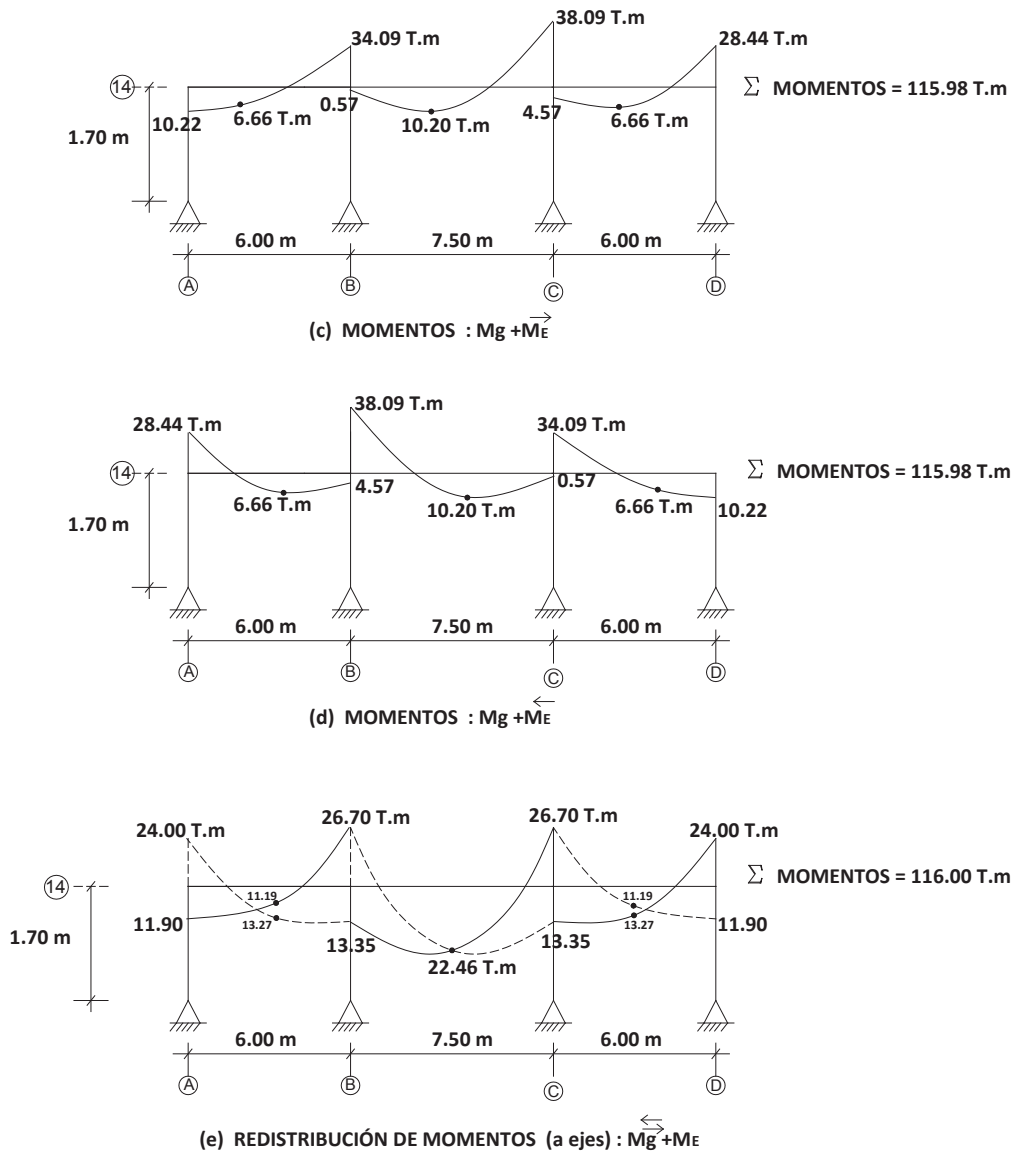


FIGURA 5.9.c-e. Combinación de Momentos Sísmicos y Verticales; Piso 14°

Se debe anotar que para la determinación de los momentos de diseño en los pisos 13° y 14°, en donde domina la carga vertical, se ha tomado la recomendación de Paulay y Priestley (1992) en cuanto a la combinación de cargas: $U = D + 1.2 L \pm E$; tal cual se detalla en la Figs. 5.9 y 5.10.

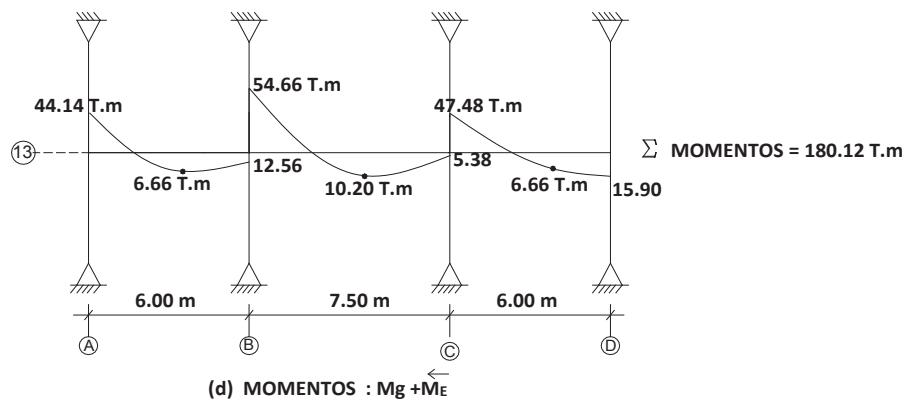
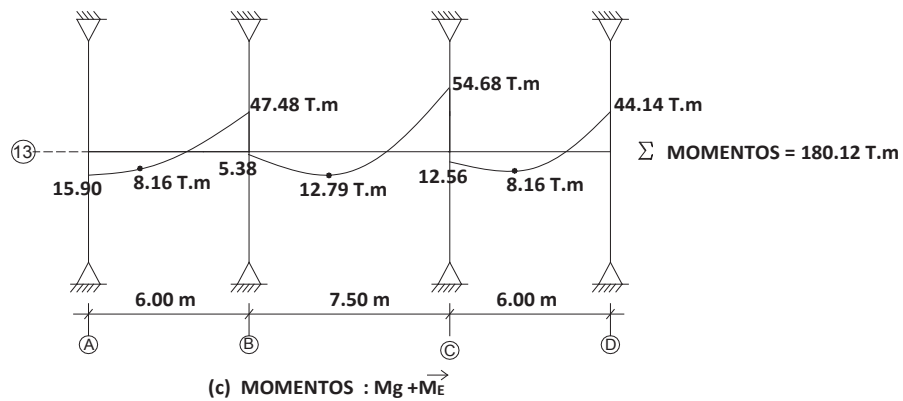
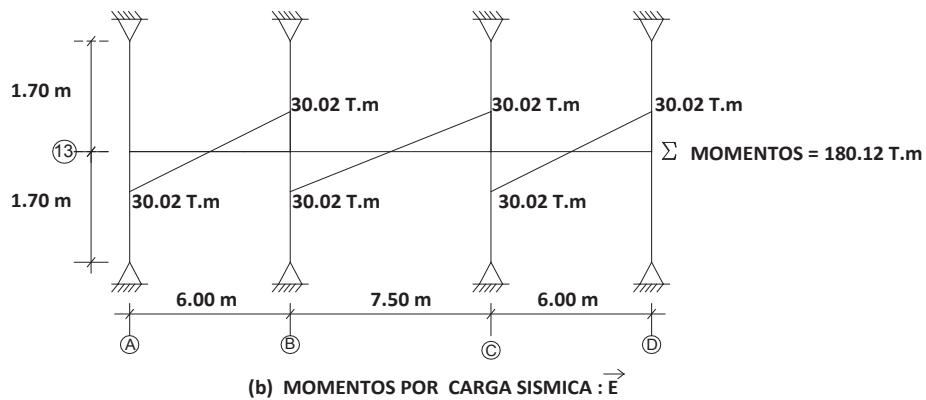
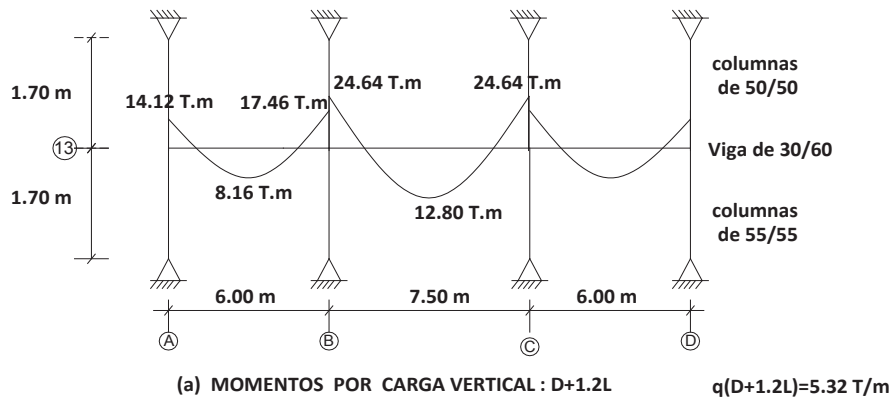


FIGURA 5.10.a-d. Combinación de Momentos Sísmicos y Verticales; Piso 13°

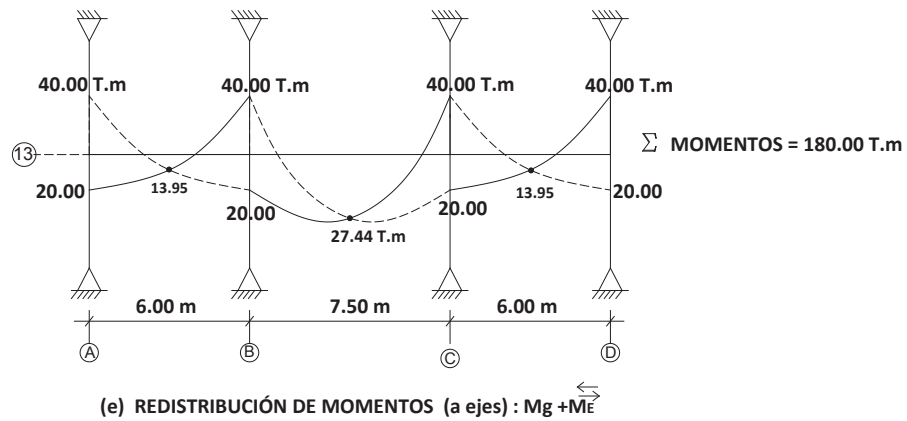


FIGURA 5.10.e Combinación de Momentos Sísmicos y Verticales; Piso 13°

TABLA 5.10 Momentos de tramo, cortantes de borde y de tramo del pórtico representativo.

PÓRTICO REPRESENTATIVO:

	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]
Piso	Sección Vigas (cm)	Momento viga al eje (T.m)	hi columna (m)	Momento Mx Tramo 1 x=3.00m	Momento Mx Tramo 2 x=3.75m	Cortante de borde Tramo 1 (T)	Cortante de borde Tramo 2 (T)	Cortante de Tramo 1 $V_{x=3.00\text{ m}}$ (T)	Cortante de Tramo 2 $V_{x=3.75\text{ m}}$ (T)
14	30X60	26.70	0.50	13.27	22.46	17.56	19.81	6.23	5.34
13	30X60	40.00	0.55	13.95	27.44	24.63	26.62	10.00	8.00
12	40X60	40.65	0.60	20.93	32.70	30.85	30.67	18.29	14.63
11	40X60	50.62	0.60	20.93	32.70	35.33	34.27	22.78	18.22
10	40X70	60.37	0.65	20.93	32.70	39.60	37.66	27.16	21.73
9	40X70	69.35	0.65	20.93	32.70	43.65	40.89	31.21	24.97
8	40X70	77.54	0.65	20.93	32.70	47.33	43.84	34.89	27.91
7	40X70	85.23	0.70	20.93	32.70	50.67	46.49	38.35	30.68
6	40X80	91.99	0.70	20.93	32.70	53.72	48.93	41.40	33.12
5	40X80	97.89	0.75	20.93	32.70	56.26	50.93	44.05	35.24
4	40X80	102.76	0.75	20.93	32.70	58.45	52.69	46.24	36.99
3	40X85	106.62	0.75	20.93	32.70	60.19	54.08	47.98	38.38
2	40X85	109.41	0.80	20.93	32.70	61.32	54.96	49.23	39.39
1	40X85	111.07	0.80	20.93	32.70	62.07	55.56	49.98	39.99

* En estos pisos domina la carga vertical (ver Figs. 5.9 y 5.10)

Factor de sobrerresistencia $\phi^0=1.35$
 Luz Tramo 1 = 6.00 m
 Luz Tramo 2 = 7.50 m
 Carga Muerta Entrepiso = 0.75 T/m²
 Carga Muerta Cubierta = 0.55 T/m²
 Carga Viva reducida para Entrepiso y Cubierta = 0.203 T/m²
 Ancho Cooperante por cada pórtico = 4.875 m
 Carga gravitatoria uniforme de entrepiso (incluye carga viva reducida) = **4.65 T/m**
 Carga gravitatoria uniforme de cubierta (incluye carga viva reducida) = **3.67 T/m**

- Momento en el tramo, M_x :
$$M_x = M_{E_{izq}}^0 + \left(\frac{M_{E_{der}}^0 - M_{E_{izq}}^0}{L_{viga}} \right) \cdot X + \frac{W_g \cdot L_v}{2} \cdot X - \frac{W_g \cdot X^2}{2}$$
 Ec (5.6) (columnas 11 y 12)

Ejemplos Tipo; Momento en el tramo 1, **cubierta** : $M_x = 1.35 (19.33) - (2 \times 1.35 \times 19.33) X/6 + (3.67 \times 6/2) X - (3.67 X^2)/2 = 26.10 - 8.70X + 11.01X - 1.835X^2$
 $M_{x=3.00} = 16.52 \text{ T.m}$
 Momento en el tramo 2, **entrepiso 4** : $M_x = 1.35 (102.76) - (2 \times 1.35 \times 102.76) X/7.5 + (4.65 \times 7.5/2) X - (4.65 X^2)/2 = 138.73 - 36.99X + 17.44X - 2.33X^2$
 $M_{x=3.75} = 32.70 \text{ T.m}$

- Cortante de diseño en el tramo, V_x :
$$V_x = \frac{(M_{E_{der}}^0 - M_{E_{izq}}^0)}{L_{viga}} + \frac{W_g \cdot L_v}{2} - W_g \cdot X$$
 Ec (5.7)

La Ecuación 5.7 se modifica algo para encontrar los cortantes de borde y de tramo:
$$V_x = \frac{2 \phi^0 M_{borde \ viga}}{L_{entre \ caras \ de \ cols.}} + \frac{W_g \cdot L_{entre \ caras}}{2} - W_g \cdot X$$
 (columnas 13, 14, 15 y 16)

donde x se mide desde la cara de la columna izquierda

Ejemplos Tipo; Cortante de borde, piso 6, claro 2, $x = 0$ m :
 Momento borde $_{6,2} = 83.40 \text{ T.m}$; $V_x = 2 \times 1.35 \times 83.40 / (7.5 - 0.7) + 4.65 \times (7.5 - 0.7) / 2 - 4.65 \times 0 = 48.93 \text{ T}$

Cortante de tramo V_x , piso 9, claro 1, $x = (6 - 0.65) / 2 = 2.675$ m :
 Momento de borde $_{9,1} = 61.84 \text{ T.m}$; $V_x = 2 \times 1.35 \times 61.84 / (6 - 0.65) + 4.65 \times (6 - 0.65) / 2 - 4.65 \times 2.675 = 31.21 \text{ T}$

Fuerzas Internas en Columnas:

Se inicia con el cálculo de los cortantes de columnas, considerando el ataque bi-direccional (columnas 17, 18 y 19 de la Tabla 5.11), que servirán para la obtención de los momentos de las columnas a través del análisis racional de equilibrio, descrito en la sección 2.4.3.9. La Tabla 5.11 muestra los cortantes que se utilizan en el análisis racional y los cortantes amplificados dinámicamente conforme la Ec.2.66 b., y que se convertirán en los cortantes de diseño. Conforme a la idealización del edificio y a su geometría se consideran tres tipos de columnas: interior, exterior y esquinera.

TABLA 5.11 Amplificación dinámica de cortantes de columnas.

[1]	[5]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]
					Amplificación Dinámica de Cortantes		
Columna	Cortante de Piso Vsi (T)	Cortante Columna Esquinera Vc (T)	Cortante Columna Interior Vc (T)	Cortante Columna Exterior Vc (T)	Cortante de Diseño Columna Esquinera Vuc (T)	Cortante de Diseño Columna Interior Vuc (T)	Cortante de Diseño Columna Exterior Vuc (T)
14	36.47	8.61	17.17	13.56	41.26	82.52	64.99
13	56.64	13.38	26.67	21.07	47.69	95.39	75.12
12	76.68	18.11	36.11	28.52	54.08	108.17	85.18
11	95.50	22.56	44.98	35.52	60.08	120.17	94.63
10	113.89	26.90	53.63	42.36	65.95	131.89	103.87
9	130.84	30.90	61.62	48.67	71.35	142.70	112.38
8	146.29	34.55	68.89	54.41	76.28	152.55	120.14
7	160.79	37.97	75.72	59.80	80.90	161.80	127.42
6	173.55	40.99	81.73	64.55	84.97	169.94	133.83
5	184.68	43.62	86.97	68.69	88.52	177.03	139.41
4	193.87	45.79	91.30	72.11	91.45	182.89	144.03
3	201.16	47.51	94.73	74.82	93.77	187.54	147.69
2	206.41	48.75	97.20	76.77	95.44	190.89	150.33
1	209.55	49.49	98.68	77.94	96.45	192.89	151.90

Cortantes de columna por ataque bidireccional:

Cortante Columna Esquinera Vc = 0.167x1.4142xVsi (columna 17)

Cortante Columna Interior Vc = 0.333x1.4142xVsi (columna 18)

Cortante Columna Exterior Vc = 0.263x1.4142xVsi (columna 19)

AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CORTANTES:**Cortantes de diseño columna incluye efectos de sobrerresistencia y ataque bidireccional:**

$$\text{Pórticos dos direcciones: } \phi_s V_{N,2} = \sqrt{2}(\phi_o V_{E,1} + 0.1 \frac{\mu}{\sqrt{2}} V_{E, \text{Base } 1}) \leq \frac{M_o \text{ tope} + M_o \text{ base}}{h_c} \quad (\text{Ec. 2.66.b})$$

 $\phi_s = 0.85$ $\phi_o = 1.35$ $\mu = 1.489$ $\mu_o = \mu / (1.4142 \phi_o) \geq 1.0$; $\mu_o = 1.489 / (1.4142 \times 1.35) = 0.780$, adoptar $\mu_o = 1.0$

Vuc = cortante de diseño de columna

Vuc,esquinera = 1.4142x(1.35x0.167xVs1i + 0.1x209.55) (columna 20)

Vuc,interior = 2xVuc,esquinera (columna 21)

Vuc,exterior = 1.575xVuc,esquinera (columna 22)

Ejemplo Tipo; Columnas del 5° piso; Vs5 = 184.68 T

5° piso columna esquinera: Vuc,esq.-5 = 1.4142x(1.35x184.68*0.167+0.1x1x209.55)=**88.52 T**5° piso columna interior: Vuc,int.-5 = 2x88.52=**177.03 T**5° piso columna exterior: Vuc,ext.-5 = 1.575x88.52 =**139.41 T**

En la Tabla 5.12, columna 23, se detalla el resultado del *análisis racional de equilibrio* para la columna interior del edificio, y se observa una distribución irregular de momentos a lo largo de la altura de la columna. Por ello se ha considerado conveniente, repartir la sumatoria de momentos de las articulaciones plásticas de las vigas, que llegan a la junta analizada, en cantidades iguales, arriba y abajo de la junta (es decir, se asumiría que el punto de inflexión de los momentos de columnas estaría a la mitad de longitud de las mismas).

La suma vectorial de momentos, para las juntas tipo (central, exterior y esquinera) se detallan en la Fig.5.11. Según Priestley et al.(2007), experimentos y análisis indicarían **“que la capacidad a momento de columnas cuadradas simétricamente reforzadas en la dirección diagonal, es muy similar a la capacidad en las direcciones principales”**. De lo anterior, y con los momentos repartidos arriba y debajo de la junta, será suficiente analizar la columna en una de las direcciones principales. Igual razonamiento se aplicaría para el cortante diagonal, producto del ataque bidireccional.

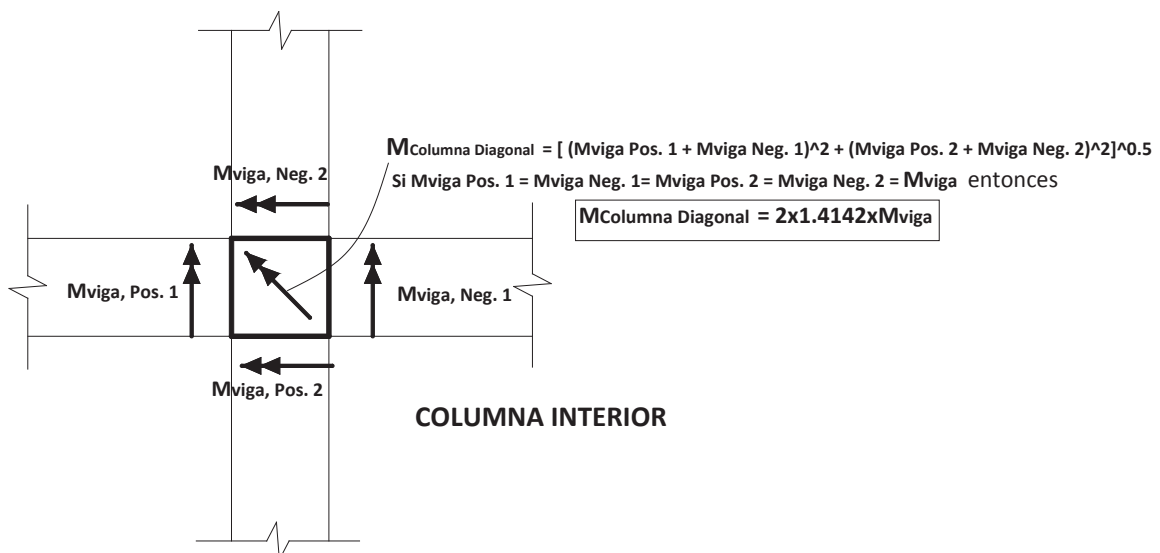


FIGURA 5.11.a Momento Columna Interior (ataque bi-direccional)

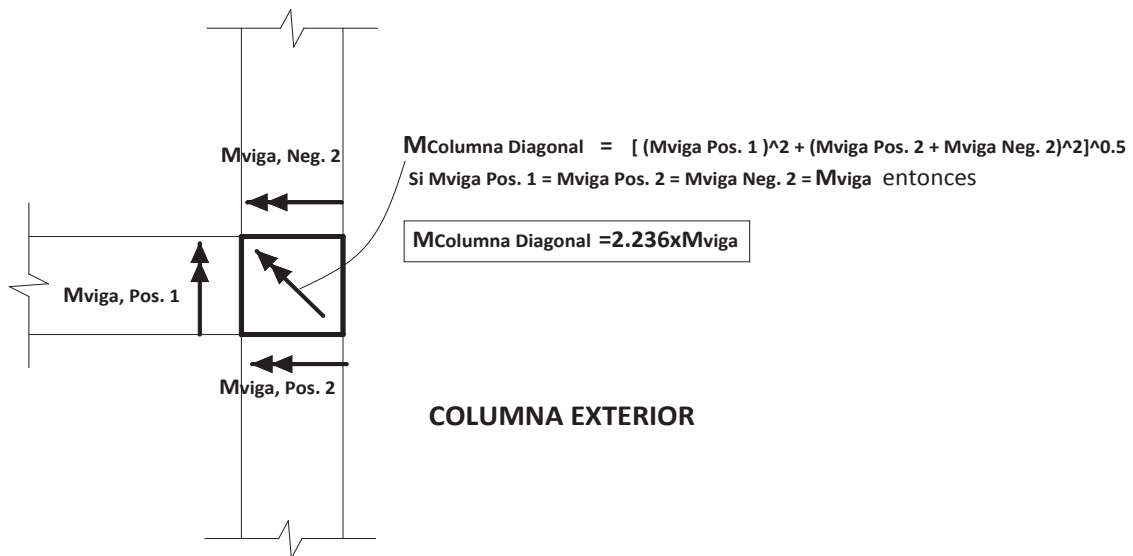


FIGURA 5.11.b Momento Columna Exterior (ataque bi-direccional)

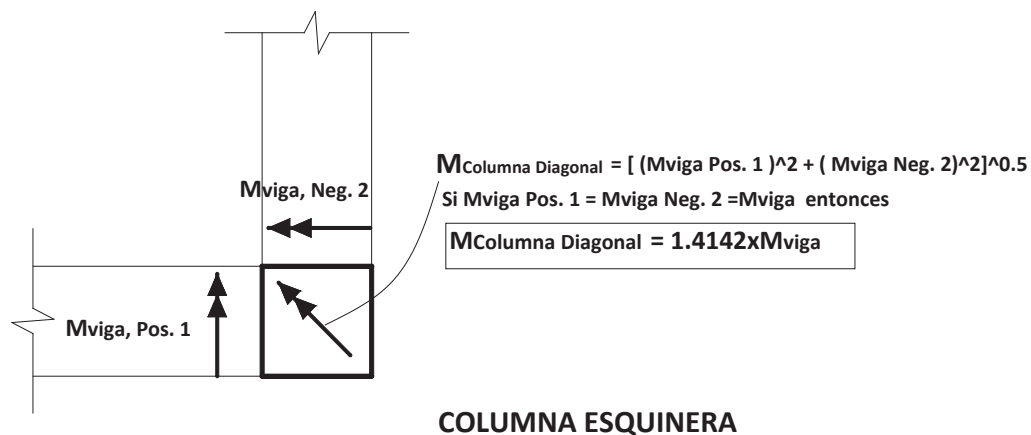


FIGURA 5.11.c Momento Columna Esquinera (ataque bi-direccional).

Para obtener los momentos de diseño de las columnas, es necesario calcular los momentos de borde (Tabla 5.13), $M_{ub} = M_u - \Delta M$, donde ΔM está dado por:

$$\Delta M = 0.5 \times h_{\text{viga}} \times V_{\text{columna amplificado}} = 0.50 \times h_v \times V_u. \quad (5.10)$$

donde: h_{viga} = profundidad de la viga;

V_u = Cortante de diseño.

TABLA 5.12 Amplificación Dinámica de Momentos de Columnas del Edificio

	[23]	[24]	[25]	[26]	[27]	[28]	[29]	[30]
	Análisis racional de equilibrio	Momentos igualmente repartidos arriba y debajo de la viga			Factor de Amplificación Dinámica de Columnas	Momento Amplificado Columna INTERIOR	Momento Amplificado Columna EXTERIOR	Momento Amplificado Columna ESQUINERA
Piso	Momento al eje Columna Interior (T.m)	Momento al eje Columna Interior (T.m)	Momento al eje Columna Exterior (T.m)	Momento al eje Columna Esquinera (T.m)	ω_m	(T.m)	(T.m)	(T.m)
14	52.41	54.67	43.22	27.34	1.00	73.81	58.35	36.90
13	5.98	42.46	33.57	21.23	1.04	59.61	47.13	29.81
13	78.94	42.46	33.57	21.23	1.04	59.61	47.13	29.81
12	11.76	57.48	45.44	28.74	1.08	83.81	66.25	41.90
12	103.21	57.48	45.44	28.74	1.08	83.81	66.25	41.90
11	19.58	71.59	56.59	35.79	1.12	108.24	85.57	54.12
11	123.66	71.59	56.59	35.79	1.12	108.24	85.57	54.12
10	29.26	85.37	67.49	42.69	1.15	132.54	104.78	66.27
10	141.48	85.37	67.49	42.69	1.15	132.54	104.78	66.27
9	40.87	98.08	77.54	49.04	1.15	152.27	120.38	76.13
9	155.29	98.08	77.54	49.04	1.15	152.27	120.38	76.13
8	54.22	109.66	86.69	54.83	1.15	170.24	134.59	85.12
8	165.10	109.66	86.69	54.83	1.15	170.24	134.59	85.12
7	69.14	120.53	95.28	60.26	1.15	187.12	147.93	93.56
7	171.92	120.53	95.28	60.26	1.15	187.12	147.93	93.56
6	85.53	130.09	102.85	65.05	1.15	201.97	159.67	100.98
6	174.65	130.09	102.85	65.05	1.15	201.97	159.67	100.98
5	103.23	138.43	109.44	69.22	1.15	214.91	169.90	107.46
5	173.63	138.43	109.44	69.22	1.15	214.91	169.90	107.46
4	122.07	145.32	114.89	72.66	1.15	225.62	178.36	112.81
4	168.58	145.32	114.89	72.66	1.15	225.62	178.36	112.81
3	141.84	150.78	119.20	75.39	1.15	234.09	185.06	117.05
3	159.73	150.78	119.20	75.39	1.15	234.09	185.06	117.05
2	162.36	154.72	122.32	77.36	1.15	240.21	189.90	120.10
2	146.61	154.72	122.32	77.36	1.15	240.21	189.90	120.10
1	183.89	157.08	124.18	78.54	1.15	243.86	192.78	121.93
1	130.26	157.08	124.18	78.54	1.15	243.86	192.78	121.93
0	214.92	214.92	169.74	107.78	1.00	214.92	169.74	107.78

Datos para la Tabla 5.12

	[9]	[18]
Piso	Momento viga al eje (T.m)	Cortante Columna Interior Vc (T)
14	19.33	17.17
13	30.02	26.67
12	40.65	36.11
11	50.62	44.98
10	60.37	53.63
9	69.35	61.62
8	77.54	68.89
7	85.23	75.72
6	91.99	81.73
5	97.89	86.97
4	102.76	91.30
3	106.62	94.73
2	109.41	97.20
1	111.07	98.68

V_{basal} = **209.55** T.

Los momentos obtenidos para la columna interior [23], utilizando el **análisis racional de equilibrio** estan basados en las ecuaciones de la sección 2.4.3.9.

-Momentos en la base de las columnas de la Planta Baja:

El momento en la base de la columna interior es $M_{base\ interior} = 0.333 \times 209.55 \times 0.7 \times 4.40 = 214.92\ T.m$

El momento en la base de la columna exterior es $M_{base\ exterior} = 0.263 \times 209.55 \times 0.7 \times 4.40 = 169.74\ T.m$

El momento en la base de la columna esquinera es $M_{base\ esquinera} = 0.167 \times 209.55 \times 0.7 \times 4.40 = 107.78\ T.m$

-Momentos igualmente repartidos arriba y debajo de las vigas:

Los momentos sísmicos promedio positivos y negativos de las vigas son iguales.

Momento Columna **INTERIOR**, piso i = $(2 \times 1.4142 \times M_{viga\ al\ eje})/2$ (columna 24)

Momento Columna **EXTERIOR**, piso i = $(2.236 \times M_{viga\ al\ eje})/2$ (columna 25)

Momento Columna **ESQUINERA**, piso i = $(1.4142 \times M_{viga\ al\ eje})/2$ (columna 26)

Ejemplo Tipo; Columna **INTERIOR**, **piso 3** : $M_3\ abajo = M_3\ arriba = 2 \times 1.4142 \times 106.62/2 = 150.78\ T.m$

Columna **EXTERIOR**, **piso 3** : $M_3\ abajo = M_3\ arriba = 2.236 \times 106.62/2 = 119.20\ T.m$

Columna **ESQUINERA**, **piso 3** : $M_3\ abajo = M_3\ arriba = 1.4142 \times 106.62/2 = 75.39\ T.m$

-Factor de Amplificación Dinámica de columnas $\omega_m = 1.15 + 0.13(\mu_o - 1)$

Ec. (2.62.a)

$\omega_m = 1.15$ (desde el primer piso hasta 0.75 de la altura del edificio)

$\omega_m = 1.00$ (en la planta bajo y el techo; donde son susceptibles las articulaciones plásticas)

-Amplificación de momentos de las columnas:

$\phi_o = 1.35$

$\mu = 1.489$

$\mu_o = \mu / (1.4142 \phi_o) \geq 1.0$;

$\mu_o = 1.489 / (1.4142 \times 1.35) = 0.780$, adoptar $\mu_o = 1.0$

Momento Amplificado = $1.35 \times \omega_m \times$ Momento Columna al eje

(columnas 28, 29 y 30)

El cortante aplicado para disminuir el momento a ejes, es el cortante último, amplificado dinámicamente (columnas 20, 21 y 22 de la Tabla 5.11); los momentos de diseño de las columnas se detallan en la Tabla 5.13.

TABLA 5.13 Momentos de Diseño de columnas.

[1]	[31]	[32]	[33]	
Piso	h viga i (m)	Momento de borde Mu Columna INTERIOR (T.m)	Momento de borde Mu Columna EXTERIOR (T.m)	Momento de borde Mu Columna ESQUINERA (T.m)
14	0.60	49.05	38.85	24.53
13	0.60	34.86	27.63	17.43
13	0.60	31.00	24.59	15.50
12	0.60	55.19	43.72	27.60
12	0.60	51.36	40.70	25.68
11	0.60	75.79	60.02	37.90
11	0.60	72.19	57.18	36.10
10	0.70	90.48	71.66	45.24
10	0.70	86.38	68.43	43.19
9	0.70	106.10	84.02	53.05
9	0.70	102.32	81.04	51.16
8	0.70	120.30	95.25	60.15
8	0.70	116.85	92.54	58.43
7	0.80	126.10	99.87	63.05
7	0.80	122.40	96.96	61.20
6	0.80	137.25	108.70	68.62
6	0.80	133.99	106.14	67.00
5	0.80	146.94	116.37	73.47
5	0.80	144.10	114.14	72.05
4	0.80	154.80	122.60	77.40
4	0.80	152.46	120.75	76.23
3	0.85	156.36	123.85	78.18
3	0.85	154.39	122.30	77.19
2	0.85	160.50	127.13	80.25
2	0.85	159.08	126.01	79.54
1	0.85	162.73	128.90	81.37
1	0.85	161.88	128.23	80.94
0		214.92	169.74	107.78

 $\phi_f \cdot M_n \geq M_u$

ϕ_f = factor de reducción de resistencia a flexión para diseño de columnas por capacidad = 0.90
 Los momentos de las columnas en el eje y en el borde son diagonales producto de la consideración de ataque sísmico biaxial.

$$\Delta M_c = 0.5 \times h_{\text{viga}} \times V_{\text{columna}} = 0.50 \times h_v \times V_u$$

Momento de borde columnas $M_u = M_{\text{eje}} - \Delta M_c$ (columnas 32, 33 y 34)

Ejemplo Tipo; columna Exterior; piso 7°:

Hviga = 0.80 m

Momento amplificado de la columna Exterior al eje piso 7 = 147.93 T. m.

Vu 7° piso arriba = 120.14 T.

Vu 7° piso sótano = 127.42 T.

Columna Exterior; 7° piso(arriba) : $M_{u,7^\circ, \text{arriba}} = 147.93 - 0.50 \times 0.80 \times 120.14 = \mathbf{99.87 \text{ T.m}}$

Columna Exterior; 7° piso(abajo o sótano de la viga) : $M_{u,7^\circ, \text{abajo}} = 147.93 - 0.50 \times 0.80 \times 127.42 = \mathbf{96.96 \text{ T.m}}$

Para finalizar el análisis estructural se obtendrán las **cargas axiales, gravitatorias y sísmicas para las tres columnas características del edificio: interior, exterior y esquinera**, las mismas que se detallan en la Tabla 5.14.

Las carga axiales sísmicas E_o calculadas en la Tabla 5.14, se han deducido para la acción sísmica en dos direcciones y corresponden a la sumatoria de las fuerzas cortantes sísmicas de las vigas cuando desarrollan su sobrerresistencia, en el nivel considerado. Sin embargo se reconoce, que conforme aumenta el número de pisos, la posibilidad de que todas las articulaciones plásticas de las vigas desarrollen su completa sobrerresistencia flexural es reducida (Paulay y Priestley, 1992). El efecto más adverso se produce en la columna esquinera, donde la contribución sísmica a la fuerza axial de las columnas es dos veces aquella que se produce cuando la entrada es en una dirección. Para ilustrar el cálculo de la carga axial sísmica se grafica la planta del edificio con el ataque sísmico bidireccional y se identifican las cargas de compresión y tensión (Fig. 5.12):

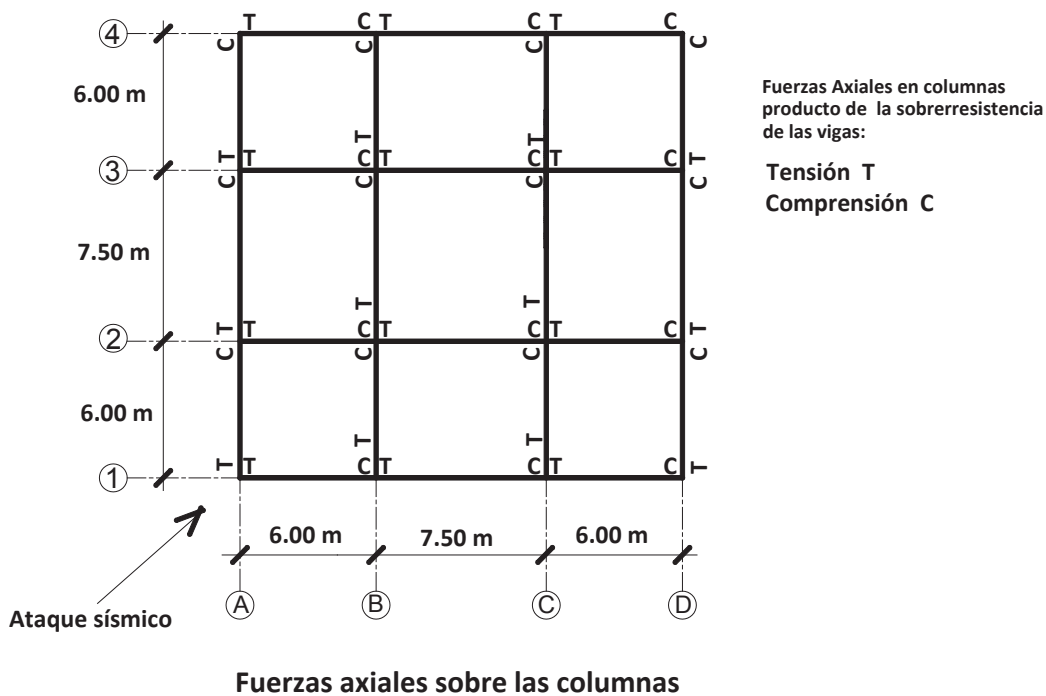


FIGURA 5.12 Cargas Axiales Sísmicas: Columnas

Paulay y Priestley (1992), recomiendan reducir el efecto simultáneo de las cargas axiales sísmicas sobre las columnas esquineras y exteriores, cuando el ataque sísmico es bidireccional o diagonal, considerando probabilidades de que la totalidad de la capacidad de las vigas se hayan desarrollado en todos los pisos, probabilidades que están en función del número de pisos del edificio y del factor de amplificación dinámica.

TABLA 5.14 a. Cargas Axiales Columna Interior.

COLUMNA INTERIOR

[1]	[35]	[36]	[37]	[38]	[39]	[40]		
Piso	Carga Axial D Muerta (T)	L reducida (T/m ²)	Carga Axial L Viva Red. (T)	Carga Axial Eo Sísmica (T)	Combinación 1 U=0.9D-Eo	Combinación 2 U=D+L+Eo	Combinación 3 U=D+L-Eo	Combinación 4 U=D+L
14	29.05	0.232	10.56	3.48	22.67	43.09	36.13	39.61
13	30.07	0.232	10.56	3.48	23.58	44.10	37.15	40.63
13	68.38	0.182	16.60	8.44	53.10	93.42	76.54	84.98
12	69.59	0.182	16.60	8.44	54.19	94.63	77.75	86.19
12	109.10	0.160	21.90	15.07	83.13	146.07	115.94	131.00
11	110.31	0.160	21.90	15.07	84.22	147.28	117.15	132.21
11	149.83	0.147	26.81	23.03	111.81	199.67	153.61	176.64
10	151.20	0.147	26.81	23.03	113.04	201.04	154.98	178.01
10	192.01	0.138	31.48	32.02	140.79	255.51	191.47	223.49
9	193.38	0.138	31.48	32.02	142.02	256.88	192.84	224.86
9	234.19	0.132	35.98	41.85	168.92	312.01	228.31	270.16
8	235.56	0.132	35.98	41.85	170.15	313.38	229.68	271.53
8	276.37	0.126	40.34	52.29	196.44	368.99	264.42	316.70
7	277.90	0.126	40.34	52.29	197.82	370.52	265.95	318.23
7	319.99	0.122	44.59	63.15	224.84	427.73	301.43	364.58
6	321.51	0.122	44.59	63.15	226.22	429.25	302.96	366.11
6	363.60	0.119	48.76	74.67	252.57	487.04	337.70	412.37
5	365.36	0.119	48.76	74.67	254.15	488.79	339.45	414.12
5	407.62	0.116	52.86	86.35	280.51	546.83	374.14	460.48
4	409.38	0.116	52.86	86.35	282.09	548.59	375.89	462.24
4	451.64	0.114	56.90	97.32	309.15	605.86	411.22	508.54
3	453.36	0.114	56.90	97.32	310.70	607.58	412.94	510.26
3	496.17	0.111	60.89	107.87	338.67	664.93	449.18	557.05
2	498.12	0.111	60.89	107.87	340.44	666.88	451.14	559.01
2	541.11	0.109	64.83	117.82	369.18	723.75	488.12	605.93
1	543.61	0.109	64.83	117.82	371.44	726.25	490.62	608.44
1	587.14	0.108	68.72	126.97	401.46	782.84	528.89	655.87
0	590.20	0.108	68.72	126.97	404.20	785.89	531.95	658.92

DATOS PARA LA TABLA 5.14.a

Col.	CARGA AXIAL MUERTA								Paulay y Priestley (1992)				
	Peso una Losa (T)	Peso una Columna (T)	h col. (m)	Peso una viga por piso (T)	b viga (m)	h viga (m)	Peso arriba (T)	Peso abajo (T)	Momento viga al eje (T.m)	Carga Sísmica Eo Un piso (T)	Carga Sísmica Eo por nivel	Factor de Reducción Carga Axial Sísmica	Carga Sísmica Eo Diseño (T)
14	25.06	0.84	0.50	3.15	0.30	0.60	0.00	29.05	19.33	3.48	3.48	1.00	3.48
13	34.17	2.03	0.55	3.12	0.30	0.60	30.07	68.38	30.02	5.40	8.88	0.95	8.44
12	34.17	2.42	0.60	4.13	0.40	0.60	69.59	109.10	40.65	7.32	16.20	0.93	15.07
11	34.17	2.42	0.60	4.13	0.40	0.60	110.31	149.83	50.62	9.11	25.31	0.91	23.03
10	34.17	2.74	0.65	5.27	0.40	0.70	151.20	192.01	60.37	10.87	36.18	0.89	32.02
9	34.17	2.74	0.65	5.27	0.40	0.70	193.38	234.19	69.35	12.48	48.66	0.86	41.85
8	34.17	2.74	0.65	5.27	0.40	0.70	235.56	276.37	77.54	13.96	62.62	0.84	52.29
7	34.17	3.06	0.70	6.39	0.40	0.80	277.90	319.99	85.23	15.34	77.96	0.81	63.15
6	34.17	3.06	0.70	6.39	0.40	0.80	321.51	363.60	91.99	16.56	94.52	0.79	74.67
5	34.17	3.51	0.75	6.34	0.40	0.80	365.36	407.62	97.89	17.62	112.14	0.77	86.35
4	34.17	3.51	0.75	6.34	0.40	0.80	409.38	451.64	102.76	18.50	130.63	0.75	97.32
3	34.17	3.44	0.75	6.91	0.40	0.85	453.36	496.17	106.62	19.19	149.83	0.72	107.87
2	34.17	3.92	0.80	6.85	0.40	0.85	498.12	541.11	109.41	19.69	169.52	0.70	117.82
1	34.17	5.01	0.80	6.85	0.40	0.85	543.61	587.14	111.07	19.99	189.51	0.67	126.97
0		3.05					590.20						
Σ	469.29	44.48		76.42									

Ancho Cooperante = 6.75 m
 Largo Cooperante = 6.75 m
 Área Cooperante = 45.5625 T/m²
 Carga unitaria entrepiso = 0.75 T/m²
 Carga unitaria cubierta = 0.55 T/m²

- Carga Muerta Axial D:

Área tributaria de columna interior = 6.75x6.75 = 45.56 m²

Carga Muerta Axial = P_D = Área tributaria x peso unitario de losas + peso propio de vigas y columnas colaborantes

- Cálculo de la Carga Viva Axial L:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

L_o = Sobrecarga de diseño = 0.25 T/m²

K_{LL} = factor de sobrecarga, en este estudio se adopta K_{LL}=1

L_{mín} = 0.40 L_o = 0.25*0.25 = **0.100 T/m²**

Ejemplo Tipo; **Columna Interior Piso 6**

L_r = 0.25x[0.25+4.57/(1x9*45.56)^{0.5}] = **0.119 T/m²**

Carga Axial Viva, 6° piso, Columna Interior en el sofite de la viga = P_{L6} = 0.119*9*45.56 = **48.79 T.**

- Carga Sísmica Axial Eo por ataque bidireccional:

P_E = (Σmomentos de vigas de un tramo) / Luz tramo

Ejemplo Tipo; **Columna Exterior Piso 6**

Mviga 6° piso = 91.99 T.m (al eje)

P_{Eo} 6° sofite de la viga = 2*1.35*91.99*(2/6-2/7.5) = **16.56 T (un piso)**

E_o 6° piso = 16.56+77.96 = **94.52 T. (bidireccional)**

Se ha tomado un factor de reducción de la carga axial sísmica, debido a la probabilidad reducida de que se produzcan las articulaciones en las vigas en todos los niveles, para pórticos en dos direcciones (ataque bidireccional). Los valores adoptados son los recomendados por Paulay y Priestley (1992), para un factor de amplificación dinámica de momentos $\omega = 1.9$, que puede ser compatible con el obtenido en este estudio, $\omega_m = 1.15$

Factor de reducción de carga axial sísmica = 0.79

E_o 6° piso de diseño = 94.52x0.79 = **74.67 T.**

Tabla 5.14 b. Cargas Axiales Columna Exterior.

COLUMNA EXTERIOR

[1]	[35]	[36]	[37]	[38]	[39]	[40]		
Piso	Carga Axial Muerta (T)	L reducida (T/m ²)	Carga Axial Viva Red. (T)	Carga Axial Eo Sismica (T)	Combinación 1 U=0.9D-Eo	Combinación 2 U=D+L+Eo	Combinación 3 U=D+L-Eo	Combinación 4 U=D+L
14	14.25	0.250	5.06	10.44	2.38	29.75	8.87	19.31
13	15.26	0.250	5.06	10.44	3.30	30.76	9.89	20.32
13	33.73	0.242	9.80	25.32	5.04	68.85	18.22	43.54
12	34.94	0.242	9.80	25.32	6.13	70.06	19.43	44.75
12	54.34	0.209	12.70	45.20	3.71	112.24	21.84	67.04
11	55.55	0.209	12.70	45.20	4.80	113.45	23.05	68.25
11	74.92	0.189	15.35	69.10	-1.67	159.37	21.16	90.26
10	76.29	0.189	15.35	69.10	-0.44	160.73	22.53	91.63
10	96.67	0.176	17.82	96.05	-9.05	210.54	18.44	114.49
9	98.04	0.176	17.82	96.05	-7.82	211.91	19.81	115.86
9	118.38	0.166	20.19	125.55	-19.00	264.12	13.03	138.57
8	119.75	0.166	20.19	125.55	-17.77	265.49	14.39	139.94
8	140.10	0.158	22.46	156.86	-30.77	319.42	5.70	162.56
7	141.63	0.158	22.46	156.86	-29.39	320.95	7.23	164.09
7	162.98	0.152	24.67	189.44	-42.76	377.09	-1.79	187.65
6	164.51	0.152	24.67	189.44	-41.38	378.61	-0.27	189.17
6	185.82	0.147	26.81	224.01	-56.77	436.64	-11.37	212.63
5	187.57	0.147	26.81	224.01	-55.19	438.39	-9.62	214.39
5	209.11	0.143	28.91	259.04	-70.84	497.06	-21.01	238.02
4	210.86	0.143	28.91	259.04	-69.26	498.81	-19.26	239.78
4	232.36	0.139	30.97	291.97	-82.84	555.30	-28.63	263.33
3	234.08	0.139	30.97	291.97	-81.29	557.02	-26.91	265.05
3	255.96	0.136	33.00	323.62	-93.26	612.58	-34.67	288.96
2	257.92	0.136	33.00	323.62	-91.50	614.54	-32.71	290.91
2	279.99	0.133	34.99	353.45	-101.46	668.42	-38.47	314.98
1	282.49	0.133	34.99	353.45	-99.20	670.93	-35.97	317.48
1	305.11	0.130	36.96	380.92	-106.32	722.98	-38.85	342.06
0	308.16	0.130	36.96	380.92	-103.57	726.03	-35.80	345.12

DATOS PARA LA TABLA 5.14.b

Col.	Peso una Losa (T)	Peso una Columna (T)	h col (m)	Peso una viga por piso (T)	b viga (m)	h viga (m)	CARGA AXIAL MUERTA		Momento viga al eje (T.m)	Carga Sismica Eo Un piso (T)	Carga Sismica Eo por nivel	Paulay y Priestley (1992)	
							Peso arriba (T)	Peso abajo (T)				Factor de Reducción Carga Axial Sismica	Carga Sismica Eo Diseño (T)
14	11.14	0.84	0.50	2.27	0.30	0.60	0.00	14.25	19.33	10.44	10.44	1.000	10.44
13	15.19	2.03	0.50	2.27	0.30	0.60	15.26	33.73	30.02	16.21	26.65	0.950	25.32
12	15.19	2.42	0.55	3.00	0.40	0.60	34.94	54.34	40.65	21.95	48.60	0.930	45.20
11	15.19	2.42	0.60	2.97	0.40	0.60	55.55	74.92	50.62	27.34	75.94	0.910	69.10
10	15.19	2.74	0.60	3.82	0.40	0.70	76.29	96.67	60.37	32.60	108.53	0.885	96.05
9	15.19	2.74	0.65	3.79	0.40	0.70	98.04	118.38	69.35	37.45	145.98	0.860	125.55
8	15.19	2.74	0.65	3.79	0.40	0.70	119.75	140.10	77.54	41.87	187.85	0.835	156.86
7	15.19	3.06	0.65	4.63	0.40	0.80	141.63	162.98	85.23	46.02	233.88	0.810	189.44
6	15.19	3.06	0.70	4.59	0.40	0.80	164.51	185.82	91.99	49.67	283.55	0.790	224.01
5	15.19	3.51	0.70	4.59	0.40	0.80	187.57	209.11	97.89	52.86	336.41	0.770	259.04
4	15.19	3.51	0.75	4.55	0.40	0.80	210.86	232.36	102.76	55.49	391.90	0.745	291.97
3	15.19	3.44	0.75	4.97	0.40	0.85	234.08	255.96	106.62	57.58	449.48	0.720	323.62
2	15.19	3.92	0.80	4.92	0.40	0.85	257.92	279.99	109.41	59.08	508.56	0.695	353.45
1	15.19	5.01	0.80	4.92	0.40	0.85	282.49	305.11	111.07	59.98	568.53	0.670	380.92
0		3.05					308.16						
Σ	208.58	44.48		55.11									

Ancho Cooperante = 6.75 m
Largo Cooperante = 3.00 m
Area Cooperante = 20.25 m²
Carga unitaria entrepiso = 0.75 T/m²
Carga unitaria cubierta = 0.55 T/m²

- Carga Muerta Axial D:

Area tributaria de columna interior = $6.75 \times 3.00 = 20.25 \text{ m}^2$

Carga Muerta Axial = $P_D = \text{Area tributaria} \times \text{peso unitario de losas} + \text{peso propio de vigas y columnas colaborantes}$

- Cálculo de la Carga Viva Axial L:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

$L_o = \text{Sobrecarga de diseño} = 0.25 \text{ T/m}^2$

$K_{LL} = \text{factor de sobrecarga, en este estudio se adopta } K_{LL} = 1$

$L_{\text{mín}} = 0.40 L_o = 0.25 \times 0.25 = \mathbf{0.100 \text{ T/m}^2}$

Ejemplo Tipo; **Columna Interior Piso 6**

$L_r = 0.25 \times [0.25 + 4.57 / ((1 \times 9 \times 20.25)^{0.5})] = 0.147 \text{ T/m}^2$

Carga Axial Viva, 6° piso, Columna Interior en el sofito de la viga = $P_{L6} = 0.147 \times 9 \times 20.25 = \mathbf{26.81 \text{ T}}$.

- Carga Sísmica Axial E_o por ataque bidireccional:

$P_E = (\Sigma \text{momentos de vigas de un tramo}) / \text{Luz tramo}$

Ejemplo Tipo; **Columna Exterior Piso 6**

Mviga 6° piso = 91.99 T.m (al eje)

$P_{E_o} \text{ 6° sofito de la viga} = 1.35 \times 91.99 \times (4/6 - 2/7.5) = \mathbf{49.67 \text{ T}}$ (un piso)

$E_o \text{ 6° piso} = 49.67 + 233.88 = \mathbf{283.55 \text{ T}}$ (bidireccional)

Se ha tomado un factor de reducción de la carga axial sísmica, debido a la probabilidad reducida de que se produzcan las articulaciones en las vigas en todos los niveles, para pórticos en dos direcciones (ataque bidireccional). Los valores adoptados son los recomendados por Paulay y Priestley (1992), para un factor de amplificación dinámica de momentos $\omega = 1.9$, que puede ser compatible con el obtenido en este estudio, $\omega_m = 1.15$

Factor de reducción de carga axial sísmica = 0.79

$E_o \text{ 6° piso de diseño} = 283.55 \times 0.79 = \mathbf{224.01 \text{ T}}$.

TABLA 5.14 c. Cargas Axiales Columna Esquinera

COLUMNA ESQUINERA

[1]	[35]	[36]	[37]	[38]	[39]	[40]		
Piso	Carga Axial Muerta (T)	L reducida (T/m ²)	Carga Axial Viva Red. (T)	Carga Axial Eo Sísmica (T)	Combinación 1 U=0.9D-Eo	Combinación 2 U=D+L+Eo	Combinación 3 U=D+L-Eo	Combinación 4 U=D+L
14	7.11	0.250	2.25	17.40	-11.00	26.76	-8.03	9.36
13	8.13	0.250	2.25	17.40	-10.08	27.78	-7.02	10.38
13	17.22	0.250	4.50	42.20	-26.70	63.92	-20.48	21.72
12	18.43	0.250	4.50	42.20	-25.61	65.13	-19.27	22.93
12	28.13	0.250	6.75	75.33	-50.02	110.21	-40.45	34.88
11	29.34	0.250	6.75	75.33	-48.93	111.42	-39.24	36.09
11	39.01	0.250	9.00	115.17	-80.06	163.18	-67.16	48.01
10	40.38	0.250	9.00	115.17	-78.83	164.55	-65.79	49.38
10	50.70	0.233	10.48	160.09	-114.46	221.26	-98.91	61.18
9	52.07	0.233	10.48	160.09	-113.22	222.63	-97.54	62.55
9	62.36	0.218	11.77	209.24	-153.12	283.37	-135.11	74.13
8	63.73	0.218	11.77	209.24	-151.89	284.74	-133.74	75.50
8	74.02	0.206	13.01	261.43	-194.82	348.46	-174.41	87.02
7	75.55	0.206	13.01	261.43	-193.44	349.98	-172.88	88.55
7	86.48	0.197	14.19	315.73	-237.90	416.41	-215.06	100.67
6	88.01	0.197	14.19	315.73	-236.53	417.94	-213.53	102.20
6	98.90	0.189	15.35	373.34	-284.33	487.59	-259.10	114.24
5	100.65	0.189	15.35	373.34	-282.75	489.34	-257.34	116.00
5	111.77	0.183	16.46	431.73	-331.13	559.96	-303.49	128.24
4	113.53	0.183	16.46	431.73	-329.55	561.72	-301.73	129.99
4	124.61	0.177	17.56	486.61	-374.46	628.77	-344.45	142.16
3	126.33	0.177	17.56	486.61	-372.91	630.49	-342.73	143.88
3	137.61	0.172	18.62	539.37	-415.53	695.60	-383.14	156.23
2	139.57	0.172	18.62	539.37	-413.76	697.56	-381.18	158.19
2	151.04	0.168	19.67	589.08	-453.14	759.79	-418.37	170.71
1	153.54	0.168	19.67	589.08	-450.89	762.29	-415.86	173.21
1	165.56	0.164	20.70	634.86	-485.86	821.13	-448.60	186.26
0	168.62	0.164	20.70	634.86	-483.11	824.18	-445.55	189.32

DATOS PARA LA TABLA 5.14.c

Col.	CARGA AXIAL MUERTA									Paulay y Priestley (1992)			
	Peso una Losa (T)	Peso una Columna (T)	h col (m)	Peso una viga por piso (T)	b viga (m)	h viga (m)	Peso arriba (T)	Peso abajo (T)	Momento viga al eje (T.m)	Carga Sísmica Eo Un piso (T)	Carga Sísmica Eo por nivel	Factor de Reducción Carga Axial Sísmica	Carga Sísmica Eo Diseño (T)
14	4.95	0.84	0.50	1.32	0.30	0.60	0.00	7.11	19.33	17.40	17.40	1.00	17.40
13	6.75	2.03	0.50	1.32	0.30	0.60	8.13	17.22	30.02	27.02	44.42	0.95	42.20
12	6.75	2.42	0.55	1.74	0.40	0.60	18.43	28.13	40.65	36.58	81.00	0.93	75.33
11	6.75	2.42	0.60	1.71	0.40	0.60	29.34	39.01	50.62	45.56	126.56	0.91	115.17
10	6.75	2.74	0.60	2.20	0.40	0.70	40.38	50.70	60.37	54.33	180.89	0.89	160.09
9	6.75	2.74	0.65	2.17	0.40	0.70	52.07	62.36	69.35	62.42	243.31	0.86	209.24
8	6.75	2.74	0.65	2.17	0.40	0.70	63.73	74.02	77.54	69.79	313.09	0.84	261.43
7	6.75	3.06	0.65	2.65	0.40	0.80	75.55	86.48	85.23	76.70	389.79	0.81	315.73
6	6.75	3.06	0.70	2.61	0.40	0.80	88.01	98.90	91.99	82.79	472.59	0.79	373.34
5	6.75	3.51	0.70	2.61	0.40	0.80	100.65	111.77	97.89	88.10	560.88	0.77	431.73
4	6.75	3.51	0.75	2.57	0.40	0.80	113.53	124.61	102.76	92.48	653.17	0.75	486.61
3	6.75	3.44	0.75	2.81	0.40	0.85	126.33	137.61	106.62	95.96	749.13	0.72	539.37
2	6.75	3.92	0.80	2.76	0.40	0.85	139.57	151.04	109.41	98.47	847.59	0.70	589.08
1	6.75	5.01	0.80	2.76	0.40	0.85	153.54	165.56	111.07	99.96	947.56	0.67	634.86
0		3.05					168.62						
Σ	92.70	44.48		31.44									

Ancho Cooperante = 3.00 m
Largo Cooperante = 3.00 m
Área Cooperante = 9.00 m²
Carga unitaria entrepiso = 0.75 T/m²
Carga unitaria cubierta = 0.55 T/m²

- Carga Muerta Axial D:

Area tributaria de columna interior = $3.0 \times 3.0 = 9.00 \text{ m}^2$

Carga Muerta Axial = PD = Area tributaria x peso unitario de losas + peso propio de vigas y columnas colaborantes

- Cálculo de la Carga Viva Axial L:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

L_o = Sobrecarga de diseño = 0.25 T/m^2

K_{LL} = factor de sobrecarga, en este estudio se adopta $K_{LL}=1$

$L_{\text{mín}} = 0.40 L_o = 0.25 \times 0.25 = \mathbf{0.100 \text{ T/m}^2}$

Ejemplo Tipo; **Columna Interior Piso 6**

$L_r = 0.25 \times [0.25 + 4.57 / ((1 \times 9 \times 9.00)^{0.5})] = 0.189 \text{ T/m}^2$

Carga Axial Viva, 6° piso, Columna Interior en el sofito de la viga = $P_{L6} = 0.189 \times 9 \times 9.00 = \mathbf{15.34 \text{ T}}$.

- Carga Sísmica Axial E_o por ataque bidireccional:

$P_E = (\sum \text{momentos de vigas de un tramo}) / \text{Luz tramo}$

Ejemplo Tipo; **Columna Exterior Piso 6**

$M_{\text{viga } 6^\circ \text{ piso}} = 91.99 \text{ T.m}$

$P_{E_o} \text{ 6}^\circ \text{ sofito de la viga} = 2 \times 1.35 \times 91.99 \times (2/6) = \mathbf{82.79 \text{ T (un piso)}}$

$E_o \text{ 6}^\circ \text{ piso} = 82.79 + 389.79 = \mathbf{472.58 \text{ T. (bidireccional)}}$

Se ha tomado un factor de reducción de la carga axial sísmica, debido a la probabilidad reducida de que se produzcan las articulaciones en las vigas en todos los niveles, para pórticos en dos direcciones (ataque bidireccional). Los valores adoptados son los recomendados por Paulay y Priestley (1992), para un factor de amplificación dinámica de momentos $\omega = 1.9$, que puede ser compatible con el obtenido en este estudio, $\omega_m = 1.15$

Factor de reducción de carga axial sísmica = 0.79

$E_o \text{ 6}^\circ \text{ piso de diseño} = 472.58 \times 0.79 = \mathbf{373.34 \text{ T}}$.

5.4 DISEÑO DE LAS SECCIONES

5.4.1 DISEÑO DE VIGAS

Antes de proceder con el diseño de los elementos, es necesario recordar que el DDBD considera las resistencias de los materiales (f'_c y f_y) y los factores de reducción de resistencia ($\phi_{\text{flexión}}$ y ϕ_{corte}), en función de la ubicación de la sección a diseñarse; así, si una sección se encuentra en la zona de articulación plástica del elemento, los valores de f'_c y f_y serán los esperados (valores más reales y mayores a los nominales, que toman en cuenta el incremento de resistencia a compresión del hormigón después de los 28 días, y el “verdadero” valor de la fluencia del acero) y un factor de reducción de resistencia de 1.00. Para la

secciones que van a responder elásticamente como las columnas (excepto la base de la planta baja), el DDBD aconseja utilizar los valores nominales de las resistencias de los materiales, y un factor de reducción de resistencia a flexo-compresión de 0.90. Un esquema de las resistencias de los materiales y de los factores de reducción de resistencia empleados en el presente estudio se presenta en la Fig. 5.13. Las resistencias esperadas de los materiales recomendadas por DDBD son: $f'_{ce}=1.3f'_c$ y $f_{ye}= 1.1f_y$, lo que daría para el caso de estudio, resistencias esperadas de $f'_{ce}=364 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ye}= 4620\text{kg/cm}$; sin embargo para el medio local, y debido al grado de desarrollo de la industria de la construcción, se consideró que el valor de f'_{ce} es muy alto y por lo tanto se adoptó un valor más bajo de, de 300kg/cm^2 .

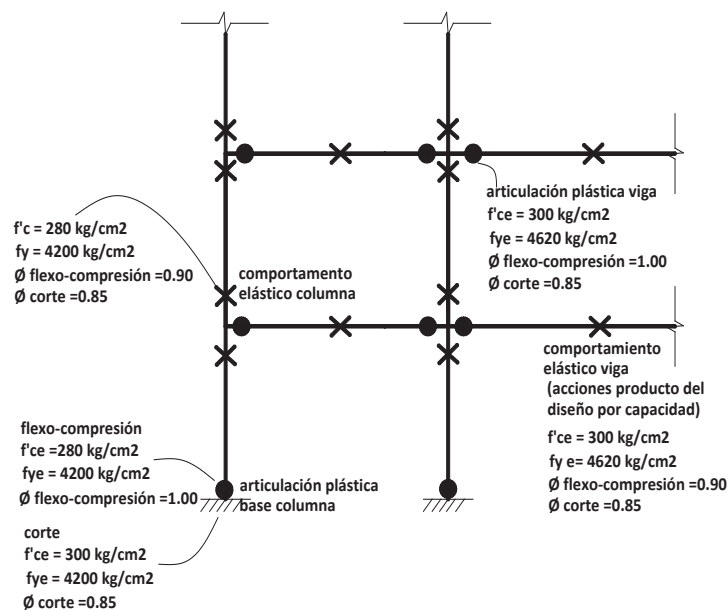


FIGURA 5.13 Resistencias nominales y esperadas de los materiales, y factores de reducción de resistencia, para el diseño por capacidad.

El diseño de las vigas, a flexión y a cortante se detalla en las Tablas 5.15.a, b, y c; las notas explicativas se encuentran generalmente después de las tablas, y se añaden gráficos complementarios como las Figuras 5.14, 5.15 y 5.16 para una mejor comprensión.

Se ha considerado el mayor momento de borde (tramo 2) para el diseño de acero en las articulaciones plásticas (positivas y negativas) cuando domina la carga sísmica. Por facilidad de cálculos no se ha tomado en cuenta el ancho colaborante de la losa para el cálculo del acero positivo.

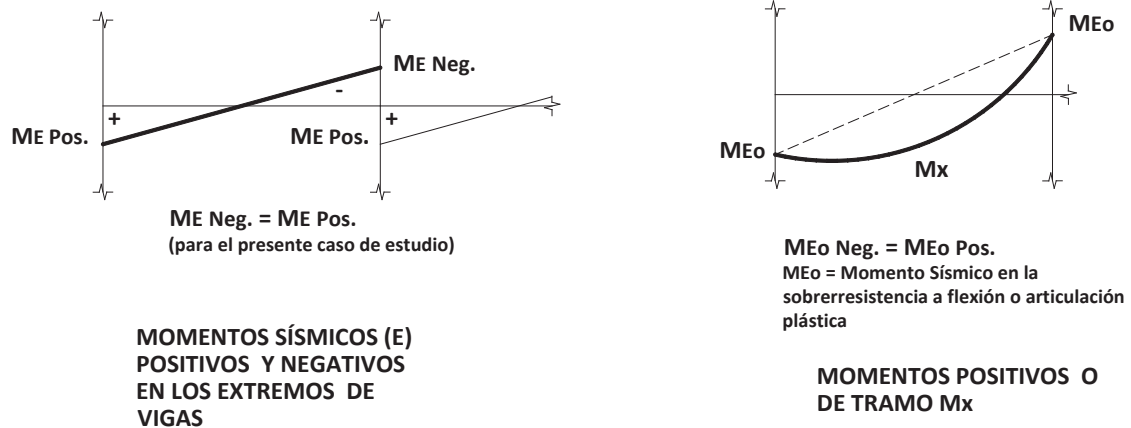


FIGURA 5.14 Momentos de Diseño de Vigas.

TABLA 5.15.a Diseño de acero negativo y positivo en los extremos de las vigas (articulaciones plásticas).

DISEÑO DE VIGAS: Acero longitudinal en los extremos.

Piso	bxh Viga i (cm)	Momento Sísmico Viga i al eje (T.m)	Momento Gravitatorio U=1.4D+1.7L de vigas al eje (T.m)	Momentos Sísmicos Neg. y Pos. de Borde en Vigas (T.m)	Momentos Gravitatorios Factorados (1.4D+1.7L) de Borde (tramo 2) en Vigas (T.m)	Acero Long. Neg. y Pos. en extremos, todos los tramos (cm ²)	Porcentaje de acero ρ (%)	Alternativa 1	Alternativa 2
								Acero Neg. y Pos. en extremo colocado	Acero Neg. y Pos. en extremo colocado
14	30x60	19.33	26.46*	18.041	21.22	en este piso domina la carga vertical; para armado y detalles ver Fig. 5.15			
13	30x60	30.02	34.61*	27.822	25.25	en este piso domina la carga vertical; para armado y detalles ver Fig. 5.15			
12	40x60	40.65	34.61	37.394	25.25	16.13	0.75	8 ϕ 16 mm (\pm)	4 ϕ 16+4 ϕ 16 mm (\pm)
11	40x60	50.62	34.61	46.572	25.25	20.47	0.95	8 ϕ 18 mm (\pm)	4 ϕ 18+4 ϕ 18 mm (\pm)
10	40x70	60.37	34.61	55.135	25.25	20.11	0.79	8 ϕ 18 mm (\pm)	4 ϕ 18+4 ϕ 18 mm (\pm)
9	40x70	69.35	34.61	63.342	25.25	23.35	0.91	8 ϕ 20 mm (\pm)	4 ϕ 20+3 ϕ 22 mm (\pm)
8	40x70	77.54	34.61	70.820	25.25	26.43	1.03	7 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 20+4 ϕ 22 mm (\pm)
7	40x80	85.23	34.61	77.271	25.25	24.41	0.82	8 ϕ 20 mm (\pm)	4 ϕ 20+4 ϕ 20 mm (\pm)
6	40x80	91.99	34.61	83.405	25.25	26.52	0.90	7 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 20+4 ϕ 22 mm (\pm)
5	40x80	97.89	34.61	88.098	25.25	28.25	0.95	8 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 22+4 ϕ 22 mm (\pm)
4	40x80	102.76	34.61	92.485	25.25	29.79	1.01	8 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 22+4 ϕ 22 mm (\pm)
3	40x85	106.62	34.61	95.960	25.25	28.73	0.91	8 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 22+4 ϕ 22 mm (\pm)
2	40x85	109.41	34.61	97.736	25.25	29.24	0.93	8 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 22+4 ϕ 22 mm (\pm)
1	40x85	111.07	34.61	99.223	25.25	29.75	0.94	8 ϕ 22 mm (\pm)	4 ϕ 22+4 ϕ 22 mm (\pm)

* En los pisos 13 y 14, dominan los momentos por carga vertical; el acero positivo en los extremos de las vigas, será la mitad del valor correspondiente al momento negativo por carga vertical más carga sísmica redistribuido.
Se aceptó un valor máximo de 70% del momento máximo para redistribución del mismo.

- Cálculo de Acero de Refuerzo en Vigas

Resistencias esperadas de los materiales:

f'_c nominal = 280 kg/cm²

f_y nominal = 4200 kg/cm²

f'_c esperado = 1.3 f'_c nominal = 364 kg/cm²; por razones de calidad constructiva se adopta $f'_c = 300$ kg/cm²

f_y esperado = 1.1 f_y nominal = 4620 kg/cm²

$\phi = 1.00$ (zonas de articulación plástica)

$\phi = 0.90$ (para acciones protegidas por capacidad)

$\phi M_n = M_u = \phi A_s \cdot f_y (d-a/2)$

$d' = 6$ cm; $d = h - d'$

$\rho = A_s / (b \cdot d)$

Se comparan los momentos nominales sísmicos (con $\phi = 1$) y los momentos nominales por carga vertical (con $\phi = 0.90$), y se escoge el mayor para diseño.

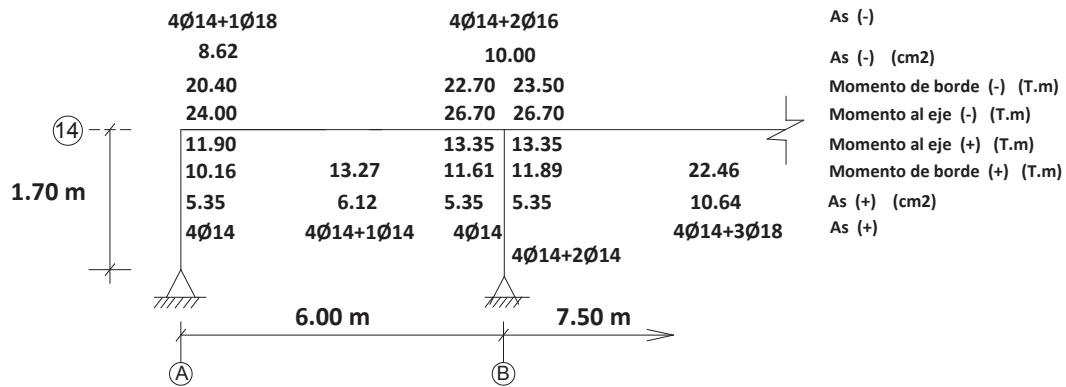
Ejemplo piso 14: M_n , sísmico 14° = 19.33/1.00 = 19.33 T.m vs M_n , vertical 14° = 26.46/0.90 = 29.40 T.m; domina el momento por carga vertical para diseño.

Ejemplo piso 13: M_n , sísmico 13° = 30.02/1.00 = 30.02 T.m vs M_n , vertical 13° = 34.61/0.90 = 38.46 T.m; se escoge el momento por carga vertical para diseño.

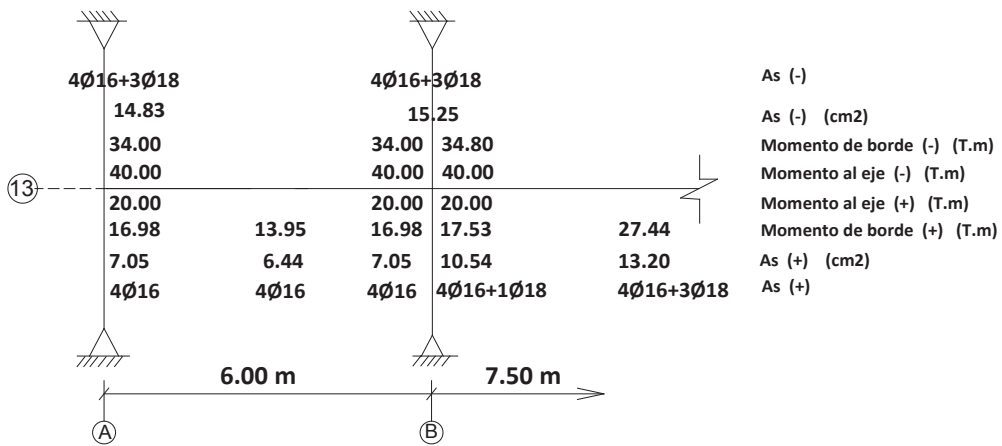
Ejemplo piso 12: M_n , sísmico 12° = 40.65/1.00 = 40.65 T.m vs M_n , vertical 12° = 34.61/0.90 = 38.46 T.m; se escoge el momento sísmico para diseño.

La alternativa 1 de armado en los extremos de las vigas, se lo hace con el fin de facilitar el Análisis No Lineal del próximo capítulo.

La alternativa 2 de armado en los extremos de las vigas, representa una situación más práctica.



Armado de la Viga Piso 14



Armado de la Viga Piso 13

FIGURA 5.15. Armado de Vigas Piso 13° y 14° (carga vertical dominante).

TABLA 5.15.b Diseño de acero positivo en los tramos.

DISEÑO DE VIGAS: Acero longitudinal en el centro de los tramos.

Piso	b x h Viga (cm)	Momento de Tramo 1 (T.m)	Acero Long. Positivo Tramo 1 (cm ²)	Porcentaje de acero (Tramo 1) ρ (%)	Acero colocado Tramo 1	Momento de Tramo 2 (T.m)	Acero Long. Positivo Tramo 2 (cm ²)	Porcentaje de acero (Tramo 2) ρ (%)	Acero colocado Tramo 2
14	30x60	13.27	8.00	0.49	4 ϕ 14+1 ϕ 14 mm	22.46	14.00	0.86	4 ϕ 14+3 ϕ 18 mm *
13	30x60	13.95	8.00	0.49	4 ϕ 16 mm	27.44	15.62	0.87	4 ϕ 16+3 ϕ 18mm *
12	40x60	20.93	9.72	0.45	4 ϕ 16+1 ϕ 16 mm	32.70	15.59	0.72	4 ϕ 16+4 ϕ 16 mm
11	40x60	20.93	9.72	0.45	4 ϕ 18 mm	32.70	15.59	0.72	4 ϕ 18+2 ϕ 18 mm
10	40x70	20.93	8.52	0.33	4 ϕ 18 mm	32.70	12.88	0.50	4 ϕ 18+1 ϕ 18 mm
9	40x70	20.93	8.52	0.33	4 ϕ 20 mm	32.70	12.88	0.50	4 ϕ 20 mm
8	40x70	20.93	8.52	0.33	4 ϕ 20 mm	32.70	12.88	0.50	4 ϕ 20 mm
7	40x80	20.93	9.77	0.33	4 ϕ 20 mm	32.70	11.00	0.37	4 ϕ 20 mm
6	40x80	20.93	9.77	0.33	4 ϕ 20 mm	32.70	11.00	0.37	4 ϕ 20 mm
5	40x80	20.93	9.77	0.33	4 ϕ 22 mm	32.70	11.00	0.37	4 ϕ 22 mm
4	40x80	20.93	9.77	0.33	4 ϕ 22 mm	32.70	11.00	0.37	4 ϕ 22 mm
3	40x85	20.93	10.42	0.33	4 ϕ 22 mm	32.70	10.43	0.33	4 ϕ 22 mm
2	40x85	20.93	10.42	0.33	4 ϕ 22 mm	32.70	10.43	0.33	4 ϕ 22 mm
1	40x85	20.93	10.42	0.33	4 ϕ 22 mm	32.70	10.43	0.33	4 ϕ 22 mm

*Domina la carga vertical, con los momentos y cortantes de tramos obtenidos de los diagramas de las Figs. 5.9 y 5.10.

TABLA 5.15.c Diseño de acero transversal en zonas de articulación plástica.

DISEÑO DE VIGAS: Acero transversal

Piso	b x h Viga (cm)	Cortante de Borde Viga Claro 1 en (T.)	Av/s (cm ² /cm)	Acero Transversal de Av (cm ²)	Acero Transversal colocado en Lo=2h Tramo 1	Cortante de Borde Viga Claro 2 en (T.)	Av/s (cm ² /cm)	Acero Transversal de Av (cm ²)	Acero Transversal colocado en Lo=2h Tramo 2
14	30x60	17.56	0.091	1.093	4ramas 10mm@12	19.81	0.103	1.233	4ramas 10mm@12 *
13	30x60	24.63	0.128	1.533	4ramas 10mm@12	26.62	0.138	1.657	4ramas 10mm@12 *
12	40x60	30.85	0.160	1.920	4ramas 10mm@12	30.67	0.159	1.909	4ramas 10mm@12
11	40x60	35.33	0.183	2.199	4ramas 10mm@12	34.27	0.178	2.133	4ramas 10mm@12
10	40x70	39.60	0.173	2.080	4ramas 10mm@12	37.66	0.165	1.978	4ramas 10mm@12
9	40x70	43.65	0.191	2.292	4ramas 10mm@12	40.89	0.179	2.148	4ramas 10mm@12
8	40x70	47.33	0.207	2.486	4ramas 10mm@12	43.84	0.192	2.303	4ramas 10mm@12
7	40x80	50.67	0.192	2.302	4ramas 10mm@12	46.49	0.176	2.112	4ramas 10mm@12
6	40x80	53.72	0.203	2.440	4ramas 10mm@12	48.93	0.185	2.222	4ramas 10mm@12
5	40x80	56.26	0.213	2.555	4ramas 10mm@12	50.93	0.193	2.314	4ramas 10mm@12
4	40x80	58.45	0.221	2.655	4ramas 10mm@12	52.69	0.199	2.393	4ramas 10mm@12
3	40x85	60.19	0.213	2.561	4ramas 10mm@12	54.08	0.192	2.301	4ramas 10mm@12
2	40x85	61.32	0.217	2.609	4ramas 10mm@12	54.96	0.195	2.339	4ramas 10mm@12
1	40x85	62.07	0.220	2.641	4ramas 10mm@12	55.56	0.197	2.364	4ramas 10mm@12

* Los valores de cortante de borde para estos pisos son obtenidos de los diagramas de las Figs. 5.9 y 5.10.

- Resistencia de materiales para diseño por cortante:

En zonas de articulación plástica: $f_{ce}=300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{ye}=4200 \text{ kg/cm}^2$

-Cortantes por cargas verticales o de gravedad factorados ($V_u=1.4D+1.7L$):

$V_u=1.4V_D+1.7V_L$ (Ver Fig. 5.7)

Cubierta:

V_u borde cubierta claro 1 = 17.25 T

V_u borde cubierta claro 2 = 20.26 T

Entrepisos:

V_u borde entrepiso claro 1 (promedio) = 20.60 T

V_u borde entrepiso claro 2 (promedio) = 25.43 T

-Ejemplo Tipo del Diseño de Acero Transversal en Vigas:

Ejemplo Tipo; 1° piso zona de articulación plástica:

$b=40 \text{ cm}$, $h=85 \text{ cm}$; $d=79 \text{ cm}$

$V_c=0.53 \times (f'_c)^{0.5} \times b \times d=0.53 \times (300)^{0.5} \times 40 \times 79 = 29.00 \text{ T}$

$4V_c=4 \times 29.00 = 116.03 \text{ T}$

Comparación de V_u vertical y V_u sísmico para definir el valor de V_c :

Todos los cortantes sísmicos (y los sísmicos más carga vertical, de los pisos 13 y 14) son mayores que los cortantes por carga vertical factorados ($V_u=1.4D+1.7L$), por tanto $V_c=0$, y en las zonas de articulación plástica $V_n=V_s$.

V_u sísmica 1° piso = 62.07 T

$V_n \text{ máx} = 62.07 / 0.85 = 73.02 \text{ T}$

$V_n \text{ máx} < 4V_c$ ok

$A_v/s = V_u / (\phi \cdot d \cdot f_y)$

$\phi = 0.85$

$A_v/s = 73020 / (74 \times 4200) = 0.220 \text{ cm}^2/\text{cm}$

La separación máxima de estribos s , en las zonas de articulación plástica será la menor de los siguientes valores (para cada sección de viga):

- $S_1 \leq d/4$

si $d=54$, entonces $S_1=13.5 \text{ cm}$

si $d=64$, entonces $S_1=16.0 \text{ cm}$

si $d=74$, entonces $S_1=18.5 \text{ cm}$

si $d=79$, entonces $S_1=19.75 \text{ cm}$

- $S_2 \leq 6d_b$

si $d_b=22 \text{ mm}$, entonces $S_2=13.2 \text{ cm}$

si $d_b=20 \text{ mm}$, entonces $S_2=12.0 \text{ cm}$

si $d_b=18 \text{ mm}$, entonces $S_2=10.8 \text{ cm}$

si $d_b=16 \text{ mm}$, entonces $S_2=9.6 \text{ cm}$

si $d_b=14 \text{ mm}$, entonces $S_2=6.4 \text{ cm}$

- $S_3 \leq 20 \text{ cm}$

Se adopta un valor $s=12 \text{ cm}$, para todas las vigas (en las zonas de articulación plástica), y en una longitud $L_o=2h$

Si $h=0.85 \text{ m}$ entonces $L_o=1.70 \text{ m}$

Si $h=0.80 \text{ m}$ entonces $L_o=1.60 \text{ m}$

Si $h=0.70 \text{ m}$ entonces $L_o=1.40 \text{ m}$

Si $h=0.60 \text{ m}$ entonces $L_o=1.20 \text{ m}$

El cálculo da 3 ramas de 10mm como refuerzo transversal, en las zonas de articulación plástica; pero por razones constructivas se coloca:

4 ramas de 10mm @ 12cm

En el centro de la luz de cada vano, la separación s será menor a $d/2$, lo que da 25 cm, con lo cual el armado queda:

4 ramas de 10mm @ 25cm

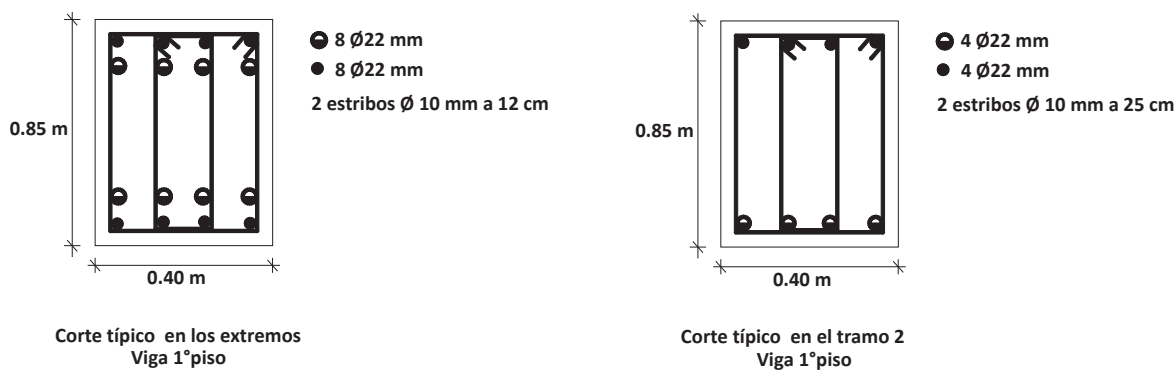


FIGURA 5.16 Armado típico de vigas del 1º piso, en las zonas de articulación plástica y en el centro del claro.

5.4.2 DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de columnas se lo realiza en base a los principios del diseño por capacidad; es decir se supone que las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las vigas mientras las columnas se deben comportar elásticamente ante el sismo de diseño; para cumplir con este postulado se amplifican los momentos de las columnas (efecto dinámico de los modos superiores), se toma en cuenta la sobrerresistencia de las vigas en su capacidad flexural y se considera el ataque sísmico bidireccional (pórticos en dos direcciones). Bajo estos conceptos, se permite que las columnas en las bases de las columnas de planta baja y en el tope limitando con la cubierta, puedan formar articulaciones plásticas, de esta manera la disipación de energía en las zonas seleccionadas (articulaciones plásticas de las vigas) puede ser determinada con bastante precisión.

Como se ha manifestado anteriormente, para el edificio propuesto se consideró que todos los pórticos tienen la misma resistencia a fuerza lateral, ante esto se tienen básicamente tres columnas tipo para diseñar: Interior, Exterior y Esquinera; con los resultados de sus fuerzas internas presentadas en las Tablas 5.14.a, 5.14.b y 5.14.c. Para el diseño de las columnas se seguirá las recomendaciones de Priestley et al. (2007), las mismas que hacen hincapié en el uso de la combinación $U = D+L$ para la carga axial (sobre todo para las columnas exterior y

esquinera) para toda la altura del edificio, y el momento sísmico de la columna amplificado. Una de las razones para usar la combinación mencionada, es que cuando se diseña la columna exterior o esquinera a tensión, el momento correspondiente para la misma columna en compresión es muy alto (se recuerda que los momentos de las columnas esquineras o exteriores tienen que ser iguales), lo cual aumenta la demanda del Momento de Volteo, que constituyó el punto de partida del cálculo estructural. El uso de la carga axial vertical en el diseño de estas columnas permite obtener un momento de columna promedio (con menor acero que las otras combinaciones), que no altera el resultado final del momento de volteo; esto se explica mejor en la Fig. 5.17.

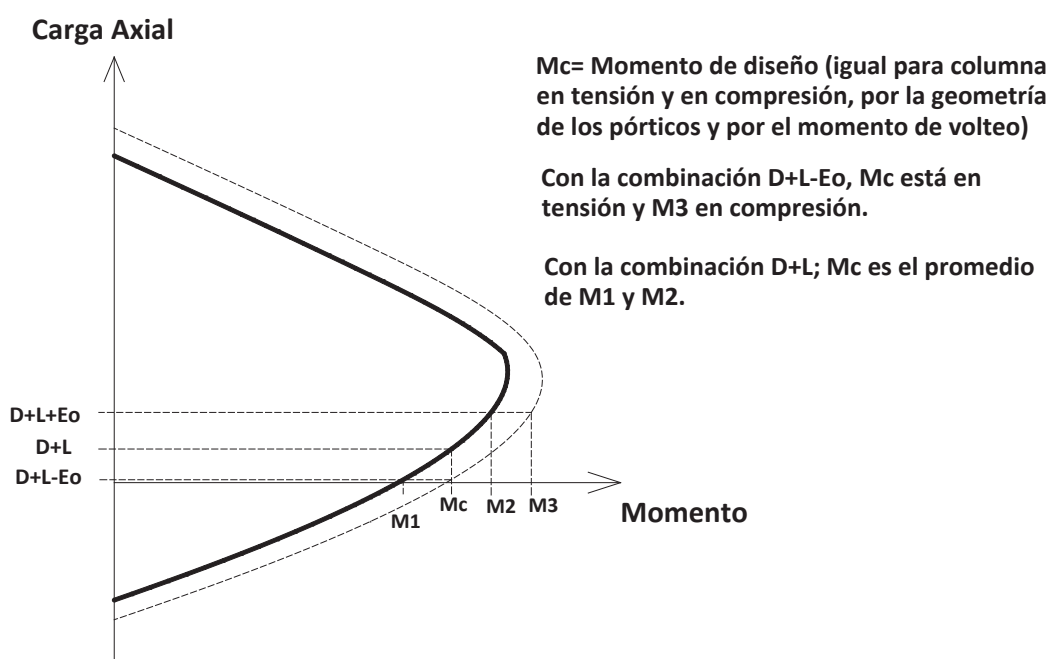


FIGURA 5.17 Interacción Carga Axial- Momento para columnas exteriores y esquineras (Priestley et. Al., 2007).

El diseño de las columnas por capacidad se detalla en las Tablas 5.16.a, 5.16.b y 5.16.c., que corresponden a las columnas interiores, esquineras y exteriores

respectivamente. A continuación de dichas tablas, se encuentran ejemplos explicativos, y observaciones relacionadas con su cálculo.

Como la capacidad a momento alrededor de un eje diagonal, de una columna cuadrada, armada simétricamente, es similar a la capacidad en los ejes principales, para diseño se podrá utilizar los diagramas de interacción uniaxiales del ACI, o algún programa comercial. En el presente caso se utilizará un programa en basic, por el cual dada la armadura se determina las cargas y los momentos de diseño (que se presenta como *Resultados del diseño de columnas*, en las tablas).

Para el diseño de columnas que se asume comportamiento elástico, se ha utilizado las resistencias nominales de los materiales ($f'_c=280$ kg/cm² y $f_y=4200$ kg/cm²), el factor de reducción de resistencia a flexión $\phi_f=0.90$, y una máxima deformación unitaria del hormigón de 0.003. En el caso de las columnas de planta baja, en la base, donde se supone que formarán articulaciones plásticas, se conserva las características mencionadas anteriormente, excepto el factor de reducción Φ_f , que se toma como 1.00.

Tabla 5.16.a Diseño de la columna INTERIOR.

COLUMNA INTERIOR					Acero Longitudinal				Confinamiento		Corte	Acero transversal						
Piso	b x h (m)	Momento Mu (T.m)	Pu U=DL (T)	e=MuPu (m)	Resultados del diseño de columnas				As (cm ²)	ρ (%)	As colocado (cm ²)		h" (cm)	Ac (cm ²)	Vu (T)	Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Av (cm ²)
14	0.50x0.50	49.05	39.61	1.238	Resistencia de materiales: $f_c=2800\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$; $\phi_f=0.90$				62.83	2.51	20 ϕ 20 mm	43	1936	82.52	2.51	2.58	4.20	4 ramas de 12mm @10-15 cm
13	0.50x0.50	34.86	40.63	0.858	Pu=41.96 T; Mu=51.98 T.m; c=13.26 cm, e=123.9 cm, d'=5.5 cm				50.80	2.03	20 ϕ 18 mm							
12	0.55x0.55	55.19	86.19	0.640	Pu=53.68 T; Mu=46.09 T.m; c=13.06 cm, e=85.85 cm				50.80	1.68	20 ϕ 18 mm							
					Pu=91.59 T; Mu=58.71 T.m; c=14.89 cm, e=64.10 cm				62.83	2.08	20 ϕ 20 mm	48	2401	95.39	2.49	2.88	4.29	4 ramas de 12mm @10-15 cm
					Pu=107.95 T; Mu=69.11 T.m; c=16.59 cm, e=64.00 cm													
11	0.60x0.60	75.79	132.21	0.573	Pu=126.33 T; Mu=72.39 T.m; c=16.418 cm, e=57.30 cm				50.80	1.68	20 ϕ 18 mm							
					Pu=147.37 T; Mu=84.47 T.m; c=18.44 cm, e=57.32 cm				62.83	1.75	20 ϕ 20 mm	53	2916	108.17	2.49	3.18	4.35	4 ramas de 12mm @10-15 cm
10	0.60x0.60	90.48	178.01	0.508	Pu=172.33; Mu=87.54 T.m; c=20.14 cm, e=50.80 cm;				62.83	1.75	20 ϕ 20 mm	53	2916	120.17	2.49	3.18	4.97	5 ramas de 12mm @10-15 cm
9	0.65x0.65	106.10	224.86	0.4719	Pu=225.16 T; Mu=106.21 T.m; c=22.72 cm, e=47.17 cm				62.83	1.49	20 ϕ 20 mm	58	3481	131.89	2.48	3.48	4.89	5 ramas de 12mm @10-15 cm
8	0.65x0.65	120.30	271.53	0.443	Pu=271.97 T; Mu=120.52 T.m; c=25.90 cm, e=44.31 cm				76.00	1.80	20 ϕ 22 mm	58	3481	142.70	2.48	3.48	5.40	5 ramas de 12mm @10-15 cm
7	0.65x0.65	128.10	318.23	0.396	Pu=311.51 T; Mu=123.49 T.m; c=28.30 cm, e=39.64 cm.				76.00	1.80	20 ϕ 22 mm	58	3481	152.55	2.48	3.48	5.87	5 ramas de 12mm @10-15 cm
6	0.70x0.70	137.25	366.11	0.375	Pu=392.89 T; Mu=147.25 T.m; c=32.04 cm, e=37.48 cm.				76.00	1.55	20 ϕ 22 mm	63	4096	161.80	2.47	3.78	5.60	5 ramas de 12mm @10-15 cm
5	0.70x0.70	146.94	414.12	0.3548	Pu=417.85 T; Mu=148.13 T.m; c=33.41 cm, e=35.45 cm.				76.00	1.55	20 ϕ 22 mm	63	4096	169.94	2.47	3.78	5.96	6 ramas de 12mm @10-15 cm
4	0.75x0.75	154.80	462.24	0.3349	Pu=485.30 T; Mu=162.58 T.m; c=35.97 cm, e=33.50 cm				62.83	1.12	20 ϕ 20 mm	68	4761	177.03	2.47	4.08	5.60	5 ramas de 12mm @10-15 cm
3	0.75x0.75	156.36	510.26	0.3064	Pu=536.16 T; Mu=164.26 T.m; c=38.90 cm, e=30.64 cm,				62.83	1.12	20 ϕ 20 mm	68	4761	182.89	2.47	4.08	5.84	5 ramas de 12mm @10-15 cm
2	0.75x0.75	160.50	559.01	0.2871	Pu=574.84 T; Mu=164.93 T.m; c=41.19 cm, e=28.69 cm				62.83	1.12	20 ϕ 20 mm	68	4761	187.54	2.47	4.08	6.03	6 ramas de 12mm @10-15 cm
1	0.80x0.80	162.73	608.44	0.2675	Pu=710.17 T; Mu=189.97 T.m; c=46.73 cm, e=26.75 cm				62.83	0.98	20 ϕ 20 mm	73	5476	190.89	2.46	4.38	5.54	5 ramas de 12mm @10-15 cm
0	0.80x0.80	214.92	658.92	0.3262	Pu=669.97 T; Mu=217.94 T.m; c=44.45 cm, e=32.53 cm;				91.20	1.43	24 ϕ 22 mm	73	5476	192.89	2.64	4.69	5.55	5 ramas de 12mm @10-15 cm

Alternativamente la planta baja se puede diseñar considerando lo siguiente:

a) Considerando las resistencias nominales de los materiales $f_c=280\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, y con el factor de reducción de resistencia $\phi_f=1.00$:

0	0.80x0.80	214.92	658.92	0.3262	Pu=652.76 T; Mn=212.86 T.m; c=40.27 cm, e=32.61 cm;				76.00	0.98	20 ϕ 20 mm	se adopta					
---	-----------	--------	--------	--------	-----------------------------------------------------	--	--	--	-------	------	-----------------	-----------	--	--	--	--	--

b) Considerando las resistencias esperadas de los materiales $f_c=300\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4620\text{kg/cm}^2$, y con el factor de reducción de resistencia $\phi_f=1.00$:

0	0.80x0.80	214.92	658.92	0.3262	Pu=701.29 T; Mn=228.79 T.m; c=40.93 cm, e=32.63 cm;				62.83	0.98	20 ϕ 20 mm						
---	-----------	--------	--------	--------	-----------------------------------------------------	--	--	--	-------	------	-----------------	--	--	--	--	--	--

Los verdaderos valores de diseño M-P para la planta baja, se deben obtener de los diagramas momento curvatura, para lo cual las deformaciones máximas del hormigón serán 0.004 y la del acero 0.015, utilizando la resistencia esperada de los materiales.

Para diseño de refuerzo longitudinal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)

f_c nominal = 280 kg/cm²

f_y nominal = 4200 Kg/cm²

ϕ flexión = 0.90

- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)

f_c esperada = 300 kg/cm²

f_y esperada = 1.1 x 4200 = 4620 Kg/cm²

ϕ flexión = 1.00

Para diseño de refuerzo transversal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)

f_c nominal = 280 kg/cm²

f_y nominal = 4200 Kg/cm²

ϕ corte = 0.85

- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)

f_c esperada = 300 kg/cm²

f_y esperada = 1.0 x 4200 = 4200 Kg/cm²

ϕ corte = 0.85

Ejemplo Tipo COLUMNA INTERIOR 4° Piso : V_u 4° piso = 177.03 T, entonces $V_n = V_u/0.85$

$b \times h = 75 \times 75$ cm; $d = 69$ cm

$\nu_c = 0.53 \times (f'_c)^{0.5} = 0.53 \times (280)^{0.5} = 8.868$ kg/cm²; $V_c = 8.868 \times 75 \times 69 = 45.89$ T

En el 4° piso no se forman articulaciones plásticas y $\nu_n = 177.03 / (0.85 \times 75 \times 69) = 40.25$ kg/cm²

$V_s = (V_n - V_c) = (177.03/0.85 - 45.89) = 162.38$ T

$4V_c = 4 \times 45.89 = 183.56$ T

$V_s < 4V_c$; ok

-Cálculo del Refuerzo por Confinamiento:

A_{sh} es el refuerzo por confinamiento de una columna, que se tomará el mayor de los dos siguientes valores:

$A_{sh1} = 0.3 s h'' f'_c (A_g/A_c - 1) / f_y$;

$A_{sh2} = 0.09 s h'' f'_c / f_y$

siendo h'' la distancia entre centros de estribos exteriores, medida perpendicular a A_{sh} ;

A_c es el área del concreto confinado, con las distancias medidas a la cara exterior del estribo; y

s es la separación de los estribos

s es la menor de las siguientes valores:

$s_1 \leq 6d_b$ de la varilla longitudinal; $s_1 = 6 \times 2.2 = 13.2$ cm

$s_2 \leq 10$ cm

Adoptar $s = 10$ cm en la longitud L_o

$A_{sh1} = 0.3 \times (75-7) \times 10 \times 280 \times [75 \times 75 / (69 \times 69) - 1] / 4200 = 2.468$ cm²

$A_{sh2} = 0.09 \times 10 \times (75-7) \times 280 / 4200 = 4.08$ cm² ;

Longitud de confinamiento L_o :

$L_o \leq h$ columna

$L_o \leq \text{luz libre de la columna} / 6$

45 cm

$L_o 1 = [50, 55, 60, 65, 70, 75]$ cm

$L_o 2 = [2.8/6 = 47$ cm; $2.7/6 = 45$ cm]

$L_o 3 = 45$ cm

Adoptar $L_o = 45$ cm

En el centro de la columna el espaciamiento de estribos será:

$s = 15$ cm

-Cálculo del Refuerzo por Corte:

$A_v \geq (\nu_n - \nu_c) \cdot b \cdot s / f_y$

$A_v = (40.25 - 8.868) \times 75 \times 10 / 4200 = 5.60$ cm²; domina el corte, dando 5 ramas de 12mm cada 10-15 cm

Si se considera que el proceso de amplificación dinámica de momentos y cortantes es conservador en algún grado, entonces bien se podría adoptar un valor de $\phi_{\text{corte}} = 1$; con lo cual el refuerzo por cortante quedaría de la siguiente manera:

$A_v = [177030 / (75 \times 69) - 8.868] \times 75 \times 10 / 4200 = 4.525$ cm²; que significa 4 ramas de 12mm cada 10-15 cm

Para el diseño de las columnas Exteriores y Esquineras, donde la carga sísmica bidireccional es considerable, y se debe diseñar una columna representativa por piso, que puede estar en compresión (+) o en tensión (-), se ha optado por diseñar para P_{u1} y P_{u2} y obtener un momento promedio.

Tabla 5.16.b Diseño Columna EXTERIOR.

COLUMNA EXTERIOR								Acero Longitudinal			Confinamiento			Corte	Acero transversal		
Piso	b x h (m)	Momento Mu (T.m)	Pu1 U=D+L+Eo	Pu2 U=D+L-Eo	Pu3 U=D+L	e	Resultados del diseño de columnas $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$; y $\phi=0.90$	As (cm ²)	ρ (%)	As colocado	h" (cm)	Ac (cm ²)	Vu (T)	Ash1 (cm ²)		Ash2 (cm ²)	Av (cm ²)
14	0.50x0.50	38.85	29.75	8.87	19.31	2.01	Mu promedio = 41.03 T.m	50.80	2.03	20 ϕ 18 mm	43	1936	64.99	2.51	2.58	3.08	4 ramas de 10mm @10-15 cm
13	0.50x0.50	27.63	30.76	9.89	20.32	1.36	Mu promedio = 41.20 T.m	40.00	1.60	20 ϕ 16 mm							
12	0.55x0.55	43.72	70.06	19.43	44.75	0.98	Mu promedio = 43.16 T.m	40.00	1.32	20 ϕ 16 mm	48	2401	75.12	2.49	2.88	3.13	4 ramas de 10mm @10-15 cm
11	0.60x0.60	60.02	113.45	23.05	68.25	0.88	Mu promedio = 61.90 T.m	50.80	1.41	20 ϕ 18mm	53	2916	85.18	2.49	3.18	3.15	4 ramas de 10mm @10-15 cm
10	0.60x0.60	71.66	160.73	22.53	91.63	0.78	Mu promedio = 74.86 T.m	62.83	1.75	20 ϕ 20 mm	53	2916	94.63	2.49	3.18	3.64	4 ramas de 12mm @10-15 cm
9	0.65x0.65	84.02	211.91	19.81	115.86	0.73	Mu promedio = 87.29 T.m	62.83	1.49	20 ϕ 20 mm	58	3481	103.87	2.48	3.48	3.56	4 ramas de 12mm @10-15 cm
8	0.65x0.65	95.25	265.49	14.39	139.94	0.68	Mu promedio = 100.42 T.m	76.00	1.80	20 ϕ 22 mm	58	3481	112.38	2.48	3.48	3.96	4 ramas de 12mm @10-15 cm
7	0.65x0.65	99.87	320.95	7.23	164.09	0.61	Mu promedio = 101.73 T.m	76.00	1.80	20 ϕ 22 mm	58	3481	120.14	2.48	3.48	4.33	4 ramas de 12mm @10-15 cm
6	0.70x0.70	108.70	378.61	-0.27	189.17	0.57	Mu promedio = 101.73 T.m	76.00	1.55	20 ϕ 22 mm	63	4096	127.42	2.47	3.78	4.10	4 ramas de 12mm @10-15 cm
5	0.70x0.70	116.37	438.39	-9.62	214.39	0.54	Mu promedio = 128.93 T.m	91.20	1.86	24 ϕ 22 mm	63	4096	133.83	2.47	3.78	4.38	4 ramas de 12mm @10-15 cm
4	0.75x0.75	122.60	498.81	-19.26	239.78	0.51	Mu promedio = 130.94 T.m	76.00	1.35	20 ϕ 22 mm	68	4761	139.41	2.47	4.08	4.08	4 ramas de 12mm @10-15 cm
3	0.75x0.75	123.85	557.02	-26.91	265.05	0.47	Mu promedio = 130.52 T.m	76.00	1.35	20 ϕ 22 mm	68	4761	144.03	2.47	4.08	4.26	4 ramas de 12mm @10-15 cm
2	0.75x0.75	127.13	614.54	-32.71	290.91	0.44	Mu promedio = 128.47 T.m	76.00	1.35	20 ϕ 22mm	68	4761	147.69	2.47	4.08	4.41	4 ramas de 12mm @10-15 cm
1	0.80x0.80	128.90	670.93	-35.97	317.48	0.41	Mu promedio = 146.55 T.m	76.00	1.19	20 ϕ 22 mm	73	5476	150.33	2.46	4.38	4.00	4 ramas de 12mm @10-15 cm
0	0.80x0.80	169.74	726.03	-35.80	345.12	0.49	Mu promedio = 160.96 T.m	91.20	1.43	24 ϕ 22mm	73	5476	151.90	2.64	4.69	4.00	4 ramas de 12mm @10-15 cm

Alternativamente la planta baja se puede diseñar considerando lo siguiente:

a) Considerando las resistencias nominales de los materiales $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, y con el factor de reducción de resistencia $\phi=1.00$:

0	0.80x0.80	169.74	726.03	-35.80	345.12	0.49	Mn promedio = 160.87 T.m	76.00	1.19	20 ϕ 22 mm	se adopta					
---	-----------	--------	--------	--------	--------	------	--------------------------	-------	------	-----------------	-----------	--	--	--	--	--

b) Considerando las resistencias esperadas de los materiales $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4620 \text{ kg/cm}^2$, y con el factor de reducción de resistencia $\phi=1.00$:

0	0.80x0.80	169.74	726.03	-35.80	345.12	0.49	Mn promedio = 177.09 T.m	76.00	1.19	20 ϕ 22 mm						
---	-----------	--------	--------	--------	--------	------	--------------------------	-------	------	-----------------	--	--	--	--	--	--

Los verdaderos valores de diseño M-P para la planta baja, se deben obtener de los diagramas momento curvatura, para lo cual las deformaciones máximas del hormigón serán 0.004 y la del acero 0.015, utilizando las resistencias esperadas de los materiales.

Para diseño de refuerzo longitudinal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c nominal = 280 kg/cm²
 - f_y nominal = 4200 Kg/cm²
 - ϕ flexión = 0.90
- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c esperada = 300 kg/cm²
 - f_y esperada = 1.1x 4200 = 4620 Kg/cm²
 - ϕ flexión = 1.00

Para diseño de refuerzo transversal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c nominal = 280 kg/cm²
 - f_y nominal = 4200 Kg/cm²
 - ϕ corte = 0.85
- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c esperada = 300 kg/cm²
 - f_y esperada = 1.0x 4200 = 4200 Kg/cm²
 - ϕ corte = 0.85

Ejemplo Tipo COLUMNA EXTERIOR 4° Piso : V_u 4° piso = 139.41 T , entonces $V_n = V_u/0.85$

$b \times h = 75 \times 75$ cm; $d = 69$ cm

$$v_c = 0.53 \times (f_c)^{.5} = 0.53 \times (280)^{.5} = 8.868 \text{ kg/cm}^2 ; V_c = 8.868 \times 75 \times 69 = 45.89 \text{ T}$$

En el 4° piso no se forman articulaciones plásticas y $v_n = 139.41 / (0.85 \times 75 \times 69) = 31.69 \text{ kg/cm}^2$

$$V_s = (V_n - V_c) = (139.41/0.85 - 45.89) = 118.12 \text{ T}$$

$$4V_c = 4 \times 45.89 = 183.56 \text{ T}$$

$$V_s < 4V_c; \quad \text{ok}$$

-Cálculo del Refuerzo por Confinamiento:

Ash es el refuerzo por confinamiento de una columna, que se tomará el mayor de los dos siguientes valores:

$$Ash_1 = 0.3 \times s \times h'' \times f_c (A_g/A_c - 1) / f_y ;$$

$$Ash_2 = 0.09 \times s \times h'' \times f_c / f_y$$

siendo h'' la distancia entre centros de estribos exteriores, medida perpendicular a Ash;

A_c es el area del concreto confinado, con las distancias medidas a la cara exterior del estribo; y

s es la separación de los estribos

s es la menor de las siguientes valores:

$$s_1 \leq 6d_b \text{ de la varilla longitudinal; } s_1 = 6 \times 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_2 \leq 10 \text{ cm}$$

Adoptar $s = 10$ cm en la longitud L_o

$$Ash_1 = 0.3 \times (75 - 7) \times 10 \times 280 \times [75 \times 75 / (69 \times 69) - 1] / 4200 = \mathbf{2.468 \text{ cm}^2}$$

$$Ash_2 = 0.09 \times 10 \times (75 - 7) \times 280 / 4200 = \mathbf{4.08 \text{ cm}^2} ;$$

Longitud de confinamiento L_o :

$$L_o \leq \begin{cases} h \text{ columna} \\ \text{luz libre de la columna} / 6 \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_o 1 = [50, 55, 60, 65, 70, 75] \text{ cm}$$

$$L_o 2 = [2.8/6 = 47 \text{ cm; } 2.7/6 = 45 \text{ cm}]$$

$$L_o 3 = 45 \text{ cm}$$

Adoptar $L_o = 45$ cm

En el centro de la columna el espaciamiento de estribos será:

$$s = 15 \text{ cm}$$

-Cálculo del Refuerzo por Corte:

$$A_v \geq (v_n - v_c) \cdot b \cdot s / f_y$$

$$A_v = (31.69 - 8.868) \times 75 \times 10 / 4200 = \mathbf{4.075 \text{ cm}^2}; \text{ domina el confinamiento } 4.08 \text{ cm}^2, \text{ dando } \mathbf{4 \text{ ramas de } 12 \text{ mm cada } 10-15 \text{ cm}}$$

Si se considera que el proceso de amplificación dinámica de momentos y cortantes es conservador en

algún grado, entonces bien se podría adoptar un valor de $\phi_{\text{corte}} = 1$; con lo cual el refuerzo por cortante

quedaría de la siguiente manera:

$$A_v = [139410 / (75 \times 69) - 8.868] \times 75 \times 10 / 4200 = 3.22 \text{ cm}^2; \text{ que significaría } 4 \text{ ramas de } 10 \text{ mm cada } 10-15 \text{ cm}$$

Tabla 5.16.c. Diseño Columna ESQUINERA.

COLUMNA ESQUINERA					Acero Longitudinal			Confinamiento			Corte		Acero transversal		
Piso	b x h (m)	Momento Mu (T.m)	Pu1 U=D+L+Eo	Pu2 U=D+L-Eo	Resultados del diseño de columnas Fc=280 kg/cm ² , fy=4200 kg/cm ² ; y φf=0.90	As (cm ²)	ρ (%)	As colocado	h" (cm)	Ac (cm ²)	Vu (T)	Ash1 (cm ²)		Ash2 (cm ²)	Av (cm ²)
14	0.50x0.50	24.53	26.76	-8.03	Mu promedio = 26.25 T.m	32.00	1.28	16φ16 mm	43	1936	41.26	2.51	2.58	1.57	4 ramas de 10mm @10-15 cm
13	0.50x0.50	17.43	27.78	-7.02	Mu promedio = 26.31 T.m	32.00	1.28	16φ16 mm							
12	0.55x0.55	27.60	65.13	-19.27	Mu promedio = 32.62 T.m	32.00	1.06	16φ16 mm	48	2401	47.69	2.49	2.88	1.56	4 ramas de 10mm @10-15 cm
11	0.60x0.60	37.90	111.42	-39.24	Mu promedio = 38.52 T.m	32.00	0.89	16φ16mm	53	2916	54.08	2.49	3.18	1.54	4 ramas de 10mm @10-15 cm
10	0.60x0.60	45.24	164.55	-65.79	Mu promedio = 46.19 T.m	40.00	1.11	20φ16 mm	53	2916	60.08	2.49	3.18	1.85	4 ramas de 10mm @10-15 cm
9	0.65x0.65	53.05	222.63	-97.54	Mu promedio = 51.85 T.m	40.00	0.95	20φ16 mm	58	3481	65.95	2.48	3.48	1.76	4 ramas de 10mm @10-15 cm
8	0.65x0.65	60.15	284.74	-133.74	Mu promedio = 60.05 T.m	50.80	1.20	20φ18 mm	58	3481	71.35	2.48	3.48	2.02	4 ramas de 10mm @10-15 cm
7	0.65x0.65	63.05	349.98	-172.88	Mu promedio = 67.35	62.83	1.49	20φ20 mm	58	3481	76.28	2.48	3.48	2.25	4 ramas de 10mm @10-15 cm
6	0.70x0.70	68.62	417.94	-213.53	Mu promedio = 72.91 T.m	62.83	1.28	20φ20 mm	63	4096	80.90	2.47	3.78	2.06	4 ramas de 12mm @10-15 cm
5	0.70x0.70	73.47	489.34	-257.34	Mu promedio = 80.05 T.m	76.00	1.55	20φ22 mm	63	4096	84.97	2.47	3.78	2.24	4 ramas de 12mm @10-15 cm
4	0.75x0.75	77.40	561.72	-301.73	Mu promedio = 101.90 T.m	91.20	1.62	24φ22 mm	68	4761	88.52	2.47	4.08	2.01	4 ramas de 12mm @10-15 cm
3	0.75x0.75	78.18	630.49	-342.73	Mu promedio = 92.26 T.m	91.20	1.62	24φ22 mm	68	4761	91.45	2.47	4.08	2.13	4 ramas de 12mm @10-15 cm
2	0.75x0.75	80.25	697.56	-381.18	Mu promedio = 99.19 T.m	106.40	1.89	28φ22mm	68	4761	93.77	2.47	4.08	2.22	4 ramas de 12mm @10-15 cm
1	0.80x0.80	81.37	762.29	-415.86	Mu promedio = 111.73 T.m Mu promedio = 122.22 T.m	106.40 117.60	1.66 1.84	28φ22mm 24φ25 mm	73	5476	95.44	2.46	4.38	1.93	4 ramas de 12mm @10-15 cm
0	0.80x0.80	107.78	824.18	-445.55	Mu promedio = 113.46 T.m	117.60	1.84	24φ25 mm	73	5476	96.45	2.64	4.69	1.90	4 ramas de 12mm @10-15 cm

Alternativamente la planta baja se puede diseñar considerando lo siguiente:

a) Considerando las resistencias nominales de los materiales $f'c=280$ kg/cm² y $f_y=4200$ kg/cm², y con el factor de reducción de resistencia $\phi_f=1.00$:

0	0.80x0.80	107.78	824.18	-445.55	Mu promedio = 125.20	106.40	1.66	28φ22 mm	se adopta						
---	-----------	--------	--------	---------	----------------------	--------	------	----------	-----------	--	--	--	--	--	--

Los verdaderos valores de diseño M-P para la planta baja, se deben obtener de los diagramas momento curvatura, para lo cual las deformaciones máximas del hormigón serán 0.004 y la del acero 0.015, utilizando la resistencia esperada de los materiales.

Para diseño de refuerzo longitudinal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c nominal = 280 kg/cm²
 - f_y nominal = 4200 Kg/cm²
 - ϕ flexión = 0.90
- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c esperada = 300 kg/cm²
 - f_y esperada = 1.1 x 4200 = 4620 Kg/cm²
 - ϕ flexión = 1.00

Para diseño de refuerzo transversal se toma en cuenta las siguientes resistencias de los materiales:

- En todas las columnas, excepto en las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c nominal = 280 kg/cm²
 - f_y nominal = 4200 Kg/cm²
 - ϕ corte = 0.85
- En las zonas de articulación plástica (base de planta baja)
 - f_c esperada = 300 kg/cm²
 - f_y esperada = 1.0 x 4200 = 4200 Kg/cm²
 - ϕ corte = 0.85

Ejemplo Tipo COLUMNA ESQUINERA 4° Piso : V_u 4° piso = 88.52 T, entonces $V_n = V_u/0.85$

$b \times h = 75 \times 75$ cm; $d = 69$ cm

$\nu_c = 0.53 \times (f_c)^{0.5} = 0.53 \times (280)^{0.5} = 8.868$ kg/cm²; $V_c = 8.868 \times 75 \times 69 = 45.89$ T

En el 4° piso no se forman articulaciones plásticas y $\nu_n = 88.52 / (0.85 \times 75 \times 69) = 20.13$ kg/cm²

$V_s = (V_n - V_c) = (88.52/0.85 - 45.89) = 58.25$ T

$4V_c = 4 \times 45.89 = 183.56$ T

$V_s < 4V_c$; ok

-Cálculo del Refuerzo por Confinamiento:

A_{sh} es el refuerzo por confinamiento de una columna, que se tomará el mayor de los dos siguientes valores:

$A_{sh1} = 0.3 \times h'' \times f_c (A_g/A_c - 1) / f_y$;

$A_{sh2} = 0.09 \times h'' \times f_c / f_y$

siendo h'' la distancia entre centros de estribos exteriores, medida perpendicular a A_{sh} ;

A_c es el área del concreto confinado, con las distancias medidas a la cara exterior del estribo; y

s es la separación de los estribos

s es la menor de las siguientes valores:

$s_1 \leq 6d_b$ de la varilla longitudinal; $s_1 = 6 \times 2.2 = 13.2$ cm

$s_2 \leq 10$ cm

Adoptar $s = 10$ cm en la longitud L_o

$A_{sh1} = 0.3 \times (75 - 7) \times 10 \times 280 \times [75 \times 75 / (69 \times 69) - 1] / 4200 = 2.468$ cm²

$A_{sh2} = 0.09 \times 10 \times (75 - 7) \times 280 / 4200 = 4.08$ cm² ;

Longitud de confinamiento L_o :

$L_o \leq h$ columna

$L_o \leq$ luz libre de la columna/6

45 cm

$L_o 1 = [50, 55, 60, 65, 70, 75]$ cm

$L_o 2 = [2.8/6 = 47$ cm; $2.7/6 = 45$ cm]

$L_o 3 = 45$ cm

Adoptar $L_o = 45$ cm

En el centro de la columna el espaciamiento de estribos será:

$s = 15$ cm

-Cálculo del Refuerzo por Corte:

$A_v \geq (\nu_n - \nu_c) \cdot b \cdot s / f_y$

$A_v = (20.13 - 8.868) \times 75 \times 10 / 4200 = 2.011$ cm²; domina el confinamiento 4.08 cm², dando 4 ramas de 12mm cada 10-15 cm

Si se considera que el proceso de amplificación dinámica de momentos y cortantes es conservador en

algún grado, entonces bien se podría adoptar un valor de $\phi_{corte} = 1$; con lo cual el refuerzo por cortante

quedaría de la siguiente manera:

$A_v = [88520 / (75 \times 69) - 8.868] \times 75 \times 10 / 4200 = 1.47$ cm²; que significaría 2 ramas de 10mm cada 10-15 cm

Del diseño de columnas, se puede observar que el cortante en la planta baja de la columna interior es crítico; al respecto se considerarán algunos criterios de chequeo (tabla 5.17), que producen los siguientes resultados:

Chequeo a cortante de la columna interior, en Planta Baja:

Columna Interior Planta Baja:

Vu Planta Baja=	192.89	T
b=	80	cm
h=	80	cm
d=	74	cm

$$V_n = Vu/\phi$$

TABLA 5.17. Criterios para evaluación del cortante de la columna interior en Planta Baja.

Criterio	f'c (kg/cm ²)	ϕ_{corte}	Vn (T)	Vc	Vs	4Vc	Vs vs 4Vc
ACI-2011	280	0.85	226.93	52.50	174.43	210.01	Satisface
Resistencia esperada	300	0.85	226.93	54.34	172.59	217.38	Satisface
ACI-2011	280	1	192.89	52.50	140.39	210.01	Satisface
Resistencia esperada	300	1	192.89	54.34	138.55	217.38	Satisface

-Criterio ACI: Vs tiene que ser menor a 4Vc

$$V_c = 0.53(f'c)^{0.5} b x d$$

$$V_s = V_n - V_c$$

-Criterio de Paulay y Priestley (1992):

$$\phi_{\text{corte}} = 1.00$$

Máximo esfuerzo nominal de corte en regiones de articulación plástica :

$$V_n \leq 0.16 f'c \leq 6 \text{ Mpa}$$

Aún cuando en el tope de las columnas del primer piso se considere que no se producirán articulaciones plásticas se pueden usar los valores límite anteriores:

- Si f'c=280 Kg/cm²:

$$V_n \text{ máximo} = 0.16 f'c = 0.16 \times 28 = 44.80 \text{ kg/cm}^2 \leq 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n \text{ calculado} = 192.89 / (0.8 \times 80^2) = 37.67 \text{ kg/cm}^2 \leq V_n \text{ máx.} = 44.80 \text{ kg/cm}^2 \text{ (satisface)}$$

- Si f'c=300 Kg/cm²:

$$V_n \text{ máximo} = 0.16 f'c = 0.16 \times 30 = 48.00 \text{ kg/cm}^2 \leq 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n \text{ calculado} = 192.89 / (0.8 \times 80^2) = 37.67 \text{ kg/cm}^2 \leq V_n \text{ máx.} = 48.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (satisface)}$$

De los chequeos anteriores se puede concluir que la sección 80x80 cm, para la columna interior de la planta baja, es adecuada para resistir el cortante sísmico.

5.4.3 CHEQUEO DE CONEXIONES

El chequeo de conexiones por el Método DDBD, está basado en los trabajos experimentales de Park y Paulay principalmente (Park y Paulay, 1975 ; Paulay y Priestley, 1992), que permite que el acero transversal de refuerzo de la conexión aporte con resistencia al corte, en contraposición a lo que establece la norma ACI (Placencia, 2011), para la cual la conexión “nudo fuerte-viga débil” debe ser resistida exclusivamente por el hormigón (dimensiones de viga-columna que llegan al nudo). La Tabla 5.18 hace una valoración de los cortantes nominales según las dos aproximaciones, que permite saber si el tamaño de las columnas diseñadas es el apropiado.

TABLA 5.18 Chequeo de Conexiones Viga-Columna.

$f_{ce} = 300 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Piso	Lc (m)	bc (cm)	hc (cm)	bv (cm)	hv (cm)	bj (cm)	0.75 bc (cm)	γ	As1=As2 (cm ²)	T1=T2 (T)	M1=M2 (T.m)	ϕV_{col} (T)	Código ACI		Paulay (1992)		
													Vj (T)	ϕV_n (T)	Vn (T)	ν_j (kg/cm ²)	$\nu_n \text{ máx}$ (kg/cm ²)
Columnas Interiores																	
1	4.40	80	80	40	85	60.00	60.00	4.0	30.40	172.37	121.61	62.36	282.37	282.67	332.55	44.12	60.00
2	3.40	80	80	40	85	60.00	60.00	4.0	30.40	172.37	121.61	71.53	273.20	282.67	332.55	42.69	60.00
3	3.40	75	75	40	85	57.50	56.25	4.0	30.40	172.37	121.61	71.53	273.20	253.96	298.78	48.57	60.00
4	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	4.0	30.40	172.37	112.99	66.46	278.27	253.96	298.78	49.47	60.00
5	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	4.0	30.40	172.37	112.99	66.46	278.27	253.96	298.78	49.47	60.00
6	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	4.0	26.60	150.82	100.46	59.09	242.55	226.73	266.74	49.50	60.00
7	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	4.0	25.13	142.49	95.49	56.17	228.80	226.73	266.74	46.69	60.00
8	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	4.0	26.60	150.82	85.38	50.22	251.42	200.96	236.42	59.51	60.00
9	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	4.0	25.13	142.49	81.24	47.79	237.19	200.96	236.42	56.14	60.00
10	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	4.0	20.32	115.21	67.23	39.55	190.88	200.96	236.42	45.18	60.00
11	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	4.0	20.32	115.21	55.71	32.77	197.66	176.67	207.85	54.91	60.00
12	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	4.0	16.00	90.72	44.95	26.44	155.00	176.67	207.85	43.05	60.00
13	3.40	55	55	30	60	42.50	41.25	4.0	*	*	*	19.36	114.57	137.65	161.95	37.87	60.00
14	3.40	50	50	30	60	40.00	37.50	4.0	*	*	*	27.63	64.91	117.78	138.56	25.96	60.00
Columnas Exteriores (paralelas al borde)																	
1	4.40	80	80	40	85	60.00	60.00	3.2	30.40	172.37	121.61	62.36	282.37	226.14	266.04	44.12	60.00
2	3.40	80	80	40	85	60.00	60.00	3.2	30.40	172.37	121.61	71.53	273.20	226.14	266.04	42.69	60.00
3	3.40	75	75	40	85	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	121.61	71.53	273.20	203.17	239.02	48.57	60.00
4	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	112.99	66.46	278.27	203.17	239.02	49.47	60.00
5	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	112.99	66.46	278.27	203.17	239.02	49.47	60.00
6	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	3.2	26.60	150.82	100.46	59.09	242.55	181.38	213.39	49.50	60.00
7	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	3.2	25.13	142.49	95.49	56.17	228.80	181.38	213.39	46.69	60.00
8	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	26.60	150.82	85.38	50.22	251.42	160.77	189.14	59.51	60.00
9	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	25.13	142.49	81.24	47.79	237.19	160.77	189.14	56.14	60.00
10	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	20.32	115.21	67.23	39.55	190.88	160.77	189.14	45.18	60.00
11	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	3.2	20.32	115.21	55.71	32.77	197.66	141.34	166.28	54.91	60.00
12	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	3.2	16.00	90.72	44.95	26.44	155.00	141.34	166.28	43.05	60.00
13	3.40	55	55	30	60	42.50	41.25	3.2	*	*	*	19.36	114.57	110.12	129.56	37.87	60.00
14	3.40	50	50	30	60	40.00	37.50	3.2	*	*	*	27.63	64.91	94.22	110.85	25.96	60.00

* Los valores de T1, T2 y M1 y M2 corresponden al armado de las vigas presentadas en las Figs 5.17 y 5.18.

Piso	Lc (m)	bc (cm)	hc (cm)	bv (cm)	hv (cm)	bj (cm)	0.75 bc (cm)	γ	As1 (cm ²)	T1 (T)	M1 (T.m)	ϕV_{col} (T)	Código ACI		Paulay (1992)		
													Vj (T)	ϕV_n (T)	Vn (T)	ν_j (kg/cm ²)	ν_n máx (kg/cm ²)
Columnas Esquineras																	
1	4.40	80	80	40	85	60.00	60.00	3.2	30.40	172.37	121.61	31.18	141.19	226.14	266.04	22.06	60.00
2	3.40	80	80	40	85	60.00	60.00	3.2	30.40	172.37	121.61	35.77	136.60	226.14	266.04	21.34	60.00
3	3.40	75	75	40	85	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	121.61	35.77	136.60	203.17	239.02	24.28	60.00
4	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	112.99	33.23	139.14	203.17	239.02	24.74	60.00
5	3.40	75	75	40	80	57.50	56.25	3.2	30.40	172.37	112.99	33.23	139.14	203.17	239.02	24.74	60.00
6	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	3.2	27.76	157.40	104.33	30.69	126.71	181.38	213.39	25.86	60.00
7	3.40	70	70	40	80	55.00	52.50	3.2	25.13	142.49	95.49	28.08	114.40	181.38	213.39	23.35	60.00
8	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	26.60	150.82	85.38	25.11	125.71	160.77	189.14	29.75	60.00
9	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	23.96	135.85	77.90	22.91	112.94	160.77	189.14	26.73	60.00
10	3.40	65	65	40	70	52.50	48.75	3.2	20.32	115.21	67.23	19.77	95.44	160.77	189.14	22.59	60.00
11	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	3.2	20.32	115.21	55.71	16.38	98.83	141.34	166.28	27.45	60.00
12	3.40	60	60	40	60	50.00	45.00	3.2	16.00	90.72	44.95	13.22	77.50	141.34	166.28	21.53	60.00
13	3.40	55	55	30	60	42.50	41.25	3.2	15.62	88.57	42.70	12.56	76.01	110.12	129.56	25.13	60.00
14	3.40	50	50	30	60	40.00	37.50	3.2	8.70	49.33	25.05	14.73	34.60	94.22	110.85	13.84	60.00

- Chequeo de conexiones ACI:

El chequeo de conexiones se realiza uniaxialmente.

T1 es la fuerza de tensión en la articulación plástica negativa de la viga; $T1 = 1.35 \times As1 \times f_y$

T2 es la fuerza de tensión en la articulación plástica positiva de la viga; $T2 = 1.35 \times As2 \times f_y$

En el presente caso de estudio se supuso que $As1 = As2$

Vcol = Cortante de la columna = $(M1 + M2) / Lc$;

siendo M1 el Momento plástico en la articulación negativa, $M1 = T1 [d - T1 / (1.7 \times f'_{ce} \times b_v)]$

M2 es el momento en la articulación positiva de la viga, así $M2 = T2 [d - T1 / (1.7 \times f'_{ce} \times b_v)]$; y

Lc = la longitud de la columna

Según Placencia (2011), el cortante resistente nominal es el siguiente:

$\phi V_n = \phi \cdot \gamma \cdot [(f'_{ce})^{0.5}] \cdot b_j \cdot hc$; donde:

$\phi = 0.85$

$\gamma = 5.3$ para columnas interiores,

$\gamma = 4.0$ para columnas exteriores,

$\gamma = 3.2$ para columnas esquineras,

b_j es el ancho promedio de la junta

hc es la dimensión de la columna paralela a la dirección que se analiza

El ancho de la viga b_v debe ser mayor a $3/4$ el ancho de la columna bc, para usar los factores γ , caso contrario se usará el valor de γ inmediatamente inferior.

Vj = Cortante soportado por la junta = $T1 + T2 - V_{col}$; donde

El confinamiento de la junta se calcula con las mismas ecuaciones dadas para las columnas, es decir

el refuerzo por confinamiento para las juntas será el mismo que para la zona Lo de las columnas.

El anclaje para columnas exteriores y esquineras se chequea con la longitud de desarrollo L_{dh} :

$L_{dh} = \phi_v \cdot f_y e / (16 \times 8 f'_{ce}^{0.5}) = 16.67 \phi_v$

El esfuerzo cortante aplicado a la junta es $\nu_j = V_j / (b_c \times hc)$

- Chequeo de conexiones según Paulay y Priestley (1992):

Paulay y Priestley (1992) establecen que para una junta sometida a ataque bidireccional, los esfuerzos cortantes aplicados en dicha junta, en las direcciones x e y deben ser limitados a:

ν_{jx} ó $\nu_{jy} \leq 0.2 f_c < 7 \text{ Mpa}$

En el caso que se analiza, se tiene ν_n máximo = $0.2 \times 300 = 60.00 \text{ kg/cm}^2 < 71.35 \text{ kg/cm}^2$ Ok.

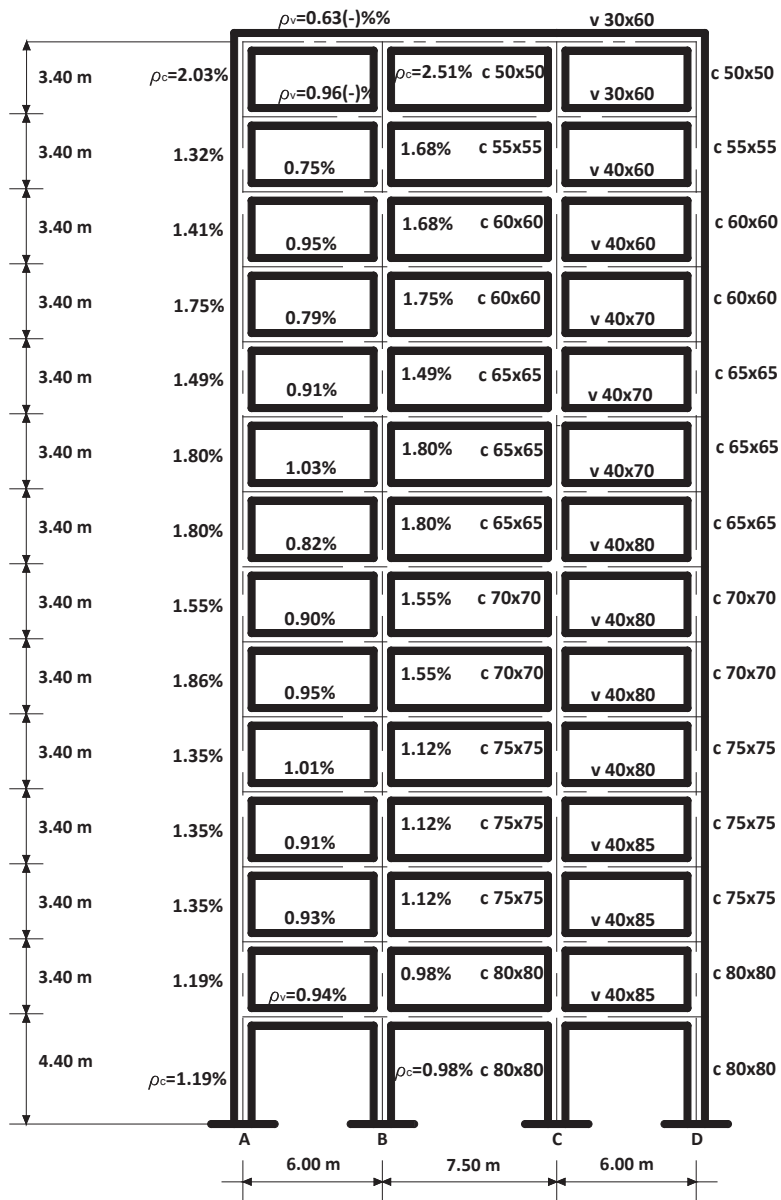
Según este criterio el acero transversal de las juntas ayuda a soportar el cortante total.

En el presente estudio no se realiza el diseño de refuerzo transversal para la junta.

Como resultado del chequeo de conexiones, habrá que decir que son las columnas interiores y exteriores (adoptadas en el DDBD) las que no cumplen con la exigencia de la normativa ACI, haciéndose necesario agrandar el tamaño de las columnas y aumentar los anchos de las vigas. Por otra parte si se toma como referencia el valor máximo del esfuerzo cortante de una junta (Paulay, 1992), resistiendo ataque sísmico en dos direcciones, todas las dimensiones de las columnas y vigas estarían bien proporcionadas. Se recuerda, que según la propuesta de Paulay y Priestley (1992), la resistencia de una junta viga-columna está dada por la acción del refuerzo transversal y el hormigón. Para el presente caso de estudio, no se ha realizado el diseño del refuerzo transversal, puesto que el objetivo principal era establecer si las dimensiones escogidas de los elementos de los pórticos eran adecuadas o no.

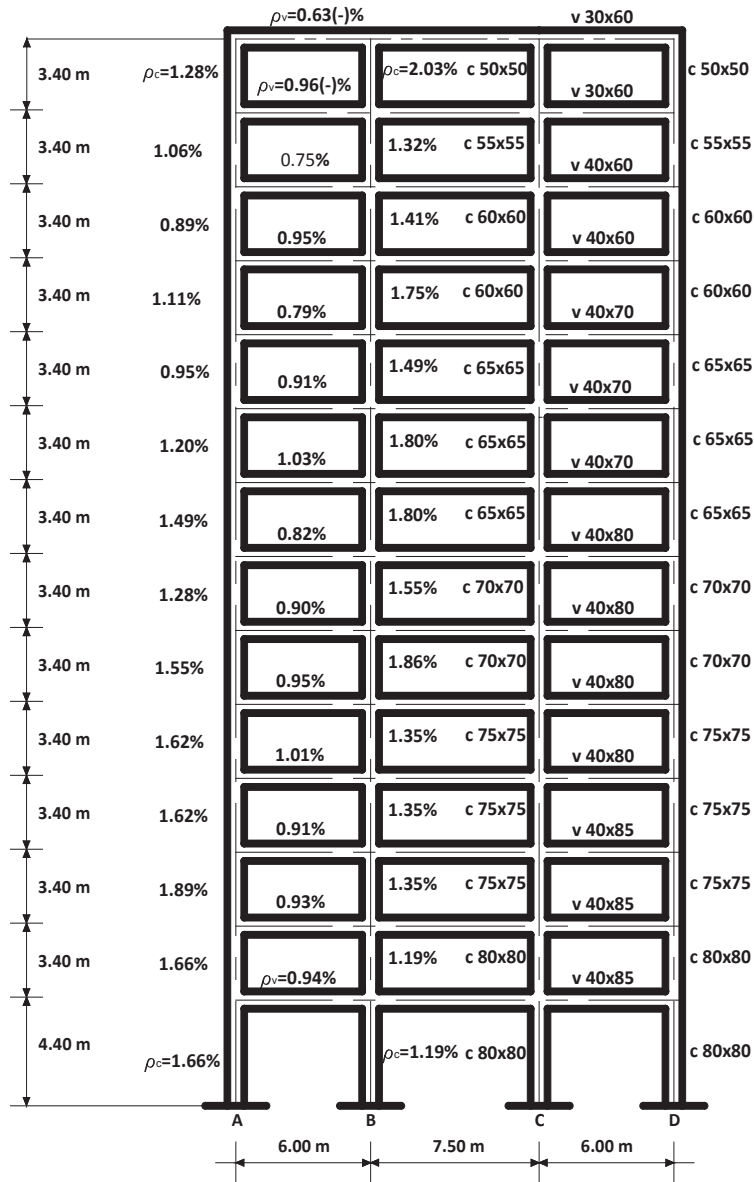
5.5 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS

A continuación se resume gráficamente los resultados del cálculo y diseño estructural, del edificio en estudio. Los porcentajes de acero de refuerzo en vigas, que se señalan en las Figs. 5.18.a y 518.b, indican iguales cantidades de acero para los refuerzos superior e inferior en las zonas de articulación plástica (desde el 1° hasta el 12° piso); y dicha cantidad de refuerzo es la misma para todas las regiones de articulación plástica de cada nivel. Las vigas de los pisos 13 y 14 tienen un porcentaje de acero y armado correspondiente a los cálculos resumidos en las Fig. 5.15.



PORTICO 2

FIGURA 5.18.a Dimensiones definitivas y porcentajes de acero de refuerzo, en vigas (ρ_v) y en columnas (ρ_c), Pórtico 2.



PORTICO 1

FIGURA 5.18.b. Dimensiones definitivas y porcentajes de acero de refuerzo en vigas (ρ_v) y en columnas (ρ_c), Pórtico 1.

Las cantidades de acero de refuerzo de las vigas se detallan en la Fig. 5.19, para lo cual se muestran cortes típicos en las zonas de articulación plástica, y en la zona central de los dos tramos característicos del edificio; mientras que el armado de las columnas se muestra en la Fig. 5.20.

CORTES TÍPICOS DE VIGAS:


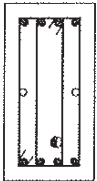

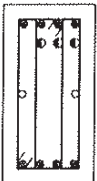
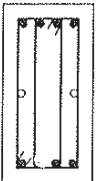

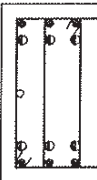
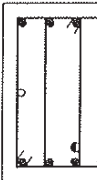
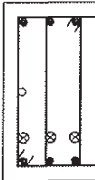

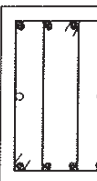



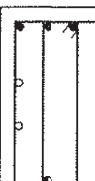



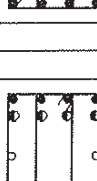
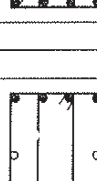

PISO	bxh (cm)	EXTREMOS	CENTRO TRAMO 1	CENTRO TRAMO 2
14	30x60	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 14 mm ○ 2 \varnothing 16 mm ○ 2 \varnothing 10 mm (piel) 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 14 mm ○ 1 \varnothing 14 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 14 mm ○ 3 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
13	30x60	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 3 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 3 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
12	40x60	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 8 \varnothing 16 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 1 \varnothing 16 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 16 mm ○ 4 \varnothing 16 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
11	40x60	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 8 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 18 mm ○ 2 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
10	40x70	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 8 \varnothing 18 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 18 mm ○ 1 \varnothing 18 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
9	40x70	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 6 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
8	40x70	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	 <ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm

FIGURA 5.19.a ARMADO DE VIGAS, PISOS DEL 8° AL 14°

CORTES TÍPICOS DE VIGAS:

PISO	bxh (cm)	EXTREMOS	CENTRO TRAMO 1	CENTRO TRAMO 2
7	40x80	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
6	40x80	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 20 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
5 4	40x80	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm
3 2 1	40x85	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm 	<ul style="list-style-type: none"> ● 8 \varnothing 22 mm ○ 4 \varnothing 10 mm ○ 2 e \varnothing 10 mm a 12-25 cm

FIGURA 5.19.b ARMADO DE VIGAS, PISOS DEL 1° AL 7°

CORTES TÍPICOS DE COLUMNAS:

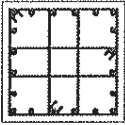
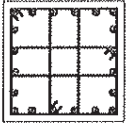
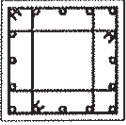
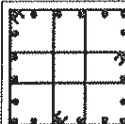
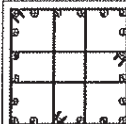
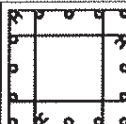

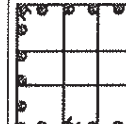
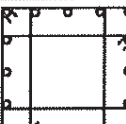

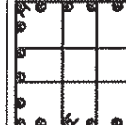
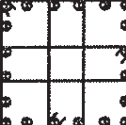

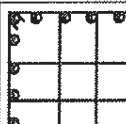


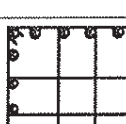
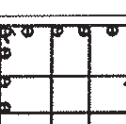



PISO	DIMENSIONES	COLUMNA INTERIOR	COLUMNA EXTERIOR	COLUMNA ESQUINERA
14	50x50			
13		• 20 Ø 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 18 mm 3 e 10 mm @10-15cm	• 16 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm
12	55x55			
11		• 20 Ø 18 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm	• 16 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm
11	60x60			
10		• 20 Ø 20 mm 3 e 12mm @10-15cm	• 20 Ø 18 mm 3 e 10 mm @10-15cm	• 16 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm
10	60x60			
9		• 20 Ø 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm
9	65x65			
8		• 20 Ø 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 16 mm 3 e 10 mm @10-15cm
8	65x65			
7		• 20 Ø 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 18 mm 3 e 10 mm @10-15cm
7	65x65			
6		• 20 Ø 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	• 20 Ø 20 mm 2 e 10 mm @10-15cm

FIGURA 5.20.a ARMADO DE COLUMNAS, PISOS DEL 7° al 14°.

CORTES TÍPICOS DE COLUMNAS:

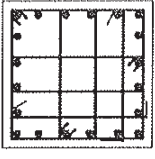
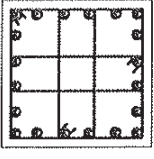
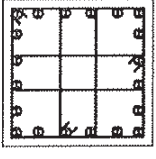
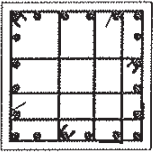
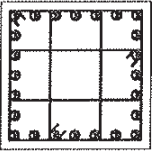
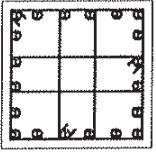
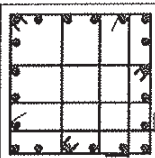
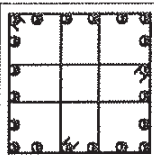
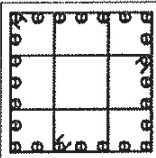
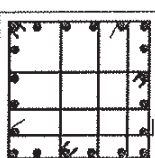
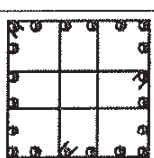
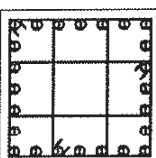
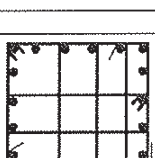
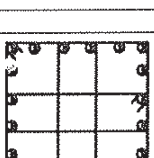
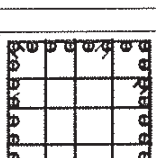

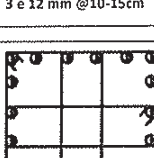
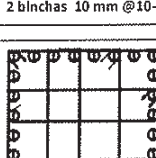
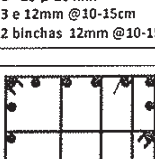
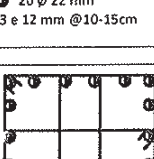
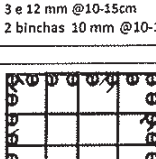
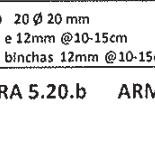
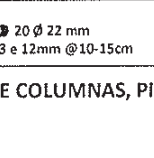
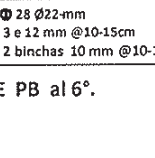
PISO	DIMENSIONES	COLUMNA INTERIOR	COLUMNA EXTERIOR	COLUMNA ESQUINERA
7	70x70	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm
6		 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 24 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm
5	70x70	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 24 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm
4	75x75	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 24 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm
3	75x75	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 24 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm
2	75x75	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 12 mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 28 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 10 mm @10-15cm
1	80x80	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12mm @10-15cm 2 binchas 12mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm	 • 28 ϕ 22 mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 10 mm @10-15cm
0	80x80	 • 20 ϕ 20 mm 3 e 12mm @10-15cm 2 binchas 12mm @10-15cm	 • 20 ϕ 22 mm 3 e 12mm @10-15cm	 • 28 ϕ 22-mm 3 e 12 mm @10-15cm 2 binchas 10 mm @10-15cm

FIGURA 5.20.b ARMADO DE COLUMNAS, PISOS DE PB al 6°.

El análisis dinámico del edificio diseñado por el Método DDBD, se presentará en el capítulo 6.

CAPÍTULO 6

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO: CASO DE ESTUDIO

Una vez que se ha realizado el diseño del edificio de catorce pisos, que se ha tomado como caso de estudio, y para el cual se ha considerado la amplificación dinámica producto de los modos superiores, a través del **Método Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)**, es necesario hacer una comprobación del desempeño del edificio en el rango inelástico, y para ello se ha creído conveniente utilizar el procedimiento del Análisis No Lineal Estático, conocido como **“N2” Extendido** (que considera el efecto de los modos superiores en planta y en elevación), método que como se vio en el capítulo 3 de esta memoria, incluye la herramienta del “Pushover” estático, la determinación del desplazamiento “target” u objetivo y una corrección adicional de las derivas y desplazamientos, por efecto de los modos más altos en la respuesta de la estructura.

El edificio analizado es geoméricamente regular, por tanto se ha asumido en el presente estudio que el efecto de los *modos superiores en planta (desplazamientos y derivas por torsión)* es *despreciable*. También se debe mencionar que no se ha considerado los posibles efectos de los modos superiores que se deben a la acción sísmica por componente vertical. El único efecto de los modos superiores a considerar en la presente memoria es aquel debido a la altura del edificio.

Para el caso de estudio se ha considerado que el edificio está sometido a ataque bidireccional (diagonal), para lo cual se ha asumido que el mismo espectro de desplazamientos (aceleraciones) se aplica simultáneamente en las direcciones ortogonales; a continuación el edificio se ha diseñado siguiendo las recomendaciones de Priestley et al (2007), salvando aquellas relacionadas al diseño para corte de vigas y columnas, para las cuales se ha utilizado las directrices dadas por Paulay y Priestley (1992). En el caso del análisis estructural

estático inelástico (pushover), la superposición de las respuestas provenientes de dos análisis separados, correspondientes a cada una de las direcciones principales es tomado como incorrecto (Stratan y Fafjar, 2002), por lo que una mejor aproximación sería adoptar la regla SRSS (la raíz cuadrada de la suma de las respuestas individuales al cuadrado) para la combinación de los efectos direccionales en el análisis pushover (en el Método N2, el análisis pushover se ejecuta para un patrón de carga lateral, en una dirección horizontal a la vez). La determinación del desplazamiento “target”, utilizando el Método N2 básico, se realiza para cada dirección, y para cada sentido de aplicación del patrón de cargas laterales (positivo y negativo), y se acepta la mayor respuesta en cada sentido. Como se señaló anteriormente, los factores de corrección se obtendrán dentro del marco del Método N2 Extendido, asumiendo que los efectos de los modos superiores en el rango inelástico son los mismos del comportamiento elástico.

Una verificación “más exacta” del comportamiento del edificio diseñado en el rango inelástico de la respuesta, sería aplicar el Análisis Dinámico No Lineal (que no se contempló en el presente trabajo), utilizando al menos siete acelerogramas compatibles con el espectro de diseño especificado por la NEC-11 (o escalando los movimientos del suelo), para obtener las respuestas promedio (cortantes de piso, desplazamientos máximos, derivas, momentos de volteo, desplazamiento target, pushover dinámico, etc), las respuestas promedio más una desviación estándar y la envolvente; así, los resultados paramétricos obtenidos con el DDBD y aquellos obtenidos con el N2-Extendido (desplazamiento “target” y distribución de la demanda sísmica a través de la estructura) podrían ser de esta manera doblemente chequeados.

6.1 UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA SAP-2000 PARA OBTENER LA CURVA DE CAPACIDAD

Previo a la utilización del programa SAP-2000 para la obtención de la curva de capacidad (pushover) y del desplazamiento target, es necesario remarcar las

hipótesis que delinear un modelo matemático a seguir, para luego aplicarlo al presente caso de estudio.

6.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO MATEMÁTICO EMPLEADO

Las características más sobresalientes del modelo matemático empleado para obtener la curva de capacidad a través del programa SAP-2000, se resumen en la Tabla 6.1, que toman en cuenta la geometría del edificio, las propiedades no lineales de los materiales, la forma como se consideran los elementos y algunos detalles conocidos del programa utilizado.

TABLA 6.1 Características del modelo matemático empleado en el Pushover.

CARACTERÍSTICAS	VALORES Y DEFINICIONES	COMENTARIOS
Materiales		
Hormigón, $f_c =$	280 Kg/cm ²	Resistencia nominal
Acero de refuerzo, $f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia nominal
Geometría del Edificio		
N° de Pisos =	14	Los efectos de los modos superiores se deben considerar
N° de Vanos =	3 en cada dirección (vanos de 6.00, 7.50 y 6.00 m)	Simetría en ambas direcciones horizontales
Característica en elevación:	Irregular	Altura del primer piso 4.40 m, el resto de pisos 3.40 m
Característica en planta:	Regular	Se desprecian efectos torsionales (si los hubieran)
Losa de Piso =	25 cm (aliviada)	Losa aliviada de 25 cm equivalente a una maciza de 18 cm
Columnas:	De dimensión variable a lo largo de la altura del edificio	Pero todas las columnas de un piso cualquiera tienen la misma dimensión
Vigas:	De dimensión variable a lo largo de la altura del edificio	No se considera área aportante de la losa para rigidez ni para diseño de aceros
Altura total =	48,6 m	
Masa total =	556.43 T.s ² /m	Las masas por losa de piso, paredes y acabados son iguales para 13 pisos
Movimiento del Suelo		
Espectro de aceleración:	NEC-11	El Método N2 usa el espectro de aceleraciones para definir el de desplazamientos
Sitio:	Quito	
Suelo Tipo:	C	Suelo firme con características limo-arenosas (cangahua)
Periodo de Retorno:	475 años	Compatible con el nivel de desempeño o estado límite escogido: Control de Daños
PGA:	0.4g	
Objetivo de Desempeño:		
Estado Límite:	Control de Daños (NEC-11)	El límite superior de Control de Daños es Seguridad de Vida (LS)
Deriva Límite:	2%	Según la NEC-11
Modelo Matemático:		
Programa utilizado:	SAP-2000. Modelo de plasticidad concentrada en los sitios escogidos (extremos)	Los sitios entre extremos se comportarán elásticamente
Curva de Capacidad:	Modelo Tridimensional (3D)	Patrón de cargas aplicado por cada dirección, para el caso simétrico; X=Y
Diafragmas:	Rígidos (en cada piso)	Rigidez infinita en su plano
Grados de Libertad:	3 por piso	Traslación en X, traslación en Y y rotación alrededor de Z
Rigideces agrietadas:	50% del valor de las Inercias No Agrietadas, para Vigas y Columnas	Es una recomendación del EC-8 parte 3. (Evaluación de Estructuras)
Brazos rígidos en las juntas:	Ninguno. Dimensiones de los elementos a ejes.	Factor de zona rígida= 0, (SAP). No se modelaron juntas viga columna.
Efectos P-A	No se considera	También conocido como No-Linealidad Geométrica
Elementos	Modelo de plasticidad concentrada, comportamiento flexural, momento-rotación	Asignadas en modo AUTO a través del programa SAP, conforme al FEMA-356
Vigas:	AUTO M3 (FEMA-356)	No se ha considerado la longitud de las articulaciones plásticas como parámetro.
Columnas:	AUTO P-M2-M3 (FEMA-356)	Para estar acorde con el ataque sísmico biaxial
No Linealidad del Material:	Basada en las resistencias características o nominales	Acero incluye endurecimiento por deformación; y degradación del hormigón en comp.
Relaciones Momento- Rotación:	Billineales para comportamiento flexural con endurecimiento por deformación	Calculadas por el programa (SAP), en función del FEMA-356
Comportamiento no lineal:	En flexión solamente (vigas)	Elementos dúctiles sufren grandes deformaciones
Capacidad de elementos a corte:	Son adecuadas o conformes	Por ser elementos diseñados conforme a modernos códigos
Cargas Axiales:	Debidas a cargas verticales sobre las columnas	
Cargas Verticales o de gravedad:	Distribuidas sobre los elementos en función del área tributaria	
Patrón de Cargas Laterales:	Proporcionales a la primera forma modal y a la masa de cada piso	De acuerdo con los conceptos del N2 básico, y aplicada en los centros de masa CMI
Control de desplazamiento:	4% de la altura total = 0.04x48.6 = 1.944 m, ubicado en el Centro de Masas del techo.	Conforme a lo establecido en FEMA-273
Descarga de las articulaciones:	Reinicio utilizando rigidez secante	Método de descarga de las articulaciones plásticas empleado por el SAP
Criterios de aceptación:	Establecidos por el FEMA 356 para los estados límites: IO, LS y NC	IO= Operación Inmediata, LS = Seguridad de Vida, NC=Cercano al Colapso

Para terminar con las características del modelo matemático a seguir, se reproducen a continuación **los criterios de aceptación para los elementos estructurales** (“valores límite de propiedades tales como: deriva, demanda de resistencia, y deformación inelástica usados para determinar la aceptabilidad de un elemento o componente en un nivel de desempeño dado” [FEMA-356]) para los estados límites definidos en el documento Visión 2000: Operación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS), y Cercano al Colapso (NC); los mismos que se detallan en el capítulo 6 del documento FEMA-356 y que aquí se reproducen en las Tablas 6.2 y 6.3 y Fig. 6.1:

TABLA 6.2 Criterios de Aceptación para vigas de hormigón armado controladas por flexión (Tabla 6-7 del documento FEMA-356, 2000).

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
				Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio		Component Type						
				Primary		Secondary				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

TABLA 6.3 Criterios de Aceptación para columnas de hormigón armado controladas por flexión (Tabla 6-8 del documento FEMA-356, 2000)

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
				Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio		IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

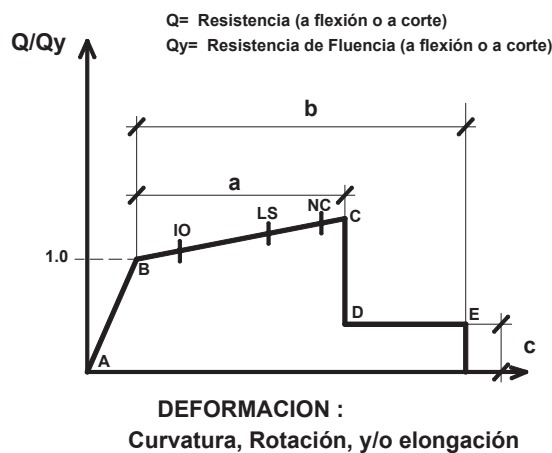


FIGURA 6.1 Criterios de Aceptación para componentes estructurales.
Fuente FEMA 356, 2000.

6.1.2 PRESENTACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL ELÁSTICO PARA EL EDIFICIO DISEÑADO

Para la obtención del patrón de cargas laterales a aplicarse a la estructura, se necesita conocer las formas modales, así como también para la obtención de los factores de corrección por los efectos de los modos superiores se necesitan los valores de las derivas y desplazamientos del análisis modal espectral elástico.

Los principales resultados del Análisis Modal Elástico obtenidos con el programa SAP-2000, son los siguientes (Tablas 6.4, 6.5 y 6.6):

TABLA 6.4. Masas e Inercias para el modelo de 3 GDL por piso.

Losas	Peso unitario T/m ²	Area Total m ²	Peso Losa T.	Peso de Vigas embebidas en losas T.	Peso losas sin vigas emb. T.	Masa Traslacional T.s ² /m	Inercia Rotacional T.s ² .m
Entrepiso	0.75	380.25	285.19	33.16	252.03	25.69	1628.10
Cubierta	0.55	380.25	209.13	18.85	190.28	19.39	1228.84

Las masas producto del peso propio de los elementos los contabiliza el programa SAP.

TABLA 6.5. Características Dinámicas del Edificio diseñado

Períodos elásticos y Masa Modal Efectiva							
Modo	Period Seg.	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumRZ (%)
1	2.133	74.330	0.000	26.454	74.330	0.000	26.454
2	2.133	0.000	74.330	26.455	74.330	74.330	52.909
3	1.666	0.000	0.000	21.482	74.330	74.330	74.391
4	0.818	13.238	0.000	4.712	87.567	74.330	79.103
5	0.818	0.000	13.238	4.711	87.567	87.567	83.814
6	0.649	0.000	0.000	3.677	87.567	87.567	87.491
7	0.482	4.330	0.354	0.786	91.898	87.921	88.277
8	0.482	0.354	4.330	2.548	92.251	92.251	90.825
9	0.387	0.000	0.000	1.339	92.251	92.251	92.164
10	0.333	2.642	0.016	0.800	94.893	92.267	92.964
11	0.333	0.016	2.642	1.092	94.909	94.909	94.056
12	0.269	0.000	0.000	0.763	94.909	94.909	94.820
13	0.252	0.003	1.296	0.415	94.912	96.205	95.235
14	0.252	1.296	0.003	0.510	96.209	96.209	95.745
15	0.204	0.000	0.000	0.374	96.209	96.209	96.118
16	0.195	1.005	0.035	0.504	97.214	96.244	96.622
17	0.195	0.035	1.005	0.236	97.249	97.249	96.859
18	0.159	0.000	0.000	0.305	97.249	97.249	97.164
19	0.158	0.438	0.147	0.028	97.687	97.396	97.192
20	0.158	0.147	0.438	0.389	97.834	97.834	97.580
21	0.132	0.003	0.417	0.173	97.837	98.251	97.753
22	0.132	0.417	0.003	0.126	98.253	98.253	97.879
23	0.129	0.000	0.000	0.167	98.253	98.253	98.045
24	0.112	0.017	0.322	0.068	98.271	98.576	98.113
25	0.112	0.322	0.017	0.174	98.593	98.593	98.287
26	0.108	0.000	0.000	0.119	98.593	98.593	98.406
27	0.096	0.177	0.000	0.058	98.770	98.593	98.464
28	0.096	0.000	0.177	0.068	98.770	98.770	98.533
29	0.094	0.000	0.000	0.000	98.770	98.770	98.533
30	0.092	0.000	0.000	0.096	98.770	98.770	98.628

Los resultados proporcionados en la Tabla 6.5 consideraron una Inercia Efectiva equivalente al 50% de la Inercia No Agrietada, tanto para vigas como para columnas; se puede observar un dominio del movimiento traslacional en los primeros dos modos, siendo el tercer modo eminentemente torsional, configurando de esta manera un comportamiento “torsionalmente rígido” del edificio.

TABLA 6.6. Forma Modal Φ_i , 1° Modo Sentido X

Piso	Forma Modal Φ Dirección X	Forma Modal Φ_N Normalizada X
14	0.0685	1.0000
13	0.0659	0.9620
12	0.0621	0.9066
11	0.0574	0.8380
10	0.0522	0.7620
9	0.0469	0.6847
8	0.0411	0.6000
7	0.0353	0.5153
6	0.0300	0.4380
5	0.0245	0.3577
4	0.0191	0.2788
3	0.0139	0.2029
2	0.0089	0.1299
1	0.0043	0.0628

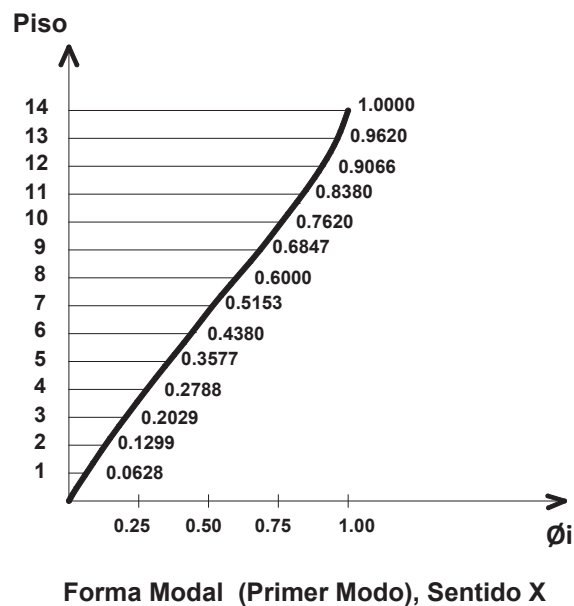


FIGURA 6.2 Forma Modal Φ_i , para el Primer Modo, Sentido X (igual Y).

Los desplazamientos y las derivas en el centro de masas (CM) de cada piso se presentan en la Tabla 6.7 y Fig. 6.3, y corresponden a los resultados para las dos direcciones horizontales X e Y del movimiento del suelo; en este caso por ser simétrico los desplazamientos de la dirección X son iguales a los de la dirección Y. La Fig. 6.4 muestra una comparación de los desplazamientos y derivas obtenidos con el DDBD y el Análisis Modal Espectral (AME).

TABLA 6.7 Desplazamientos máximos y Derivas del Análisis Modal Espectral

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO EN LOS CENTROS DE MASAS:				
Piso	$\Delta x=R*\Delta x(A.M.E)$ [m]	Deriva X [%]	$\Delta x (NEC-11)=0.75*R*\Delta x(A.M.E)$ [m]	DERIVA NEC-11 [%]
14	0.715	0.894	0.536	0.671
13	0.685	1.277	0.513	0.958
12	0.641	1.483	0.481	1.112
11	0.591	1.583	0.443	1.187
10	0.537	1.524	0.403	1.143
9	0.485	1.656	0.364	1.242
8	0.429	1.641	0.322	1.231
7	0.373	1.509	0.280	1.132
6	0.322	1.616	0.241	1.212
5	0.267	1.620	0.200	1.215
4	0.212	1.635	0.159	1.226
3	0.156	1.624	0.117	1.218
2	0.101	1.527	0.076	1.145
1	0.049	1.111	0.037	0.833

R es el factor de reducción de respuesta estructural (igual a 6 para portícos de hormigón armado dúctiles, según la NEC-11)
 Δx máximo = $0.75*R*\Delta x (A.M.E)$; donde Δx es el desplazamiento máximo según la NEC-11 , sección 2.7.8.3
 $\Delta x (A.M.E)$ es el desplazamiento en el centro de masas C.M. dirección X, proporcionado por el Analisis Modal Espectral

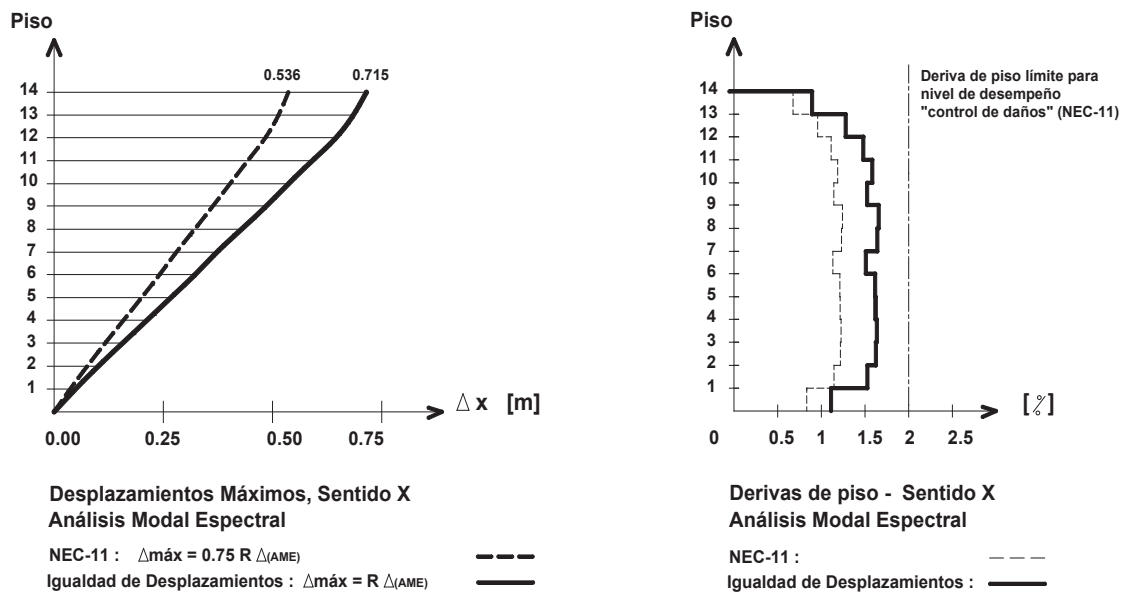


FIGURA 6.3 Desplazamientos máximos y Derivas de piso del Análisis Modal Espectral.

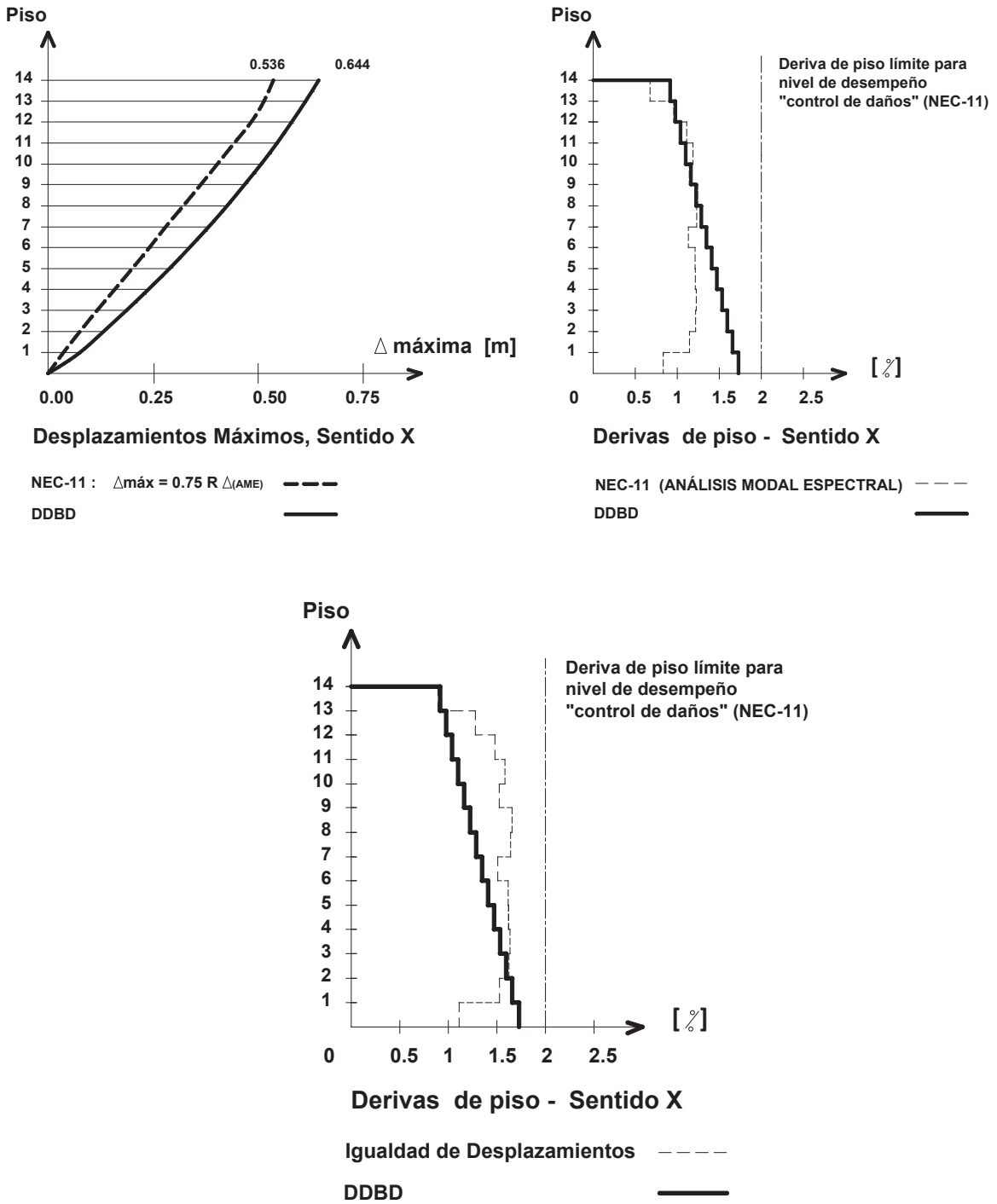


FIGURA 6.4 Comparación de desplazamientos y derivas de piso para el caso de estudio, obtenidos con el Análisis Modal Espectral (AME) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).

La aplicación de la nueva regla de la NEC-11 produjo resultados más pequeños en cuanto a los máximos desplazamientos se refiere, comparados con los obtenidos con la regla de *igualdad de desplazamientos* y el DDBD (Fig. 6.4); sin embargo esta comparación no puede ser definitiva, pues los resultados del Análisis Modal Elástico están en función de la inercias asumidas (en esta etapa de comprobación de diseño se asumió el 50% de la Inercia No agrietada para vigas y columnas) y no de la rigidez que depende de la resistencia de los elementos (que sería lo ideal). La influencia de los modos superiores en las derivas (Fig. 6.4), se puede observar perfectamente (del 3° piso hacia arriba) cuando se usa la regla “igualdad de desplazamientos”, cosa que no sucede cuando se aplica la nueva regla de la NEC-11, donde los efectos de los modos superiores quedan reducidos a los pisos 10 y 11.

6.1.3 CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO ANALIZADO

La curva de capacidad conforme a lo recomendado en el Método N2, es obtenida para un patrón de cargas laterales (aplicadas en el Centro de Masas de cada piso para el modelo 3D), que considera a la primera forma modal directamente relacionada a la masa de cada piso. EL cálculo del patrón de cargas laterales con sujeción a las ecuaciones presentadas en el capítulo 3, se detalla a continuación:

Piso	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$[\phi^1]=$	0.004	0.009	0.014	0.019	0.025	0.030	0.035	0.041	0.047	0.052	0.057	0.062	0.066	0.069
$[\phi^1_{\text{Normalizado}}]=$	0.063	0.130	0.203	0.279	0.358	0.438	0.515	0.600	0.685	0.762	0.838	0.907	0.962	1.000

$[M]=$	45.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	43.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	42.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	42.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	42.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.87	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.87	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.05	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.39

Piso	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	0.178
2	0.734
3	1.762
4	3.282
5	5.401
6	7.970
7	11.034
8	14.299
9	18.620
10	23.066
11	26.591
12	31.124
13	33.365
14	26.390
Σ	203.817

$$[p]=[\phi^N] \cdot [M] = [\quad 2.842 \quad 5.651 \quad 8.683 \quad 11.772 \quad 15.101 \quad 18.197 \quad 21.412 \quad 23.832 \quad 27.195 \quad 30.268 \quad 31.733 \quad 34.332 \quad 34.682 \quad 26.390]$$

$$P'x=[\quad 0.108 \quad 0.214 \quad 0.329 \quad 0.446 \quad 0.572 \quad 0.690 \quad 0.811 \quad 0.903 \quad 1.031 \quad 1.147 \quad 1.202 \quad 1.301 \quad 1.314 \quad 1.000]$$

$m^*=[\phi^N] \cdot [M] \cdot [1]= 292.089 \text{ Ts}^2/\text{m}$; siendo m^* la masa equivalente del sistema de un grado de libertad (SDOF)

$\Gamma= m^*/(\Sigma m_i \phi_i^2)$; siendo Γ la constante que controla la transformación del modelo MDOF a SDOF

$$\Gamma= 1.433$$

El vector de cargas laterales normalizado $P'x$ se grafica en la Fig. 6.5, y en la Fig. 6.6 se detalla la Curva de Capacidad del edificio analizado en el sentido X positivo (igual al sentido X negativo, e igual en el sentido Y cuando se considera el patrón de cargas laterales proporcional al 2° Modo de vibración).

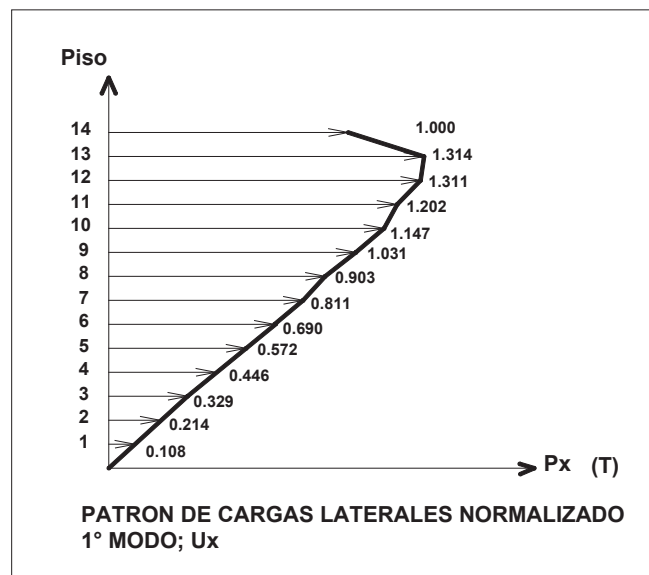


FIGURA 6.5 Patrón de cargas laterales para el 1° Modo de Vibración, utilizado en la Curva de Capacidad.

Tabla 6.8 Curva Pushover para el Sentido X Positivo (MDOF), y número de articulaciones plásticas en cada paso

Paso	Desplazamiento m	Cortante Basal Tonf	A a B	B a IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	C a D	D a E	Más allá de E	Total
1	0.194	514.06	1120	0	0	0	0	0	0	0	1120
2	0.216	570.38	1118	2	0	0	0	0	0	0	1120
3	0.302	762.65	1012	108	0	0	0	0	0	0	1120
4	0.345	809.82	926	194	0	0	0	0	0	0	1120
5	0.399	837.88	878	242	0	0	0	0	0	0	1120
6	0.617	883.59	834	190	96	0	0	0	0	0	1120
7	0.680	892.98	830	148	142	0	0	0	0	0	1120
8	0.933	921.40	818	44	190	68	0	0	0	0	1120
9	0.951	923.35	812	50	172	84	0	0	2	0	1120
10	0.951	554.82	796	66	146	40	0	0	64	8	1120
11	0.959	558.81	796	66	146	40	0	0	62	10	1120
12	0.959	556.28	794	68	146	40	0	0	62	10	1120
13	0.964	558.26	794	68	146	40	0	0	60	12	1120
14	0.964	555.60	794	68	146	40	0	0	60	12	1120
15	0.971	559.87	792	70	146	40	0	0	58	14	1120
16	0.971	557.03	792	70	146	40	0	0	58	14	1120
17	0.973	558.53	792	70	146	38	0	0	58	16	1120
18	0.973	530.13	792	70	144	36	0	0	62	16	1120
19	0.981	534.36	790	72	144	34	0	0	62	18	1120
20	0.982	472.09	782	80	142	24	0	0	74	18	1120
21	0.988	475.00	780	82	142	24	0	0	72	20	1120
22	0.988	473.08	780	82	142	24	0	0	72	20	1120
23	1.004	480.35	778	84	142	22	0	0	74	20	1120
24	1.004	462.87	778	84	142	20	0	0	68	28	1120
25	0.998	451.06	778	84	142	20	0	0	68	28	1120

Es de valor mencionar que las posibles articulaciones plásticas, en el modelo, se ubicaron dentro de lo posible (en el programa SAP-2000), en la cara de los elementos (vigas y columnas) para que haya conformidad con el diseño (DDBD). Como se sabe, son las propiedades de los elementos dadas por análisis momento curvatura y la longitud de la articulación plástica las principales variables que inciden en los resultados finales de la curva de capacidad, en este estudio se ha preferido aceptar las características promedio (longitudes de articulación plástica) que brinda el programa por default (modo Auto).

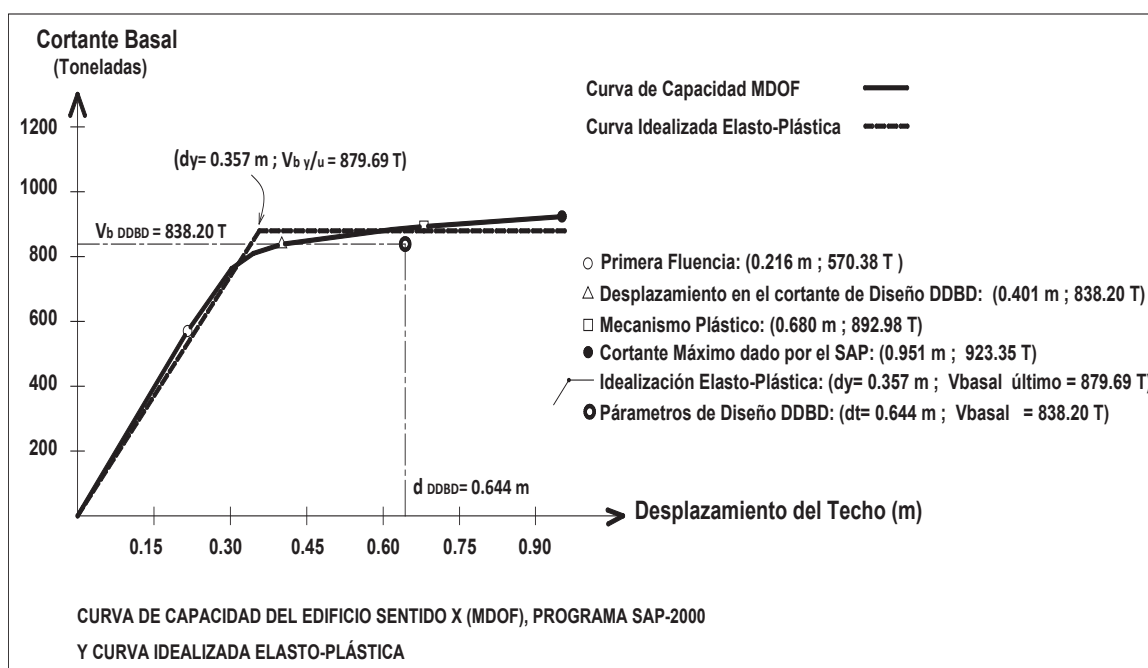


FIGURA 6.6 Curva de Capacidad (SAP-2000) y Curva Idealizada Elasto-Plástica para el sistema MDOF (estructura global).

De los resultados proporcionados por el programa SAP-2000 (Tabla 6.8: datos de la curva de capacidad y número de articulaciones plásticas por cada nivel de desempeño), se pueden extraer algunas características (primera fluencia, mecanismo plástico: fluencia de las vigas y de todas las columnas en la base de la planta baja) que permiten visualizar mejor la curva de capacidad (Fig.6.6); además se han implantado otros puntos sobre la curva, como son los provenientes del DDBD, con propósitos comparativos.

Respecto de la *Idealización Elasto-Plástica* de la Curva de Capacidad (modelamiento que utiliza el N2), ésta se obtuvo utilizando parcialmente el criterio de la norma EC-8 parte 1, Anexo B (2004), la misma que considera al punto de “mecanismo plástico” de la curva real (último punto útil) como el cortante basal de fluencia de la curva elasto-plástica, y luego a través de un proceso iterativo, que respeta el concepto de “igualdad de energía” (ó de áreas iguales bajo las dos curvas: la real y la elasto-plástica) define el desplazamiento de fluencia. En el presente estudio se ha construido una curva elasto-plástica algo más conservadora, considerando un punto de mecanismo plástico más bajo, pero igualando las áreas de las dos curvas hasta el punto del “mecanismo plástico” rebajado. Este último punto se lo ha tomado en el inicio de la fluencia (articulamiento plástico) de todas las columnas de planta baja (en la base), como se indica en la Fig. 6.7. La curva elasto-plástica idealizada con sus puntos característicos se grafica en la Fig. 6.6.

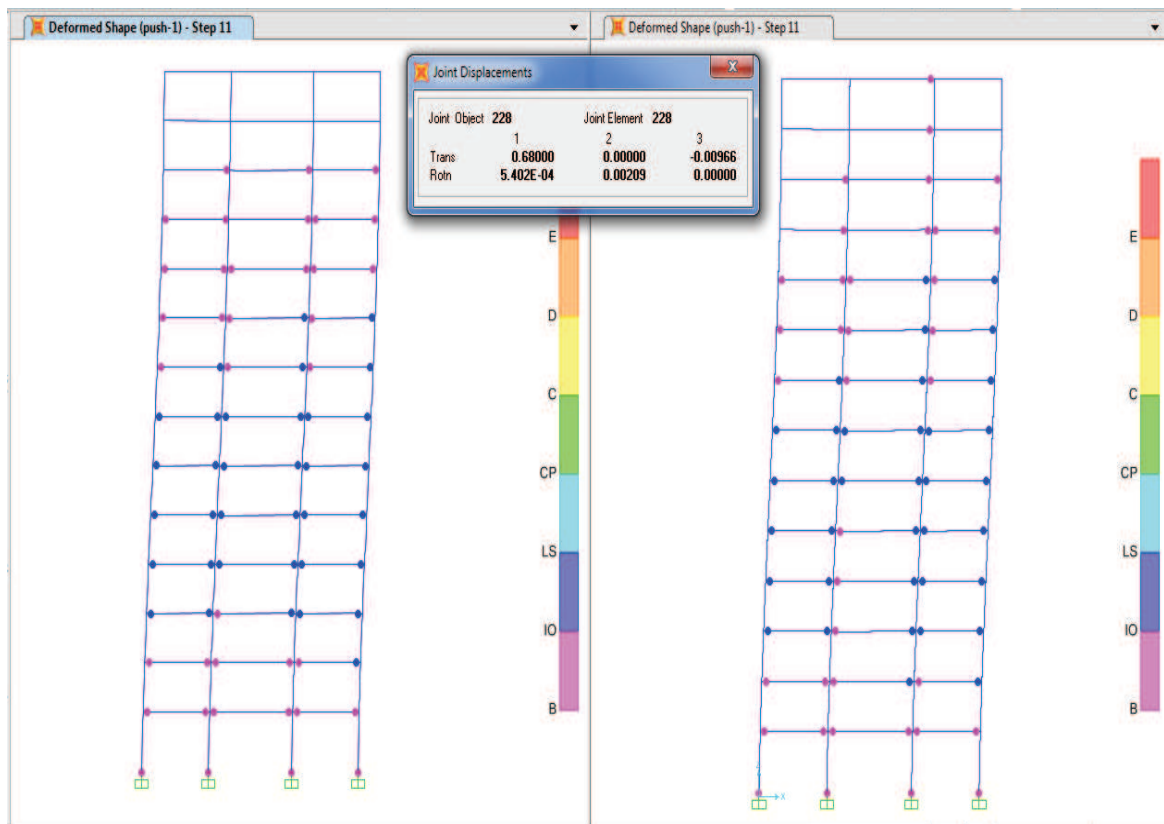


FIGURA 6.7 Inicio del mecanismo plástico ($D_t = 0.680$ m), Pórtico 1 (izquierda) y Pórtico 2 (derecha).

El punto de fluencia de la curva idealizada es conseguido gráficamente, mediante un proceso prueba-error, hasta que las áreas bajo las dos curvas sean iguales. Con la curva de Capacidad definida se puede establecer el valor de la sobrerresistencia del edificio, que corresponde al cociente entre el cortante basal límite de la curva idealizada y el cortante basal del DDBD, esto es:

$$\text{Sobrerresistencia} = 879.69/838.20 = 1.049.$$

Este valor indica una buena correspondencia entre el cortante basal de diseño (DDBD) y la resistencia lateral calculada del edificio, lo cual avala las hipótesis asumidas en el diseño: **a)** el uso de valores amplificados de la resistencia de los materiales para la determinación de la capacidad flexural de las vigas y **b)** la no consideración de los momentos por cargas gravitacionales en el diseño sísmico.

Se puede observar también en la Fig. 6.6, que el apareamiento de la primera fluencia en los elementos aporticados es sensiblemente anterior a la resistencia de diseño (DDBD), sin que esto afecte de forma notable el comportamiento global del edificio. Una gran reducción de rigidez es notoria después que el edificio soporta el cortante de diseño; además hay una coincidencia entre el desplazamiento calculado con el DDBD ($D_t=0.644$ m) y aquel correspondiente al punto de inicio del mecanismo plástico ($D_t=0.680$ m), sin embargo se debe señalar que el punto de desempeño verdadero (target) se obtendrá con la aplicación del método N2 básico (siguiente apartado). La fuerte reducción de la pendiente de la curva pushover está asociada a la fluencia global de la estructura que se produce después de la formación completa de las articulaciones plásticas en las vigas; en este punto (fluencia global) también se produjo la entrada en fluencia de las columnas exteriores (en la base de la planta baja) de los pórticos centrales sujetas a tensión, demostrando con ello la gran influencia que las cargas axiales sísmicas (en las columnas exteriores y esquineras) tienen en el comportamiento de edificios de considerable altura.

6.2. APLICACIÓN DEL MÉTODO N2-BÁSICO

La aplicación del Método N2 básico para obtener el desplazamiento target u objetivo, necesita de la curva de capacidad y de la demanda espectral; el punto donde se intersectan estas dos gráficas será el punto de desempeño. Siendo estrictos, se podría aplicar únicamente las ecuaciones proporcionadas en el capítulo 3 y determinar el desplazamiento objetivo, pero el método se presta para presentar los resultados en forma gráfica.

En el apartado anterior se obtuvieron la masa equivalente del sistema SDOF (Un grado de libertad): $m^* = 292.09 \text{ ts}^2/\text{m}$ y el factor que controla la transformación desde el sistema MDOF (varios grados de libertad) hacia un sistema SDOF: $\Gamma = 1.433$, resta conocer D_y^* y F_y^* que son el desplazamiento y la fuerza equivalente del sistema SDOF, para lo cual se aplican las ecuaciones 3.45 y 3.46:

$$D_y^* = D_{ty}/\Gamma = 0.357/1.433 = \mathbf{0.249 \text{ m}};$$

$$F_y^* = V_y/\Gamma = 879.69/1.433 = \mathbf{613.88 \text{ T}}.$$

El periodo elástico del sistema idealizado T^* se calcula con la Ec. (3.51):

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}}$$

$$T^* = 6.28 \times (292.09 \times 0.249 / 613.88)^{0.5} = \mathbf{2.162 \text{ segundos}}.$$

El diagrama de capacidad en el formato Aceleración-Desplazamiento se obtiene dividiendo la fuerzas para la masa equivalente m^* , como lo dicta la Ec. (3.52). Por ejemplo, la aceleración en el punto de fluencia será:

$$S_{ay} = F_y^*/m^* = 613.88/292.09 = 2.102 \text{ m/s}^2 = \mathbf{0.214g}.$$

6.2.1 DEMANDA SÍSMICA PARA EL SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

El diagrama de capacidad y el espectro de demanda, dibujados en coordenadas A-D son comparados en la Fig. 6.8 (similar al espectro de capacidad del ATC-40). Las ecuaciones 3.54 a 3.57 fueron usadas para obtener el espectro de demanda inelástica y las ecuaciones 3.30 y 3.31 formuladas por Vidic et al. (Fafjar, 2000) se emplean para graficar dicho espectro en coordenadas A-D (cuyo cálculo se detalla en la Tabla 6.9).

TABLA 6.9 Coordenadas Aceleración-Desplazamiento Demanda Inelástica.

MODELO SDOF:

- *Coordenadas Espectro Elástico :*
 $S_d \text{ elástico} = T^2 \cdot S_a \text{ elástico} / (4 \cdot \pi^2)$
 Ec. (3.29)

- *Coordenadas Espectro Inelástico :*
 $S_a \text{ inelástico} = S_a \text{ elástico} / R_\mu$; Ec (3.30)
 $S_d \text{ inelástico} = \mu \cdot T^2 \cdot S_a \text{ elástico} / (R_\mu \cdot 4 \cdot \pi^2)$; Ec (3.31)

Si $T^* < T_c$: $R_\mu = (\mu - 1) \cdot T / T_c + 1$; Ec. (3.32)

Si $T^* > T_c$: $R_\mu = \mu$; Ec. (3.33)

$\mu = 1.995$

Ver Tabla inferior

Coordenadas A-D Espectro Elástico

T (s)	Sa (g)	Sd (m)
0.00	0.480	0.000
0.10	0.984	0.002
0.141	1.190	0.006
0.35	1.190	0.036
0.60	1.190	0.106
0.775	1.190	0.177
0.80	1.153	0.183
1.00	0.922	0.229
1.20	0.768	0.275
1.40	0.659	0.321
1.60	0.576	0.367
1.80	0.512	0.412
2.00	0.461	0.458
2.162	0.427	0.496
2.20	0.419	0.504
2.40	0.384	0.550
2.60	0.355	0.596
2.80	0.329	0.642
3.00	0.307	0.687
3.20	0.288	0.733
3.40	0.271	0.779
3.60	0.256	0.825
3.80	0.243	0.871
4.00	0.231	0.916

Coordenadas A-D Espectro Inelástico

T (s)	R μ	Sa (g)	Sd (m)
0.00	1.000	0.480	0.000
0.10	1.128	0.872	0.004
0.141	1.181	1.008	0.010
0.35	1.449	0.821	0.050
0.60	1.770	0.672	0.120
0.775	1.994	0.597	0.178
0.80	1.995	0.578	0.183
1.00	1.995	0.462	0.229
1.20	1.995	0.385	0.275
1.40	1.995	0.330	0.321
1.60	1.995	0.289	0.367
1.80	1.995	0.257	0.412
2.00	1.995	0.231	0.458
2.162	1.995	0.214	0.496
2.20	1.995	0.210	0.504
2.40	1.995	0.193	0.550
2.60	1.995	0.178	0.596
2.80	1.995	0.165	0.642
3.00	1.995	0.154	0.687
3.20	1.995	0.144	0.733
3.40	1.995	0.136	0.779
3.60	1.995	0.128	0.825
3.80	1.995	0.122	0.871
4.00	1.995	0.116	0.916

Aplica "Igualdad de Desplazamientos"

PUNTO DE DESEMPEÑO o TARGET

Sa = aceleración espectral

Sd = desplazamiento espectral

Tc = Periodo de esquina en la zona de aceleración constante del espectro de aceleraciones.

T* = Periodo elástico del sistema idealizado SDOF

T* = 2.162 seg. > Tc = 0.775 seg. entonces aplica $\mu = R_\mu$ que es la conocida regla "Igualdad de Desplazamientos"

Regla de Igualdad de Desplazamientos: Sd inelástico = Sd elástico ; Ec (3.54)

Saelástico para T*=2.162seg = **0.427 g**

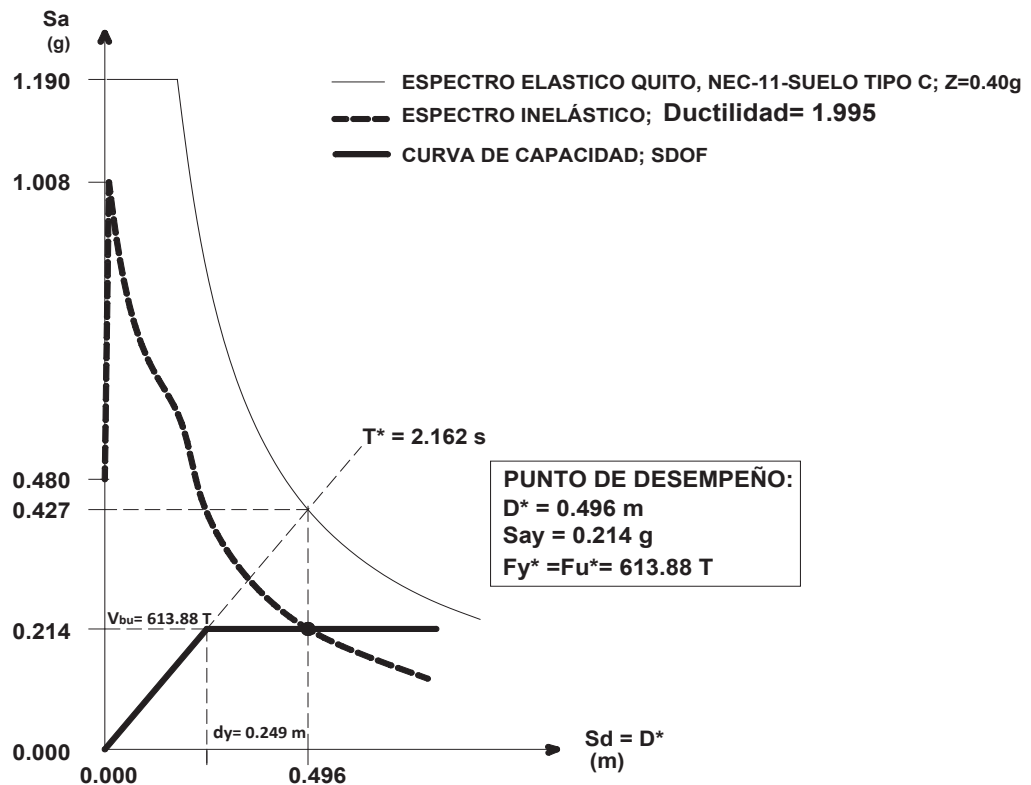
Sd elástico = 0.496 m (igual a la demanda inelástica) (Ec. 3.29)

$R_\mu = S_{aelástico} / S_{ay}$

Say = 0.214 g

$R_\mu = 0.427g / 0.214g = 1.995$

$\mu = 1.995$



DETERMINACION DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISTEMA (SDOF), MÉTODO N2

FIGURA 6.8 Aplicación del Método N2 para la obtención del desplazamiento target (punto de desempeño).

El próximo paso a seguir en el Método N2 básico, conforme se detalla en el capítulo 3, es la obtención de la demanda de desplazamiento en el techo para el sistema MDOF, a partir del desplazamiento del sistema SDOF y del factor de transformación Γ , esto es:

$$D_t \text{ (MDOF)} = 1.433 \times 0.496 = 0.711 \text{ m}$$

Para este valor se realizará en el siguiente apartado un nuevo análisis pushover, que permitirá conocer la forma del desplazamiento, y las demandas locales en términos de derivas de piso y rotaciones de juntas.

Con propósitos comparativos, los resultados obtenidos (punto de desempeño) con el Método N2 se contrastan con aquellos presentados en el programa SAP-2000.

Este programa considera cuatro alternativas (procedimientos) para obtener el punto de desempeño (target): los conocidos ATC-40 (Método del Espectro de Capacidad) y el Método de los Coeficientes basado en el FEMA-356, y los más nuevos, que son los anteriores mejorados, como el de la Linealización Equivalente y el de los Desplazamientos Modificado, basados en el FEMA-440. Para la obtención de este punto target se ha aplicado la función espectral dada por la NEC-11, para la ciudad de Quito con un suelo Tipo C; los resultados gráficos del programa SAP-2000 se presentan en la Figura 6.9 y se resumen en la Tabla 6.10.

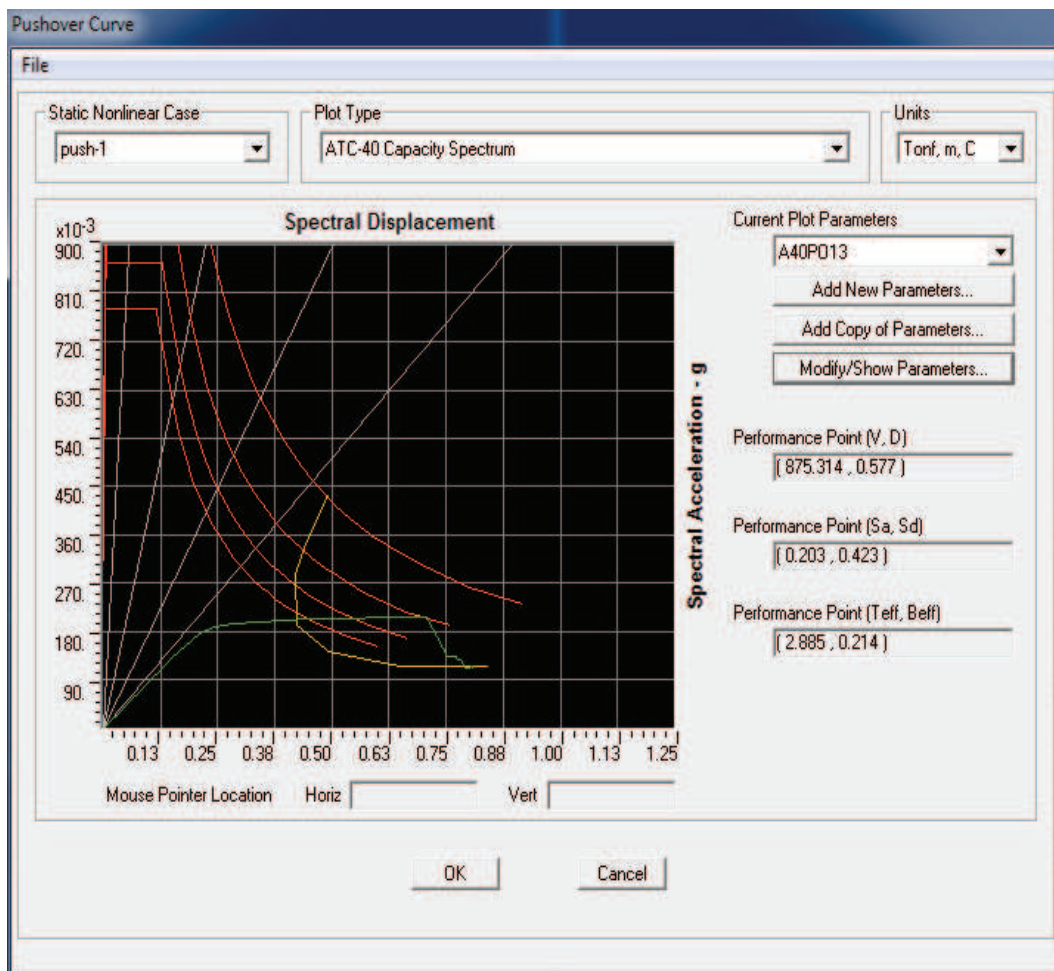


FIGURA 6.9.a Espectro de Capacidad ATC-40

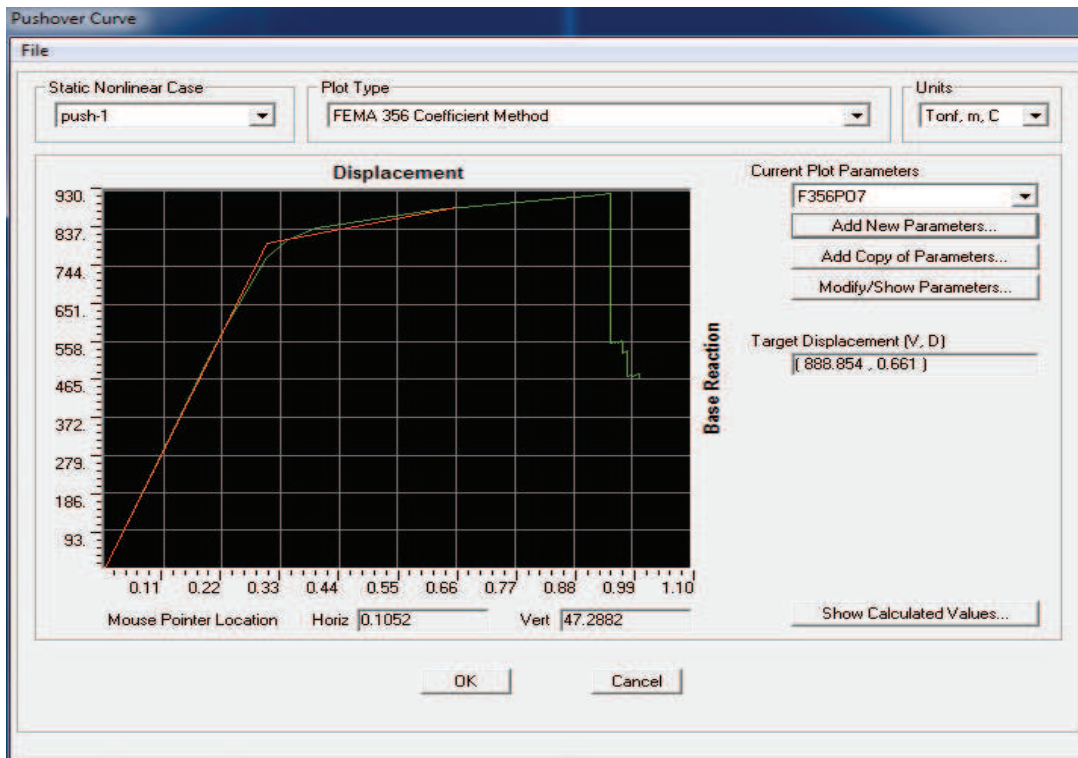


FIGURA 6.9.b Método de los Coeficientes, FEMA-356

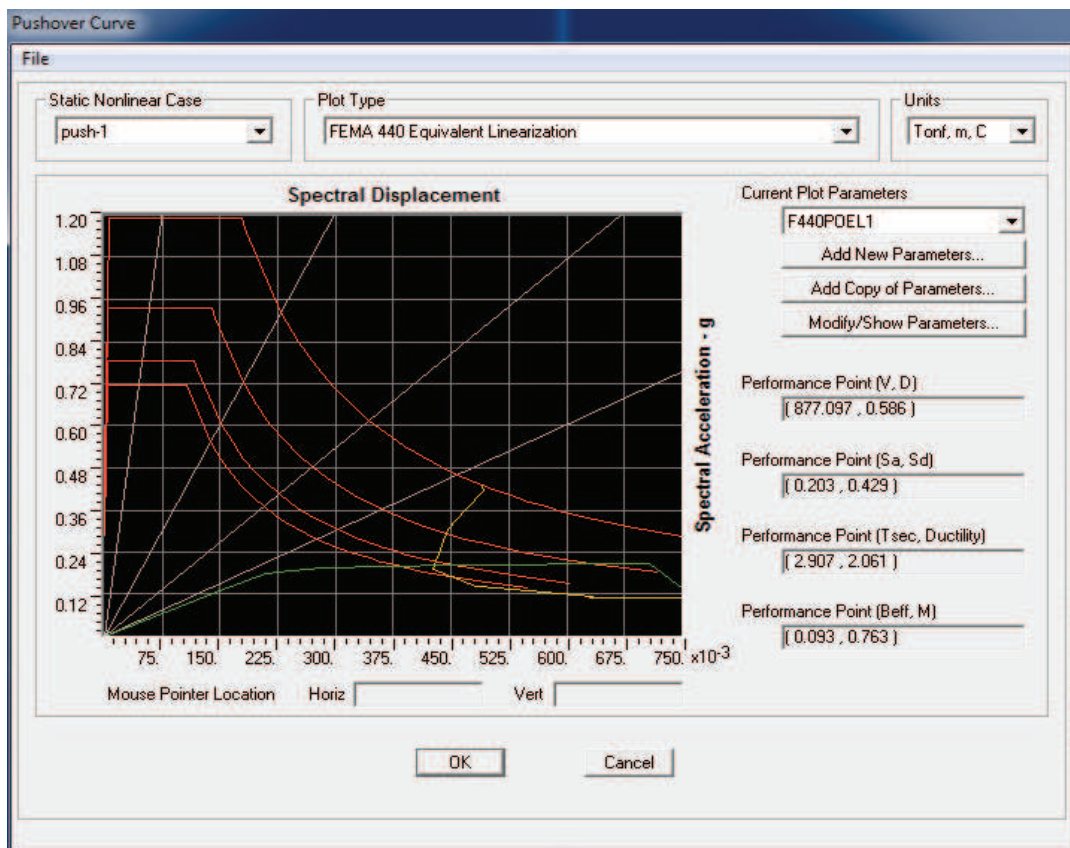


FIGURA 6.9.c Linealización Equivalente; FEMA-440

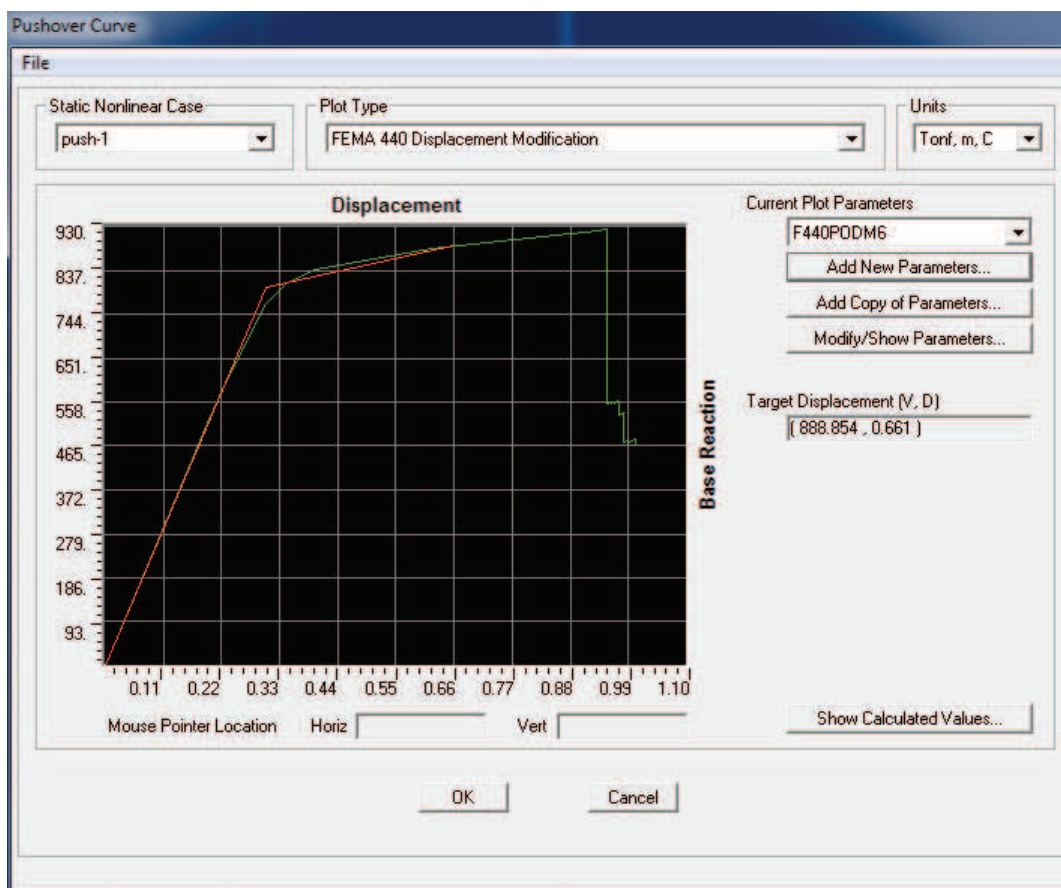


FIGURA 6.9.d Método de los Coeficientes Modificado; FEMA-440

Tabla 6.10 Demandas inelásticas obtenidas por varios métodos.

MÉTODO	Target Global MDOF X		Coordenadas A-D; SDOF X		Características adicionales del sistema SDOF			Otras Características
	Vb (T)	Dt (m)	Sa (g)	Sd (m)	Tefectivo (s)	Amortiguamiento Efectivo (%)	Ductilidad μ	
<i>DDBD</i>	838.20	0.644	-	0.454	3.12	10.91	1.489	dy= 0.305 m (estructura sustituta)
<i>N2-Básico</i>	879.69	0.711	0.214	0.496	2.16	-	1.995	dy= 0.249 m (sistema SDOF)
<i>ATC-40</i>	875.31	0.577	0.203	0.423	2.89	21.40	-	Comportamiento Estructural Tipo B
<i>Coefficientes FEMA-356</i>	888.85	0.661	0.432	-	2.14	-	-	Vy=801.57 T (sistema MDOF)
<i>Linealización Equivalente FEMA-440</i>	877.10	0.586	0.203	0.429	2.91	9.30	2.061	-
<i>Coefficientes Modificado FEMA-440</i>	888.85	0.661	0.432	-	2.14	-	-	Vy=801.57 T, dy= 0.303 m (MDOF)

Debido a que cada método tiene su propio presupuesto teórico, el único parámetro a compararse es el resultado final (target global); sin embargo de lo dicho, se ha insertado en la Tabla 6.10 varios valores correspondientes a las características principales de los diferentes métodos, con fines más bien

informativos. De los resultados de la Tabla 6.10, se puede concluir que para el caso de estudio, el Método N2 estima en forma conservadora el desplazamiento target (punto de desempeño) si se comparan y se toman como “exactos” los resultados obtenidos con el DDBD. En general todos los métodos de análisis no lineal predicen conservadoramente la resistencia global del edificio en el punto target (en promedio 5.22% más alto que el DDBD), cuando se aplica el espectro de aceleraciones (NEC-11; Quito, suelo Tipo C) que tiene un valor pico de aceleración del suelo de 0.48g (sismo correspondiente al estado límite “control de daños”); más variable es la cantidad de respuesta inelástica medida como desplazamiento en el techo (Dt). El ATC-40 y el Método de Linealización Equivalente no son conservadores a la hora de definir el desplazamiento target, mientras que los métodos de los Coeficientes FEMA-356 y FEMA-440 se ajustan bien al resultado obtenido con el DDBD. En cuanto a las ordenadas espectrales S_d , la tendencia de los desplazamientos se repite, pues se observa que el valor obtenido en el DDBD es estimado conservadoramente por el N2 (lo cual es considerado correcto para un procedimiento estático no lineal), mientras que el ATC-40 y la Linealización Equivalente sub-estiman hasta en un 9.10% dicha respuesta.

Se debe recalcar que en la comparación anterior no considera el efecto de los modos superiores sobre el desplazamiento target, pues la mayoría de los procedimientos estáticos no-lineales considerados (desde el N2 hasta los respaldados por el FEMA-440) utilizan patrones de carga invariantes que reflejan principalmente el primer modo de vibración de la estructura. Sin embargo, a priori, y como se vio en el capítulo 2, los modos superiores de vibración son mucho más influyentes en las derivas que en los desplazamientos, por tanto la conclusión esbozada arriba puede ser significativa. Una idea definitiva de los desplazamientos (y también de las derivas de piso) se podrá establecer luego de la aplicación de los factores de corrección obtenidos con el Método N2-Extendido.

También hay que señalar que los métodos estáticos no lineales tienen que ser necesariamente conservadores, ya que son el resultado de una serie de

aproximaciones, y es sólo de esta forma que puede compararse sus resultados con los obtenidos con el método considerado como “exacto”: el Análisis Dinámico No Lineal (Análisis Historia-Tiempo).

6.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO N2-EXTENDIDO

6.3.1 CORRECCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO POR EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES

Para considerar los efectos de los modos superiores en elevación (caso de estudio), que afectan los resultados de los desplazamientos, derivas de piso y demandas locales, obtenidos con el Método N2 básico, se deben aplicar factores de corrección, que es de lo que se ocupa el Método N2-Extendido. Si el edificio fuese irregular en planta, debería también considerarse una corrección por torsión, como resultado de la presencia de los modos superiores en la respuesta inelástica; la multiplicación de los dos factores mencionados proporcionarían la corrección total.

Para la determinación de los factores de corrección por elevación se necesitan los valores de los desplazamientos y derivas (en el Centro de Masas de cada piso), tanto del pushover en el desplazamiento target, como del análisis modal espectral normalizados al desplazamiento target. El cálculo de los factores de corrección para los desplazamientos y las derivas de piso se presenta en la Tabla 6.11.

TABLA 6.11.a Corrección de Desplazamientos por efectos de los modos superiores

FACTOR DE CORRECCIÓN POR ELEVACIÓN PARA DESPLAZAMIENTOS EN LOS CENTROS DE MASAS:							
Piso	Análisis Modal Espectral		Pushover en Dt=0.711 m	Δx (A.M.E) Normalizado [m]	Factor de Corrección de Desplazamientos $C_{e\Delta}$	Factor de Corrección de Desplazamientos Adoptado	Desplazamientos en X Corregidos en C.M. [m]
	Δx (A.M.E) [m]	Deriva x (A.M.E) [%]	Δx (P) [m]				
14	0.715	0.894	0.711	0.711	1.000	1.000	0.711
13	0.685	1.277	0.697	0.681	0.976	1.000	0.697
12	0.641	1.483	0.674	0.638	0.946	1.000	0.674
11	0.591	1.583	0.641	0.587	0.917	1.000	0.641
10	0.537	1.524	0.597	0.534	0.895	1.000	0.597
9	0.485	1.656	0.544	0.482	0.887	1.000	0.544
8	0.429	1.641	0.483	0.426	0.882	1.000	0.483
7	0.373	1.509	0.416	0.371	0.892	1.000	0.416
6	0.322	1.616	0.346	0.320	0.924	1.000	0.346
5	0.267	1.620	0.275	0.265	0.964	1.000	0.275
4	0.212	1.635	0.208	0.210	1.014	1.014	0.211
3	0.156	1.624	0.144	0.155	1.080	1.080	0.155
2	0.101	1.527	0.087	0.100	1.155	1.155	0.100
1	0.049	1.111	0.040	0.049	1.222	1.222	0.049

Δx (A.M.E) = Desplazamientos debido al Análisis Modal Espectral en la dirección X
 $C_{normalización} = D_{t,pushover} / D_{t,Análisis Modal Espectral}$
 $C_{normalización} = 0.711/0.715 = 0.994$
 Δx (A.M.E) Normalizado = Δx (A.M.E) . $C_{normalización}$
 Factor de Corrección para Desplazamientos por Elevación = $C_{e\Delta} = \Delta x$ (A.M.E) Normalizado / Δx (P)
 Desplazamientos en X Corregidos en C.M. = Δx (P) . Factor de Corrección

En este punto conviene anotarse, que para la consideración del desplazamiento $\Delta x_{(AME)}$ debido al Análisis Modal Espectral (Tabla 611.a), el Método N2- Extendido recomienda que “los resultados del análisis modal espectral, usados para la corrección de la curva pushover correspondan a los resultados combinados para las dos direcciones horizontales del movimiento del suelo” (Fafjar y Kreslin 2011), en otras palabras la combinación SRSS. El presente caso de estudio presenta simetría en las dos direcciones, además para su diseño no se tomó en cuenta la excentricidad accidental, lo cual anuló cualquier efecto torsional y la influencia sísmica de una dirección sobre la otra; con estos antecedentes, los desplazamientos corregidos en la dirección X (utilizando la regla de “igualdad de desplazamientos”) serán los mismos en la dirección Y. Igual cosa sucederá con las derivas de piso.

TABLA 6.11.b Corrección de Derivas de piso por efectos de los modos superiores

FACTOR DE CORRECCIÓN POR ELEVACIÓN PARA LAS DERIVAS EN LOS CENTROS DE MASAS:					Derivas sentido x=y Corregidas en C.M. [%]
Piso	Deriva x Normalizado (A.M.E) [%]	Deriva x (Pushover) [%]	Factor de Corrección de Derivas Ced	Factor de Corrección de Derivas Adoptado	
14	0.889	0.406	2.191	2.191	0.889
13	1.270	0.685	1.854	1.854	1.270
12	1.475	0.971	1.520	1.520	1.475
11	1.575	1.306	1.206	1.206	1.575
10	1.516	1.541	0.983	1.000	1.541
9	1.647	1.785	0.922	1.000	1.785
8	1.632	1.985	0.822	1.000	1.985
7	1.501	2.056	0.730	1.000	2.056
6	1.607	2.085	0.771	1.000	2.085
5	1.611	1.985	0.811	1.000	1.985
4	1.626	1.879	0.865	1.000	1.879
3	1.615	1.674	0.965	1.000	1.674
2	1.518	1.382	1.098	1.098	1.518
1	1.105	0.905	1.222	1.222	1.105

Factor de Corrección para Derivas por Elevación = $C_{ed} = \text{Derivas } x \text{ (A.M.E) Normalizado} / \text{Derivas } x \text{ (Pushover)}$

Los factores de corrección en el C.M de cada piso se muestran la Fig. 6.10 y los desplazamientos y las derivas corregidos por los efectos de los modos superiores se detallan en la Fig.6.11.

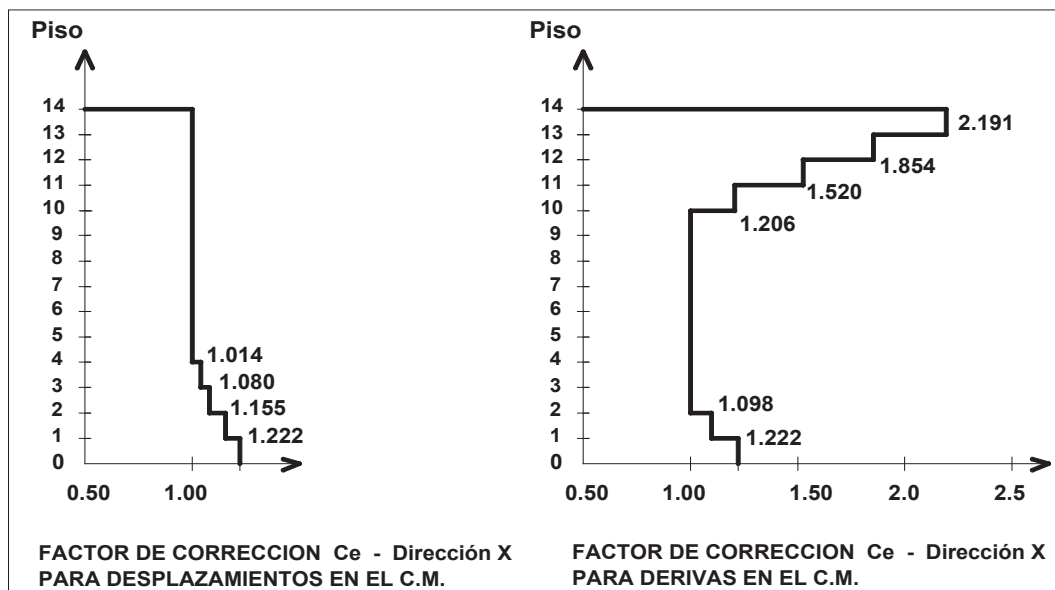


FIGURA 6.10 Factores de corrección por efectos de los modos superiores en elevación, obtenidos utilizando el Método N2-Extendido.

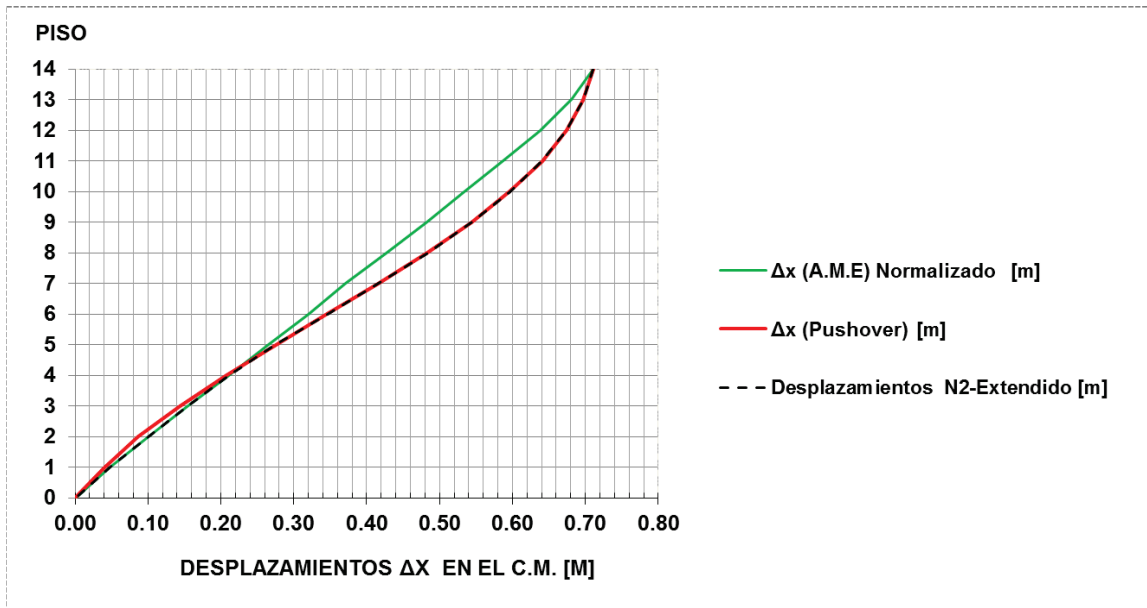


FIGURA 6.11.a Envolvente de los Desplazamientos corregidos por efectos de los modos superiores en altura, en los centros de masa (C.M.) de cada piso.

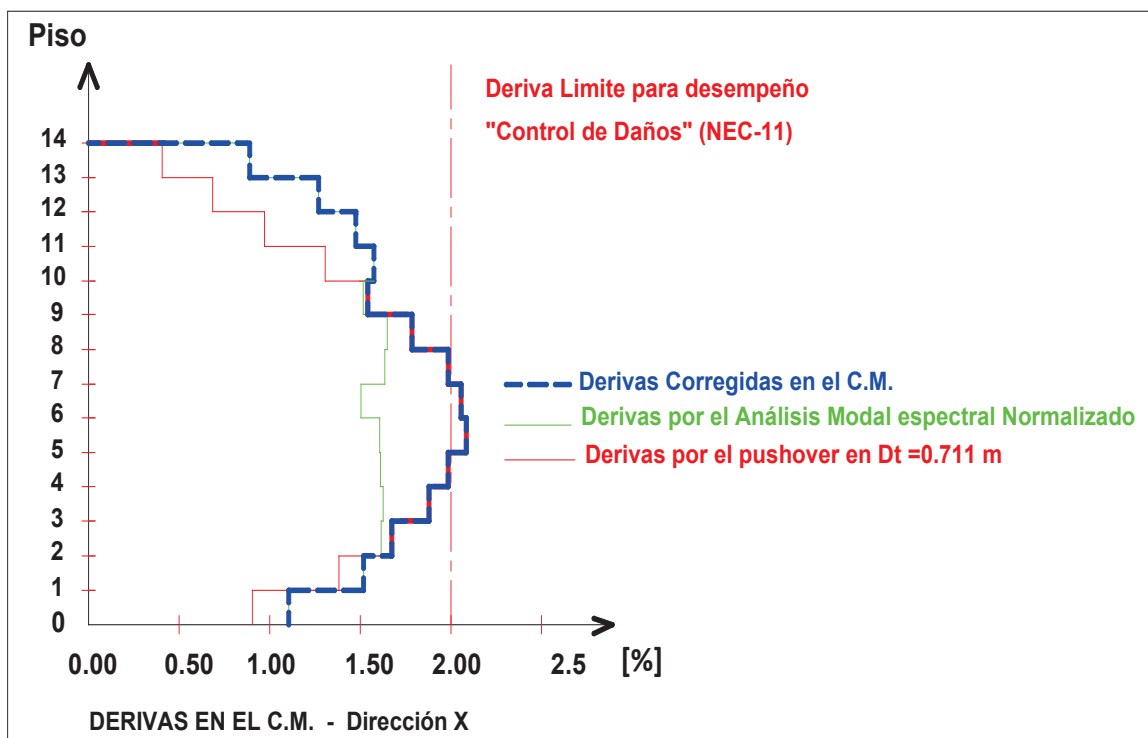


FIGURA 6.11.b Envolvente de las Derivas corregidas por efectos de los modos superiores en altura, en los centros de masa (C.M.) de cada piso.

Discusión de Resultados:

La demanda de desplazamientos en el punto de desempeño (rango inelástico), corregida por los efectos de los modos superiores (Fig. 6.11.a y Tabla 6.11.a), demuestra que los primeros cuatro pisos son afectados por dichos efectos, es decir, en estos pisos el Análisis Modal Elástico determina el valor final de la demanda, en los pisos superiores el desplazamiento es controlado por el comportamiento inelástico (pushover) de la estructura. El valor del desplazamiento final (corregido por los efectos de los modos superiores) de 0.711 m es 10.40% mayor al obtenido con el DDBD (0.644 m), es decir hay una estima conservadora por parte del N2-Extendido, que es lo que se esperaba. Para el caso de las derivas de piso (Fig. 6.11.b y Tabla 6.11.b), la influencia de los modos superiores está en los primeros dos pisos, y luego aparece en el piso 11° hasta el 14° de una forma que es notoriamente visible. El aumento de desplazamientos y derivas de piso en los primeros pisos también puede explicarse por los grandes valores de deformación (rotación plástica) a los que están expuestas dichas vigas.

La deriva de piso máxima obtenida con el Método N2-Extendido (2.085%), es prácticamente igual a la deriva límite impuesta como objetivo de diseño (2% para el estado límite "control de daños), pero no ocurre en el 1° piso como se supuso en el DDBD, sino en el 6° piso. Esto puede deberse a la variación de dimensiones de las columnas de un piso a otro. Otro punto importante a destacar, es que la diferencia de las derivas de piso entre dos pisos vecinos es más importante que el valor absoluto de la deriva, las más grandes variaciones se observan entre los pisos: 1° y 2°, 9° y 10° y 13° y 14°, convirtiéndose estos pisos en las zonas críticas de la estructura y que el análisis pushover ha detectado correctamente. En cuanto a la distribución de derivas a lo largo de la altura del edificio, se puede observar que la zona media del edificio (entre el 3° y el 9° pisos) es la más afectada o propensa a daño, pues en esta zona las derivas de piso se aproximan a la deriva límite (2%); en la parte alta del edificio (desde el 10° al 14° piso), si bien hay una notable influencia de los modos superiores sus valores absolutos (corregidos) son bastante inferiores a la deriva máxima impuesta por la pre-normativa NEC-11.

Resumiendo se puede decir que los efectos de los modos superiores en esta etapa de análisis del caso de estudio (utilizando el método N2-Extendido), se concentra en los tres primeros pisos (siendo bastante leve) si se toma en cuenta los desplazamientos; y es notablemente influyente en los dos primeros pisos y desde el 11° piso hasta el techo, cuando se consideran las derivas de piso. Siendo decisiva la influencia de los modos superiores para una correcta estimación de las demandas sísmicas, se ha observado que para el presente caso de estudio, de ninguna manera ha provocado que las derivas de piso sobrepasen el valor límite establecido por la NEC-11 (2%).

Por otro lado se observa que salvo el piso 14, todas las derivas sobrepasan el 1%, y si se considera a las derivas como una medida del daño estructural y no estructural, se puede manifestar que gran parte de la estructura estudiada sufrirá algún grado de daño (los elementos no estructurales seguramente tendrán gran daño o daño total), con una gran concentración del mismo entre los pisos 5° y 8°, donde la deriva sobrepasa ligeramente el valor límite establecido en el nivel de desempeño “*control de daños*” al inicio de la etapa de diseño.

6.3.2 DEFORMACIONES LOCALES Y FUERZAS INTERNAS (ROTACIONES DE JUNTA Y MOMENTOS) CORREGIDOS POR LOS EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES

Siendo uno de los objetivos del presente estudio, evaluar la influencia de los modos superiores en el rango de respuesta inelástica, como ya se lo ha hecho con los desplazamientos y derivas de piso, es necesario ahora, corregir las demandas sísmicas locales (rotaciones de juntas y fuerzas internas). La determinación de las rotaciones plásticas (**demanda**) de los elementos son parte importante de una evaluación de las estructuras, ya que al compararlas con el **límite** o **capacidad plástica** (criterios de aceptación) correspondientes nivel de desempeño pertinente (por ejemplo Seguridad de Vida o Cercano al Colapso, en el caso del FEMA-356) pueden alertar el grado de daño local o global, esto último

lo hace el programa SAP-2000, con los niveles de desempeño IO, LS y NC, tal cual se ve en la Fig. 6.13, la cual no presenta la afectación de los modos superiores.

En el presente estudio se asumió que el nivel de desempeño objetivo es el denominado “Control de Daños”, como lo establece la NEC-11, el mismo que no está direccionado en los estados límite del **documento Visión-2000**, documento fuente que utiliza el FEMA-356 y el programa SAP-2000 para la evaluación del desempeño. Sin embargo de lo dicho, y para aprovechar los resultados del programa, se puede encontrar que las rotaciones plásticas en el desplazamiento target, de la mayoría de los elementos, sitúan el nivel de desempeño del edificio entre los límites de Operación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS), tal cual se señala en las Fig. 6.13 (es decir dentro del **rango de control de daños**, como lo establecía el ATC-40). La Fig. 6.12 ubica la estructura estudiada en relación a los diferentes niveles de desempeño enunciados en el capítulo 2.

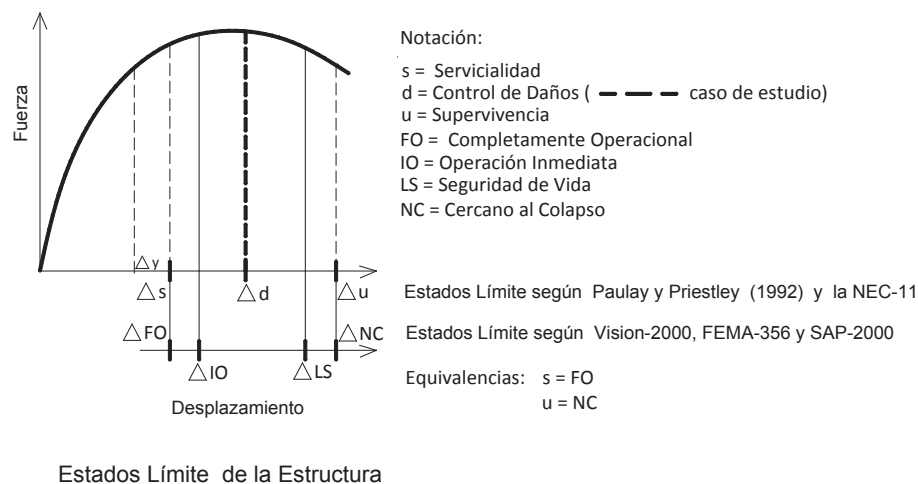


FIGURA 6.12 Ubicación del desempeño de la estructura (caso de estudio).

Una forma de evaluar del desempeño de la estructura estudiada, por tanto, consiste en verificar si los elementos principales de la estructura (vigas y columnas), en el desplazamiento target, están dentro del nivel de desempeño Control de Daños; la deriva máxima obtenida (2.085%), efectivamente lo confirmó,

y podría respaldarse en el mecanismo plástico formado en los pórticos 1 y 2 del edificio (Fig. 6.13).

TABLA 6.12. Valores límite de los niveles de desempeño en función de las rotaciones plásticas en radianes (criterios de aceptación FEMA-356), generados por el SAP-2000.

Elemento	Operación Inmediata IO	Seguridad de Vida LS	Prevención del Colapso CP
Vigas	0.010	0.020	0.025
Columnas	0.003	0.012	0.015

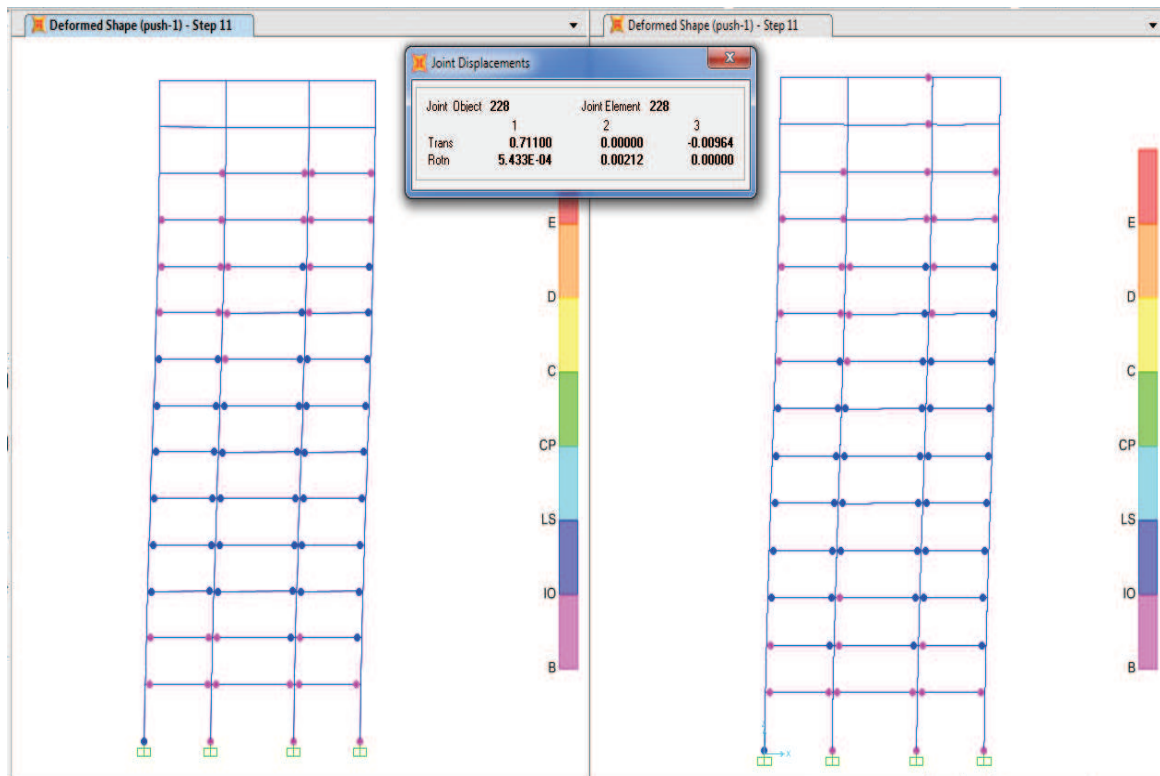


FIGURA 6.13 Formación y localización de las articulaciones plásticas, para el desplazamiento target (Pushover hasta $D_t=0.711$ m); sin corrección por los efectos de los modos superiores. A la izquierda el pórtico perimetral (1-1), y a la derecha el pórtico central (2-2).

Las demandas locales como la rotación de las juntas, pueden ser determinadas por el Método N2-Extendido, así las rotaciones totales obtenidas por el programa SAP-2000 en el desplazamiento target, son multiplicadas por los factores de

corrección para derivas. Para tener una comparación efectiva demanda vs capacidad para el estado límite Control de Daños, a nivel de rotaciones plásticas, **hace falta el Criterio de Aceptación para este estado límite**, como lo tiene el FEMA-356 para los estados IO, SL y NC (Tabla 6.12), y cuyo cálculo excede las posibilidades del presente trabajo. El único criterio de aceptación válido para control de daños, como se dijo antes, es la deriva máxima impuesta por la NEC-11 (2%); algunos autores como Priestley et al. (2007) recomiendan que los criterios de aceptación para el nivel de desempeño “control de daños” deben estar en función de las deformaciones unitarias del hormigón y del acero de refuerzo, por ejemplo, un límite superior sería la deformación última del concreto confinado cuando el refuerzo transversal se fractura.

Como se detalló en el capítulo 3 de la presente memoria, el Método N2-Extendido asume que el **efecto de los modos superiores en elevación es constante en un piso particular**, esto es, que no depende de la posición en planta. De esta manera los mismos factores de corrección por elevación C_e (para desplazamientos y derivas de piso) obtenidos para el C.M. son utilizados para el ajuste de los resultados del pushover para cualquier localización en planta. Otro detalle a considerar es que los factores de corrección para derivas de piso aplican para todas las cantidades de deformación locales (rotaciones) y fuerzas internas, siempre y cuando las fuerzas internas resultantes no excedan la capacidad portante del elemento estructural, caso contrario habrá que tomar en cuenta las relaciones fuerza-deformación pertinentes (momento-rotación o momento curvatura).

En la Fig.6.13 se muestra el desempeño de la estructura en el desplazamiento target, sin la corrección por los efectos de los modos superiores, esto es, la localización de las articulaciones plásticas, que toman diversos colores, en función de los niveles de desempeño alcanzados (basados en el documento Visión -2000 y el FEMA-356: Ocupación Inmediata IO, Seguridad de Vida SV y Prevención del Colapso CP): rosado significa que alcanzó la fluencia y avanza hacia el límite de “Ocupación Inmediata”, el azul quiere decir que el elemento

alcanzó ya el límite de “Ocupación Inmediata y avanza al límite “Seguridad de Vida”, el turquesa significa que el extremo del elemento alcanzó ya el límite “Seguridad de Vida” y avanza al límite “Cercano al Colapso”, el tomate representa el Colapso manteniendo alguna resistencia residual a carga lateral.

Los resultados del pushover hasta el desplazamiento target (Fig. 6.13), muestran que las columnas de planta baja (base, lado izquierdo en el gráfico), que soportan carga de tensión (por aplicación del sismo en la dirección X positiva) han pasado el límite de Operación Inmediata (IO) y se aproximan al límite de desempeño Seguridad de Vida. No existen articulaciones en ningún nivel de columnas (salvo en la base de la planta baja) cumpliendo una de las hipótesis del método DDBD para la formación del mecanismo plástico. La mayoría de vigas han sobrepasado el límite de desempeño Operación Inmediata sin llegar al límite de Seguridad de Vida, cumpliendo con el objetivo de diseño propuesto al inicio del DDBD. En otras palabras el método DDBD (aun cuando la verificación del diseño todavía no considera la corrección por los efectos de los modos superiores), para el presente caso de estudio, predice correctamente la respuesta inelástica, correspondiente al nivel de desempeño elegido (Control de Daños).

Una forma aproximada de corregir las fuerzas internas (momentos en vigas), en los pisos donde dominan los efectos de los modos superiores y en los sitios de formación de las articulaciones plásticas, es aquella que se propone en la Tabla 6.13 para el Pórtico 1; aunque mejores resultados deberían obtenerse a través de un análisis momento-curvatura-rotación por cada elemento. Se observa en la referida tabla, que algunas vigas (no todas) de los pisos 11°, 12°, 13°, que sin el efecto de los modos superiores se comportaban elásticamente, después de aplicar las correcciones entran en fluencia (formándose la articulación plástica). En el piso 14°, del Pórtico 1, la corrección por altos modos no produjo la entrada a fluencia de las vigas de ese nivel.

TABLA 6.13 Corrección de rotaciones de junta y momentos en vigas para el Pórtico 1, por efecto de los modos superiores.

Rotaciones y Momentos en Vigas PÓRTICO 1

VIGAS PISO 14						
Momento corregido por modos superiores [T.m]	6.51	16.91	10.71	[-16.13 a -19.61]	5.50	[-11.41 a -19.61]
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0	0	0	0	0	0
Rotación de fluencia [rad] (Valor aproximado)	0.0066	-0.0066	0.0084	-0.0084	0.0066	-0.0066
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0	0	0	0	0	0
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0073	0.0049	0.0049	0.0030	0.00302	0.0046
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0033	0.0023	0.0023	0.0014	0.00138	0.0021
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	-2.00	5.96	-2.59	8.83	-1.40	6.56
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	2.97	-7.72	4.89	-16.13	2.51	-11.41
VIGAS PISO 13						
Momento corregido por modos superiores [T.m]	18.30	-34.16	[13.48 a 18.05]	[-28.57 a -33.87]	18.11	-34.40
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0028	-0.0013	0	0	0.00038	-0.0016
Rotación de fluencia [rad] (Valor aproximado)	0.0065	-0.0065	0.0083	-0.0083	0.0065	-0.0065
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0	0	0	0	0	0
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0093	0.0078	0.0078	0.0069	0.00690	0.0081
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0050	0.0042	0.0042	0.0037	0.00372	0.0044
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	1.24	10.96	-0.81	13.27	2.85	12.57
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	12.92	-20.03	13.48	-28.57	15.63	-26.02
VIGAS PISO 12						
Momento corregido por modos superiores [T.m]	36.16	-36.16	35.85	-35.85	36.48	-36.48
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0036	-0.0052	0.0017	-0.0073	0.0038	-0.0078
Rotación de fluencia [rad]	0.0076	-0.0048	0.0083	-0.0023	0.0058	-0.0034
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0	-0.0018	0	-0.0040	0.0001	-0.0039
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0112	0.0100	0.0100	0.0096	0.0096	0.0111
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0074	0.0066	0.0066	0.0063	0.0063	0.0073
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	7.58	18.05	2.08	17.12	7.96	18.42
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	33.93	-35.38	29.04	-35.76	35.26	-35.97
VIGAS PISO 11						
Momento corregido por modos superiores [T.m]	45.34	45.21	45.00	-45.48	45.18	-45.76
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0038	-0.0056	0.0029	-0.0080	0.0037	-0.0080
Rotación de fluencia [rad]	0.0087	-0.0055	0.0083	-0.0031	0.0073	-0.0043
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0.0016	-0.0037	0	-0.0061	0.0019	-0.0059
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0124	0.0112	0.0112	0.0110	0.0110	0.0123
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0103	0.0093	0.0093	0.0092	0.0092	0.0102
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	11.37	21.84	5.59	20.63	11.50	21.96
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	44.86	-44.81	43.28	-45.22	44.90	-45.45
VIGAS PISO 10						
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0072	-0.0079	0.0059	-0.0102	0.0073	-0.0102
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0134	0.0123	0.0123	0.0122	0.0122	0.0133
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	14.87	25.81	8.40	24.06	15.00	25.93
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	54.15	-54.67	54.26	-55.29	54.19	-55.31
VIGAS PISO 9						
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0083	-0.0090	0.0066	-0.0109	0.0083	-0.0113
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0154	0.0142	0.0142	0.0141	0.0141	0.0153
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	19.78	30.72	12.01	27.93	19.97	30.91
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	67.40	-67.70	67.47	-68.24	67.76	-68.33

Ce=2.191

Ce=1.854

Ce=1.520

Ce=1.206

Ce=1.000

Ce=1.000

VIGAS PISO 8							
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0106	-0.0114	0.0087	-0.0131	0.0106	-0.0136	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0178	0.0165	0.0165	0.0165	0.0165	0.0177	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	21.64	32.58	13.57	29.24	21.62	32.56	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	72.53	-72.50	71.98	-72.50	72.00	-72.92	
VIGAS PISO 7							
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0138	-0.0138	0.0122	-0.0153	0.0136	-0.0162	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0190	0.0176	0.0176	0.0176	0.0176	0.0189	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	26.47	37.87	17.01	33.27	26.41	37.81	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	85.26	-85.26	84.73	-84.95	84.77	-85.41	
VIGAS PISO 6							
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0149	-0.0152	0.0134	-0.0164	0.0148	-0.0171	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0198	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0198	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	26.62	38.02	17.18	33.45	26.53	37.93	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	85.60	-85.69	85.10	-85.77	85.04	-85.75	
VIGAS PISO 5							
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0139	-0.0139	0.0118	-0.0148	0.0136	-0.0158	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0193	0.0181	0.0181	0.0180	0.0180	0.0192	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	31.28	42.63	20.52	36.74	31.42	42.77	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	96.55	-97.49	96.12	-97.16	96.55	-98.20	
VIGAS PISO 4							
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0.0131	-0.0135	0.0112	-0.0142	0.0130	-0.0150	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0185	0.0176	0.0176	0.0175	0.0175	0.0184	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	31.38	47.30	20.59	36.80	31.48	42.83	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	97.20	-97.34	96.49	-97.19	97.15	-97.92	
VIGAS PISO 3							
Rotación plástica (análisis pushover) [rad]	0.0122	-0.0122	0.0101	-0.0127	0.0117	-0.0140	Ce=1.000
Rotación junta (análisis pushover) [rad]	0.0169	0.0158	0.0158	0.0157	0.0157	0.0169	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	33.37	44.97	22.23	38.77	33.60	45.20	
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	102.81	-102.85	102.78	-103.09	103.43	-103.45	
VIGAS PISO 2							
Momento corregido por modos superiores [T.m]	102.20	-102.89	101.69	-102.45	102.45	-102.89	Ce=1.098
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0113	-0.0112	0.0090	-0.0115	0.0107	-0.0124	
Rotación de fluencia [rad]	0.0046	-0.0036	0.0058	-0.0033	0.0041	-0.0031	
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0.0098	0.0099	0.0077	0.0102	0.0094	0.0110	
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0158	0.0148	0.0148	0.0148	0.0148	0.0155	
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0144	0.0135	0.0135	0.0135	0.0135	0.0141	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	33.45	44.99	22.11	38.59	33.56	45.10	
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	101.68	-102.26	101.32	-102.04	101.95	-102.59	
VIGAS PISO 1							
Momento corregido por modos superiores [T.m]	101.56	-102.45	101.18	-102.45	102.05	-102.96	Ce=1.222
Rotación plástica corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0089	-0.0092	0.0069	-0.0092	0.0084	-0.0113	
Rotación de fluencia [rad]	0.0048	-0.0038	0.0061	-0.0036	0.0044	-0.0034	
Rotación plástica R3 sin corregir (análisis pushover) [rad]	0.0064	0.0068	0.0046	0.0068	0.0061	0.0086	
Rotación de la Junta corregida por altos modos (N2-Ext.) [rad]	0.0136	0.0130	0.0130	0.0128	0.0128	0.0147	
Rotación de la Junta sin corregir (R2, en análisis pushover) [rad]	0.0112	0.0106	0.0106	0.0105	0.0105	0.0120	
Cortante en extremo de Vigas (análisis pushover) [T]	33.05	44.59	21.86	38.34	33.33	44.87	
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	100.46	-101.39	100.22	-101.48	101.87	-102.15	

CORRECCIÓN DE ROTACIONES DE JUNTA Y MOMENTOS EN VIGAS ($C_e > 1.0$):

* Para sitios donde la articulación plástica se ha formado, antes de la corrección (Pisos 1°, 2°, parte del 11° y 12°):

- Rotación Junta (N2-Ext.) = $\theta_{\text{Junta (N2-Ext.)}} = \theta_{\text{Junta sin corrección}} \times C_e$ (derivadas)
- Se asume que la rotación de la junta es igual a la rotación en la cara del elemento (sitio de la articulación plástica)
- Rotación de Fluencia = $\theta_y = \theta_{\text{Junta sin corrección}} - \theta_{\text{Plástica sin corrección}}$.
- Rotación Plástica (N2-Ext.) = $\theta_{\text{Plást (N2-Ext.)}} = \theta_{\text{Junta (N2-Ext.)}} - \theta_y$
- Los signos de las rotaciones van conforme los momentos positivos o negativos
- Rotación plástica de Demanda/Límite de Rotación plástica en el nivel Seguridad de Vida (FEIMA-356) = Rotación plástica (N2-Ext.) / 0.020
- C_e (derivadas) = Factor de corrección debido los efectos de los modos superiores (elevación)
- Los signos de los momentos son los de resistencia de materiales (tracción inferior es positivo)
- El momento corregido por los efectos de los modos superiores corresponde a la rotación plástica corregida (N2-Ext.), ubicado en el diagrama Momento-Rotación plástica proporcionado por el programa SAP-2000.

* Para sitios donde la articulación plástica No se ha formado, antes de la corrección ($\theta_{\text{plástica sin corrección}} = 0$):

Para los pisos superiores (algunas vigas del piso 11° y 12° y todas las vigas del 13° y 14°) donde no se han producido articulaciones plásticas, es probable que la aplicación de los factores de corrección provoque el apareamiento de articulaciones plásticas, para estos sitios se propone el siguiente procedimiento:

- La Rotación de Fluencia θ_y del elemento se obtiene a partir de la Curvatura de Fluencia ϕ_y , siguiendo la recomendación de Priestley et al. (2007), y Paulay y Priestley (1992) para un modelamiento bilineal de los elementos:

$$\phi_y = 2.09 \epsilon_y / h_v, \text{ [Según Priestley et al. (2007) para vigas rectangulares, con consideración de endurecimiento por deformación]}$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot L/3;$$

siendo L = la longitud del claro de cortante (M/V) o la mitad de la luz libre del elemento.

Ejemplo en el piso 13° para el claro de 6.00 m; h viga=0.60 m, h columnas=0.55m, L= (6-0.55)/2=2.725 m

$$\phi_y = 2.09 \times 4200 / 2038000 / 0.60 = 0.00718 \text{ (1/m),}$$

$$\theta_y = 0.00718 \times (5.45/2)/3 = 0.006522 \text{ rad;}$$

$$\text{Para el claro de 7.50 m, } \theta_y = 0.00718 \times (6.95/2)/3 = 0.008317 \text{ rad.}$$

Debido al comportamiento elástico de las columnas, en el rango inelástico de la respuesta, correspondiente al desplazamiento target, el programa en la modalidad default o auto utilizada, no presenta la curva Momento vs Rotación plástica, lo cual hace que no se pueda aplicar la simplificada corrección anterior. Una forma de evaluar si las columnas sujetas a los efectos de los modos más altos, esto es, los pisos: 1° y 2° y del 11° hasta el 14°, entran en fluencia, es comparar los momentos de las columnas en el desplazamiento target (multiplicados por el factor de corrección), con el momento de fluencia obtenido del análisis Momento Curvatura (programa CUMBIA), para ejemplificar lo anterior se ha escogido la columna exterior C1, con los resultados resumidos en la Tabla 6.14. En la Fig. 6.14 se observa los diagramas Momento-Curvatura y Fuerza-Desplazamiento incluyendo la capacidad a cortante, de la columna exterior C1, de dimensiones 0.60x0.60 m, correspondiente al pie de columna entre los pisos 11° y 12°.

TABLA 6.14 Corrección de Momentos, columna C1, por efectos de los modos superiores.

Columna Exterior C1 afectada por los factores de corrección por modos superiores

Resultados DDBD		Programa CUMBIA:														
		Análisis Momento - Curvatura						Criterios de Aceptación				Demandas				
								Servicialidad		Control de Daños		Resultados N2-Extendido				
Carga Axial [T]	Momento [T.m]	Momento de Fluencia My [T.m]	Curvatura de Fluencia [1/m]	Momento Último Mu [T.m]	Curvatura Última [1/m]	Longitud Artic. Plástica [m]	Deform. unit. Hormigón	Deform. unit. Acero long.	Deform. unit. Hormigón	Deform. unit. Acero long.	Momento M3 Pushover [T.m]	Factor de Corrección Ce	Momento Correg. M3 N2-Ext. [T.m]	Efecto Bidireccional M bi = 1.414* M3 [T.m]		
Columna Exterior 0.80x0.80 m entre los pisos 1º y 2º, pie de columna																
317.48	128.9	207.23	0.00562	231.78	0.20459	0.399	0.004	-0.015	0.025	-0.600	103.40	1.222	126.35	178.69		
Columna Exterior 0.75x0.75 m entre los pisos 2º y 3º pie de columna																
290.91	127.13	182.92	0.00607	207.51	0.21286	0.399	0.004	-0.015	0.0261	-0.060	81.68	1.098	89.68	126.83		
Columna Exterior 0.60x0.60 m entre los pisos 11º y 12º pie de columna																
68.25	60.02	75.30	0.00741	86.52	0.27038	0.326	0.004	-0.015	0.0246	-0.060	18.10	1.206	21.83	30.87		
Columna Exterior 0.55x0.55 m entre los pisos 12º y 13º pie de columna																
44.75	43.72	52.72	0.00799	60.73	0.28959	0.290	0.004	-0.015	0.0263	-0.060	12.15	1.520	18.47	26.12		
Columna Exterior 0.50x0.50 m entre los pisos 13º y 14º pie de columna																
20.32	27.63	51.62	0.00928	61.15	0.33077	0.326	0.004	-0.015	0.0282	-0.060	6.56	1.854	12.16	17.20		
Columna Exterior 0.50x0.50 m entre los pisos 13º y 14º cabeza de columna																
19.31	38.85	51.48	0.00926	61.07	0.33117	0.326	0.004	-0.015	0.0282	-0.060	15.60	2.191	34.19	48.35		

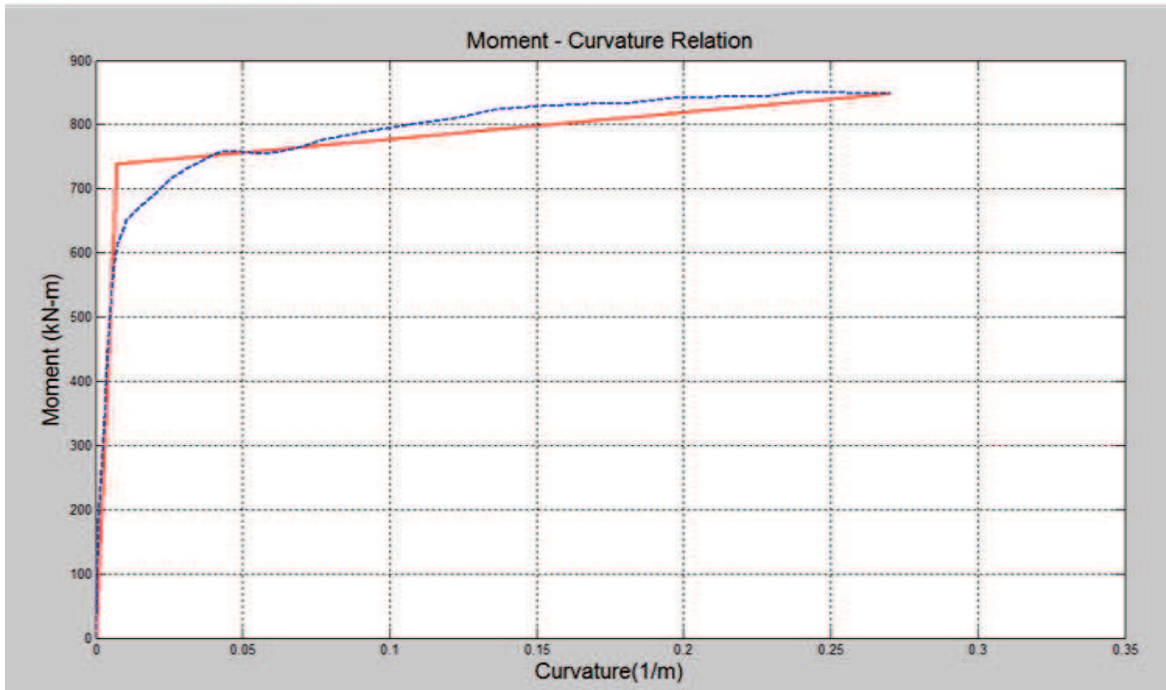


FIGURA 6.14.a. Diagrama Momento Curvatura, columna C1, entre los pisos 11° y 12°, pie de columna; Programa CUMBIA.

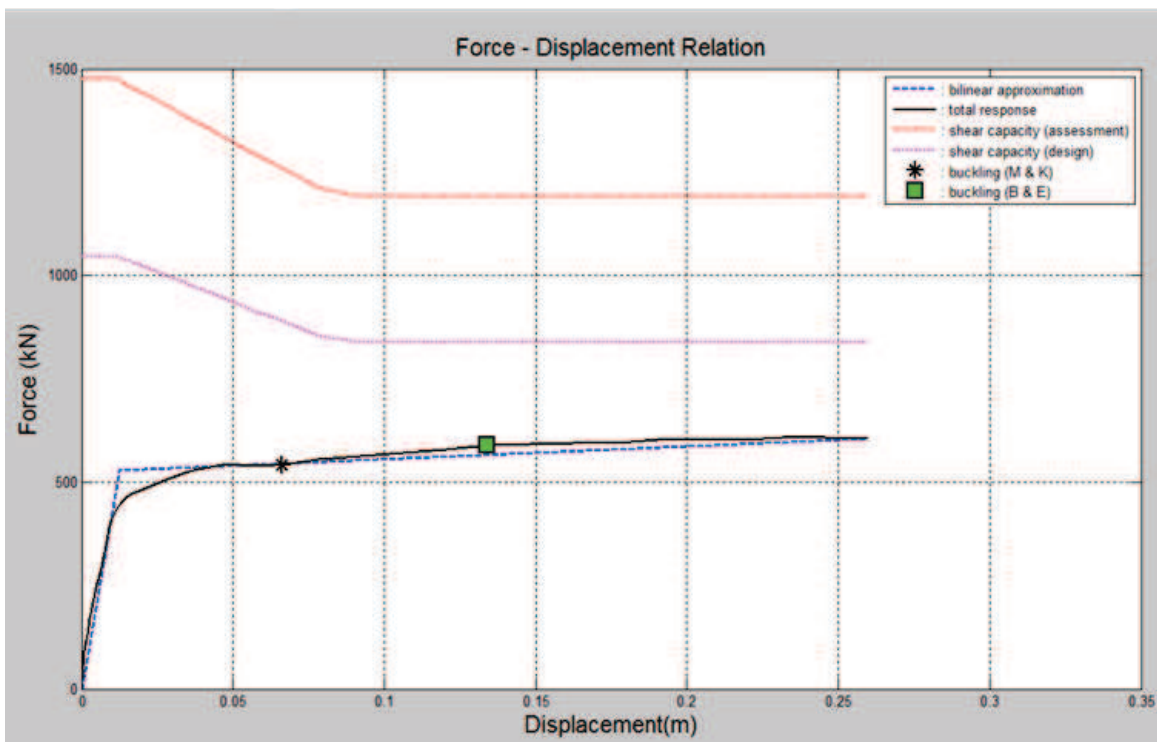


FIGURA 6.14.b. Diagrama Fuerza-Desplazamiento, incluye capacidad a cortante, columna C1, entre los pisos 11° y 12°, pie de columna; Programa CUMBIA.

Como se observa en la Tabla 6.14, ninguna columna del eje C1, sujeta a los factores de corrección por efectos de los modos superiores (incluyendo el efecto por ataque bidireccional), sobrepasa el Momento Fluencia M_y , ratificando el comportamiento elástico asumido en el DDBD. Otro detalle digno de mencionar es el observado en la Fig. 6.14.b, donde se puede verificar que la capacidad a corte (Priestley et al., 2007) de la columna para diseño es superior al capacidad flexural, garantizando con ello una falla dúctil por flexión de la columna.

6.3.3 VERIFICACION DEL DISEÑO (DDBD vs N2-EXTENDIDO)

La verificación del Diseño (DDBD) a través del Análisis Estático No Lineal (N2-Extendido), en este estudio, se basa en chequear si los objetivos de desempeño propuestos al inicio del diseño se cumplen. Los objetivos principales fueron que el edificio a diseñarse, ante un movimiento del suelo, representado por el espectro de aceleraciones/desplazamiento de la pre-normativa NEC-11 (Quito, suelo Tipo C) y correspondiente al nivel de desempeño “Control de Daños”, responda con derivas de piso que alcancen un valor máximo del 2%, y que el mecanismo de daño (o plástico) se produzca esencialmente en los extremos de las vigas y en la base de las columnas de planta baja. Es preciso recordar en este punto, que todos los procedimientos estáticos no lineales por su naturaleza envuelven muchas aproximaciones y simplificaciones, y por lo tanto sus resultados no tienen el carácter de exactos o definitivos como los del THA (Análisis Historia Tiempo), sin embargo, como se vio en el capítulo 3 de la presente memoria, pueden predecir una respuesta confiable para estructuras que no presenten demasiadas irregularidades geométricas.

Con lo anterior en mente, se puede observar en la Tabla 6.15 y en la Fig. 6.15, que los desplazamientos obtenidos con el N2-Extendido son mayores a los del DDBD a partir del 6° piso, mientras en los primeros cinco pisos domina los resultados del DDBD, quizá esto pueda deberse a la variación en altura de las dimensiones de las columnas y también a la concepción teórica del DDBD que

asume una forma de deformación correspondiente a un primer modo inelástico (con una deriva dominante en el primer piso).

En cuanto a las derivas de piso hay que decir que el análisis estático pushover provee información útil de las zonas críticas y de los posibles mecanismos de daño del edificio en el rango inelástico de respuesta (el piso 6° es crítico, y hay una gran variación de derivas entre los pisos 1° y 2° y entre los pisos 9° y 10°, por ejemplo); mientras que, se debe recordar, que las derivas de piso obtenidas con el DDBD están de-amplificadas por la Ec. 2.57, justamente para que en la real respuesta inelástica alcance el valor máximo (2% en el primer piso). El análisis pushover ratifica que se cumple el objetivo de desempeño que se impuso en el diseño DDBD, con una deriva muy similar al 2% (2.085% en el 6° piso), pero no la ubica en el primer piso sino en el 6° piso; ante esto, sólo un Análisis Historia-Tiempo podría definir un resultado más exacto.

Igualmente, conforme se observa en la Fig. 6.13 el mecanismo plástico obtenido en el punto de desempeño (target), corresponde al de un pórtico con “columnas fuertes y vigas débiles”, ratificando el objetivo de diseño previsto. Está implícito aquí, que el diseño por capacidad ha logrado que el edificio no incurra en el estado límite de “Prevención o Cercano al Colapso” ante un sismo “raro” correspondiente al nivel de desempeño “Control de Daños”.

En este proceso de verificación, hay que recordar que el supuesto inicial en este estudio, es que la capacidad a cortante de los elementos es superior a la capacidad flexural de los mismos, permitiendo una falla dúctil, y conforme a este supuesto se ha realizado el procedimiento de análisis estático no lineal (curva pushover); la razón de esto es que, se diseña en base a los códigos modernos cuya filosofía de diseño para elementos aporricados resistentes a carga lateral es que las vigas puedan llegar al agotamiento por flexión de las vigas sin que éstas incurran en una falla por corte.

TABLA 6.15 Resultados: Diseño (DDBD) vs Análisis (N2-Extendido).

Piso	Desplazamientos en C.M. (X=Y)		Derivas de piso en C.M. (X=Y)	
	DISEÑO	ANALISIS	DISEÑO	ANALISIS
	DDBD	N2-Extendido	DDBD	N2-Extendido
	[m]	[m]	[%]	[%]
14	0.644	0.711	0.915	0.889
13	0.613	0.697	0.977	1.270
12	0.580	0.674	1.038	1.475
11	0.545	0.641	1.100	1.575
10	0.507	0.597	1.162	1.541
9	0.468	0.544	1.224	1.785
8	0.426	0.483	1.286	1.985
7	0.382	0.416	1.347	2.056
6	0.337	0.346	1.409	2.085
5	0.289	0.275	1.471	1.985
4	0.239	0.211	1.533	1.879
3	0.187	0.155	1.595	1.674
2	0.132	0.100	1.657	1.518
1	0.076	0.049	1.728	1.105

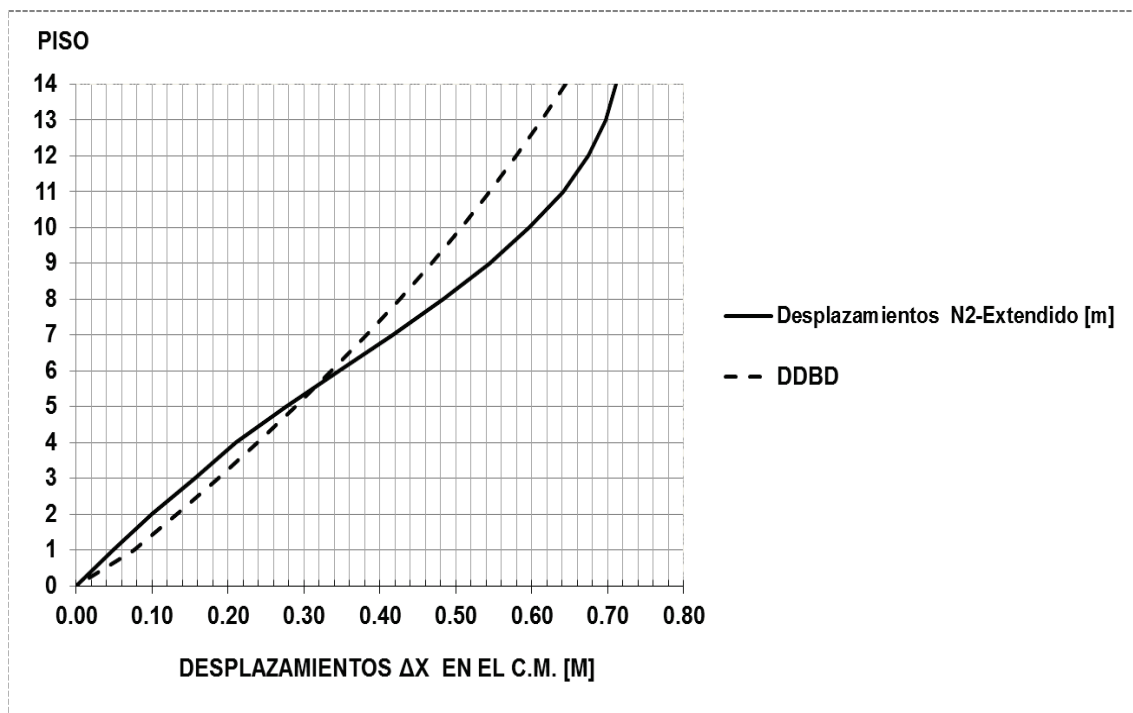


Figura 6.15.a. Desplazamientos de Diseño (DDBD) y de Análisis (N2-Extendido).

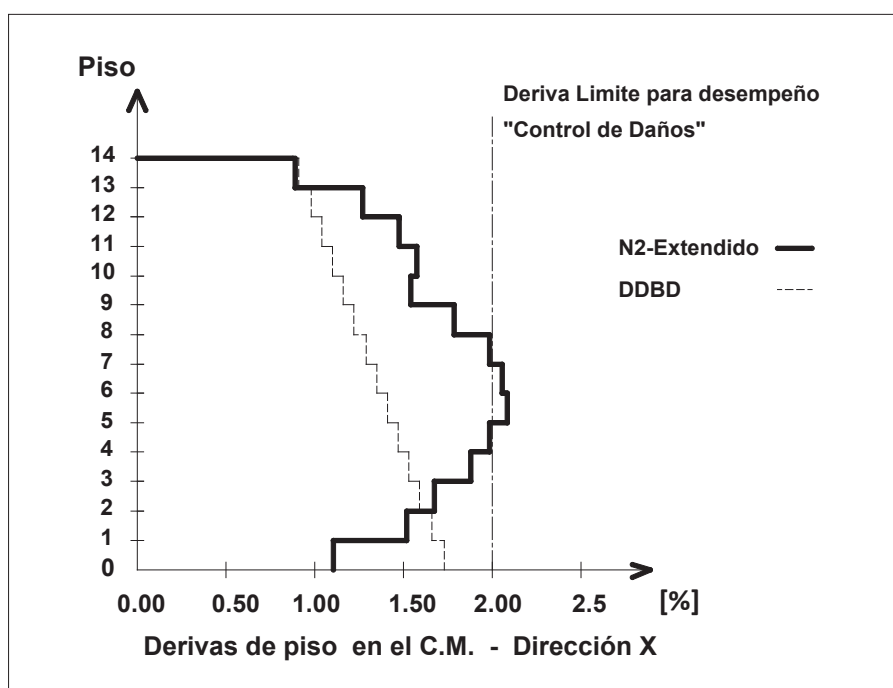


FIGURA 6.15.b. Derivas de piso, de Diseño (DDBD) y de Análisis (N2-Extendido).

En lo tocante a las fuerzas internas, principalmente representadas por los momentos en los sitios de articulación plástica (mecanismo plástico dominado por la fluencia en las vigas y en columnas de planta baja), se puede decir que los resultados obtenidos con el Método N2-Extendido, se aproximan bastante bien a aquellos calculados con el DDBD, como puede verse en el Pórtico 1 (Tabla 6.16), para el cual se propuso una forma simplificada de corrección, detallada en la sección anterior. En algunas vigas (6° y 7° pisos) hay una diferencia del 10% en los valores de los momentos obtenidos por los dos métodos, siendo mayores los del N2-Extendido, esto indica que las aproximaciones usadas en el DDBD para diseño de vigas, como aquella de considerar las resistencias esperadas de los materiales ($f'c=300\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4620\text{kg/cm}^2$) para su diseño, garantizaron la formación de las articulaciones plásticas exclusivamente en las vigas. Otra suposición utilizada en el DDBD, para este caso de estudio, que exista un valor único de momento para todas las vigas del mismo piso, fue ratificada con el procedimiento estático no lineal. Se comprobó también con el N2-Extendido, que la elección del mayor momento en los extremos de vigas (sísmico o gravedad) en

la etapa de diseño, fue adecuada, conforme puede verse en los resultados de los momentos de viga correspondientes a los dos últimos pisos, donde se ratificó el dominio de la carga vertical y en los restantes donde primó la carga sísmica.

En cuanto a los momentos de las columnas (pie de columna en planta baja), la suposición hecha en la etapa de diseño (DDBD), para las columnas exteriores y esquineras, de tomar el momento promedio correspondiente a la máxima carga a tensión y a la carga máxima a compresión, produjo resultados aceptables, puesto que las mayores rotaciones plásticas correspondientes a las columnas esquineras (0.005437 rad) indican que las mismas no han sobrepasado el límite del nivel de desempeño "Seguridad de Vida" del FEMA-356 (0.012 rad). El uso de los factores de reducción de resistencia ($\phi_{\text{flexión}}=0.90$) y la resistencia característica de los materiales ($f'c=280$ kg/cm² y $f_y=4200$ kg/cm²) en el diseño de las columnas, según lo establece el DDBD, así como la consideración de ataque bidireccional, han impedido la formación de articulaciones plásticas en el resto de columnas.

Aunque el DDBD y el N2-Extendido, toman en cuenta los efectos de los modos superiores de diferente manera, los resultados finales (momentos en vigas), acuerdan bastante bien. Así, la capacidad de las vigas de los dos últimos pisos (los más afectados por la amplificación de respuesta, debido a los efectos de los modos superiores en el Método N2-Extendido, con valores C_e entre 1.854 y 2.191) calculada con el DDBD permite soportar con alguna holgura la corrección hecha con el N2 (Tablas 6-16 y 6-17).

Finalmente, los resultados (rotaciones plásticas y momentos en vigas) obtenidos con el N2 antes de la corrección por la acción de los modos más altos, del Pórtico 1 no son exactamente iguales a los obtenidos en el Pórtico 2, esto quizá pueda deberse a la forma diferente en que se consideró la carga vertical (gravedad) en el diseño (DDBD) y en el procedimiento estático no lineal (pushover). Para el diseño se consideró la carga vertical correspondiente a la masa que se usó para calcular las fuerzas de inercia, que afectaba a cada pórtico

por igual, y que es ligeramente menor a la utilizada en el cálculo de la curva de capacidad (carga vertical repartida a las vigas en función del área tributaria). Además, si bien las dimensiones de las columnas en los dos pórticos son las mismas, su armado es diferente, así, el pórtico 1 tiene dos columnas esquineras y dos exteriores mientras que el pórtico 2 tiene dos columnas interiores y dos exteriores, lo cual definitivamente los hace diferentes. Sin embargo de lo anterior, hay una buena aproximación de resultados (rotaciones y momentos en vigas) entre los dos pórticos, así la rotación plástica máxima, que ocurre en el nudo D2-6° piso es 0.0178 rad mientras que su par en el nudo D1-6° piso es 0.0171 rad., una pequeña diferencia del 4%. El mecanismo plástico de los dos pórticos (sin corrección por efectos de los modos superiores, Fig. 6.13) por las razones mencionadas, difieren en algo, el pórtico 2 presenta articulaciones en todos los pisos, mientras el pórtico 1 no presenta articulaciones en los dos últimos pisos, por lo demás, los dos pórticos no sobrepasan el límite “Seguridad de Vida” del FEMA-356, enmarcándose su comportamiento en forma definida en el nivel de desempeño “Control de Daños” (NEC-11).

Tabla 6.16 Momentos en vigas y en columna de planta baja por el N2-Extendido y el DDBD, para el Pórtico 1.

Momentos en Vigas y Columnas en el Desplazamiento Target (sólo el Mecanismo Plástico), corregidos por efectos de los modos superiores, PORTICO 1

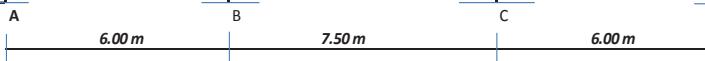
VIGAS PISO 14						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	10.16	22.70	11.89	23.50	10.16	22.70
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	6.51	16.91	10.71	[-16.13 a -19.61]	5.50	[-11.41 a -19.61]
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	2.97	-7.72	4.89	-16.13	2.51	-11.41
VIGAS PISO 13						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	16.98	34.00	17.53	34.80	16.98	34.00
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	18.30	-34.16	[13.48 a 18.05]	[-28.57 a -33.87]	18.11	-34.40
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	12.92	-20.03	13.48	-28.57	15.63	-26.02
VIGAS PISO 12						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	37.39	-37.39	37.39	-37.39	37.39	-37.39
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	36.16	-36.16	35.85	-35.85	36.48	-36.48
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	33.93	-35.38	29.04	-35.76	35.26	-35.97
VIGAS PISO 11						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	46.57	-46.57	46.57	-46.57	46.57	-46.57
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	45.34	45.21	45.00	-45.48	45.18	-45.76
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	44.86	-44.81	43.28	-45.22	44.90	-45.45
VIGAS PISO 10						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	55.14	-55.14	55.14	-55.14	55.14	-55.14
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	54.15	-54.67	54.26	-55.29	54.19	-55.31
VIGAS PISO 9						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	63.34	-63.34	63.34	-63.34	63.34	-63.34
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	67.40	-67.70	67.47	-68.24	67.76	-68.33
VIGAS PISO 8						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	70.82	-70.82	70.82	-70.82	70.82	-70.82
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	72.53	-72.50	71.98	-72.50	72.00	-72.92
VIGAS PISO 7						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	77.27	-77.27	77.27	-77.27	77.27	-77.27
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	85.26	-85.26	84.73	-84.95	84.77	-85.41
VIGAS PISO 6						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	83.41	-83.41	83.41	-83.41	83.41	-83.41
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	85.60	-85.69	85.10	-85.77	85.04	-85.75
VIGAS PISO 5						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	88.10	-88.10	88.10	-88.10	88.10	-88.10
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	96.55	-97.49	96.12	-97.16	96.55	-98.20
VIGAS PISO 4						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	92.49	-92.49	92.49	-92.49	92.49	-92.49
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	97.20	-97.34	96.49	-97.19	97.15	-97.92
VIGAS PISO 3						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	95.96	-95.96	95.96	-95.96	95.96	-95.96
Momento en Viga (análisis pushover) [T.m]	102.81	-102.85	102.78	-103.09	103.43	-103.45
VIGAS PISO 2						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	97.74	-97.74	97.74	-97.74	97.74	-97.74
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	102.20	-102.89	101.69	-102.45	102.45	-102.89
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	101.68	-102.26	101.32	-102.04	101.95	-102.59
VIGAS PISO 1						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	99.22	-99.22	99.22	-99.22	99.22	-99.22
Momento corregido por modos superiores (N2-Ext.) [T.m]	101.56	-102.45	101.18	-102.45	102.05	-102.96
Momento en extremo de Vigas (análisis pushover) [T.m]	100.46	-101.39	100.22	-101.48	101.87	-102.15
COLUMNAS DE PLANTA BAJA (PIE DE COLUMNA)						
Carga Axial DDBD [T]	[-824.18; 445.55]	[-726.03; 35.80]		[-726.03; 35.80]		[-824.18; 445.55]
Carga Axial (N2-Ext.) [T]	140.10 (T)	-479.34 (C)		-320.94		-594.86
Cortante DDBD [T]	96.45	151.90		151.90		96.45
Cortante (N2-Ext.) [T]; bidireccional	36.29	95.05		86.43		99.14
Cortante (N2-Ext.) [T]; una dirección	25.66	67.21		61.12		70.10
Momento en pie de columna DDBD [T.m]	107.78	169.74		169.74		107.78
Momento en pie de columna (N2-Ext.) [T.m]	107.55	214.98		194.11		252.03
	A	B		C		D
	6.00 m		7.50 m		6.00 m	

PORTICO 1

Tabla 6.17 Momentos en vigas y en columna de planta baja por el N2-básico y el DDBD, para el Pórtico 2.

Rotación Plástica de Vigas, Momentos en Vigas y Momentos en Columnas en pie de columna de Planta Baja, en el Desplazamiento Target Dt= 0.711 m (sólo el Mecanismo Plástico), SIN CORRECCIÓN, comparados con el DDBD; PÓRTICO 2

VIGAS PISO 14						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	10.16	22.70	11.89	23.50	10.16	22.70
Momento del análisis pushover [T.m]	-0.22	-9.82	-0.13	-19.49	0.98	-14.83
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0	0	0	-0.0005510	0	0
VIGAS PISO 13						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	16.98	34.00	17.53	34.80	16.98	34.00
Momento del análisis pushover [T.m]	7.81	-21.98	6.35	-33.64	13.60	-30.94
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0	0	0	-0.00049	0	0
VIGAS PISO 12						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	37.39	-37.39	37.39	-37.39	37.39	-37.39
Momento del análisis pushover [T.m]	27.82	-35.37	20.48	-36.23	33.09	-36.17
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0	-0.00218	0	-0.00577	0	-0.00536
VIGAS PISO 11						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	46.57	-46.57	46.57	-46.57	46.57	-46.57
Momento del análisis pushover [T.m]	44.59	-45.10	34.61	-45.64	44.78	-45.57
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.000089	-0.00456	0	-0.007731	0.00117	-0.00745
VIGAS PISO 10						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	55.14	-55.14	55.14	-55.14	55.14	-55.14
Momento del análisis pushover [T.m]	54.42	-54.88	54.03	-55.67	54.17	-55.10
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.00599	-0.00815	0.00418	-0.01190	-0.00705	-0.0113
VIGAS PISO 9						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	63.34	-63.34	63.34	-63.34	63.34	-63.34
Momento del análisis pushover [T.m]	67.22	-67.79	66.45	-69.00	67.82	-68.52
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.00723	-0.00936	0.00513	-0.01250	0.00795	-0.1240
VIGAS PISO 8						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	70.82	-70.82	70.82	-70.82	70.82	-70.82
Momento del análisis pushover [T.m]	71.69	-72.43	71.53	-73.01	71.87	-73.63
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.00969	-0.00117	0.00705	-0.01470	0.01030	-0.0146
VIGAS PISO 7						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	77.27	-77.27	77.27	-77.27	77.27	-77.27
Momento del análisis pushover [T.m]	84.85	-84.53	84.39	-86.06	84.73	-86.25
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.01310	-0.0140	0.0111	-0.0163	0.01350	-0.0169
VIGAS PISO 6						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	83.41	-83.41	83.41	-83.41	83.41	-83.41
Momento del análisis pushover [T.m]	85.33	-85.74	84.34	-85.81	84.88	-86.33
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.0142	-0.0153	0.0123	-0.0176	0.0147	-0.0178
VIGAS PISO 5						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	88.10	-88.10	88.10	-88.10	88.10	-88.10
Momento del análisis pushover [T.m]	97.19	-96.87	96.30	-97.80	97.12	-98.47
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.0131	-0.0142	0.0107	-0.0159	0.0133	-0.0165
VIGAS PISO 4						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	92.49	-92.49	92.49	-92.49	92.49	-92.49
Momento del análisis pushover [T.m]	96.96	-96.65	96.00	-97.91	97.08	-98.17
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.0124	-0.0138	0.0101	-0.0153	0.0128	-0.0157
VIGAS PISO 3						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	95.96	-95.96	95.96	-95.96	95.96	-95.96
Momento del análisis pushover [T.m]	102.95	-103.56	101.52	-104.02	102.46	-104.36
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.0117	-0.0124	0.0093	-0.0136	0.0116	-0.0144
VIGAS PISO 2						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	97.74	-97.74	97.74	-97.74	97.74	-97.74
Momento del análisis pushover [T.m]	102.44	-102.09	101.44	-102.81	101.44	-102.64
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.0093	-0.0101	0.0067	-0.0111	0.0092	-0.0116
VIGAS PISO 1						
Momento de Diseño DDBD [T.m]	99.22	-99.22	99.22	-99.22	99.22	-99.22
Momento del análisis pushover [T.m]	100.78	-101.00	100.12	-101.53	101.86	-102.30
Rotación Plástica R3 del análisis pushover [rad]	0.00597	-0.00719	0.00362	-0.00791	0.00597	-0.00891
COLUMNAS DE PLANTA BAJA (PIE DE COLUMNA)						
Carga Axial DDBD [T]	[-726.03; 35.80]				[-726.03; 35.80]	
Carga Axial N2 [T]	-1.4817(C)		-753.80 (C)		-590.96	
Cortante DDBD [T]	151.90		192.89		151.90	
Cortante N2 [T]; bidireccional	39.88		94.92		88.16	
Cortante (N2) [T]; una dirección	28.20		67.12		66.55	
Momento en pie de columna DDBD [T.m]	169.74		214.92		169.74	
Momento en pie de columna N2 [T.m]	116.15		215.03		226.29	



PORTICO 2

6.4 IDENTIFICACIÓN DE POSIBLES MECANISMOS DE FALLA DEBIDO A LOS EFECTOS DE LOS MODOS SUPERIORES

Se debe indicar que el mecanismo plástico mostrado en la Fig. 6.13 corresponde a la primera forma modal, y que con los factores de corrección asociados a los efectos de los modos superiores (N2-Extendido), se llegó a obtener una respuesta más real en el rango no lineal del edificio, tal cual se observa en la Tabla 6.13, para el Pórtico 1, donde la mayoría de vigas de los pisos superiores (11°, 12° y 13°) entran en fluencia, mientras la respuesta de estas mismas vigas en el primer modo de vibración fue esencialmente elástica. El efecto de los modos superiores tal cual lo considera el N2-Extendido, se basa en la suposición que la estructura permanece en el rango elástico mientras vibra en los modos más altos; y para ello construye una envolvente a partir de los resultados del Pushover y el Análisis Modal Elástico. Pero el Análisis Modal Elástico usado corresponde a los resultados modales combinados (CCQ) en cada dirección, y que luego para cuando se combinan los resultados producto de los efectos bidireccionales del movimiento del suelo se utiliza la combinación SRSS, desconociéndose por tanto la respuesta correspondiente a la influencia de un modo superior en particular.

En estas circunstancias, y de una manera cualitativa, es importante conocer cuál es la respuesta de la estructura estudiada, ante un vector de carga lateral correspondiente al segundo modo de vibración traslacional de la estructura en la dirección X, que según la sección 2.4.4.1 de esta tesis, es el modo que junto al primero más influyen el comportamiento de las derivas de piso. Debido a la simetría en planta de la estructura, el 2° modo traslacional en X, correspondió al 4° modo general de vibración de la estructura (Tabla 6.5).

6.4.1 COMPARACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD (PUSHOVER) VERSUS EL ESPECTRO DE DISEÑO NEC-11, (QUITO, PERFIL DE SUELO TIPO C), PARA EL 2° MODO DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN X

El procedimiento a seguir es idéntico al utilizado para obtener la curva de capacidad del primer modo, es decir el vector de carga lateral corresponde a la segunda forma modal multiplicada por la masa de cada piso, y es normalizado en función de la carga del techo:

RESUMEN: Aplicación del Vector de Cargas Laterales para el 2° Modo de Vibración

Piso	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$[\phi_2'] = [$	0.0117	0.0235	0.0348	0.0439	0.0501	0.0524	0.0500	0.0415	0.0274	0.0095	-0.0140	-0.0389	-0.0616	-0.0773]
$[\phi_2' \text{ Normalizado}] = [$	0.151	0.304	0.450	0.568	0.648	0.678	0.647	0.537	0.354	0.123	-0.181	-0.503	-0.797	-1.000]
$P_2' x = [$	0.260	0.501	0.730	0.909	1.037	1.067	1.018	0.808	0.534	0.185	-0.260	-0.722	-1.089	-1.000]
$\sum m_i \phi_i'^2 = 158.713$														
$m_2^* = [\phi_2' N] \cdot [M] \cdot [\phi_2'] = 104.971 \text{ Ts}^2/m$; siendo m^* la masa equivalente del sistema de un grado de libertad (SDOF), $[M]$ la matriz de masas del edificio (sección 6.1.3)														
$\Gamma = m^*/(\sum m_i \phi_i'^2)$; siendo Γ la constante que controla la transformación del modelo MDOF a SDOF														
$\Gamma^2 = 0.661$														

Se recuerda que el periodo del 2° Modo traslacional en X es 0.81759 segundos; con la representación gráfica de la forma modal y el vector de cargas laterales visualizados en la Fig.6.16.

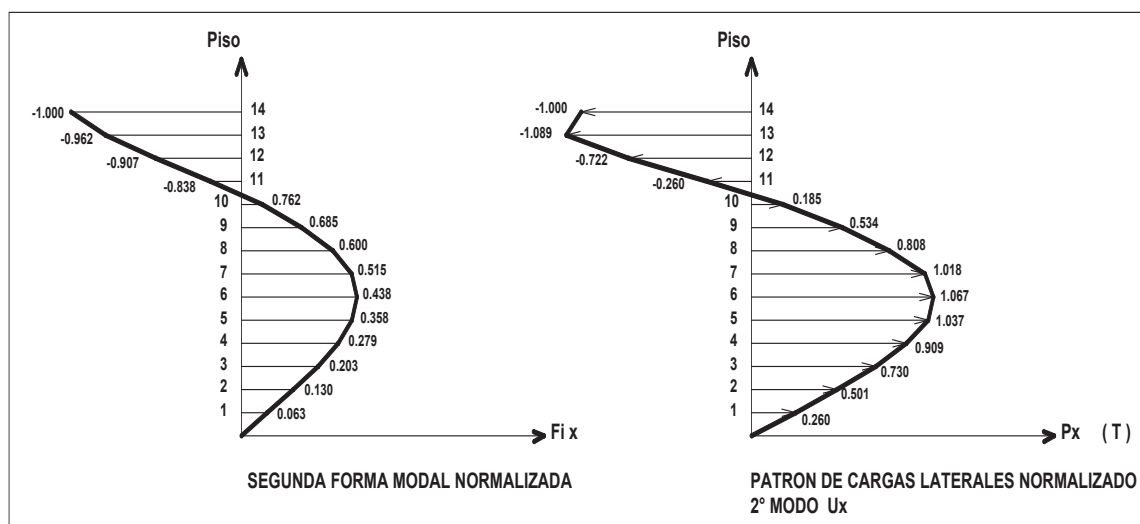


FIGURA 6.16 Forma modal y Patrón de Cargas Laterales Normalizados, para el 2° Modo de Vibración traslacional en la dirección X.

La metodología propuesta por Sasaki, Freeman y Paret (1997) para identificar los efectos de los modos superiores utiliza los conceptos del ATC-40 (sección 3.3 de esta memoria), sin embargo en este estudio, para obtener el punto de desempeño correspondiente al 2° Modo de vibración, se aplica el Método N2 básico, que se ha venido utilizando, y siguiendo los pasos establecidos en la sección 6.2.1. En este contexto el punto de mecanismo plástico en la curva de capacidad (pushover) está dado por la primera viga que llega al estado límite “Seguridad de Vida”, que luego del chequeo de la mencionada curva, correspondió a un desplazamiento del techo (MDOF) $D_t=0.245$ m (Fig. 6.17).

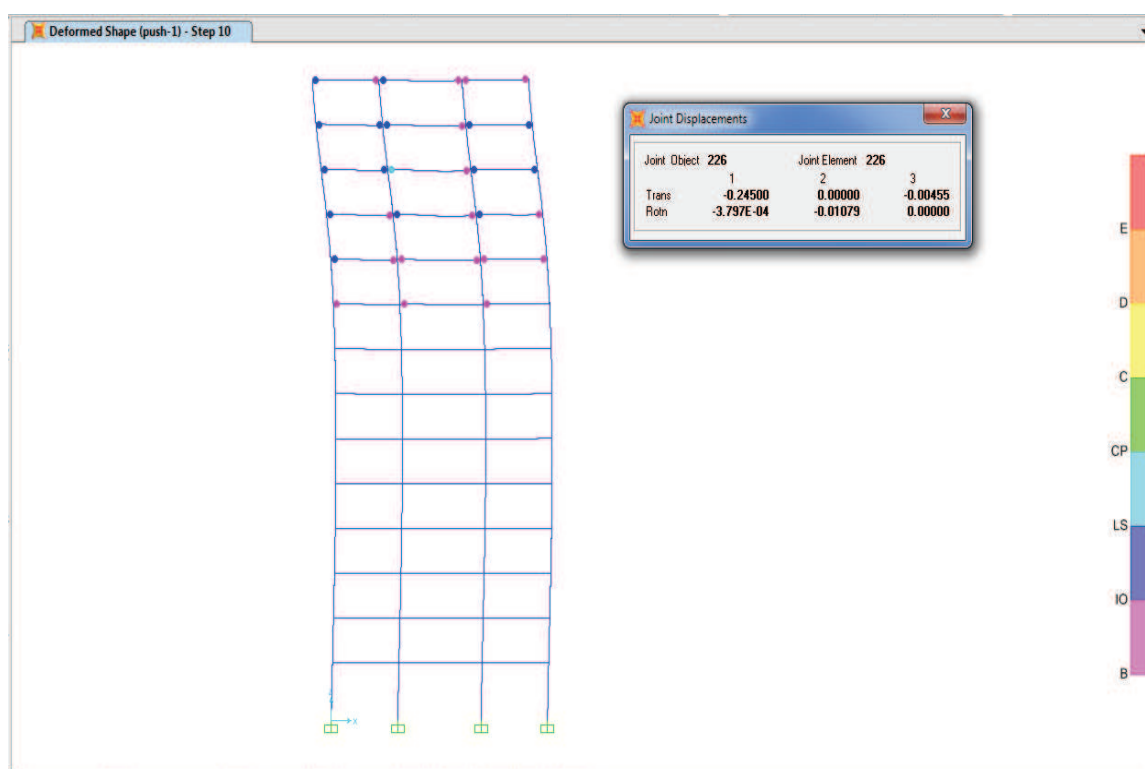


FIGURA 6.17 Mecanismo plástico asumido para el 2° Modo traslacional en X; $D_t = 0.245$ m. (Pórtico 2), para trazar la curva idealizada elasto-plástica.

Para obtener la curva idealizada elasto-plástica se siguió las recomendaciones del Anexo B del Euro-código 8 parte 1. Las Curvas de Capacidad (Tabla 6.18) y la Idealizada Elasto –Plástica para el 2° Modo traslacional en la dirección X se muestran en la Fig. 6.18.

TABLA 6.18 Curva Capacidad para el 2° Modo Dirección X.

Pushover Curve, 2° Modo Traslacional Dirección X; resultados SAP-2000

Paso	Desplazamiento m	Cortante Basal Tonf	A a B	B a IO	lo a LS	LS a CP	CP a C	C a D	Da E	Más allá de E	Total
0	5.868E-17	0	1120	0	0	0	0	0	0	0	1120
1	0.045038	273.4847	1118	2	0	0	0	0	0	0	1120
2	0.080611	443.793	1080	40	0	0	0	0	0	0	1120
3	0.109502	508.5325	1044	76	0	0	0	0	0	0	1120
4	0.165794	563.337	1008	98	14	0	0	0	0	0	1120
5	0.311224	622.1603	978	44	78	18	0	0	2	0	1120
6	0.311244	597.7419	980	42	78	16	0	0	4	0	1120

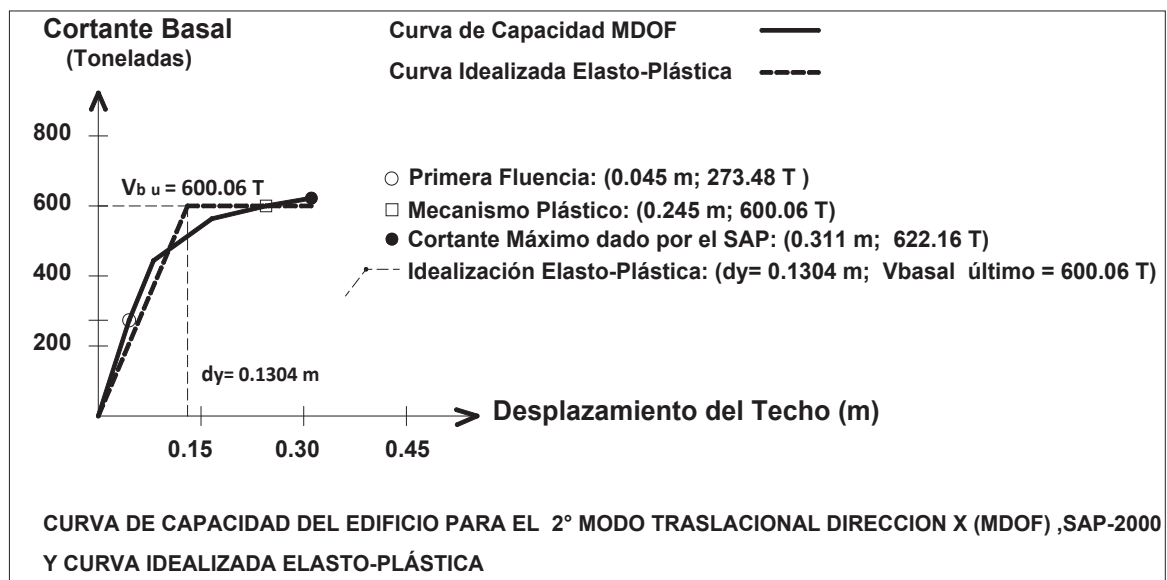


FIGURA 6.18 Curvas de Capacidad e Idealizada Elasto-Plástica para el 2° Modo traslacional en la dirección X (+).

La cantidad correspondiente a d_y (MDOF) obtenida gráficamente puede comprobarse con la ecuación dada en el Anexo B del Euro-código 8 parte 1:

$$d_y = 2(d_m - E_m / F_y) ; \text{ donde}$$

d_m = desplazamiento en el mecanismo plástico = 0.245 m;

E_m = Energía de deformación hasta el mecanismo plástico o también el área bajo la curva idealizada elasto-plástica = 107.88 T.m;

F_y = resistencia última del sistema idealizado elasto-plástico = 600.06 T

Reemplazando valores se tiene $d_{y(MDOF)} = 0.1304 \text{ m}$.

Las características del sistema SDOF en función de $\Gamma_2 = 0.661$ y $m_2 = 104.97 \text{ Ts}^2/\text{m}$ son:

$$D_y^* = d_y / \Gamma_2 = 0.197 \text{ m ;}$$

$$F_y^* = F_y / \Gamma_2 = 907.81 \text{ T ;}$$

$T^* = 2\pi (m^* \cdot D_y^* / F_y^*)^{0.5} = 0.948 \text{ s} > T_c = 0.775 \text{ s}$; aplica la regla de la "Igualdad de Desplazamientos".

$$S_{a y} = F_y^* / m^* = 8.648 \text{ m/s}^2 = 0.882 \text{ g ;}$$

$$S_{a \text{ elástico}} (T^* = 0.947 \text{ s}) = 0.9221 \text{ g} / T = 0.973 \text{ g}$$

$$S_{d \text{ elástico}} (T^* = 0.947 \text{ s}) = T^{2*} \cdot S_{ae} / (4 \cdot \pi^2) = 0.217 \text{ m.}$$

$$R_\mu = S_{a \text{ elástico}} / S_{a y} = 0.973 \text{ g} / 0.882 \text{ g} = 1.103$$

$$\mu = R_\mu = 1.103$$

Con la ductilidad se puede trazar el espectro inelástico (Tabla 6.19), y aplicando el Método N2 básico encontrar el punto de desempeño (Fig. 6.19).

TABLA 6.19. Coordenadas A-D del Espectro Inelástico 2° Modo de Vibración traslacional en la dirección X.

$$\mu = 1.103$$

$$\text{Si } T^* < T_c : R_\mu = (\mu - 1) \cdot T / T_c + 1 ; \quad \text{Ec. (3.32)}$$

$$\text{Si } T^* > T_c : R_\mu = \mu ; \quad \text{Ec. (3.33)}$$

T (s)	R μ	S _a (g)	S _d (m)
0.00	1.000	0.480	0.000
0.10	1.013	0.971	0.003
0.141	1.019	1.169	0.006
0.35	1.047	1.137	0.038
0.60	1.080	1.102	0.109
0.775	1.103	1.079	0.177
0.80	1.103	1.045	0.183
0.948	1.103	0.882	0.217
1.20	1.103	0.697	0.275
1.40	1.103	0.597	0.321
1.60	1.103	0.522	0.367
1.80	1.103	0.464	0.412
2.00	1.103	0.418	0.458
2.10	1.103	0.398	0.481
2.20	1.103	0.380	0.504
2.40	1.103	0.348	0.550
2.60	1.103	0.321	0.596
2.80	1.103	0.299	0.642
3.00	1.103	0.279	0.687
3.20	1.103	0.261	0.733
3.40	1.103	0.246	0.779
3.60	1.103	0.232	0.825
3.80	1.103	0.220	0.871
4.00	1.103	0.209	0.916

Aplica "Igualdad de Desplazamientos"

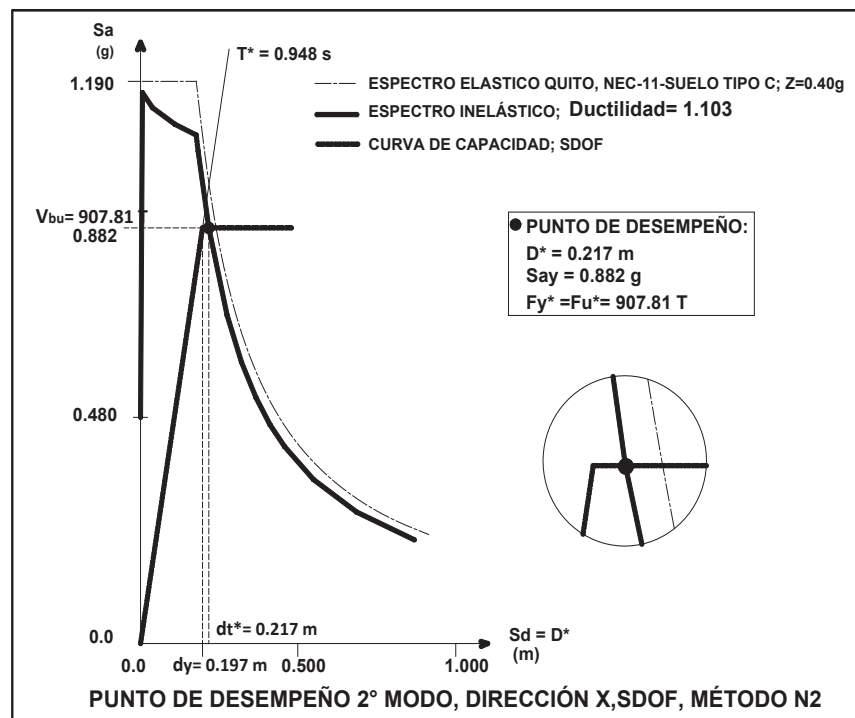


FIGURA 6.19 Punto de desempeño para el 2º Modo traslacional en la dirección X (+).

Regresando a la estructura (modelo MDOF), el desplazamiento en el nivel de desempeño, en el techo (nudo de control o Centro de Masas) será:

$D_t = 0.217 \times 0.661 = 0.143$ m.; para el cual se presenta la localización de las articulaciones plásticas (pushover) en la Fig.6.20.

El Método N2 aplicado al 2º Modo, demuestra que la estructura en los últimos cinco pisos entra en fluencia, ratificando de esta manera la influencia que los modos superiores (particularmente el 2º Modo) tienen en edificios de considerable altura. El edificio, ciertamente ha sobrepasado con poco el límite elástico, sin embargo si el edificio tuviese alguna irregularidad en planta o si se hubiese considerado la excentricidad accidental en el diseño, la influencia de los modos superiores podría ser cuantitativamente mayor. El mismo proceso debería aplicarse para el 3º Modo traslacional de la estructura en la dirección X; sin embargo para el presente caso de estudio, este modo viene acoplado en la dirección Y, y con ello los efectos torsionales tendrían que considerarse.

Un detalle adicional a mencionar es que los otros procedimientos estáticos no lineales, reportaron comportamiento elástico (Coeficientes FEMA-356 y Coeficientes Mejorado FEMA-440); en este punto hay que destacar que el método N2 básico es reconocido por sobre-estimar los resultados de la respuesta inelástica, por tanto, y conforme a lo obtenido en la Fig. 6.19, se puede asumir sin mucho error para todos los efectos posteriores (utilización del N2-Extendido) que el comportamiento de la estructura en el 2° modo traslacional es elástico.

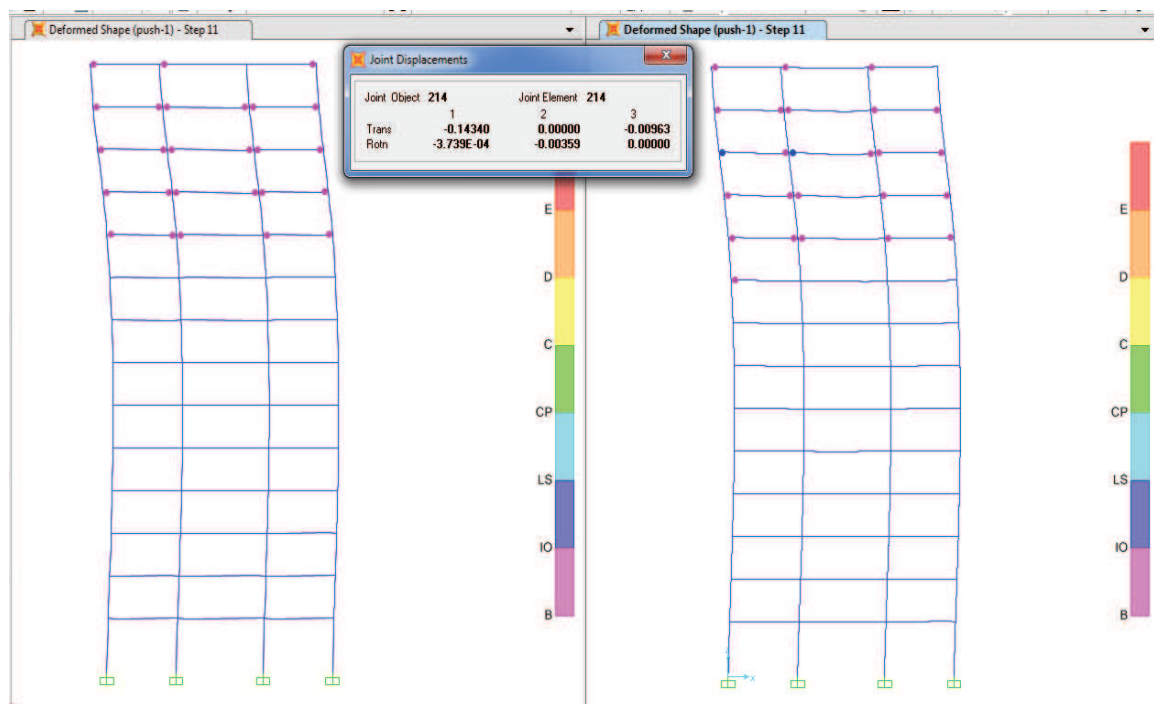


FIGURA 6.20. Localización de las articulaciones plásticas en el 2° Modo de vibración traslacional, en la dirección X (+); Pórtico 1 (izquierda) y Pórtico 2 (derecha), para $D_t=0.143$ m.

6.4.2 EFECTOS BIDIRECCIONALES

El diseño a través del método DDBD contempló la entrada simultánea de la fuerza sísmica en las dos direcciones principales del edificio, que afectó el diseño de las columnas principalmente. Mientras que el método N2-Extendido utilizado para la corrección por los efectos de los modos superiores, emplea el Análisis Multimodal Elástico, con los resultados de los modos (que contribuyen

significativamente a la respuesta) combinados en cada dirección con la regla CQC y bi-direccionalmente con la regla SRSS; para el vector de cargas laterales a utilizarse en el pushover, el N2 básico recomienda un análisis independiente para cada dirección (no acoplado) y con sus resultados combinados también con la regla SRSS; los factores de corrección por efectos de los modos superiores, de esta manera, son calculados para cada dirección. En el presente caso de estudio, la influencia torsional de la dirección ortogonal por la simetría y la ausencia de excentricidad accidental es mínima en la dirección considerada.

Todo lo anteriormente mencionado se ha aplicado en las secciones pertinentes de este trabajo, sin embargo un estudio más detallado y más acorde con la realidad incluiría la presencia simultánea de cargas laterales en las dos direcciones (X e Y) para la ejecución del pushover, al respecto Stratan y Fafjar (2002) recomiendan que para la estimación de las demandas de desplazamiento a través del método N2, se utilicen patrones de carga bidireccionales 100/30, formados por componentes de carga individuales correspondientes al Modo 1 o alguna forma de carga triangular; los resultados según los mencionados autores representarían *“una buena combinación de simplicidad, conservatismo y exactitud, cuando se comparan al análisis dinámico bidireccional”*.

Sin embargo de lo dicho, hay mucha incertidumbre en los resultados de la aplicación concurrente de ambas componentes horizontales de la acción sísmica en un análisis pushover (no han sido suficientemente validados y están lejos de ser plenamente aceptados), pues esto implicaría un verdadero análisis 3D, para el cual, según Fardis (2009), los análisis estáticos no lineales no aplican bien, debido principalmente a que existe una escasez de modelos simples y numéricamente estables (además de exactos) para miembros verticales sujetos a un análisis 3D.

Con las limitaciones impuestas, y adquiriendo los resultados a obtenerse el carácter de preliminar, se presenta a continuación la curva de capacidad para el patrón de cargas laterales 100/30 (+X;+Y) y el punto de desempeño obtenido con

la aproximación de la Linealización Equivalente FEMA-440 y de los Coeficientes Mejorado del FEMA-440, que ofrece el SAP-2000.

En cuanto al espectro a utilizar para la entrada sísmica bidireccional, el FEMA 356 (2000), sugiere realizar la construcción de un espectro SRSS (la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) con las componentes horizontales de cada record (cuando se construya los espectros a partir de acelerogramas) y a este aplicar el procedimiento de escalamiento al espectro SRSS target (el espectro unidireccional de los códigos multiplicado por 1.4142); para el caso de estudio y suponiendo que el espectro de la NEC-11 en la dirección X es el mismo que en la dirección Y, bastaría con multiplicar sus ordenadas por 1.4142 para obtener el espectro SRSS target. Sin embargo, tomando en cuenta que es un chequeo preliminar y por razones de simplificación del problema se ha asumido que el espectro obtenido en la sección 4.2.1 de esta memoria, es válido para la aplicación bidireccional.

El patrón de cargas laterales 100/30 (+X;+Y), con cada par de cargas aplicado en el centro de masas de cada piso es el siguiente:

piso	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$P'(x,y) =$	0.108	0.214	0.329	0.446	0.572	0.690	0.811	0.903	1.031	1.147	1.202	1.301	1.314	1.000
	0.032	0.064	0.099	0.134	0.172	0.207	0.243	0.271	0.309	0.344	0.361	0.390	0.394	0.300

La Tabla 6.20 y la Fig. 6.21 presentan los resultados de la aplicación de un patrón de cargas laterales bidireccional, con el punto de desempeño en las direcciones X e Y compuesto por:

Desplazamiento techo en X= 0.810 m.

Desplazamiento techo en Y= 0.112 m.

Cortante basal V_b en X= 903.43 T.

Cortante basal V_b en Y= 270.97 T.

Desplazamiento techo diagonal = 0.818 m.

Cortante Basal diagonal = 943.24 T.

La demanda de desplazamiento correspondiente a la dirección X, obtenido con el patrón bidireccional de cargas laterales, es mayor en un 14% al conseguido con el N2-Extendido de la sección 6.3 (0.810 m vs 0.711m), y en las mismas circunstancias la capacidad de carga es mayor en 2.7% (903.43 T vs 879.69 T).

TABLA 6.20 Curva de Capacidad Bidireccional

Paso	Desplazamiento m	Cortante Basal Tonf	A a B	Ba IO	IO a LS	LS a CP	CP a C	Ca D	Da E	Más allá de E	Total
0	0	0	1120	0	0	0	0	0	0	0	1120
1	0.1944	536.6846	1120	0	0	0	0	0	0	0	1120
2	0.215701	595.491	1118	2	0	0	0	0	0	0	1120
3	0.305226	800.5213	1007	113	0	0	0	0	0	0	1120
4	0.344792	845.175	927	193	0	0	0	0	0	0	1120
5	0.398444	874.3347	879	241	0	0	0	0	0	0	1120
6	0.564339	910.7558	837	248	35	0	0	0	0	0	1120
7	0.769827	938.0613	824	92	204	0	0	0	0	0	1120
8	0.963286	962.1092	814	48	167	89	0	0	2	0	1120
9	0.942068	575.1286	796	66	148	38	0	0	69	3	1120

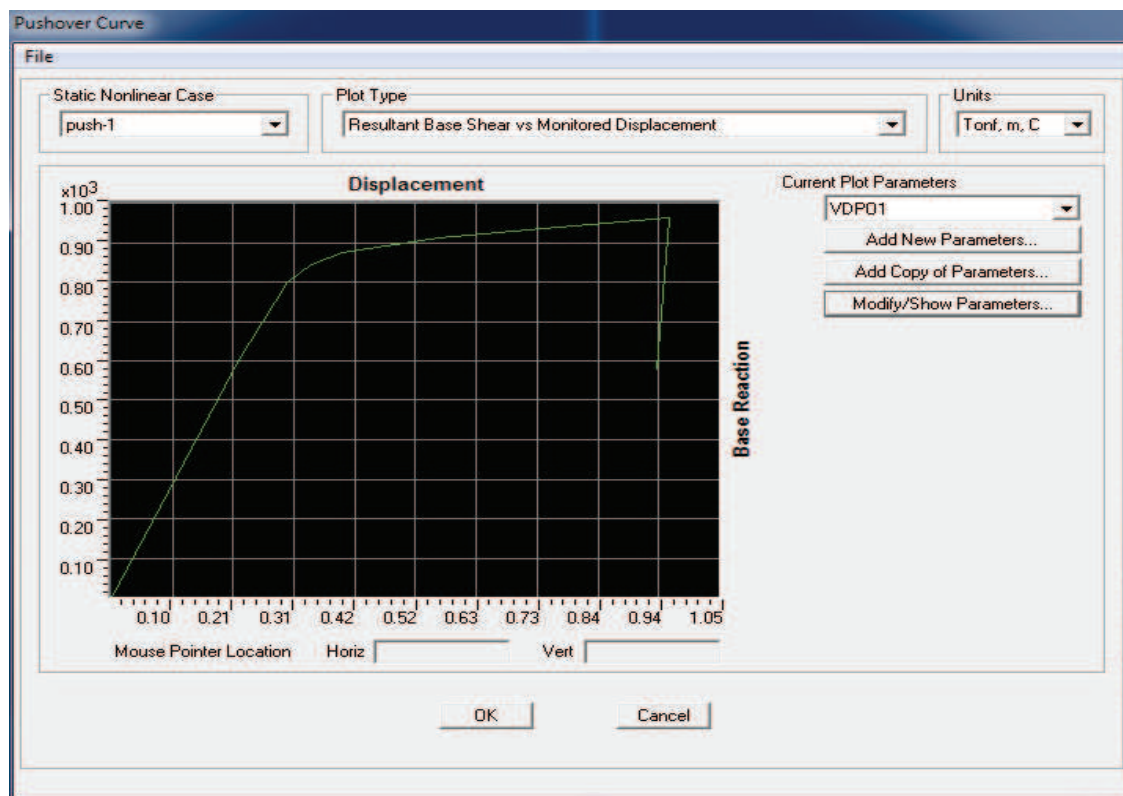


FIGURA 6.21.a Curva de Capacidad Bidireccional

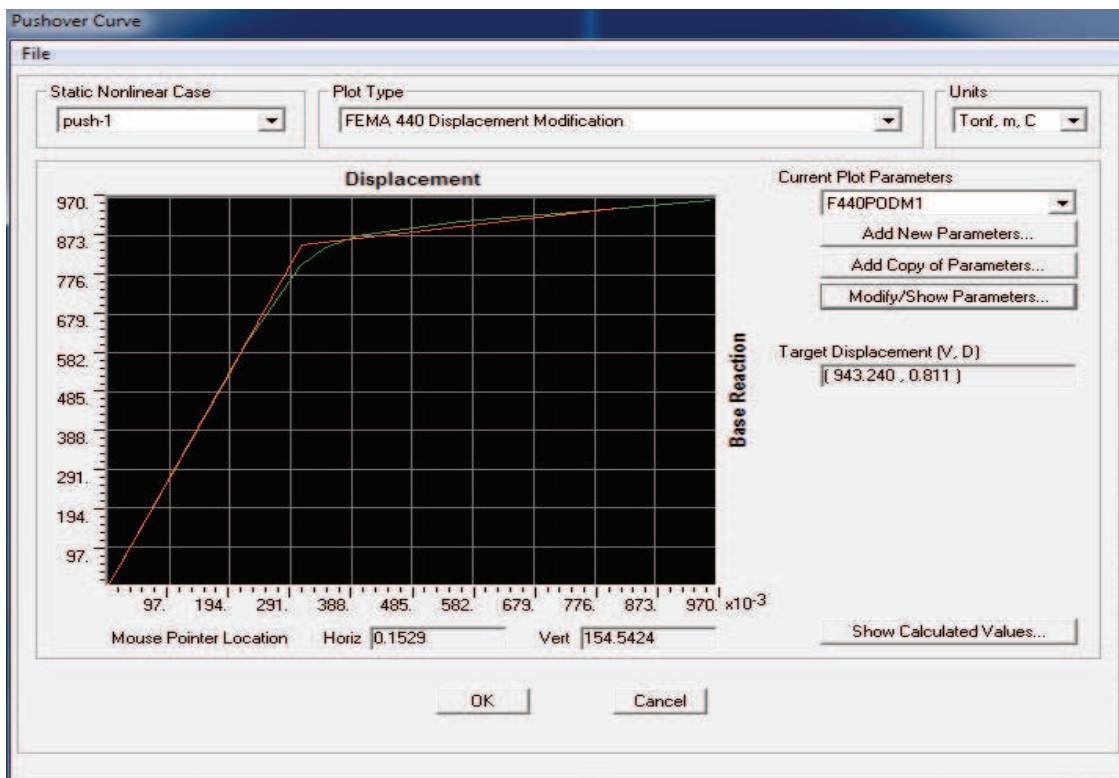


FIGURA 6.21.b Punto de desempeño para entrada sísmica bidireccional (100 x/30y) obtenido con el método de los Coeficientes Modificado (FEMA-440).

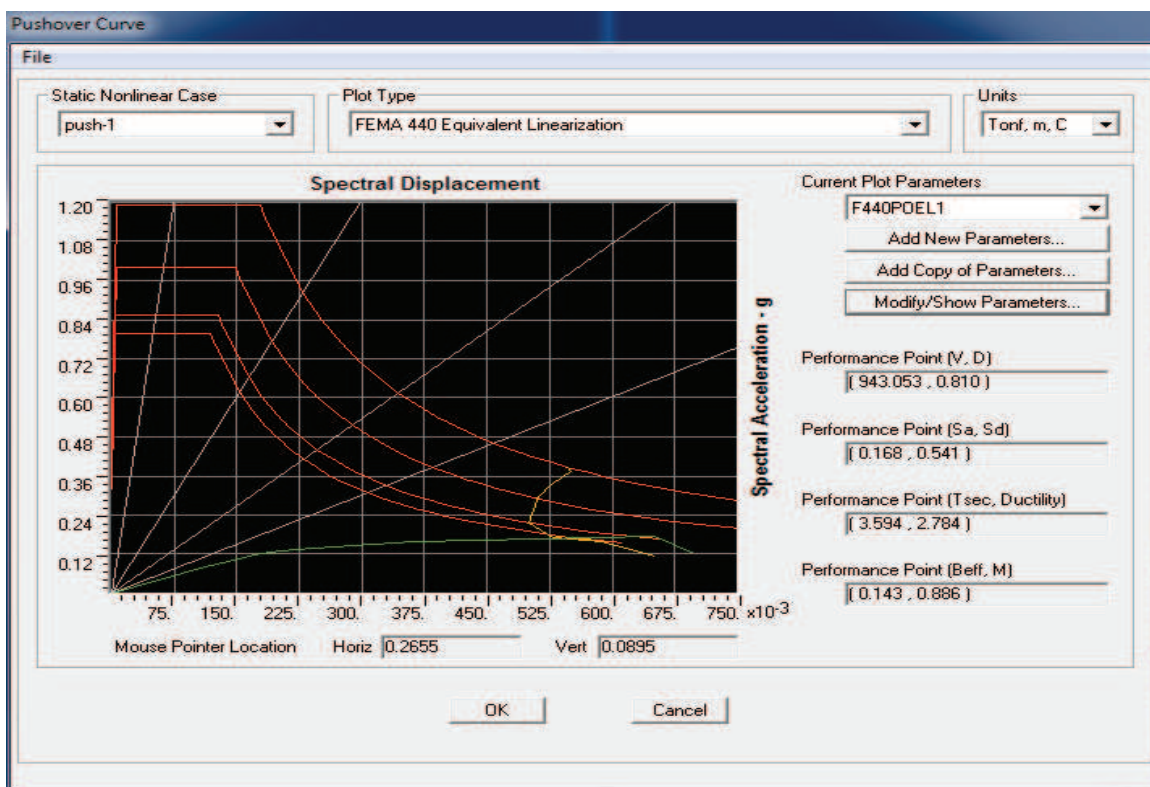


FIGURA 6.21.c. Punto de desempeño para entrada sísmica bidireccional (100 x/30y) obtenido con el método de la Linealización Equivalente (FEMA-440).

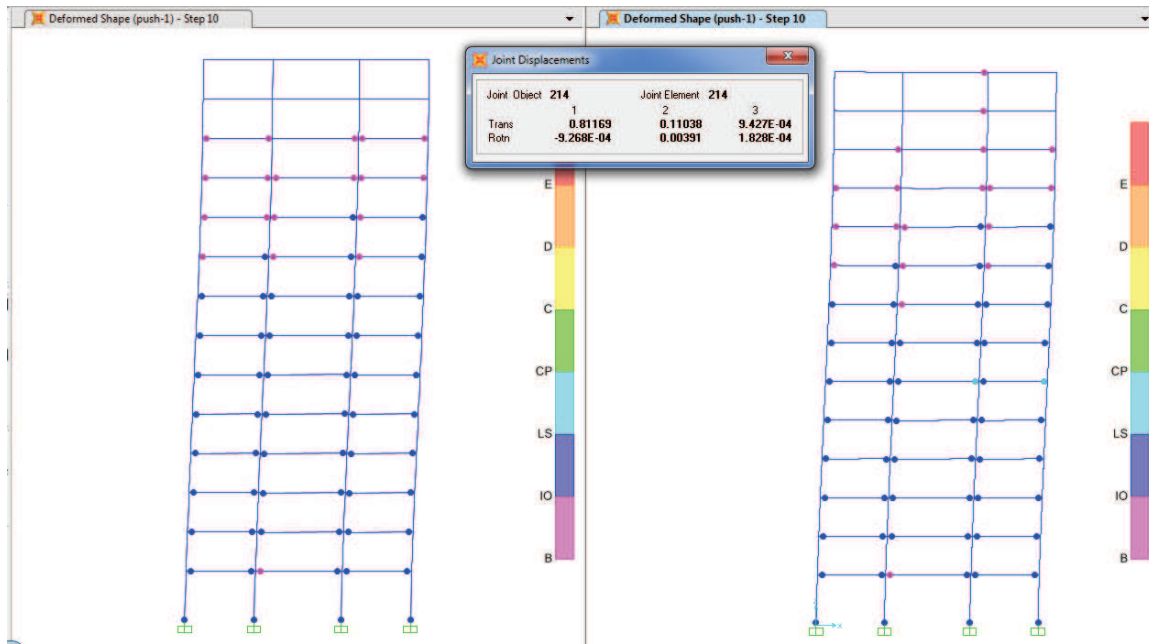


FIGURA 6.21.d. Formación y localización de articulaciones plásticas para un $Dt=0.811$ m, producto de la aplicación del patrón de cargas bi-direccional; Pórtico 1 (izquierda) y Pórtico 2 (derecha).

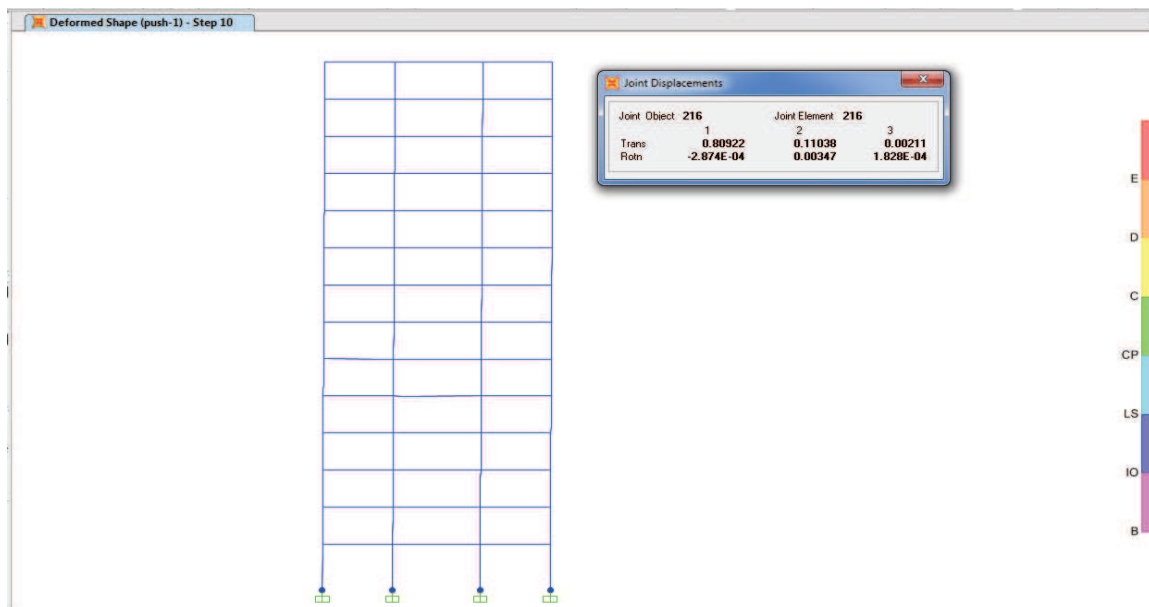


FIGURA 6.21.e. Formación y localización de articulaciones plásticas para un $Dt=0.811$ m, producto de la aplicación del patrón de cargas bi-direccional; Pórticos A y B.

En la Fig. 6.21.d se observa que las vigas del pórtico 2 correspondientes al 6° piso han sobrepasado el límite de la “Seguridad de Vida” y van camino del

colapso. Como se suponía no se han formado articulaciones plásticas en las vigas en los pórticos de la dirección Y (Fig.6.21.e); al parecer la función espectral está aplicada en la dirección de la mayor carga (en el caso de estudio X). En cuanto a las columnas, cuyo comportamiento P-Mx-My puede ser mejor contabilizado por el patrón de cargas bidireccional, solo presentan articulaciones plásticas en la base de la planta baja, ratificando el mecanismo plástico asumido para el nivel de desempeño objetivo al inicio de la etapa de diseño

Sin embargo de lo anotado, hay que recordar que los resultados de las Figs. 6.21.d y 6.21.e están basados en patrones de carga bidireccionales que corresponden al primer modo de vibración en cada dirección, y que hay incógnitas por resolver respecto a la forma de abordar la corrección por efectos de los modos superiores, cuando se utilizan este tipo de patrones de cargas laterales para edificios de altura.

6.5. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Los principales resultados de la de la aplicación del método N2 Básico y Extendido que corresponden a la evaluación o verificación del diseño en el punto de desempeño han sido ya presentados en las secciones correspondientes de este capítulo.

Como un detalle adicional, y desde la perspectiva del comportamiento global de la estructura ante el sismo de diseño, hay que indicar que el desplazamiento en el techo obtenido con la aplicación del método N2, de 0.711 m, representa una **“deriva máxima total”** de $0.711/48.6 = 0.0146$ muy inferior al límite máximo del nivel de desempeño “control de daños” de 0.02, establecida por el ATC-40 (Tabla 3.1), ratificando que el comportamiento general del edificio se enmarca dentro de los límites del nivel desempeño elegido al inicio de la etapa de diseño.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7.1 SUMARIO

La consideración de los efectos de los modos superiores de vibración (los modos diferentes al fundamental) en el diseño de edificios aporticados medianamente altos y altos, en el Ecuador ha sido pasada por alto, debido dos razones principales: la ausencia de alguna recomendación en la normativa de diseño (CEC, 2001) que los cuantifique y a la usual creencia entre los diseñadores, de que un Análisis Modal Espectral (Multimodal) toma en cuenta ya dichos efectos. Con la pre-normativa NEC-11 próxima a entrar en vigencia, estas falencias quedan superadas, pues hay un direccionamiento específico para considerar la afectación de un edificio de altura por los modos superiores, y en este contexto el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (**DDBD**) es el que mejor los incorpora.

Cuando el problema se traslada al campo de la evaluación de estructuras existentes y/o verificación de diseños de edificaciones nuevas (chequeo de las demandas inelásticas), a través de Procedimientos Estáticos No Lineales, nuevamente la influencia de los modos superiores se vuelve importante y a la vez difícil de incorporar en la respuesta real de la estructura. Sin embargo, el auge de estos procedimientos aproximados, basados en la fácil disponibilidad de programas computacionales, hace que un chequeo preliminar del comportamiento inelástico de la edificación ante el sismo de diseño sea posible. El método **N2 básico** (para la obtención del punto de desempeño o target) y **extendido** (para la corrección por efecto de los modos más altos) es uno de los procedimientos estáticos no lineales más aceptados (incorporado en el Eurocódigo EC-8 en 2004), debido a que no necesita de iteraciones para la obtención del punto de

desempeño, y a su versatilidad gráfica que se presta para la interpretación de resultados.

En este contexto, se ha tomado un caso de estudio, correspondiente a un edificio aporticado de hormigón armado de 14 pisos, ubicado en Quito sobre un suelo con perfil tipo C (NEC-11); por simplicidad y debido a que se incorpora algunas novedades al mismo tiempo (PRE-NORMATIVA NEC-11, DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZMIENTOS, N2-EXTENDIDO), se ha tomado una geometría regular en planta, pero con alguna irregularidad en elevación (primer piso más alto que el resto de pisos), y con una variación de las dimensiones de las secciones transversales de los elementos aporticados (vigas y columnas) en altura. A este edificio se lo ha diseñado para que cumpla con el nivel de desempeño "Control de Daños", conforme a los nuevos espectros de diseño de la pre-normativa NEC-11, y con base al método DDBD que considera la influencia de los modos superiores en la demanda de desplazamientos y derivas de piso. Se ha llevado a cabo el diseño para entrada sísmica bi-direccional, de una manera que el mecanismo plástico esté dado por un comportamiento dúctil de las vigas y de la base de las columnas de planta baja, para lo cual se condujo un diseño por capacidad, que procura además, que el resto de columnas tengan un comportamiento elástico ante el sismo de diseño.

El comportamiento del edificio ha sido evaluado en el rango inelástico de la respuesta con el método **N2 básico** (punto de desempeño) **y extendido** (corrección en altura por los efectos de los modos superiores); con un mayor énfasis puesto en los desplazamientos y en la derivas de piso, las rotaciones plásticas y las fuerzas internas de un pórtico (pórtico 1) también han sido determinadas. Se utilizó el programa SAP-2000 para obtener las curvas de capacidad y localizar de las articulaciones plásticas en los diferentes desplazamientos target; para lo cual se eligió la opción por default del programa (el propio programa calcula la longitud de las articulaciones plásticas y las rotaciones plásticas de los elementos en base a una librería del FEMA-356 que establece comportamientos promedio de vigas y columnas). Se aprovechó que el

SAP-2000 pone a disposición del usuario varios procedimientos para obtener el punto de desempeño (basados en el FEMA-356 y el FEMA-440), y se realizó una breve comparación de estos resultados con los conseguidos por el N2 básico.

La influencia específica del 2° modo de vibración traslacional (dirección X) en la respuesta inelástica de la edificación también se valoró. Finalmente se obtuvo el punto de desempeño para un patrón de cargas laterales bi-direccional 100/30 (X/Y) correspondientes a la primera forma modal en cada dirección. La principal razón del análisis estático no lineal en este estudio, aparte de incorporar la corrección por los efectos de los modos superiores, fue comprobar si el objetivo de diseño (desempeño) impuesto en la etapa inicial del DDBD se cumple, esto es, que el edificio se comporte o alcance el estado límite “Control de Daños”.

Finalmente, se debe destacar que los procedimientos estáticos no lineales tienen muchas simplificaciones y son sólo aproximaciones a la respuesta real de la estructura en el rango inelástico, y que una verificación más “exacta” del comportamiento del edificio en este rango, estará dado por un Análisis Historia Tiempo, que contemple movimientos del suelo escalados al espectro de diseño dado por la NEC-11; en este sentido está dada la recomendación para futuros estudios.

7.2 CONCLUSIONES

Debido a que muchos conceptos nuevos, ya sea en la normativa (NEC-11), en el diseño (DDBD) y en el análisis (N2-Extendido) están implícitos en este estudio, y puesto que un solo caso de estudio ha sido propuesto, no será posible sacar conclusiones definitivas, sin embargo es posible valorar los procedimientos y sus resultados.

En cuanto a la utilización de los espectros de diseño de aceleración y de desplazamientos conforme a la **pre-normativa NEC-11**, en el caso de estudio, se puede manifestar lo siguiente:

- Si se mantiene solamente constante la geometría en planta y la elevación del edificio, entonces el diseño del edificio basado en las fuerzas obtenidas con el análisis modal espectral que usó el espectro de aceleraciones (capítulo 4), resultó más robusto y rígido (por la necesidad de cumplir con la deriva máxima del código se proporcionó un mayor tamaño de las columnas) que aquel diseñado con el DDBD que utilizó el espectro de desplazamientos (capítulo 5).
- En el edificio diseñado basado en las fuerzas, el cortante basal en la dirección X, resultante del análisis Multimodal o Modal Espectral fue menor al obtenido con el método de la Fuerza Lateral Equivalente (NEC-11) en 68.10%. Tomando como referencia el peso total de la edificación, el valor del cortante basal producto del análisis multimodal fue del 5.19% mientras que el procedimiento estático equivalente dio 7.63%. Los cortantes de los pisos superiores (13° y 14°) obtenidos con el multimodal fueron mayores a los correspondientes estáticos, reflejando mejor la influencia de los modos superiores en esos pisos.
- En cuanto a los desplazamientos y a las derivas máximas de piso del edificio diseñado basado en fuerzas, la NEC-11 ha incorporado el factor 0.75 a la ecuación clásica de la CEC-2001, con lo cual los desplazamientos y derivas obtenidos con la regla “Igualdad de Desplazamientos” ahora se ven reducidos. Así, mientras con el análisis multimodal y conforme a la aproximación de “Igual Desplazamiento”, el desplazamiento máximo en un nudo exterior del techo fue 0.913 m en la dirección X, el valor correspondiente obtenido con la NEC-11 fue de 0.685 m. Esto podría significar que el valor del factor de reducción de respuesta $R=6$ en la realidad es más bajo.
- La regla “Igualdad de Desplazamientos” (el desplazamiento del sistema inelástico es igual al de un sistema elástico equivalente con la misma rigidez y resistencia ilimitada) es admitida en el método N2 para periodos mayores al periodo de esquina T_c (periodo donde termina la zona de aceleración

constante del espectro según Newmark y Hall, 1982); por lo tanto para el caso de estudio y en lo que respecta a la verificación del diseño, se ha respetado dicha recomendación, y no se ha aplicado el factor de reducción (0.75) que establece la NEC-11.

- Se obtuvieron los momentos y cortantes en los elementos del edificio diseñado por fuerzas, producto del análisis modal espectral reducido por el factor $R = 6$, y se notó que dichos valores, sobre todo en vigas, son muy bajos si se los compara con los obtenidos con el DDBD, dando nuevamente la idea que el valor de 6 es muy alto para la reducción de respuesta. Esto es más evidente si se relaciona el valor de R de la NEC-11 con el valor del **factor de comportamiento q** del Eurocódigo EC-8, que para estructuras aporticadas da un valor básico de 3. El valor q depende de la ductilidad de la estructura, del tipo de sistema resistente a carga lateral y de la regularidad en elevación del sistema estructural.
- Cuando se utilizó el espectro de desplazamientos de la NEC-11 para el diseño basado en desempeño (DDBD), se encontró que la pre-normativa no direcciona el camino a seguir cuando el desplazamiento de diseño es mayor al máximo desplazamiento espectral reducido por amortiguamiento y ductilidad, como resultó en el caso de estudio ($\Delta_{\text{diseño}} = 0.518 \text{ m}$ vs $\Delta_{\text{espectral reducido por amortiguamiento}} = 0.430 \text{ m}$). Para solucionar esta dificultad se recurrió a un proceso iterativo de acuerdo con lo establecido por Priestley et al. (2007).
- El espectro de desplazamientos utilizado para Quito, con un perfil de suelo tipo C, establece un periodo de esquina de 3.12 segundos (donde inicia la zona de desplazamiento constante según los modelos espectrales de Newmark y Hall, 1982), y produjo un cortante basal en función del peso W , evaluado para el pódico 2 de $0.154W$. Si el periodo de esquina sube a 4 segundos, tal como lo establecen estudios a nivel mundial para la zona circunpaciífica, el valor del cortante basal se reduce a $0.093W$.
- El valor real o efectivo del pico de aceleración del suelo para el espectro de aceleración de Quito, con perfil de suelo tipo C, de acuerdo con la pre-normativa NEC-11 y conforme el factor de amplificación de aceleraciones F_a , resultó ser $0.48g$. y no $0.40g$.

- Según la sección 4.3.2.2 de la NEC-11 el factor de amplificación dinámica ω_m para flexión, depende de la demanda de ductilidad en la estructura, y debe aplicarse desde el nivel 1 hasta $\frac{3}{4}$ de la altura de la estructura, el valor máximo se calcula con la ecuación 4.8 de la NEC-11 : $\omega_m = 1.15 + 0.13(\mu/1.8 - 1) > 1.15$. La ductilidad μ en dicha ecuación se toma igual a $R/2$ si las fuerzas de diseño se obtuvieron mediante diseño basado en fuerzas, si por el contrario, las fuerzas se obtuvieron mediante diseño basado en desplazamientos la ductilidad es la calculada como $\mu = \Delta_d / (\Delta_y \cdot \Phi_o)$. Para el caso de estudio con DDBD, se obtuvo un valor máximo de $\omega_m = 1.15$, mientras que si se hubiese llevado a cabo el diseño basado en fuerzas considerando $R=6$, el valor de ω_m sería 1.236, con este último valor se obtendría secciones de columnas todavía más robustas. Sin embargo no está muy clara la aplicación de la Ec. 4.8 de la NEC-11 para el diseño basado en fuerzas, debido a las incertidumbres que acarrea el valor R , y a la simplificación de que la demanda de ductilidad es la mitad de dicho valor; además según se resume en la presente memoria la Ec. 4.8 es una adaptación de una ecuación formulada exclusivamente para el DDBD.

El proceso de diseño del caso de estudio, se fundamentó en el método de Diseño directo Basado en Desplazamientos (DDBD), siguiendo las recomendaciones de la NEC-11, de Paulay y Priestley (1992) y de Priestsley et al. (2007). Las principales conclusiones a las que se llegó son las siguientes:

- El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos está formulado fundamentalmente para estructuras en dos dimensiones, razón por la cual el edificio considerado como caso de estudio, tuvo que admitir una distribución igual de masa para cada pórtico, de esta forma y adoptando las mismas dimensiones de columnas para cada piso, se tuvo tres columnas características: una interior, una exterior y una esquinera por piso. Para facilidad del diseño no se incorporó la excentricidad accidental ni la interacción suelo-estructura.

- Se consideró entrada sísmica bidireccional, con el mismo espectro válido para las dos direcciones ortogonales, de tal manera que se admitió la formación de articulaciones plásticas en las vigas en las dos direcciones simultáneamente.
- El cálculo estructural y el diseño con el DDBD se realizó íntegramente “a mano” sin la ayuda de un programa computacional, y si bien esto lo convierte en una ventaja al no depender de sofisticados programas, también es un trabajo pesado por el volumen de datos y operaciones numéricas manejados.
- Para el diseño por capacidad de las columnas se consideró el efecto de los modos superiores y el efecto sísmico bidireccional, con la particularidad de que para las cargas axiales sísmicas producto de la entrada bi-direccional se adoptó la recomendación de Paulay y Priestley (1992), es decir que no todas las vigas tienen formadas las articulaciones plásticas al mismo tiempo.
- El diseño de las vigas en sitios donde no se tenía pensado que se formarían articulaciones plásticas, se realizó con el propósito de que se comportarían elásticamente con los momentos correspondiendo a una viga simplemente articulada en sus extremos y soportando toda la carga vertical tributaria.
- Debido a que las columnas se asumieron cuadradas y con refuerzo simétrico se adoptó una simplificación útil para su diseño: *que la capacidad a flexo-compresión de una columna alrededor del eje diagonal es muy similar (para el caso igual) a la capacidad alrededor de un eje principal de la sección*, conforme lo establecen experimentos realizados por Zahn, Park y Priestley (Paulay y Priestley, 1992). Esta hipótesis demostró su utilidad, pues en el análisis no lineal se confirmó que todas las columnas (excepto las de planta baja) se comportaron elásticamente (incluido el efecto bidireccional) en el desplazamiento target.
- En el diseño de columnas esquineras y exteriores, se adoptó que el mismo armado sirve para las columnas en tensión y compresión, para lo cual se diseñaron las columnas tomando el momento promedio para estas dos cargas. Los resultados del análisis no lineal avalaron esta elección, pues ninguna columna de planta baja colapsó, obteniéndose un comportamiento elástico del resto de columnas, en el punto de desempeño.
- El desplazamiento máximo en el techo (Centro de Masas) obtenido con el DDBD para el desempeño objetivo “Control de Daños” fue de 0.644 m, y la

deriva máxima de piso que se obtuvo en el primer piso fue de 1.7% (de-amplificada por efecto de los modos superiores), el cortante basal para el pórtico 2 fue de 209.55T, correspondiendo a 838.20 T para todo el edificio, significando un 15.36% del peso de la estructura. Los resultados del N2-Extendido estimaron bastante bien la respuesta inelástica de la estructura en el punto de desempeño, con: un desplazamiento en el tope de $D_t=0.711\text{m}$, una deriva máxima ocurriendo en el 6° piso de 2.085% y una capacidad cortante basal del edificio de 879.38 T; dando una sobrerresistencia de la estructura del 4.95%. En conclusión el análisis no lineal ratifica los resultados obtenidos con el DDBD, y demuestra que el N2-Extendido y el DDBD pueden obtener resultados similares en el punto de desempeño.

- Se realizó un chequeo de las conexiones viga-columna, utilizando los criterios de resistencia a corte de Paulay y Priestley (1992) para juntas sometidas a cortante bi-direccional, y las ecuaciones de la ACI (Placencia, 2011). Aplicando el criterio de la ACI, las columnas diseñadas con el DDBD no satisfacen el criterio de resistencia a cortante, necesitando un incremento en las dimensiones de las columnas, mientras que si se utiliza el criterio de Paulay, las secciones satisfacen el criterio de resistencia al corte bidireccional, aunque algunas secciones de columnas están muy cerca del límite. Se puede concluir de este estudio, que satisfacer la resistencia a cortante de las juntas viga-columna con el criterio de la ACI, puede convertirse en un obstáculo para adoptar secciones rebajadas de los elementos aporricados cuando se utiliza el DDBD.
- Para el diseño a cortante de columnas se asumió igualmente la amplificación por los efectos de los modos superiores, y la influencia de la entrada sísmica bidireccional. De la misma manera que en la flexión se asumió como válida que la capacidad a cortante diagonal es muy similar a la capacidad alrededor de un eje principal. Los resultados del análisis no lineal ratificaron el buen comportamiento de esta suposición, con excepción de la columna esquinera D1 en planta baja, sometida a compresión, donde la demanda supera muy ligeramente a la capacidad ($V_{\text{demanda}}= 99.14 \text{ T}$ vs $V_{\text{capacidad DDBD}} = 96.45 \text{ T}$).

- Se recalca que para el diseño a corte de los elementos no se ha utilizado los criterios propios del DDBD, sino que se lo ha hecho considerando los recomendados por Paulay y Priestley (1992).

La aplicación del **método N2 Básico y Extendido**, para verificación del diseño (obtención del punto de desempeño ante la acción sísmica de diseño: espectro de diseño para Quito, perfil de suelo Tipo C) arrojó las siguientes conclusiones:

- Para la obtención de la curva de capacidad y la localización de las articulaciones plásticas, en los diferentes desplazamientos target, se utilizó el programa SAP-2000, con la opción por default, considerando que la resistencia a corte de los elementos es lo suficientemente grande como para permitir que se produzcan solamente fallas dúctiles por flexión. La opción por default ha dejado que el programa calcule la longitud de las articulaciones plásticas y por tanto las rotaciones plásticas, en función de una librería que corresponde a resultados promedio para elementos aporticados del FEMA-356. Sin embargo es conocido que la capacidad del cortante basal no es especialmente sensible a si las propiedades de las articulaciones son definidas por default o por el usuario, siendo más bien la capacidad de desplazamiento la que es afectada por la longitud de las articulaciones plásticas.
- Para el presente caso de estudio (un edificio alto, simétrico y regular en planta) el método N2 (Básico y Extendido) predijo resultados muy similares a los obtenidos con el DDBD, ratificando de esta manera que el método DDBD es capaz de estimar la respuesta en el rango inelástico ante la acción sísmica de diseño y a la vez cumplir con los objetivos de desempeño impuestos en la etapa inicial de diseño. Así, el desplazamiento en el techo obtenido con el N2 es 10.4% más alto que aquel producto del DDBD, la sobrerresistencia se ubica en el orden del 4.9%, las derivas de piso por los dos métodos son similares si se considera que el DDBD tiene como objetivo inicial alcanzar el límite del 2%, las fuerzas internas tienen mucha similitud siendo algo mayores las obtenidas con el N2 (pero que no sobrepasa el 10%).
- El edificio cumple satisfactoriamente el objetivo de desempeño establecido en la fase inicial de diseño: alcanzó el estado límite "Control de Daños", esto es, alcanzó una deriva máxima de piso corregida por los efectos de los modos

superiores de 2.085% (que se localizó en el 6° piso), que fue muy similar al límite superior impuesto para este nivel de desempeño (2.00%), conforme a la pre-normativa NEC-11.

- El mecanismo plástico (formación de articulaciones plásticas) en el punto de desempeño, correspondió al denominado “mecanismo de vigas”, es decir se formaron las articulaciones plásticas exclusivamente en las vigas y en la base de las columnas de planta baja. Un detalle a mencionar es que la formación de las articulaciones plásticas en la base de las columnas de planta baja no aparecieron después que se hayan formado todas las articulaciones en las vigas, sino que más bien lo hicieron en etapas más tempranas, pero sin llegar a sobrepasar la rotación máxima impuesta por el programa para el estado límite “Seguridad de Vida” (0.012 radianes).
- Si bien el programa SAP-2000 establece criterios de aceptación (opción default en este estudio) para los estados límites direccionados en el FEMA-356 y el documento Visión 2000, se debe recordar que estos documentos no direccionan límites para el nivel de desempeño “Control de Daños”, de esta manera, el único límite (criterio de aceptación) referenciado en la NEC-11 para este nivel de desempeño es la deriva de piso máxima (2%); en estas condiciones, el edificio estudiado ha superado ligeramente ese límite (2.085%) y bien se puede decir que el edificio alcanza el nivel de desempeño propuesto. Priestley et al (2007) sugieren que los criterios de aceptación para el nivel “Control de Daños” se calculen en función de las deformaciones unitarias del hormigón y del acero de refuerzo.
- En el diseño por el DDBD se asumió un pórtico representativo del edificio, para lo cual se hicieron algunas simplificaciones para la consideración de la carga vertical y la masa tributaria para las fuerzas inerciales (se admitió un ancho cooperante igual para todos los pórticos), mientras que para el análisis pushover el modelamiento de la carga vertical correspondió a una distribución más real del área tributaria (triángulos y trapecios) lo cual produjo resultados (fuerzas internas y rotaciones plásticas) ligeramente diferentes para los pórticos 1 y 2.
- La recomendación del DDBD, de utilizar la resistencia esperada de los materiales ($f'_{ce}=300\text{kg/cm}^2$ y $f_{ye}=4620\text{ kg/cm}^2$) y el factor de reducción de

resistencia a flexión $\Phi_f=1.0$ para el diseño de las vigas (el DDBD obliga a entrar en fluencia primero a las vigas) rindió buenos resultados, pues el análisis estático no lineal presentó la fluencia en la mayoría de las vigas como se esperaba. Así mismo la opción en el diseño de elegir el mayor momento vertical (gravitatorio) o sísmico en los extremos de las vigas, dio como resultado que los dos últimos pisos estén dominados por carga vertical, comportamiento que también se reflejó en el análisis no lineal estático.

- En el DDBD no está muy clara la recomendación en cuanto al uso de la resistencia de los materiales y del factor de reducción de resistencia flexión Φ_f para las columnas de planta baja donde se supone se localizarán las articulaciones plásticas diseño. En este estudio se ha adoptado $\Phi_f=1.0$ para las columnas de planta baja y $\Phi_f=0.90$ para las restantes, con la resistencia característica (nominal) de los materiales para ambas columnas. Esta elección tuvo una incidencia en el comportamiento inelástico de las columnas de planta baja, ya que articularon o entraron en fluencia en una etapa más temprana que la esperada en el desplazamiento target, si bien no sobrepasaron la rotación plástica máxima (0.012 rad.) para el límite “Seguridad de Vida”.
- La corrección de las rotaciones de junta por efectos de los modos superiores en el pórtico 1, permitió la aparición de articulaciones plásticas en pisos donde antes de la corrección no se formaron (pisos 11°, 12° y 13°).
- La mejor evidencia de la afectación de los modos superiores en la respuesta de la estructura se observó cuando se aplicó el N2-Básico, para el 2° Modo de vibración traslacional en la dirección X. El efecto neto del 2° modo de vibración fue la entrada en fluencia de las vigas de los pisos: 10°, 11° 12° 13° y 14°, aunque la rotación plástica correspondió casi enteramente al estado límite “Operación Inmediata”, salvo dos vigas del pórtico 2 (piso 12°) que sobrepasaron ese límite. Sin embargo, y reconociendo que el método N2 proporciona resultados conservadores (sobre-estima la respuesta) en el punto de desempeño, se asumió para todos los efectos posteriores (utilización del N2-Extendido) que el comportamiento de la estructura en este modo superior es elástico.

- Una de las mejores cualidades del análisis pushover vinculado al procedimiento estático no lineal es que detecta los sitios potencialmente críticos, en este caso a flexión, que puede presentar la estructura. Para el presente caso de estudio se detectó que el 6° piso es el más crítico, debido a que en este piso se desarrolla la máxima deriva, y también le corresponde las mayores rotaciones plásticas de las vigas. El hecho de que la deriva máxima se presente en este piso se contradice con la suposición del DDBD que lo asume en el primer piso, quizá esta contradicción pueda deberse a la continua variación en la dimensión de los elementos a lo largo de la altura del edificio; quizá una viga de mayor peralte en el 6° piso podría corregir este comportamiento.
- Aprovechando que el programa SAP2000 brinda varias alternativas (procedimientos) para obtener el desempeño en el rango inelástico de la respuesta, se realizó una comparación de estos puntos de desempeño o target. Si bien el cortante basal de desempeño es similar en la mayoría de los procedimientos, la evaluación del desplazamiento target, para el caso de estudio, establece que el N2 proporcionó los resultados más conservadores, el ATC-40 y la Linealización Equivalente sub-valoraron la respuesta, mientras que con el método de los Coeficientes del FEMA-356 y el de los Coeficientes Mejorado del FEMA-440 se obtuvo resultados promedio que se acercaron bastante bien a los estimados por el DDBD.
- Se utilizó un patrón de cargas laterales bidireccional (100X/30Y) para obtener el punto de desempeño, en un intento por representar las condiciones impuestas en el diseño; sus resultados en la dirección X son comparables en cuanto a capacidad del cortante basal a los obtenidos con el N2-Extendido (dirección X): 903.43 T. vs 878.79 T.; pero son menos comparables cuando se relacionan los desplazamientos: 0.810m vs 0.711m. Hay que decir sin embargo, que los resultados corresponden a un patrón de cargas bidireccional que utilizó la primera forma modal en cada dirección ortogonal, y que la corrección por efectos de los modos superiores aún no está direccionada, haciendo falta más investigación al respecto.
- Finalmente, el autor del presente trabajo, considera que a pesar de una falta de precisión en algunos conceptos para diseño (resistencia de los materiales a

usar y definición de los factores de reducción de resistencia para flexión y corte, entre otros) y de la gran cantidad de trabajo “manual” que envuelve el procedimiento (al presente no hay un programa comercial que lo considere), el método de diseño basado en desplazamientos (DDBD), se presenta atractivo para el diseño de edificios sin muchas irregularidades, pues una vez elegido el nivel desempeño que se quiere dar a la estructura, de entrada se puede conocer el desplazamiento en el rango inelástico de respuesta, y luego definir las fuerzas o acciones de diseño para cumplir con las exigencias del estado límite seleccionado.

- El método N2 ideado por Fafjar y sus colaboradores, que no es muy popular en el medio, resultó en una herramienta muy útil y altamente recomendable para la evaluación de la estructura en el rango inelástico. El procedimiento para corregir los desplazamientos y derivas de piso por los efectos de los modos superiores es bastante claro y dadas las incertidumbres que plantean todos los métodos estático no lineales, su simplicidad es un punto a su favor, pues como dice Fafjar: **“la respuesta estructural ante movimientos fuertes del suelo no puede ser estimada en forma exacta debido a las grandes incertidumbres y a lo aleatorio de las propiedades estructurales y de los parámetros del movimiento del suelo.”**

7.3 RECOMENDACIONES PARA FUTUROS ESTUDIOS

El comportamiento “exacto” de un sistema estructural en el rango inelástico se lo puede obtener a través del análisis dinámico no lineal, el primer paso se ha dado en este caso de estudio, que es la verificación del diseño o evaluación de la estructura en el punto de desempeño a través de un procedimiento estático no lineal, por lo tanto es altamente recomendado realizar el Análisis Historia Tiempo utilizando movimientos de suelo escalados al espectro de diseño correspondiente a Quito y al perfil de suelo C, y de esta manera a su vez confirmar los resultados de los dos métodos utilizados: DDBD y N2-Extendido.

Hay también necesidad de realizar un estudio paramétrico a mayor escala, variando las secciones de los elementos, la altura de las edificaciones aporticadas, la longitud de los vanos, e incorporando también la excentricidad accidental y la interacción suelo estructura; y de esta manera confirmar las bondades del DDBD para predecir los desplazamientos, derivas de piso y fuerzas internas en el nivel de desempeño elegido, obviamente todo esto contrastado con los resultados de los Análisis Historia-Tiempo.

En cuanto al N2, es conocido que los resultados de los procedimientos estáticos no lineales son sensibles a las características del movimiento del suelo y a las hipótesis asumidas en los procedimientos de análisis y modelamiento de la estructura. Esto ofrece un amplio espectro para investigar, se podría recomendar por ejemplo, para este mismo caso de estudio, utilizar la opción “usuario” del SAP-2000 contabilizando de entrada la longitud de las articulaciones plásticas junto con la opción análisis momento-curvatura de todos los elementos. Otra línea de investigación puede estar direccionada en usar programas que consideren modelos de elementos con plasticidad distribuida como el SeismoStruct.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- American Society of Civil Engineers (ASCE), (2000) "*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*", FEMA-356, Washington D.C..
- 2.- Applied Technology Council (ATC), (1996). "*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*", Proceedings, Vols. 1 y 2, Report No ATC-40, Redwood City, California.
- 3.- Applied Technology Council (ATC), (2005). "*Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*", Report No FEMA-440, Redwood, California.
- 4.- Benedetti, L., Landi L. y D. Malavolta, (2008). "*On the design and evaluation of seismic response of RC buildings according to Direct Displacement Base Design approach*", Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 9 pp.
- 5.- Bracci, M., Kunnath, S., A. Reinhorn, (1997). "*Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures*", Journal of Structural Engineering ASCE ,123 (1), pp. 3-10.
- 6.- Building Seismic Safety Council, (1997). "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*", FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- 7.- CEN (Comité Européen de Normalisation), (2005). European Standard EN 1998-3: Eurocode 8, "Design provisions for earthquake resistance of structures Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", Bruselas.
- 8.- CEN (Comité Européen de Normalisation), (2003). European Standard EN 1998-1: 2003 Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules , seismic actions and rules for buildings", Bruselas.
- 9.- Código Ecuatoriano de la Construcción, (2001). "*Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismorresistente*", Quito, 33 pp.
- 10.- Chopra, A.K. y R.K. Goel, (2002). "*A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 561-582.

- 11.- Fafjar, P., (2002) "*Structural Analysis in Earthquake Engineering- a Breakthrough of Simplify Non Linear Methods*". Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, paper No. 843.
- 12.- Fafjar, P., (2000). "*A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*", Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, pp. 573-592.
- 13.- Fafjar, P., y M. Fischinger, (1988). "*N2- A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings*", Proceedings 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. V, Paper No. 732.
- 14.- Fafjar P., y M. Kreslin, (2011). "*A practice-oriented method for nonlinear seismic analysis of building structures*", ANIDIS, Bari, 2011, 9 pp.
- 15.- Fardis, M.N., (2009). "*Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN-Eurocode 8*". Londres, Springer, 743 pp.
- 16.- Freeman, S., (2004). "*Review of the development of the capacity spectrum method*", Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, 2004, 13 pp.
- 17.- Freeman, S., (1998). "*Development and use of the Capacity Spectrum Method*", Proceedings, 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, 1998, paper No. 269.
- 18.- Goel, R.K., y A.K. Chopra, (2004). "*Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings*", Earthquake Spectra, 2004, 20(1), pp. 225-254.
- 19.- Grant, D. N., Blandón, C. A. y M.J.N. Priestley, (2005). "*Direct displacement-based seismic design*", Proceedings NZSEE Conference, Auckland, New Zealand, paper No. 33.
- 20.- Inel, M. y H. B. Ozmen, (2006). "*Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings*", Engineering Structures, disponible en URL: [http:// www.elsevier.com/locate/engstruct](http://www.elsevier.com/locate/engstruct), 9 pp.
- 21.- Kalkan, M. y S. Kunnath, (2006). "*Effects of plastic hinge in nonlinear analysis of reinforced concrete*", Engineering Structures, disponible en URL: [http:// www.elsevier.com/locate/engstruct](http://www.elsevier.com/locate/engstruct), 305-316 pp.
- 22.- Krawinkler, H. y G. Seneviratna, (1997). "*Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*", Engineering Structures, Elsevier Science Ltd, Gran Bretaña, 1997, pp. 452-464.

- 23.- Miranda, E., y V. Bertero, (1994). “*Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake- Resistant Design*”, Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2, pp. 358-379.
- 24.- Miranda, E. (2000). “*Inelastic displacement ratios for displacement-based earthquake resistant design*”, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, Paper No 1096, 8 pp.
- 25.- Moehle, J. P., Hooper, J. D. y Ch. D. Lubke, (2009). “*Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A guide for practicing engineers*”, NEHRP Seismic Design Technical Brief No1, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.
- 26.- Newmark, N. M., y W.J. Hall (1982). “*Earthquake spectra and design*”, Earthquake Engineering Research Institute, Monographs Series; Berkeley, California, 51 pp.
- 27.- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, (2011). “Capítulo 2: *Peligro Sísmico y Requisitos Sismorresistentes*”, Quito, 77 pp.
- 28.- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, (2011). “Capítulo 4: *Estructuras de Hormigón Armado*”, Quito, 48 pp.
- 29.- Otani, S., (2002). “*Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings*”, Lecture Notes, Department of Architecture Graduate School of Engineering University of Tokyo.
- 30.- Paret, T., Sasaki, K., Eilbeck, D. y S. Freeman, (1996). “*Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects*”, Proceedings 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, Paper No. 966.
- 31.- Park R. y T. Paulay, (1991). “*Estructuras de Concreto Reforzado*”, México D.F., Editorial Limusa, 796 pp.
- 32.- Paulay, T., (1977, junio). “*Columns- Evaluation of Actions*”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 12, No 2, páginas 35-48.
- 33.- Paulay, T., (1979, marzo). “*Developments in the design of ductile reinforced concrete frames*”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 10, No 2; páginas 85-94.

- 34.- Paulay ,T., y M.J.N. Priestley, (1992). “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings*”. Nueva York, Wiley and Sons, 744 pp.
- 35.- Pettinga, J.D., Priestley , M.J.N., (2005). “*Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design*”, Pavia-Italia, IUSS Press, 154 pp.
- 36.- Placencia P., (2011), Apuntes de clase: “*Estructuras de Hormigón Armado*”, Maestría de Estructuras, Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- 37.- Priestley , M.J.N., (1998, diciembre). “*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; páginas 246-259.
- 38.- Priestley , M.J.N., (2000). “*Performance Based Seismic Design*”, Proceedings, 12^o World Conference on Earthquake Engineering , Auckland, Nueva Zelanda, Paper No 2831, 22 pp.
- 39.- Priestley , M.J.N., (2003). “*Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*”, Pavia-Italia, IUSS Press, 121 pp.
- 40.- Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, G.M. y M.J. Kowalsky, (2007). “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, Pavia- Italia, IUSS Press, 721 pp.
- 41.- Sasaki K.K., Freeman, S.A. y T.F. Paret , (1998). “*Multimode pushover procedure (MMP)-a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*”, Proceedings, 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, 1998.
- 42.- Shibata, A. y M. Sozen, (1974). “*The substitute-structure method for earthquake-resistant design of reinforced concrete frames*”, Engineering Studies, L Research Series No 412, University of Illinois at Urbana-Champaign,Urbana, Illinois.
- 43.- Stratan, A. y P. Fafjar, (2002). “*Influence of modeling assumptions and analysis procedure of the seismic evaluation of reinforced concrete GLD frames*”. IKPIR report. Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction, University of Ljubljana-Eslovenia.
- 44.- Veletsos, A.S. y M. N. Newmark, (1960). “*Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions*”, Proceedings, 2^o World Conference on Earthquake Engineering , Tokyo, Japón, 18 pp.

45.- Yépes, F., (2009), Apuntes del “Curso práctico: *Cálculo sismo-resistente de estructuras utilizando el nuevo código CEC-2002*”, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Quito.